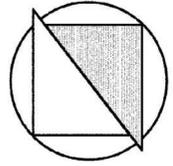




Schriftenreihe

DES INSTITUTES FÜR
GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
DER RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM

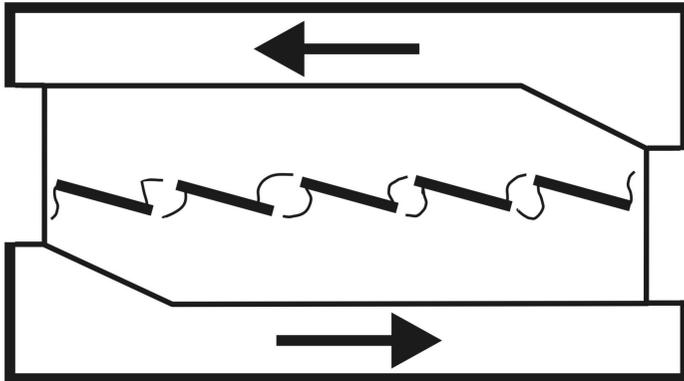


Herausgeber: Th. Triantafyllidis

Heft 33

BRUCH- UND SCHERVERHALTEN VON GESTEINSTRENNFLÄCHEN MIT DAZWISCHENLIEGENDEN MATERIALBRÜCKEN

von
Christof Gehle



Genehmigt als Dissertation
zur Erlangung des Grades des Doktor-Ingenieurs
an der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Ruhr-Universität Bochum

Vorwort des Herausgebers

Die vorliegende Arbeit entstand in der Arbeitsgruppe Felsmechanik der Ruhr-Universität Bochum und hatte als Ziel die Beschreibung des Bruchverhaltens und Scherverhaltens von Gesteinen, welche so durchtrennt sind, daß zwischen den Trennflächen Materialbrücken vorliegen. Die Beschreibung des Scherversagens von Fels entlang vorhandener Trennflächen aber auch der Materialbrücken ist Herrn Dipl. Ing. Christof Gehle in hervorragender Weise gelungen.

Die Untersuchungen von eigens dafür präparierten Gesteinsproben wurden an einem speziellen Schergerät durchgeführt, welches hierfür entworfen wurde. Eine sorgfältige Beobachtung und Analyse der Versuchsergebnisse von Herrn Gehle ermöglichte ihm, eine Beschreibung von Mechanismen, die den Vorgang des Scherbruches diktiert, vorzunehmen. Diese Mechanismen führen zu Modellen, die das Versagen des Materials beschreiben können und von unschätzbarem Wert sind, wenn Ingenieurbauwerke in Interaktion mit einer solchen Materialumgebung stehen.

Aus der Vielzahl der Trennflächen, die bei natürlichen Gesteinen vorliegen, konnte der Autor durch eine geschickte Vorgehensweise die wesentlichen Erkenntnisse durch speziell vorgefertigte Proben aus Modell- wie auch aus Felsgestein mit parallelen, begrenzten, en échelon angeordneten Rissen gewinnen.

Die Untersuchungen zeigten, daß der Scherwiderstand des Materials sich hauptsächlich aus mehreren Phasen zusammensetzt, wobei aus der Vielzahl der Phasen drei als die wichtigsten zur Beschreibung des Scherverhaltens erkannt wurden. Die erste Phase ist eine Bruchphase, bei dem aus den Anfangsrissen weitere Risse in die Materialbrücken hineinwachsen, so daß am Ende dieser Phase die Anfangsrisse durch Neurrisse miteinander verbunden werden. In der zweiten Scherphase wird das Verhalten der Probe durch Reibungsprozesse entlang der gebildeten Scherflächen geprägt und zwar so, wie man es bei Reibungsmaterialien kennt. Die dritte Scherphase ist mit einem Gleitprozess des stark zermahlenden Materials in der Scherfläche gekennzeichnet.

Es wurde vom Autor anhand von mehreren Scherversuchen zunächst systematisch untersucht, welche geometrischen und Belastungsrandbedingungen für das Scherverhalten von Gesteinsbrücken eine Rolle spielen (Rißart, Orientierung, Durchtrennung, Normalspannung, Dilatation, Rißherstellungseinfluß, Probenmaterial, Oberflächenqualität der Trennflächen, Schergeschwindigkeit, etc.). Aus dieser Vielzahl der Faktoren wurden diejenigen ausgesucht, welche den signifikanten Einfluß auf das Scherverhalten haben, und speziell diese wurden mit zusätzlichen Versuchsreihen noch eingehender untersucht.

Die Lösungen zu den Fragestellungen des Themas wurden von Herrn Gehle sowohl experimentell als auch mit Hilfe von einfachen Ingenieurmodellen ausführlich behandelt. Zusätzlich wurden numerische Simulationen präsentiert und am Beispiel einer Felsböschung demonstriert, wie die gewonnenen Erkenntnisse für ingenieurmäßige Fragestellungen ihre Anwendung finden.

Die vorliegende 2-D Betrachtung von diskontinuierlichen Trennflächen ermutigt die dreidimensionale Untersuchung des Scherverhaltens beim Gestein anzugehen, wobei zu erwähnen ist, daß die Analysen im 3-D Fall von deutlich anderen Interaktionsbeziehungen zwischen den benachbarten Trennflächen ausgehen werden als diejenigen, die in dieser Arbeit mit der zweidimensionalen Betrachtung zugrunde gelegt wurden. Die Erkenntnisse dieser Arbeit werden aber von Nutzen beim Interpretieren der Ergebnisse im 3-D Fall sein.

Theodoros Triantafyllidis

Vorwort des Autors

Diese Arbeit entstand an der Arbeitsgruppe Felsmechanik der Ruhr-Universität Bochum. Sie wurde von Herrn Prof. H. K. Kutter, Ph.D., angeregt und betreut. Für seine Bereitschaft, meine Arbeit mit großem Entgegenkommen und fachlichen Rat zu fördern und mir mit Anregungen und Hilfestellungen zur Seite zu stehen, bedanke ich mich herzlich.

Mein besonderer Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Th. Triantafyllidis für seine selbstverständliche Bereitschaft, als Referent zur Verfügung zu stehen, und für sein reges Interesse an diesem Forschungsprojekt.

Den weiteren Mitgliedern der Prüfungskommission gilt ebenso mein Dank.

Von nicht zu unterschätzender Bedeutung war die vielfältige Unterstützung, die ich bei der Vorbereitung und Durchführung der experimentellen Untersuchungen von Herrn G. Hegener erfahren habe und für die ich mich herzlich bedanke. Außerdem gebührt mein Dank den Mitarbeitern der Werkstatt des Instituts für Geologie, Mineralogie und Geophysik, durch deren Engagement die Schermaschine erst in Gang gesetzt und viele kleine technische Probleme behoben werden konnten.

Bedanken möchte ich mich auch für die Ratschläge von Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Alber, besonders für seine Unterstützung bei der Beschaffung und Anwendung des numerischen Programmes FRACOD^{2D}.

Zuletzt möchte ich dankend die finanzielle Unterstützung dieses Projektes durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) erwähnen.

Bochum, im September 2002

Christof Gehle

Tag der Einreichung: 3. Mai 2002
Tag der mündlichen Prüfung: 20. Juni 2002

Berichterstatter: Prof. Kutter, Ph.D., Bochum
Prof. Dr.-Ing. habil. Triantafyllidis, Bochum

Breakage and shear behaviour of rock joints with intermittent material bridges

Abstract

Shear failure of a rock mass usually occurs along existing joints. But additional breakage of material bridges, which are located between joints of generally limited extension, is frequently involved. This complex fracture and failure process has been investigated in a series of direct shear tests with a new shear device specifically designed for this purpose. The tests have been performed on specimen slabs, cast of model material respectively prepared from hard rock, and incorporating a number of parallel cracks in an en-echelon arrangement along the central shear axis. These cracks are supposed to simulate a discontinuous rock joint interrupted by material bridges.

The beginning of shearing in such a joint constellation is characterized by the formation of new fractures which eventually bisect the material bridges and lead to a complete discontinuity. Thereafter, further shear displacements take place. The final form of such an initially intermittent discontinuity, reached after large shear displacements, is that of an intensively broken and mylonized shear zone.

The shear resistance of such discontinuous joints proved to be extremely variable during the entire shear process. According to the different mechanisms characterizing this shear process, the shear behaviour can be subdivided into three distinct phases of shearing, each of them characterized by at least one shear resistance maximum. The first phase of shearing is that of the actual rupture, initiated by the formation of wing cracks, starting from the existing cracks and growing into the material bridges, and concluded by the generation of additional new fractures connecting the primary cracks in the zone between the wing cracks. The complete separation of the material bridges is then obtained. The second phase of shearing is characterized by friction processes and volume increase in the shear zone. Finally, the third phase of shearing, reached after large shear displacements, is determined by sliding processes inside the strongly fractured shear zone.

In a large number of shear tests the geometrical parameters of the discontinuous joints as well as the loading conditions were found to influence the activated shear resistance in each phase of shearing to a noticeably different extent. The orientation of the initial cracks and the normal stress, however, were identified as the most influential parameters. Depending on the test conditions, an initially discontinuous rock joint can activate the largest shear resistance not just before rupture

but in one of the two subsequent phases of shearing as well. The shear strength of such a joint is therefore not necessarily overcome with the complete bisection of the rock bridges between the initial cracks, but might even be higher in a later stage of the shear process.

The type of failure occurring at rupture can clearly be identified as a tensile one. This follows from the direct shear tests as well as from numerical studies. There was no indication of shear cracks. The frequently decisive shear resistance in the second phase of shearing is not, as often assumed, characterized by sliding up the asperities of the joint. On the contrary, it could be demonstrated that a rolling friction mechanism acts during this phase. The rock bridges are cut out by the wing cracks and then actuated into rotation by subsequent shear displacements. Because of the shear strength reduction caused by this effect of rolling friction, the conventional shear models, based on simple sliding, frequently overestimate the shear strength of failure surfaces in rock masses. Up to now the exact magnitude of this shear resistance cannot be modelled in a reliable way since it is determined by the shape of the rock fragments, which act as rollers, and by the combined effects of rolling, sliding and fracturing mechanisms.

Finally, it has been demonstrated that the shear failure of rock structures develops in a more complex fashion than considered in conventional approaches. Often, however, the various shear mechanisms may result in a renewed stabilization of an incipient failure process. These model concepts, which cover the entire shear process, as presented in this thesis, should next be implemented into numerical models, leading to more realistic design procedures in the future.

Bruch- und Scherverhalten von Gesteinstrennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken

Kurzfassung

Das Scherversagen von Fels, das meist entlang von vorhandenen Trennflächen, aber auch durch Bruch von Materialbrücken, die zwischen diesen in der Regel begrenzten Trennflächen angeordnet sind, erfolgt, wurde mittels direkter Scherversuche in einem eigens entworfenen speziellen Schergerät untersucht. Dazu wurden scheibenförmige Proben, die aus einem Modellmaterial sowie einem Festgestein bestanden, entlang der Scherachse mit meist parallelen, begrenzten, oft en échelon angeordneten Rissen versehen, die eine durch Materialbrücken unterbrochene, diskontinuierliche Gesteinstrennfläche simulieren sollten.

Unter Scherbelastung mußten die Materialbrücken zunächst durch Rißbildungen durchtrennt werden, bevor weitere Scherverschiebungen auf der dann zusammengewachsenen Trennfläche stattfinden konnten, bis sich schließlich durch intensivierte Bruchbildungen eine stark zerbrochene, mylonitisierte Scherzone bildete, die den bei sehr großen Scherverschiebungen resultierenden Endzustand einer solchen vormals nicht-durchgehenden Trennfläche darstellt.

Der Scherwiderstand, der von solchen diskontinuierlichen Trennflächen während des Scherprozesses aufgebracht wird, erwies sich als äußerst variabel. Entsprechend der verschiedenen Mechanismen, die diesen Scherprozeß prägen, konnte das Scherverhalten jedoch in drei unterschiedliche Scherphasen unterteilt und jede von ihnen durch mindestens einen charakteristischen, maximalen Scherwiderstand idealisiert werden. Dabei handelte es sich bei der ersten Scherphase um die Bruchphase, in der in einem ersten Bruchereignis von den Anfangsrissen ausgehende Flügelrisse in die Materialbrücken wuchsen sowie in einem abschließenden Bruchereignis diese Materialbrücken durch Neurisse, die die benachbarten Anfangsrisse miteinander verbinden, durchtrennt wurden. Die zweite Scherphase wurde durch Reibungsprozesse geprägt und war mit einer Volumenzunahme in der Scherzone verknüpft. Die nach großen Scherwegen erreichte dritte Scherphase zeichnete sich durch Gleitprozesse innerhalb der stark zerbrochenen Scherzone aus.

Die verschiedenen Parameter, die die Geometrie der diskontinuierlichen Trennfläche sowie die Belastungsrandbedingungen wiedergeben und die in zahlreichen Scherversuchen variiert wurden, wirkten sich in jeder Scherphase deutlich unterschiedlich auf den dort aktivierbaren Scherwiderstand aus. Dabei stellten sich als

einflußreichste Kenngrößen die Orientierung der Anfangsrisse sowie die Normalspannung heraus. Je nach den Randbedingungen kann eine diskontinuierliche Gesteinstrennfläche nicht nur in der Bruchphase, sondern auch in den beiden späteren Scherphasen den größten Scherwiderstand aktivieren, so daß die Scherfestigkeit einer solchen Trennfläche nicht mit der Durchtrennung der zwischen den Rissen liegenden Gesteinsbrücken erschöpft ist, sondern teilweise erst dann voll entwickelt wird.

Das Bruchversagen konnte anhand von Beobachtungen bei den Scherversuchen und durch numerische Untersuchungen eindeutig als durch Zug induziert identifiziert werden. Scherrisse bildeten sich nicht aus. Bei dem häufig besonders wichtigen Scherwiderstand in der zweiten Scherphase handelte es sich nicht, wie meist angenommen wird, um einen durch Aufgleiten auf Rauigkeiten gekennzeichneten. Es wurde vielmehr festgestellt, daß es in dieser Scherphase auch zu einem Rollreibungsmechanismus kommt, wenn sich die zwischen den Anfangsrissen befindlichen Gesteinsbrücken durch Reißbildungen aus dem Gesteinsverband gelöst hatten und durch die Scherverschiebungen in Rotationsbewegungen versetzt wurden. Da sich durch diesen Beitrag von Rollreibung der Scherwiderstand gegenüber einem reinen Gleiten verringert, überschätzen herkömmliche Schermodelle häufig die Scherfestigkeit von Bruchflächen im Gebirge. Da sich jedoch die genaue Größe des Scherwiderstandes aus der Formgebung der als Rollen wirkenden Gesteinsbruchstücke sowie aus der anteiligen Wirkung von Roll-, Gleit- und Bruchmechanismen ergibt, kann sie bislang noch nicht zuverlässig modelliert werden.

Abschließend wurde gezeigt, daß das Versagen von Felsbauwerken komplexer erfolgt, als es von herkömmlichen Ansätzen beschrieben wird, daß die verschiedenen Schermechanismen jedoch häufig dazu führen werden, daß ein beginnender Versagensprozeß wieder stabilisiert wird. Eine Implementierung der in dieser Arbeit zusammengestellten Scheransätze in numerische Modelle dürfte künftig einen Beitrag zur realistischeren Bemessung von Felsbauwerken erlauben.

Inhaltsverzeichnis**Seiten**

Inhaltsverzeichnis.....	j
Verzeichnis der verwendeten Formelzeichen.....	v
Glossar.....	ix
1. Einleitung.....	1
1.1 Problemstellung.....	1
1.2 Geometrische Relevanz diskontinuierlicher Trennflächen.....	4
1.3 Mechanische Implikationen aus begrenzter Erstreckung.....	7
2. Möglichkeiten der Aufnahme bzw. Analyse der Geometrie sowie der Darstellung der geometrischen Beziehungen diskontinuierlicher Trennflächen.....	9
3. Ansätze zur Beschreibung des Bruch- und Scherverhaltens diskontinuierlicher Trennflächen.....	18
3.1 Bruchverhalten der durch Gesteinsbrücken unterbrochenen Trennflächen.....	18
3.1.1 Experimentelle Untersuchungen.....	18
3.1.1.1 Direkte Scherversuche.....	18
3.1.1.2 Druckversuche.....	24
3.1.2 Analytische Ansätze.....	32
3.1.3 Numerische Untersuchungen.....	41
3.1.4 Analogien zu anderen geowissenschaftlichen Problemstellungen.....	47

3.2	Scherverhalten ehemals diskontinuierlicher Trennflächen nach erfolgter Durchtrennung der Gesteinsbrücken	52
3.2.1	Experimentelle Untersuchungen	53
3.2.2	Analytische Ansätze	59
3.2.3	Numerische Untersuchungen	65
3.2.4	Analogien zu anderen geowissenschaftlichen Problemstellungen	67
3.3	Scherverhalten nach großen Scherverschiebungen	69
3.3.1	Restscherfestigkeit einer Gesteinstrennfläche	70
3.3.2	Scherverhalten mylonit-gefüllter Trennflächen	72
4.	Konzeption von Modellversuchen zur Bestimmung des Bruch- und Scherverhaltens von diskontinuierlichen Trennflächen	75
4.1	Vorversuche	75
4.2	Schergerät	77
4.3	Modellmaterialien	84
4.4	Scherproben	86
4.5	Versuchsserien	87
5.	Ergebnisse der Modellversuche	94
5.1	Experimentelle Ergebnisse	94
5.1.1	Generelles Scherverhalten	94
5.1.1.1	Ergebnisüberblick	103
5.1.1.2	Erste Rißbildung	103
5.1.1.3	Scherphase 1 (Bruch der Trennfläche)	106
5.1.1.4	Scherphase 2 (Volumenzunahme)	110
5.1.1.5	Scherphase 3 (Scherzone)	117

5.1.2	Einflüsse durch geometrische bzw. Belastungsrandbedingungen.....	122
5.1.2.1	Einfluß der Rißart.....	122
5.1.2.2	Einfluß der Rißorientierung.....	126
5.1.2.3	Einfluß des Maßstabs.....	145
5.1.2.4	Einfluß der Durchtrennung.....	150
5.1.2.5	Einfluß der Normalspannung.....	160
5.1.2.6	Einfluß der Kopplung zwischen Normalspannung und Dilatation.....	174
5.1.2.7	Einfluß des Materials.....	184
5.1.2.7.1	Einfluß der Art der Rißherstellung.....	185
5.1.2.7.2	Einfluß des Probenmaterials Kalkstein.....	190
5.1.2.8	Zum Einfluß weiterer Faktoren.....	204
5.1.2.8.1	Schergeschwindigkeit.....	204
5.1.2.8.2	Volle Durchtrennung am Anfang des Scherversuchs.....	205
5.1.2.8.3	Oberflächenqualität bei Gipstrennflächen.....	206
5.1.2.8.4	Scherwiderstand einer monolithischen Gipsprobe.....	206
5.1.2.9	Einfluß bei verschiedenen Rißneigungen innerhalb einer Trennfläche.....	208
5.2	Numerische Untersuchungen.....	213
5.2.1	Umfang der Modellrechnungen.....	217
5.2.2	Allgemeine Ergebnisse der Modellrechnungen.....	217
5.2.3	Einfluß der Rißorientierung.....	218
5.2.4	Einfluß des Maßstabs.....	221
5.2.5	Einfluß der Durchtrennung.....	222
5.2.6	Einfluß der Normalspannung.....	224
5.2.7	Einfluß des Materials.....	226
5.2.8	Einfluß bei verschiedenen Rißneigungen innerhalb einer Trennfläche.....	226
5.2.9	Zusammenfassung und Bewertung der numerischen Untersuchungen.....	228

6.	Möglichkeiten zur Abschätzung der Scherwiderstände einer diskontinuierlichen Trennfläche.....	233
6.1	SW0 bzw. SW1a.....	233
6.2	SW1b.....	234
6.3	SW2a.....	244
6.4	SW2.....	245
6.5	SW3.....	247
7.	Diskussion der Ergebnisse in Hinblick auf die Beurteilung der Scherfestigkeit diskontinuierlicher Trennflächen in situ am Beispiel der Böschungsstabilität.....	249
8.	Zusammenfassung und Ausblick.....	262
	Literaturverzeichnis.....	268

Anhang:

Anhang A (zu Kap. 4.1):	Untersuchungen zum Versuchsmaterial.....	293
Anhang B (zu Kap. 4.4):	Herstellung der Scherproben und ihrer Risse.....	312
Anhang C (zu Kap. 4.5):	Übersicht über Scherversuche.....	320
Anhang D (zu Kap. 5.1.1.1):	Übersicht über Ergebnisse der Scherversuche.....	334

Verzeichnis der verwendeten Formelzeichen

A	Fläche
A_s	abgescherte Fläche
BL	(Gesteins-)Brückenlänge
CNL	konstante Normallast
CNS	konstante Normalsteifigkeit
E	Elastizitätsmodul
E_e	Entlastungsmodul
E_v	Verformungsmodul
E_w	Wiederbelastungsmodul
F	Name des F-Kriteriums
F	Fläche (einer Bezugsebene)
F	axiale Kraft auf Gesteinsbrücke beim Bruchkriterium für SW1b
F	Sicherheitsbeiwert
F_{zul}	maximal aufnehmbare axiale Kraft auf Gesteinsbrücke beim Bruchkriterium für SW1b
G_I bzw. G_{II}	Energiefreisetzungsrates im Modus I bzw. Modus II
G_{cI} , G_{Ic} bzw. G_{IIc}	kritische Energiefreisetzungsrates (im Modus I bzw. Modus II)
G_i/W_a	Masse-Verhältnis von Gips zu Wasser
I_{S50}	Punktlastindex
JCS	joint compressive strength
JRC	joint roughness coefficient
K	Korrekturfaktor
K_I bzw. K_{II}	Spannungsintensität im Modus I bzw. Modus II
K_{Ic} bzw. K_{IIc}	Rißzähigkeit im Modus I bzw. Modus II
ΣK	Summe der in einer Ebene liegenden durchtrennten Bereiche
L	Länge der Probe
N	Normalkraft
N_0	Anfangsnormalkraft
SW	Scherwiderstand (entspricht τ_{SW})
T	Scherkraft
T	Temperatur
T_{grenz}	Grenztemperatur

a	größte Erhebungen des Rauigkeitsprofils einer Trennfläche
Δa	Länge eines (fiktiven) Rißelementes
a_s	Scherflächenverhältnis
b	Breite der Probe
c	Kohäsion
$c_{\text{Füllung}}$	Kohäsion der Füllung einer Trennfläche
c_j	Kohäsion einer Trennfläche
c_r	Kohäsion des Festgesteins
$c_{\text{scheinbar}}$	scheinbare Kohäsion
d	Länge der Diagonalen durch eine Gesteinsbrücke
d	Durchmesser einer Probe im indirekten Zugversuch
e	Riß(mitten)abstand
e	Hebelarm der Rollreibung
f	Funktion
i	Rißwinkel
i, j, m	Variable
i_u	Neigung großmaßstäblicher Unebenheiten (Bandis, 1993)
k	Kluftdichte
k	Normalsteifigkeit [kN/mm]
k^*	Normalsteifigkeit [MPa/mm]
k_1 bzw. k_2	empirische Parameter (Ladanyi & Archambault, 1970, 1980)
l	Rißlänge
l / e	Rißdichte
m	$= (n+1)^{1/2}$
n	Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit
n	Porenanteil
n	Rißanzahl
$n_{\text{Brücken}}$	Anzahl der Gesteinsbrücken
r	Rollenhalbmesser
r	Rißspitzenradius
r, φ (bzw. θ)	Polarkoordinaten
r_0	kritischer Radius um eine Rißspitze (nach Bobet, 1997)
t	Füllweite einer Trennfläche
u	Scherweg
v	Dilatation
x, y	kartesische Koordinaten

α	zu e gehörender Mittelpunktswinkel
α, β	Brückenwinkel bzw. Rißwinkel (nach Bobet & Einstein, 1998a) (weitere geometrische Formelzeichen anderer Autoren siehe Tab. 2.1)
α_0	Orientierung (Einfallen) begrenzter Kluftabschnitte
θ	idealisierte Neigung einer Gesteinsbrücke
θ^*	tatsächliche Neigung einer Gesteinsbrücke
κ_e (bzw. κ)	ebener Durchtrennungsgrad
κ_r	räumlicher Durchtrennungsgrad
λ	Abminderungsfaktor
μ_{roll}	Rollreibungsbeiwert
ν	Poissonzahl
ν	Neigung der Dilatation
$\tan \nu$	Dilatationsrate
ρ	Dichte
ρ_d	Trockendichte
σ	Normalspannung
$\Delta\sigma$	Zunahme der Normalspannung
σ_0	Anfangsnormalspannung
σ_1	größte Hauptspannung
σ_3	kleinste Hauptspannung
σ_T	Übergangsspannung
σ_c	Druckfestigkeit
σ_{crit}	kritische Zugspannung (nach Bobet, 1997)
σ_{min}	minimale Hauptspannung (Zug) im Modell
σ_t	Zugfestigkeit
σ_t wirksam	maßstabsabhängige „wirksame“ Zugfestigkeit
τ	Scherspannung
τ_{crit}	kritische Scherspannung (nach Bobet, 1997)
τ_{erf}	erforderliche Scherfestigkeit = vorhandene Scherspannung
τ_{korr}	i-Winkel-korrigierte Scherspannung
τ_{max}	maximal zulässige Scherspannung = Scherfestigkeit
τ_p	Spitzenscherfestigkeit
τ_{vorh}	vorhandene Scherfestigkeit
φ	Reibungswinkel

φ_0 (bzw. θ_0)	Richtung des Rißwachstums an einer Rißspitze
$\varphi_{\text{Füllung}}$	Reibungswinkel der Füllung einer Trennfläche
φ_{Mylonit}	Reibungswinkel von Mylonit
φ_{gleit}	Gleitreibungswinkel
φ_j	Reibungswinkel einer Trennfläche
φ_{korr}	i-Winkel-korrigierter Reibungswinkel
φ_{min}	minimaler Reibungswinkel
φ_{misch}	Mischreibungswinkel
φ_r	Restreibungswinkel
φ_r	Winkel der inneren Reibung von Festgestein
φ_{roll}	Rollreibungswinkel
$\varphi_{\text{scheinbar}}$	scheinbarer Reibungswinkel
φ_{μ}	Materialreibungswinkel

Glossar

Akustische Emission	Durch Materialgefügeänderungen freigesetzte Energie, die sich in Form von Dehnungswellen im Material ausbreitet.
Ausgangsriß = Anfangsriß = Ursprungsriß	
Brasilianer-Versuch	Indirekter Zugversuch, bei dem durch Aufbringung einer Linienlast ein zweiaxialer Spannungszustand entsteht. Im Inneren der Probe herrschen senkrecht zur Belastungsebene Zugspannungen, die schließlich zum Versagen der Probe führen.
Bruch	Mit Rißbildungen verbundenes Ereignis, bei dem abrupt ein großer Festigkeitsverlust auftritt.
Bruchbildung	Rißwachstum, das mit einem Festigkeitsverlust einhergeht.
CNL	Konstante Normallast (constant normal load)
CNS	Konstante Normalsteifigkeit, d. h. Normallast ist lineare Funktion der Dilatation (constant normal stiffness). Normalsteifigkeit resultiert aus der Nachgiebigkeit des benachbarten Gebirges bzw. aus der Versuchssteuerung.
Dehydratation	Chemische Reaktion (Brennen) von Dihydrat zu Hemihydrat unter Abspaltung von Wassermolekülen
Dihydrat	Chemische Bezeichnung für Gips
Dilatation	Volumenvergrößerung, hier Zunahme der Probenhöhe
Dilatationsrate (bzw. Kontraktionsrate)	Neigung, unter der eine Probe mit dem Scherweg dilatiert (bzw. kontrahiert).
Direkte Scherung	Scherung entlang einer erzwungenen Scherfläche. Die genaue Belastungsverteilung innerhalb der Scherfläche hängt von der Ausbildung des verwendeten Schergeräts ab.
Diskrete (Distinkte) Elementmethode (=DEM)	Numerisches Verfahren, bei der ein Bauteil in rigide bzw. elastische Blöcke unterteilt wird, die Verschiebungen bzw. Rotationen erfahren können und die mit ihren Nachbar-elementen über angepaßte Kontaktkräfte verbunden sind.
Displacement discontinuity method (=DDM)	Sonderfall der Randelementmethode (BEM)
Druckriß	Neuriß, der sich unter Druckbeanspruchung bildet.
Durchgehende Trennfläche = (vollständig) durchtrennte Trennfläche = kontinuierliche Trennfläche = Trennfläche grenzenloser Erstreckung	
Durchtrennungsgrad (ebener; räumlicher)	Maßzahlen zur Beschreibung des Ausmaßes der Durchtrennung nach Pacher (1959)
en échelon	wörtlich: „in Stufen“, Begriff für eine voneinander versetzte Anordnung von parallelen Trennflächen

Energiefrei- setzungsrate	In Wärme umgesetzte Verzerrungsenergie pro Flächen- einheit der bei der Rißausbreitung neugebildeten Riober- fläche (Mang, 1995 (S. 32))
Finite Element- methode (=FEM)	Numerisches Verfahren, bei dem ein Bauteil durch eine Anzahl von Teilstücken (Elementen) endlicher (finiter) Größe idealisiert wird (Brockhaus: Naturwissenschaft und Technik, Zweiter Band, F. A. Brockhaus, Mannheim, 1989).
Flgelri	Meist paarweise auftretende Zugrisse, die sich unter einem stumpfen Winkel von den Enden bzw. den Seiten eines Ausgangsrisse ausbreiten.
Gebirge, Fels	Verband von gleichartigen oder ungleichartigen Gesteinen (DIN 4022)
Gestein	Natürlich entstandenes, fest zusammenhängendes Gemeenge einer oder mehrerer Mineralarten (DIN 4022)
Gesteinsbrücke	Zwischen benachbarten Rissen befindlicher monolithischer Gesteinsbereich
Gleitreibung	Widerstand gegen eine translatorische Bewegung
Grad der Durchtrennung	Relativer Ausdruck zum Ausmaß der Bereiche reduzierter Festigkeit innerhalb der Trennfläche
Grenzgleichgewicht	Summe aller treibenden Kräfte ist gerade so groß wie Summe aller haltenden Kräfte
Größeneffekt	s. Maßstabseffekt
Hartformgips	Besonders reiner Gips
Hemihydrat	Wichtiger Grundstoff zur Herstellung von Gips
Hydratation	Chemische Reaktion von Hemihydrat und Wasser zu Dihydrat
indirekter Zugriß	Zugriß, der sich parallel zu einer hohen Druckspannung bildet.
Interaktion	hier: Gegenseitige Beeinflussung benachbarter (Ausgangs-) Risse
i-Winkel-Korrektur	Korrektur der Scherwiderstände in Anlehnung an Patton (1966). Da der scheinbare bzw. gemessene Reibungs- winkel einer an einer Rauhgigkeit der Neigung i aufwärts gleitenden Trennfläche (bei kleinem σ) $\varphi + i$ beträgt (mit dem Gleitreibungswinkel φ), kann φ durch Subtraktion von i ($\approx v$) berechnet werden: $\tau_{\text{korr}} = \sigma * \tan \varphi = \sigma * \tan [\arctan (\tau/\sigma) - i]$ (bzw. <u>allgemein</u> : $\tau_{\text{korr}} = \sigma * \tan \varphi = \sigma * \tan [\arctan (\tau/\sigma) - v]$)
Kluft	Hier: Trennfläche, entlang der keine nennenswerte Scher- verschiebung stattgefunden hat.

Knickzone (kink band bzw. kink zone)	Auftretende Kluftpaare, zwischen denen Schichten etc. rotiert wurden.
Kompaktion	Verdichtung, mit Kontraktion verbunden.
Kontaktfläche	Anteil der Scherfläche, auf der die Probenhälften sich berühren und über den die Lasten übertragen werden.
Kontraktion	Volumenverringering, hier Abnahme der Probenhöhe
Kritische Energiefreisetzungsrates	Energiefreisetzungsrates, bei der Rißwachstum initiiert wird.
Maßstabeffekt	Veränderlichkeit von mechanischen Eigenschaften von Gestein oder Gebirge in Abhängigkeit von der Größe des belasteten Volumens. M. wird durch Anzahl und Ausbildung der Fehlstellen im betrachteten Gesteins- bzw. Gebirgsvolumens bewirkt.
Materialbrücke	hier: Synonym für Gesteinsbrücke
Mehr-Stufen-Technik	Versuchsmethode (z. B. beim direkten Scherversuch bzw. beim dreiaxialen Druckversuch), bei der die Belastungsrandbedingungen (z. B. Normalspannung bzw. Mantel-druck) während der Versuchsdurchführung stufenweise verändert werden.
mittlere Dilatation	Volumenänderung, die als das Mittel zweier diagonal gegenüberliegender Dilatationsmessungen berechnet wird
Modellgesetz	In einem mechanischen Modell müssen sich alle Dimensionen der Modellparameter auf die gleiche Weise vom Prototyp unterscheiden.
Modus I, II, III	Rißöffnungsarten infolge Zug, Scherung senkrecht bzw. parallel zur Rißspitze
Negative Rißneigung	Rißneigung, bei der Risse gegen die Richtung der Scherverschiebung weisen.
Neuriß	Jeder sich im Laufe des Scherversuches bildende Riß
Nicht-durchgehende Trennfläche = diskontinuierliche Trennfläche = Trennfläche mit begrenzter Erstreckung (bezogen auf betrachtetes Gebirgsvolumen)	
Positive Rißneigung	Rißneigung, bei der Risse in Richtung der Scherverschiebung weisen.
Prototyp	hier: Genaues Abbild des Systems
Punktlastindex I_{S50}	Wert, der die gemessene Bruchlast im Punktlastversuch auf das Quadrat des Lastpunktabstandes bezieht und aufgrund des Maßstabeffektes auf einen gedachten Lastpunktabstand von 50 mm umgerechnet ist.
Punktlastversuch	Indirekter Zugversuch, bei dem Proben mit punktförmigen Druckkräften belastet werden. Im Inneren der Probe herrschen senkrecht zur Lastachse Zugspannungen, die schließlich zum Versagen der Probe führen.

Randelement- methode (boundary element method = BEM)	Numerisches Verfahren, bei dem allein die Randbegrenzungen in Elemente unterteilt werden.
Reine Scherung	Belastung durch umlaufende Schub- bzw. Scher- spannungen
Rißbildung	Beliebiges Rißwachstum
Rißdichte	Maß der Durchtrennung einer Trennfläche zu Beginn des Schervorgangs, definiert als Verhältnis von Rißlänge zu Rißmittenabstand.
Rißzähigkeit	Materialspezifische Größe, die der rißauslösenden Spannungsintensität entspricht.
Rollreibung	„Rollreibung beruht auf der mit der Rollbewegung fort- schreitenden Deformation der Fläche. Sie ist wesentlich kleiner als die Gleitreibung.“ (Brockhaus: Naturwissen- schaft und Technik, Viertes Band, F. A. Brockhaus, Mannheim, 1989).
Scherfestigkeit	Größte Scherbeanspruchung, die abgeleitet werden kann, ohne daß es zu einem Versagen kommt (hier als Synonym für Scherwiderstand verwendet).
Scherfläche	hier: Fläche, auf der Scherverschiebungen stattfinden.
Schermechanismus	Unterscheidbares Verhalten unter Scherbeanspruchung
Scherphase	Durch den Scherweg vorgegebener Versuchsabschnitt, bei dem das Scherverhalten durch charakteristische Scher- mechanismen bestimmt wird.
Scherrate = Schergeschwindigkeit	
Scherriß	Neuriß, der unter Scherbeanspruchung entsteht (d. h. infolge Modus II oder Modus III).
Schersteifigkeit der Trennfläche	Beziehung zwischen Scherspannung und reversibler (ela- stischer) horizontaler Scherverformung der Trennfläche
Scherweg = Scherverschiebung	
Scherwiderstand	Bei bestimmtem Scherweg bzw. innerhalb einer Scher- phase aktivierte Scherspannung
Scherzone	Bereich, in dem Scherverschiebungen stattfinden.
Schiefstellung	Verdrehung der Probe in der Probenebene
Spannungsintensität	Maß, das das Spannungsfeld in der unmittelbaren Umge- bung einer Rißspitze charakterisiert (Groß, 1996 (S. 161)).
Staffelbruch	Stufenförmiges Versagen aus Trennflächenabschnitten und senkrechten Neubrüchen

stick-slip-Verhalten	Intermittierendes Gleiten und Haften. Während der Zeiträume des Haftens baut sich eine Scherkraft auf, die bei Gleitbeginn schlagartig verringert wird, worauf der Gleitprozeß wieder zu einem Halt kommt. Ein Stick-slip-Verhalten macht sich durch einen meist sägezahnartigen Verlauf der τ - u -Kurve bemerkbar.
Störung (=fault)	Trennfläche(nsystem), entlang der (dem) nennenswerte Scherverschiebungen stattgefunden haben, die i. d. R. eine veränderte Scherstruktur verursachen.
Trennfläche	Allgemeine Bezeichnung für eine flächige Unterbrechung des Gesteinsverbandes
Trennflächen- erstreckung	(Scheinbares) Längenmaß einer Trennfläche
Trennflächen- orientierung	Durch zwei Raumwinkel, die Fallrichtung und den Fallwinkel, definierte Lage einer Trennfläche
Überlappung	Überschneidung der Projektionen zweier Flächen (Trennflächen bzw. Rissen)
Unterlappung	Unterschneidung der Projektionen zweier Flächen (Trennflächen bzw. Rissen)
Zugriß	Neuriß, der infolge Zugbeanspruchung wächst (infolge Modus I)

Konvention: Druckspannungen sind positiv!

1. Einleitung

1.1. Problemstellung

Die Eigenschaften von Fels werden maßgeblich durch die Gesteinstrennflächen geprägt, die das Gebirge durchziehen bzw. zerlegen. Die Trennflächen wirken insbesondere auf die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften des Gebirges ein und verursachen anisotropes Verhalten bezüglich Gebirgsdurchlässigkeit, Verformbarkeit bzw. Festigkeit. Zu den Faktoren, die in besonderem Maße die Gebirgseigenschaften kennzeichnen, gehört neben der Anzahl der Trennflächenscharen, deren Raumstellungen und Abstände die Beschaffenheit der Trennflächen. Diese kann durch die Unebenheit und Rauigkeit der Oberflächen, durch Öffnungsweiten und ggf. verschiedene Trennflächenfüllungen beschrieben werden.

Von überragender mechanischer Bedeutung ist allerdings die Tatsache, daß die Zerlegung des Gebirges in aller Regel keine vollständige ist, sondern die einzelnen Trennflächen von begrenzter Erstreckung sind. Durch die zwischen den Enden von Trennflächen befindlichen Materialbrücken wird das Kluffnetz partiell unterbrochen und das Gebirge im Vergleich zu einem aus voneinander getrennten Kluffkörpern zusammengesetzten Gebirgsverband versteift und verfestigt. Die Barrieren aus Festgestein erschweren gleichzeitig die Gebirgsdurchströmung.

Im Rahmen dieser Arbeit soll der Einfluß der zwischen Trennflächenabschnitten gelegenen Gesteinsbrücken insbesondere im Hinblick auf die Scherfestigkeit des Gebirges untersucht werden. Die Standsicherheit von Felsbauwerken, vor allem von solchen in Oberflächennähe wie Böschungen und Tunnel mit geringer Überdeckung, ergibt sich aus der Möglichkeit bzw. Wahrscheinlichkeit der Ausbildung von Gebirgskörpern, die entlang ungünstig geneigter Flächen abgleiten können (Abb. 1.1). Innerhalb solcher potentieller Gleitflächen ist der Einfluß ursprünglich intakten Gesteinsmaterials nach allgemeiner Auffassung (z. B. Jaeger (1971) bzw. Einstein et al. (1983)) gravierend und führt zu bedeutenden Festigkeitsreserven.

Die Abschätzung der Größe solcher Reserven ist bislang jedoch beim Entwurf von Felsbauwerken außer in Form empirischer Ansätze (Bandis, 1990; Stimpson, 1978; Sjöberg, 1999) erst in wenigen Fällen erfolgt. Dies liegt zunächst an dem geometrischen Problem der Lokalisation der Gesteinsbrücken. Die zumeist auf oberflächliche oder punktuelle Aufschlüsse beschränkte Erkundung ist bei Abwesenheit von Störungen bzw. anderen Trennflächen großer Erstreckung nicht

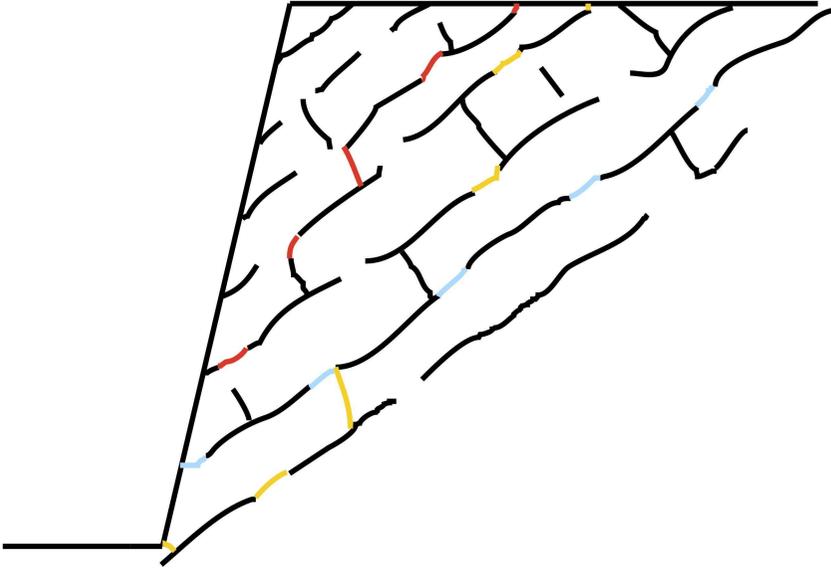


Abb. 1.1: Böschung in Gebirge mit begrenzten Trennflächen
Zur Ausbildung von Versagensflächen sind i. d. R. zwischen
den Trennflächen liegende Gesteinsbrücken zu durchtrennen
(farbig markiert)

imstande, Lage und Abmessungen von im Gebirgsverband verborgenen Schwächeflächen exakt zu bestimmen. Solange die Geometrie potentieller Versagensflächen allerdings nicht bekannt ist, stellt die genaue Kenntnis der mechanischen Wirkungsweise der Trennflächenunterbrechungen kein dringliches Problem dar, weil diese offensichtlich von der unbekanntesten Gesteinsbrückengeometrie abhängt.

Da es jedoch insbesondere durch den Einsatz numerischer Verfahren möglich geworden ist, die Lage und Abmessungen von begrenzten Trennflächen so zu simulieren, daß die erzeugten Gebirgsmodelle die gleichen statistisch verteilten Eigenschaften besitzen wie das reale Gebirge, könnten nun zuverlässige Untersuchungen der Stabilität von Felsbauwerken durchgeführt werden. Bei einer solchen „Kenntnis“ der geometrischen Randbedingungen ist es dann aber erforderlich, über verlässliche Modelle der Aktivierung und Größe der Scherwiderstände potentieller Versagensflächen zu verfügen.

Die entlang einer solchen potentiellen Versagensfläche, die aus durchtrennten Abschnitten und Festgesteinsbrücken besteht, aktivierbaren Scherwiderstände und ihre Aktivierungsbedingungen (Scherverformungen; Art der Ausbildung der

Versagensfläche) sind derzeit nur ansatzweise bekannt und werden daher in dieser Arbeit ausführlich behandelt.

Dabei verfolgt diese Arbeit primär die Absicht, zur Lösung der oben angesprochenen Felsbauaufgaben beizutragen. Allerdings sind vergleichbare Problemstellungen auch aus anderen geowissenschaftlichen Disziplinen bekannt (s. Kap. 1.2), so daß mögliche Lösungsansätze eine breite Anwendung erfahren können. Außerdem kann umgekehrt aus den Beobachtungen der Strukturen in Fels abgeleitet werden, daß bestimmte Trennflächenanordnungen besonders zahlreich auftreten und daher vermutlich eine große Relevanz innerhalb zusammenwachsender Versagensflächen besitzen. Die in der Regel verwendeten Begriffe der nicht-durchgehenden Trennfläche mit dazwischenliegenden Materialbrücken bzw. der diskontinuierlichen Trennfläche sind als allgemeine Terminologie zu verstehen und können Folgen von Klüften, begrenzten Störungen oder Mikrorissen symbolisieren.

In Kap. 1.3 werden die prinzipiellen Konsequenzen aus der nur partiellen Durchtrennung einer Trennfläche auf deren Scherverhalten angesprochen. Insbesondere wird darauf hingewiesen, daß der Prozeß der Ausbildung einer Versagensfläche progressiv erfolgt und der Bruch der Materialbrücken nur eine notwendige, aber keine hinreichende Bedingung zum Versagen einer solchen diskontinuierlichen Struktur darstellt.

Da zur praktischen Anwendung der angestrebten Erkenntnisse zum Bruch- und Scherverhalten diskontinuierlicher Trennflächen auch deren Ausbildung im Gebirge bekannt sein muß, wird in Kap. 2 kurz auf Methoden zur Ermittlung und Beschreibung des vorhandenen Grades der Durchtrennung eines Gebirges und zur statistischen Aufbereitung der Erkundungsergebnisse eingegangen.

Da das Scherversagen einer nicht-durchgehenden Trennfläche mit dazwischenliegenden Materialbrücken progressiv bzw. in Etappen erfolgt, sind innerhalb dieser Etappen jeweils unterschiedliche Schermechanismen wirksam. In Kap. 3 wird daher Bezug genommen auf experimentelle Untersuchungen bzw. analytische bzw. numerische Ansätze, die zur Charakterisierung einer bestimmten Phase dieses Scherversagens beitragen können. Die Ausbildung von geologischen Strukturen, die darauf hindeuten, daß sie eine Entwicklungsstufe von ehemals diskontinuierlichen Trennflächen darstellen, verdient dabei ebenfalls Erwähnung.

Während die früheren Arbeiten nur einzelne begrenzte Phasen des mechanischen Verhaltens von diskontinuierlichen Trennflächen behandelten bzw. die dort

angegebenen Scherwiderstände z. T. nicht genau bestimmten Mechanismen zugeordnet werden konnten, umfassen die hier durchgeführten Untersuchungen das komplette Bruch- und Scherverhalten solcher Trennflächen. Dazu waren größere Scherverschiebungen entlang der sich bildenden Versagensflächen erforderlich, die in direkten Scherversuchen in einem speziell für diese Fragestellung entworfenen Schergerät gewährleistet werden konnten (Kap. 4). Diese an scheibenförmigen Proben mit idealisierten Konfigurationen der nicht-durchgehenden Trennflächen durchgeführten Scherversuche hatten insbesondere zum Ziel zu überprüfen, ob und wie nach der Bruchphase, in der die Materialbrücken durchtrennt werden, der Scherwiderstand wieder ansteigt und gegebenenfalls höhere und damit maßgebendere Werte erreicht als beim Bruch. Es stellte sich also die Frage, wann und wie der maximale Scherwiderstand einer solchen Trennfläche aktiviert wird und vor allem welche Mechanismen in den verschiedenen Phasen des Bruch- und Scherversagens wirksam sind. Die Bedeutung der über diese Bruch- bzw. Schermechanismen auf den Scherwiderstand einer diskontinuierlichen Trennfläche einwirkenden Einflußgrößen wurde durch umfangreiche Parametervariationen bei den Scherversuchen ermittelt (Kap. 5.1).

Als Ergänzung werden numerische Modellberechnungen eingesetzt, um den Beginn des Bruchverhaltens von Trennflächen mit dazwischenliegenden Gesteinsbrücken nachzuvollziehen und die experimentellen Befunde zu überprüfen bzw. zu erweitern (Kap. 5.2).

Das komplexe Verhalten einer unter Scherbelastungen versagenden Bruchfläche kann idealisiert werden. Für jeden eigenständigen Abschnitt der Scherreaktion kann mittels einfacher Gesetzmäßigkeiten der kennzeichnende Scherwiderstand abgeschätzt werden. Die Grenzen dieser Quantifizierung der Scherfestigkeit und vielversprechende Entwicklungsmöglichkeiten werden erläutert (Kap. 6).

Zuletzt wird versucht, die aus den gewonnenen Erkenntnissen ableitbaren Anwendungsmöglichkeiten bezüglich der Abschätzung der Standsicherheit von Böschungen und anderen Felsbauwerken aufzuzeigen (Kap. 7).

1.2. Geometrische Relevanz diskontinuierlicher Trennflächen

Gestein ist ein sprödes Material. Es besitzt typischerweise eine hohe Druckfestigkeit, aber nur eine deutlich geringere Zugfestigkeit.

Gesteinstrennflächen sind meist unter mechanischer, hydraulischer bzw. thermischer Beanspruchung entstanden (Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow [et al.], 1996 (S. 30 ff)). Es gibt viele Anzeichen dafür, daß ihre Entstehung von kleineren (punktförmigen) Initialbereichen ausgeht (Pollard & Aydin, 1988). Die Trennflächen stellen flächenhafte Schwächungen dar, entlang derer der Zusammenhalt des Gesteins aufgehoben ist (Wittke, 1984 (S. 31)).

Trennflächen sind im allgemeinen von endlicher Erstreckung. Die Dimensionen von Klüften (im Gegensatz zu Störungen (s. Glossar)) übertreffen selten mehrere hundert Meter, liegen meist jedoch weit darunter und können bis in den Zentimeterbereich hinein abnehmen (Pollard & Aydin, 1988). In der Größenordnung von Korndurchmessern werden Trennflächen als Mikrorisse bezeichnet (Kranz, 1983).

Durch die mehrskaligen und vielfältigen Erscheinungsformen von Trennflächen (Korngrenzen, Spaltflächen im Kristall, Mikrorisse, Klüfte, Großstörungen etc.) kommt ihnen in verschiedenen geowissenschaftlichen Spezialdisziplinen Bedeutung zu. Als Beispiele seien hier Mineralogie, Gesteinsphysik, Felsmechanik, Strukturgeologie und Erdbebenforschung genannt.

Isolierte kleine Trennflächen können über die Bedingungen Auskunft geben, die zu ihrer Entstehung geführt haben (Kranz, 1983). In den meisten Fällen sorgen diese Bedingungen jedoch nicht nur zum Entstehen einer Trennfläche, sondern zu einer Schar mehrerer ungefähr paralleler Trennflächen (z. B. Segall & Pollard, 1983). Daraus folgt, daß neben den Trennflächen selbst ihre aufeinander bezogene Anordnung von Bedeutung ist. Weitere, infolge der gleichen oder anderer Ursachen entstandene Trennflächen(scharen) führen zu einem komplexen Muster des Flächengefüges.

Beobachtungen in den oben genannten Fachdisziplinen geben darüber Aufschluß, daß häufig einige charakteristische Anordnungsmuster wiederkehren, die im folgenden kurz angeführt werden.

Im technischen Maßstab werden häufig systematische Zerlegungen des Gebirges — z. B. durch (drei) aufeinander senkrecht stehende Trennflächenscharen — beobachtet (z. B. Dershowitz & Einstein, 1988 und CFMR, 2000 (S. 94)). Während Schichtflächen meist weiträumig durch das Gebirge streichen, ist die Erstreckung von Klüften begrenzt (Aydin & Kawamoto, 1990). Die Dimensionen von neu entstehenden Klüften werden von vorhandenen Trennflächen begrenzt (Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow [et al.], 1996 (S. 63 ff)).

Oft treten begrenzte quasi-parallele Trennflächen in stufenförmigen, sogenannten en échelon-Anordnungen auf (Olson & Pollard, 1991). Daß solche Trennflächen für die Stabilität von Felsbauwerken von Belang sind, unterstreichen Beobachtungen, nach denen bei aufgetretenem Versagen nicht nur einheitliche und ebene, sondern stufige Versagensflächen mit Anzeichen für frische Bruchbildungen auftreten (Müller, 1966; ISRM, 1978b; Brosch, 1990).

Ähnliche Anordnungen von Trennflächen sind auch vom Verhalten von Festgestein unter (ein- oder dreiaxialer) Druckbelastung bekannt. Dort bilden sich bei entsprechend großer Belastung axiale Mikrorisse (infolge lokaler Zugbelastung) aus, die sich bei weiterer Belastung entlang von Zonen innerhalb des Gesteins konzentrieren (z. B. Peng & Johnson, 1972; Paterson, 1978 (S. 147 ff)). Durch Interaktion der benachbarten, en échelon angeordneten Mikrorisse (Kranz, 1979; Lajtai et al., 1994) bildet sich eine geneigte Scherfläche aus, deren Orientierung von der Orientierung der einzelnen Risse abweicht, zu deren Bildung allerdings eine en échelon Anordnung vieler Einzelrisse Voraussetzung war.

Die Bildung von Scherstrukturen oder Störungen steht also in Wechselwirkung mit älteren Trennflächen, die meist infolge von Zugspannungen gebildet wurden (z. B. Martel, 1990)

Beobachtungen von Strukturgeologen und der Erdbebenforschung zeigen vergleichbare Trennflächenanordnungen in seismisch aktiven Störungen (Ma et al., 1986). Die Lage und Ausbildung solcher Überlappungsbereiche von Horizontalverschiebungen — d. h. leicht versetzt zu der endenden Störung führt eine weitere Störung die großmaßstäbliche Störungsstruktur fort — kann sich intensiv auf Erdbebenereignisse auswirken (Sibson, 1985).

Untersuchungen zum Wachstum von begrenzten Trennflächen unter Zug- und Scherbeanspruchung haben zudem erbracht, daß sich Trennflächen vorzugsweise mit einer gewissen Überlappung en échelon ausbilden, da bei Unterlappung ein weiteres Wachstum befördert und bei erfolgter Überlappung behindert wird (Olson & Pollard, 1991; Pollard & Aydin, 1988; Pollard et al., 1982; Aydin & Schultz, 1990; Du & Aydin, 1993).

Reale nicht-durchgehende Trennflächen mit dazwischenliegenden Gesteinsbrücken bestehen also im engeren Sinne aus verschiedenen einzelnen Trennflächen. Erst durch die Durchtrennung von Materialbrücken ergibt sich eine durchgehende Trennfläche. Die oben aufgeführten Beispiele verdeutlichen, daß viele Trennflächen im Gebirge von begrenzter Ausdehnung sind. Allerdings stehen ihre

Enden häufig in räumlicher Nähe zu benachbarten, meist parallelen Trennflächen, so daß die dazwischenliegenden Gesteinsbrücken klein sind und damit trotz deren größerer Festigkeit die Scherfestigkeit diskontinuierlicher Trennflächen nicht un-kritisch groß wird. Deshalb erweist sich das Unterfangen, den mechanischen Effekt solcher Gesteinsbrücken zu quantifizieren, für das Verständnis des Versagens von Gebirge als relevant.

1.3. Mechanische Implikationen aus begrenzter Erstreckung

Aus der Anordnung von Trennflächen (im folgenden auch Konfiguration genannt) folgt, daß für die mechanische Reaktion eines mit Trennflächen durchsetzten Gebirges folgende Möglichkeiten bestehen:

Falls die Erstreckung einzelner Trennflächen so groß ist, daß sie die Ausmaße eines bestimmten kleinräumigen Gebirgsbereiches (z. B. im Bereich einer Böschung, eines Fundamentes) übersteigt, ist die flächige Durchtrennung vollkommen, und die Trennfläche bestimmt allein das mechanische Verhalten.

In jedem anderen Fall muß das Gebirge weiter aufbrechen, um eine Versagensfläche zu erzeugen. Es wird allgemein erwartet, daß die kombinierte „Trennfläche“ aus den noch zu durchtrennenden Gebirgsbereichen und den schon durchtrennten Abschnitten (den begrenzten Trennflächen) aufgrund der hohen Festigkeit und Steifigkeit der ersteren wesentlich größere zusätzliche Festigkeitsreserven im Vergleich zu einer durchgehenden Trennfläche aufbringt (Jaeger, 1971; Einstein et al., 1983). Ein solcher Festigkeitszuwachs wird angenommen, da erfahrungsgemäß die Festigkeit von Festgestein diejenige des mit Trennflächen durchzogenen Gebirges um Größenordnungen übersteigt (z. B. Hoek & Brown, 1980).

Der Bruch der zwischen zwei Trennflächen liegenden Gesteinsbrücke kann nun erfolgen, indem die Enden der Trennflächen zum Wachstum gebracht werden, bis es innerhalb der Gesteinsbrücke oder an einer Trennfläche zum Zusammenwachsen der verschiedenen Elemente kommt.

Inwieweit die Gesteinsbrücken, insbesondere durch ihre hohe Steifigkeit, dafür sorgen, daß sich auf den schon durchtrennten Abschnitten nicht ausreichend große Scherverschiebungen ausbilden können, um deren überwiegend aus Reibungswiderständen bestehenden Scherfestigkeit (voll) zu aktivieren, ist bislang noch eine Frage der Spekulation (Müller, 1966; Robertson, 1970; Keshan et al., 1990; Bagheripour & Mostyn, 1995). Für die Scherfestigkeit der nicht-durchgehen-

den Trennfläche kann dies bei kurzen und weniger festen Gesteinsbrücken von nicht zu vernachlässigender Bedeutung sein.

Die Art der Durchtrennung der Gesteinsbrücken hat die Bildung einer charakteristischen, i. d. R. stufigen oder welligen, rauhen, aus verschiedenen Elementen zusammengesetzten Trennfläche zur Folge. Diese Trennfläche hat ihrerseits eine Scherfestigkeit, die aufgrund des mechanischen Einflusses der Oberflächengeometrie nicht unbedeutend ist. Die Scherfestigkeit nach dem Bruch, d. h. dem Durchtrennen der Materialbrücken, ist also indirekt Folge der ursprünglichen Trennflächenanordnung.

Weiterhin wird die Scherfestigkeit der durchgehenden Trennfläche nicht nur aus einer Spitzenscherfestigkeit bestehen, die nach kurzen Scherverschiebungen aktiviert wird, sondern nach größeren Scherwegen auf eine Restscherfestigkeit absinken (z. B. Weißbach, 1979). Die mögliche komplexe Ausbildung der durch Bruch entstandenen Trennfläche kann ihrerseits kinematisch unverträglich sein, so daß für die Übertragung von Scherverschiebungen weitere Bruchbildungen erforderlich sind. Der Übergang von der frisch gebildeten Trennfläche zu einer Scherfläche oder -zone, die bei weiterer Scherung (mechanisch) unveränderlich ist, kann überdies sehr komplex verlaufen, jedoch ggf. mit wiederholten Ab- und Zunahmen des Scherwiderstandes verbunden sein (z. B. Kutter, 1974c). Auch diese Phase des Scherprozesses hängt indirekt mit der ursprünglichen, diskontinuierlichen Trennflächenkonfiguration zusammen.

Da zum Versagen eines Felsbauwerkes die Überschreitung i. d. R. des größten aktivierbaren Scherwiderstandes erforderlich ist und in manchen Fällen mit der Veränderung in einer Scherzone (z. B. durch Aufreißen von Gesteinsbrücken bzw. Dilatation) die Belastungen abnehmen können (z. B. durch Abbau von Poren- und Kluftwasserdrücken infolge Wasserdrainage) (Makurat et al., 1990a; Tsang, 1990; Long, 1993; Esaki et al., 1995), ist der gesamte Schervorgang einer nicht-durchgehenden Trennfläche von praktischer Bedeutung.

2. Möglichkeiten der Aufnahme bzw. Analyse der Geometrie sowie der Darstellung der geometrischen Beziehungen diskontinuierlicher Trennflächen

Um die mechanische Relevanz von Gesteinsbrücken zwischen begrenzten Trennflächenabschnitten auf den Versagensprozeß eines Felsbauwerkes beurteilen zu können, kommt der genauen Ausbildung der diskontinuierlichen Trennfläche eine überragende Bedeutung zu. Die räumlich begrenzten Aufschlußmöglichkeiten und die Variabilität des Baugrunds tragen wesentlich dazu bei, daß die tatsächliche Konfiguration von Trennflächen in der Umgebung eines Felsbauwerkes (Böschung, Tunnel) im Detail unbekannt bleibt. Aus diesem Grunde wird die Bestimmung des Durchtrennungsgrades als eines der größten Probleme des Erkundungsprozesses angesehen (ISRM, 1978b; Jaeger, 1971) und die stabilisierende Wirkung von Gesteinsbrücken häufig vernachlässigt (Glynn et al., 1979).

Viele quantifizierbare Merkmale der einzelnen Trennflächenscharen wie Raumstellung, Abstand, Ebenheit, Trennflächenform und –größe, Erstreckung, Wandfestigkeit, Öffnungsweite und Füllung (ISRM, 1978b sowie Dershowitz & Einstein, 1988) unterliegen statistischen Verteilungen. Aufgrund des stochastischen Charakters der Trennflächeneigenschaften (Dershowitz & Einstein, 1988) ist es möglich, im Rahmen der Erkundung diese Daten und ihre statistischen Verteilungen aufzunehmen. Unter diesen Größen sind für die hier behandelte Fragestellung besonders die Trennflächenlängen bzw. –formen, ihre Auslaufenden [termination data: Kluftende jenseits des Aufschlusses, Kluftende gegen andere Kluft oder Kluftende isoliert im Gestein (ISRM, 1978b; La Pointe, 1993)], der Trennflächenversatz bzw. die Trennflächenüberlappung (Xing, 1989) sowie die Autokorrelation der Kluftparameter relevant (Dershowitz & Einstein, 1988). Die statistischen Trennflächeneigenschaften können dann die Grundlagen für die Modellierung des Gebirges liefern. Bei der Aufnahme der Trennflächen können sich Verfälschungen („bias“) der Verteilungen durch eine ungleichmäßige Datenerfassung ergeben bzw. korrigiert werden (z. B. Priest & Hudson, 1981; Wittke, 1984 (S. 636 ff); Einstein & Baecher, 1983; Priest, 1993). Typische Verteilungsfunktionen für bestimmte Trennflächeneigenschaften werden in der Literatur angegeben (z. B. 19th U.S. Symposium on Rock Mechanics: Beiträge zur Session II: „Probabilistic Approaches in Rock Mechanics“, 1978; Priest & Hudson, 1976; Robertson, 1970; Xing, 1989; Einstein, 1993; Einstein & Baecher, 1983; Priest, 1993).

Für die Modellierung von realistischen Trennflächenanordnungen stehen mehrere Ansätze zur Verfügung. Einen Überblick über diese Verfahren geben Einstein & Stephansson (2000). Neben mechanischen Modellen, deren Trennflächenstrukturen den Rißbildungen in belasteten Proben bei Laborversuchen entsprechen, werden geometrische Modelle eingesetzt, bei denen Trennflächen erzeugt werden, deren Eigenschaften einigen der in situ ermittelten Verteilungsfunktionen entsprechen (Dershowitz & Einstein, 1988; Einstein, 1993; Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow [et al.], 1996 (S. 307 ff)). Viele der zuletzt genannten Modelle können jedoch manche Eigenschaften natürlicher Trennflächensysteme wie z. B. das Clustering (zonale Konzentrationen von Trennflächen) nicht nachbilden (Einstein & Stephansson, 2000). Diesen Nachteil versuchen sogenannte geometrisch-mechanische Modelle dadurch auszu-schalten, daß sie den Entwicklungsprozeß des Trennflächensystems nachzu-bilden versuchen. Bei diesen auch als „hierarchische Rißspuren-Modelle“ (hierarchical fracture trace model) bezeichneten Ansätzen werden die Trennflächen in mehreren Stufen simuliert. Die resultierenden modellierten Trennflächenanordnungen kommen den aufgenommenen Strukturen auch in Details (en échelon-Anordnungen; Beendigung sekundärer Trennflächen an Schnittstellen mit primären Trennflächen) nahe (Einstein & Stephansson, 2000).

Es ist nicht verwunderlich, daß die erfolgreiche Anwendung solcher Modelle sehr stark von ihren Eingangswerten abhängt, was besondere Sorgfalt und Aufwand bei der Aufnahme und Bearbeitung der Daten des Trennflächengefüges voraussetzt (Robertson, 1970; Priest, 1993; Einstein & Baecher, 1983).

Ein spezifischer Parameter, der zur Beschreibung der geometrischen Beziehung von Trennflächen und Gesteinsbrücken herangezogen wird, ist der von Pacher (1959) definierte ebene Durchtrennungsgrad

$$\kappa_e = \frac{\sum K}{F} \quad (2.1)$$

mit $\sum K$ als der Summe aller in einer Ebene liegenden durchtrennten Bereiche und der Fläche der Bezugsebene F (Abb. 2.1). Ein ebener Durchtrennungsgrad von „1“ entspricht einer durchgehenden Trennfläche, $\kappa_e = 0$ steht für ein in dieser Ebene ungeteiltes Gebirge. Besonders da die in situ beobachtete und aus der Kluftgenese abgeleitete resultierende Anordnung begrenzter Trennflächenabschnitte selten auf eine Ebene beschränkt bleibt, sondern meist en échelon ausgebildet ist (Müller, 1974), ist der Nutzen dieses Parameters sehr beschränkt

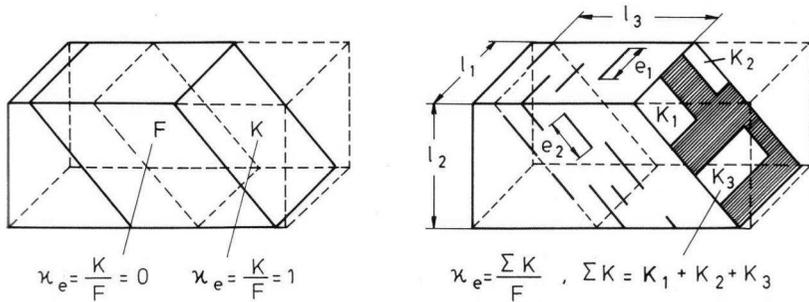


Abb. 2.1: Definition des ebenen Durchtrennungsgrades
links: ebener Durchtrennungsgrad $\kappa_e = 0$ bzw. 1
rechts: ebener Durchtrennungsgrad $\kappa_e < 1$
(Quelle: Fecker & Reik, 1987 (S. 223))

(z. B. Bock, 1976). Die Erweiterung des ebenen Durchtrennungsgrades auf einen auf ein Volumen bezogenen räumlichen Durchtrennungsgrad

$$\kappa_r = \kappa_e \cdot k \quad (2.2)$$

(Pacher, 1959) mit der Kluftdichte k , d. h. der Anzahl der Trennflächen pro Meter, gibt zwar eine Maßzahl für die Zerlegung des Gebirges an, ist aber für das Konzept der Bestimmung der Scherfestigkeit einer nicht-durchgehenden Trennfläche zunächst nicht weiter hilfreich.

Zur Beschreibung des realistischen Umfangs der Durchtrennung des partiell geklüfteten Gebirges sind daher verschiedene geometrische Parameter erforderlich (s. u.). Die einfachste, dem realen Trennflächengefüge ähnliche Anordnung von diskontinuierlichen Trennflächen ist die von in einer Reihe angeordneten parallelen Flächen, die jeweils voneinander abgesetzt sind (Abb. 2.2a). Diese Anordnung entspricht Trennflächen einer Schaar, die zueinander en échelon liegen. Selbstverständlich sind zahlreiche weitere Anordnungen denkbar und realitätsnah. Da es jedoch von übergeordnetem Interesse ist, die prägenden Mechanismen des Bruch- und Scherverhaltens nicht-durchgehender Trennflächen verstehen zu lernen, ist eine Beschränkung auf solche einfachen Trennflächentypen sinnvoll. Überdies ist die Vielzahl der möglichen Konfigurationen, wenn man z. B. Elemente mehrerer Trennflächenscharen gemeinsam berücksichtigen wollte, unbegrenzt. Ihre Auswirkungen auf die Scherfestigkeit solcher Trennflächen wären äußerst komplex und nur schwerlich systematisch in definierte Kategorien einzuteilen.

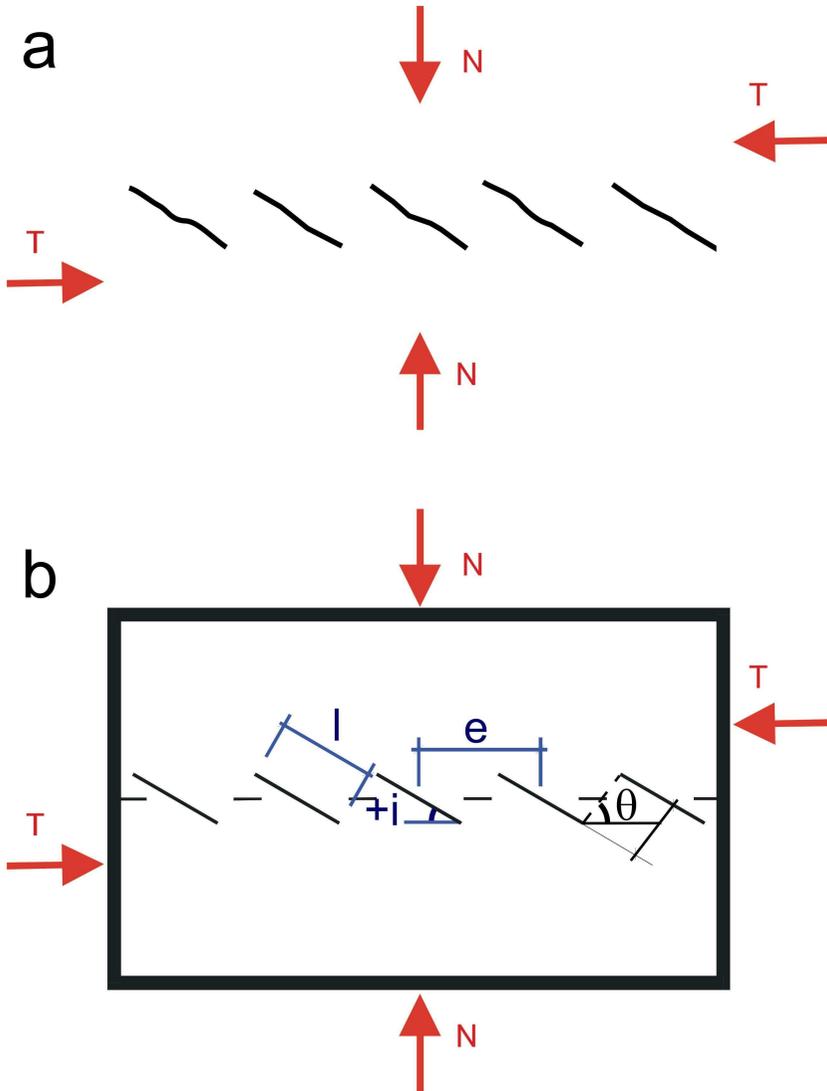


Abb. 2.2: Definition einer diskontinuierlichen Trennfläche
a) Diskontinuierliche Trennfläche aus parallelen Elementen
b) in Scherproben integrierte idealisierte diskontinuierliche
Trennfläche mit einer Definition ihrer geometrischen Maßzahlen
(s. a. Tab. 2.1)

kurz erwähnt werden. Dabei ist zu beachten, daß je nach (Kenntnis der) Belastung die aufeinander bezogene Anordnung benachbarter Trennflächenelemente anders zu beurteilen ist. Bei der rein geometrischen Aufnahme der Klufdaten in situ wird man beispielsweise den Parameter der Überlappung von Klufenden auf die Kluftebene bezogen angeben (Abb. 2.3). Sofern z. B. im Druckversuch die Hauptspannungsrichtungen bekannt sind, kann Überlappung auch in dem Sinne definiert werden, daß sie die Überschneidung der Projektionen zweier Trennflächen auf eine senkrecht zur größeren Hauptspannung liegenden Ebene bezeichnet (Abb. 2.4), da in diesem Fall alle Hauptspannungstrajektorien um die Risse geleitet werden müssen. Im direkten Scherversuch kommen mehrere Möglichkeiten der Definition von Überlappung in Frage (geometrisch; bezogen auf Normalspannung; bezogen auf größere Hauptspannung). Wegen der mit Zunahme der Scherspannung rotierenden Hauptspannungsrichtungen ist bei Übernahme der Definition vom Druckversuch die Überlappung während eines Versuches variabel (Abb. 2.5a und 2.5b). Aus diesem Beispiel wird deutlich, daß je nach Untersuchungsziel und -methode verschiedene Parameterkombinationen sinnvoll sind.

Zur Angabe der Konfiguration einer diskontinuierlichen Trennfläche unter Scherbeanspruchung ist es empfehlenswert, die geometrischen Größen auf die Scherebene bezogen anzugeben. Dies geschieht in dieser Arbeit, indem neben der Länge „ l “ der (geraden) Einzelrisse (die einzelnen Elemente der diskontinuierlichen Trennflächen werden in der Folge als „Risse“ und „Gesteinsbrücken“ bezeichnet) deren gegenseitiger Abstand entlang der Scherebene (hier Reißmittenabstand „ e “ genannt) und deren Reißwinkel „ i “ (das ist der Winkel zwischen der

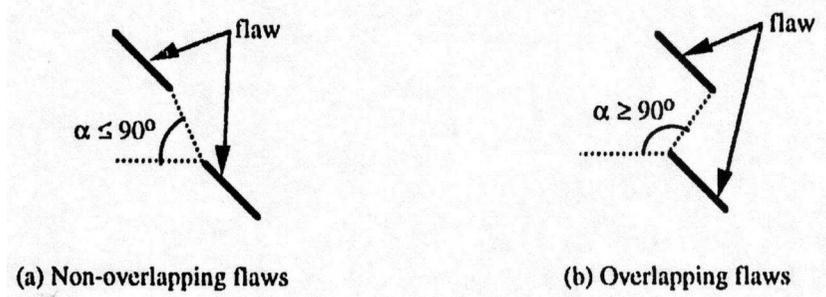


Abb. 2.4: Gegenüberstellung von sich überlappenden und sich nicht-überlappenden Rissen im Druckversuch
(Quelle: Bobet, 1997)

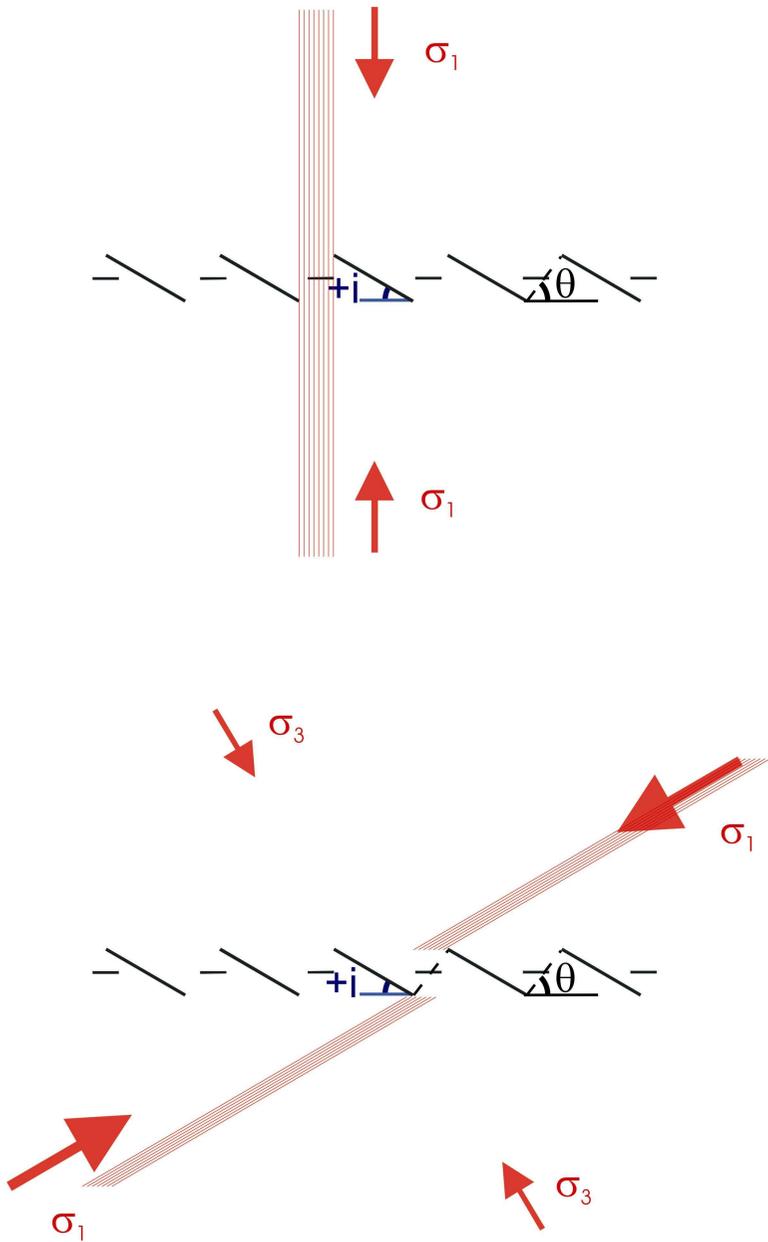
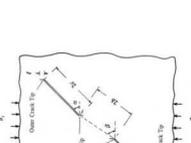
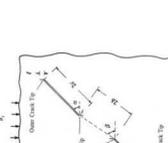
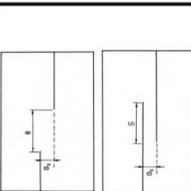
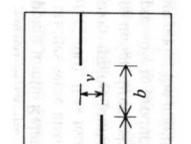


Abb. 2.5: „Überlappung“ im direkten Scherversuch
 a) Scherspannung $\tau = 0 \Rightarrow$ „keine Überlappung“
 b) Scherspannung groß \Rightarrow „Überlappung“

Orientierung eines Einzelrisses und der Scherebene) eindeutig beschrieben werden. In den Abb. 2.2 und Abb. 2.5 sind die geneigten Risse in einer Anordnung mit positiven Rißwinkeln dargestellt.

Andere Autoren beschreiben vergleichbare Anordnungen mit anderen Maßzahlen. In Tab. 2.1 werden die Umrechnungsmöglichkeiten einiger alternativer Systembezeichnungen zum in dieser Arbeit verwendeten Parameterinventar aufgeführt.

direkter Scherversuch hier verwendete Parameter	Wong et al. (1999)	geometrisch Xing (1989)	Druckversuch Reyes & Einstein (1991), Shen et al. (1995), Wong & Chau (1998)
 <p>Riñlänge l Riñmittenabstand e Riñwinkel i</p>	 <p>„halbe Klufflänge“ l „horizontaler Abstand“ b „vertikaler Abstand“ v</p>	 <p>„Gesteinsbrückenlänge“ B „Überlappungslänge“ δ „Versprung“ O_s</p>	 <p>„Riñlänge“ 12,7 mm (= L) „Kontinuität“ c „Abstand“ s „Riñwinkel“ β „Brückenwinkel“ α $\tan(\alpha - \beta) = \frac{s}{c}$</p>
<p>Brückenwinkel θ $\tan \theta = \frac{l \cdot \sin i}{e - l \cdot \cos i}$ Brückenlänge BL $BL = \sqrt{(l \cdot \sin i)^2 + (e - l \cdot \cos i)^2}$ = 2b (z. B. Reyes & Einstein, 1991) <u>Umrechnung in hier verwendete Größen:</u></p>	<p>l := 2*1 $e := \sqrt{(2 \cdot l + b)^2 + v^2}$ $\tan i := \frac{v}{2 \cdot l + b}$ $\tau := \sigma \cdot \sin i + \tau \cdot \cos i$ $\sigma := \sigma \cdot \cos i - \tau \cdot \sin i$</p>	<p>Bezogen auf Bobet & Einstein (1997): α := β β := α $2b := \sqrt{s^2 + c^2}$</p>	<p>φ + i := α - β $e := \sqrt{(L + c)^2 + s^2}$ $= \sqrt{L^2 + (2b)^2} + 2 \cdot L \cdot c$ $\tan i := \frac{s}{L + c}$</p>

Tab. 2.1: Verschiedene Parametrisierung diskontinuierlicher Trennflächen bzw. Möglichkeiten der Umrechnung von einem System in ein anderes („:=“)

3. Ansätze zur Beschreibung des Bruch- und Scher- verhaltens diskontinuierlicher Trennflächen

3.1. Bruchverhalten der durch Gesteinsbrücken unterbrochenen Trennflächen

Intuitiv wird die Festigkeitsreserve einer durch Gesteinsbrücken unterbrochenen Trennfläche gegenüber ihrem kontinuierlichen Gegenstück primär dem Bruchwiderstand der Gesteinsbrücken zugeordnet. Daraus läßt sich direkt die große Bedeutung ableiten, die dem Bruchverhalten zugeschrieben wird. Die Mehrzahl der bislang durchgeführten Untersuchungen an nicht-durchgehenden Trennflächen zielte daher darauf, dieses Bruchverhalten zu verstehen. Dabei beschäftigten sich diese Studien experimentell, analytisch und numerisch mit dem Wachstum bzw. dem Zusammenwachsen von Rissen oder Schlitzen unter verschiedenen Belastungen sowie speziell mit der Interaktion benachbarter Rißenden.

Aufgrund der im Gebirge dominierenden Spannungszustände werden im folgenden nur Untersuchungen mit globalen Druck- und Scherbeanspruchungen berücksichtigt.

3.1.1. Experimentelle Untersuchungen

Experimentelle Untersuchungen zum Rißverhalten unter (Druck-)Beanspruchung werden meist durch uni-, bi- oder triaxiale Druckversuche oder durch direkte Scherversuche an Proben mit definierten, d. h. meist künstlich eingebrachten Rissen durchgeführt.

3.1.1.1. Direkte Scherversuche

Der direkte Scherversuch bietet sich als geeignetes Untersuchungsverfahren an, da bei ihm die Scherbeanspruchung und auch die Scherverschiebung gezielt auf eine bestimmte Rißkonfiguration aufgebracht werden kann. Die Lage und Orientierung der sich schließlich bildenden durchgehenden Trennfläche ist bei diesem Versuch vorgegeben. Deren Entwicklung kann über lange Scherverschiebungen verfolgt werden.

Allerdings können im direkten Scherversuch die Randbedingungen nicht exakt gesteuert und kontrolliert werden (Lajtai, 1969a). Insbesondere die Lage der

Scherkrafteinleitung und die kinematischen Freiheiten der Scherkästen bestimmen den Spannungszustand innerhalb der Scherprobe (Schneider et al., 1978; Cramer et al., 1979). Als eine Folge weicht die Spannungsverteilung in der Scherebene von den gemittelten Größen ab (Kutter, 1971).

Die Mehrzahl der Untersuchungen des Bruchverhaltens im direkten Scherversuch erfolgte an einzelnen Gesteinsbrücken zwischen zwei horizontalen Schlitzten. Bei Lajtai (1969a, 1969b) sowie Jung et al. (1995) lagen diese Risse in einer Linie, bei Savilahti et al. (1990) und Wong et al. (1999) waren sie z. T. gegeneinander versetzt (s. Tab. 2.1, 2. Spalte).

Bei diesen Versuchen wurde ein Bruchverhalten beobachtet, das nicht durch eine direkte Verbindung der Rißspitzen erfolgte, sondern durch geschwungene Flügelrisse eingeleitet wurde, die aus der Scherebene herausliefen (Jung et al., 1995 (Abb. 3.1a); Wong et al., 1999). Als Ursache für diese Rißbildung wurde ein lokales Zugversagen verantwortlich gemacht. Da diese Risse allein nicht eine vollständige Durchtrennung der Gesteinsbrücke bewirkten, konnten bei fortgesetzter Scherverschiebung weitere Rißbildungen beobachtet werden. Dabei handelte es sich um umschwenkende Fortsetzungen der Flügelrisse bzw. um sekundäre Risse, die in Zonen konzentrierter Druckspannungen auftraten und in Verbindung mit den Flügelrissen zum Zusammenwachsen der ursprünglich getrennten Risse beitrugen (Jung et al., 1995 (Abb. 3.1a); Lajtai, 1969a; Wong et al., 1999). Wong et al. (1999) bezeichneten diese sekundären Risse als Scherrisse.

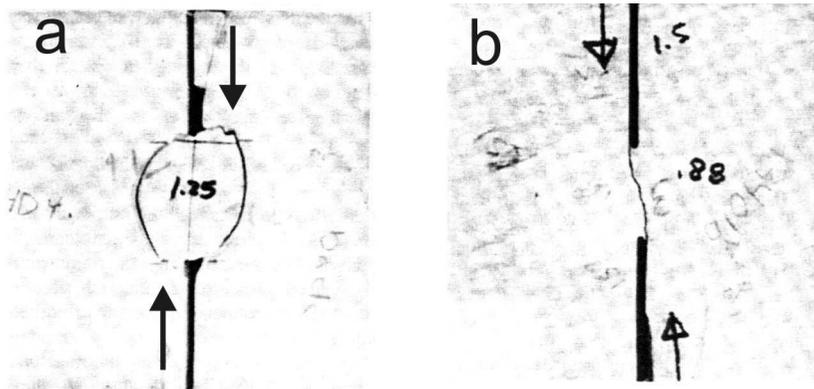


Abb. 3.1: Bruchmuster unter Scherbelastung:
a) in Hydrostone
b) in Sandstein (bzw. z. T. in Hydrostone)
(Quelle: Jung et al., 1995)

Vereinzelte trat eine weitere Rißbildung auf, die die von den Flügelrissen umschlossene Gesteinsbrücke geradlinig durchtrennte (Jung et al., 1995 (Kombination aus Abb. 3.1a und 3.1b)). Diese zur endgültigen Durchtrennung beitragenden Risse wurden i. d. R. ebenfalls als Scherrisse bezeichnet. Das komplette Bruchverhalten nannten Jung et al. (1995) ein mixed-mode-Versagen (Zugmodus I und Schermodus II).

Während meist das Bruchverhalten ausschließlich phänomenologisch untersucht wurde, konzentrierte sich Lajtai (1969a; 1969b) auf den Einfluß der Normalspannung auf den Scherwiderstand einer Trennfläche mit einem ebenen Durchtrennungsgrad von $\kappa_e = 0,5$. Mit zunehmender Auflast unterschied er drei verschiedene Versagensarten, die er als Zugversagen, Scherversagen sowie Versagen bei Restscherfestigkeit (Gleiten in einer zerbrochenen Scherzone) bezeichnete. Letzteres wurde bei größeren Scherverschiebungen erreicht und entsprach bei kleineren Normalspannungen dem im Nachbruchbereich wirksamen Schermechanismus (Lajtai, 1969a).

Die Versuche von Savilahti et al. (1990) geben erste Hinweise darauf, daß die Versatzrichtung (Verspringen der versetzten Schlitzes nach rechts oder links bezogen auf die Scherrichtung) sowie die Neigung der Risse das Bruchverhalten von Gesteinsbrücken signifikant verändern (Abb. 3.2).

Eine systematische Untersuchung des Einflusses der Rißneigung auf den Scherwiderstand wurde von Kawamoto (1970) durchgeführt. Bei seinen in einem regelmäßigen Raster mit parallelen Rissen durchsetzten Proben stellte er gravierende

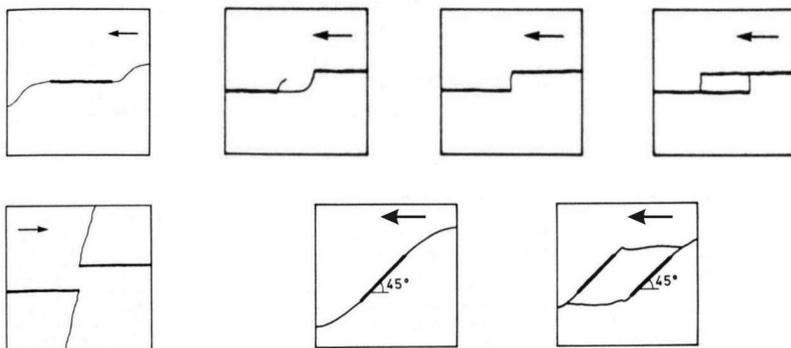


Abb. 3.2: Verschiedene Bruchbilder bei Trennflächen mit dazwischenliegender Materialbrücke im direkten Scherversuch (Quelle: Savilahti et al., 1990)

Unterschiede der Bruchmuster in Abhängigkeit von der Orientierung der Risse — bezogen auf die Scherrichtung — fest. Er stellte zudem fest, daß der Scherwiderstand beim Auftreten der durch Zug entstandenen Neurrisse niedriger war als ein später gemessener maximaler Scherwiderstand. Die Abhängigkeit der Scherwiderstände von der Reißorientierung wurde als nur gering ausgeprägt ermittelt — mit einem Maximum bei geringen negativen Reißwinkeln.

Andere experimentelle Lösungswege, das Verhalten diskontinuierlicher Trennflächen zu untersuchen, bestanden darin, durchgehende oder miteinander verzahnte Trennflächen herzustellen, denen eine Scherbewegung aufgezwungen wurde, so daß zwischen parallelen Trennflächen liegende Schichten (Kawamoto, 1970; Hayashi, 1966) oder Verzahnungen (Eberstein, 1987, Lajtai, 1969a und 1969b) durchtrennt werden mußten. Solche Versuche sind jedoch von daher fragwürdig, da sich bei ihnen ein von nicht-durchgehenden Trennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken abweichendes Reißwachstum einstellt (es kann nicht von vorhandenen Reißspitzen ausgehen) sowie da die durchgehenden Kontaktflächen den durch Reißbildung gelösten Gesteinsbruchstücken zusätzliche Bewegungsmöglichkeiten eröffnen.

Sofern Verzahnungen durchgehender Trennflächen aus geeigneten Sägezähnen bestehen, hängt das Scherverhalten in besonderem Maße von der Normalspannung ab. Bei großer Auflast werden die Sägezähne gezwungen abzubrechen bzw. durchzuscheren (z. B. Ladanyi & Archambault, 1970; Kusumi et al., 1996; Lam & Johnston, 1989). Das weist darauf hin, daß die Funktion von Materialbrücken, eine zu durchtrennende Scherbarriere darzustellen, unter bestimmten Umständen auch von Rauigkeitselementen von durchgehenden Trennflächen übernommen werden kann. Solche kontinuierlichen Trennflächen werden in Kapitel 3.2 ausführlicher behandelt.

Die bislang angeführten Versuche wurden an Proben aus Modellmaterialien durchgeführt. Diese bestanden überwiegend aus Mischungen mit Gips als verfestigendem Material. Die verwendeten Materialien waren i. d. R. porös und wiesen nur eine geringe Festigkeit auf. Es besteht der Verdacht, daß manche Bruchphänomene dem Modellmaterial zuzuschreiben sind. Als ein Beispiel kann aufgeführt werden, daß das von Jung et al. (1995) beobachtete Phänomen, daß nach der Bildung von Flügelrissen weitere, die Reißspitzen direkt verbindende Risse auftraten (Abb. 3.1b), nur bei dem festesten und dichtesten Modellmaterial erfolgte. Jung et al. (1995) führten zudem gleichartige Scherversuche an Proben

aus Granit und Sandstein durch. Bei diesen Versuchen traten keine Flügelrisse mehr auf, statt dessen jedoch die gerade angesprochenen Verbindungsrisse, die von Jung et al. (1995) bzw. Rao (1999) als Scherrisse (Modus II-Risse) bezeichnet wurden (Abb. 3.1b).

Ein weiterer Hinweis auf Rißbildungen, die für weiche Gipsproben charakteristisch sein können, wird von Fishman (2000) gebracht. Er hatte in früheren Veröffentlichungen (Fishman (1979) bzw. (1987)) direkte Scherversuche vorgestellt, die Großscherversuche in situ nachbilden sollten. Bei diesen Versuchen wurde u. a. das Bruchverhalten von monolithischen Scherblöcken bzw. diskontinuierlichen Trennflächen anhand von weichen Gipsmodellen untersucht (Abb. 3.3). Die resultierenden Bruchflächen bestanden aus Abschnitten, die durch Zug durchtrennt wurden, sowie aus solchen, die in stark überdrückten Bereichen senkrecht zur größten Hauptspannung entstanden. Diese Bereiche, die, wie man beim Vergleich der Bruchfläche beim monolithischen Scherblock mit der Durchtrennung des Modellmaterials in Abb. 3.1a sehen kann, den „Scherrisse“ genannten Fortführungen der Flügelrisse bei Jung et al. (1995) oder Wong et al. (1999) entsprechen, werden von Fishman (2000) aufgrund der vermutlich zu ihrer Bildung führenden lokal wirksamen Ursache „Druckrisse“ genannt. Solche Druckrisse konnte er auch in einer anderen Belastungsanordnung an Gipsproben erzeugen, nicht jedoch an Proben aus Beton (Fishman, 2000). Möglicherweise entstehen diese Druckrisse durch Versagen (Knicken bzw. Biegeknicken) der länglichen Gipskristalle in großem Porenraum (s. Anhang A) unter lokal konzentrierter Druckbelastung. Dünnschliffuntersuchungen, die ergaben, daß Gipskristalle unter

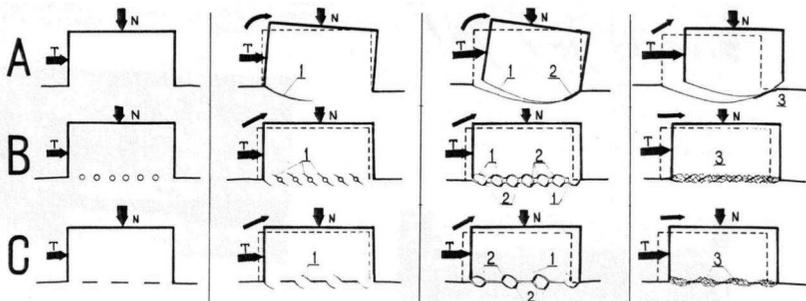


Abb. 3.3: Rißbildungen bei direkten Scherversuchen an verschiedenen diskontinuierlichen Trennflächen

1: Zugrisse; 2: Scher- bzw. Druckrisse; 3: Bruchzone
(Quelle: Fishman, 1987)

Druckbelastung knicken und kataklastisch zerbrechen (Stesky & Hannan, 1987), unterstützen diese Hypothese.

Die beiden aufgeführten Beispiele verdeutlichen, daß das Bruchverhalten in deutlicher Weise durch das Modellmaterial beeinflusst werden kann und eine Übertragbarkeit von Versuchsergebnissen auf den Gebirgskörper kritisch hinterfragt werden muß.

Versuche an realen diskontinuierlichen Gesteinstrennflächen sind selten (Hung & Lee, 1990; Li et al., 1990) und sind in ihrer Aussagekraft dadurch begrenzt, daß die genaue Geometrie der Gesteinsbrücken i. d. R. unbekannt ist. Li et al. (1990) geben an, daß die Gesteinsbrücken infolge Zug brechen und die Bruchflächen en échelon verlaufen. Eine solche Bruchstruktur kann auch bei einer detaillierten Beobachtung der anscheinend infolge Scherung (Modus II) entstandenen Bruchflächen entdeckt werden (Jung et al., 1995; Rao, 1999) (Abb. 3.4).

Direkte Scherversuche an monolithischen Sandsteinproben (Petit, 1988) konnten ähnliche Strukturen der Bruchfläche erzeugen. Zuginduzierte Risse konnten von solchen, die diese ungefähr parallelen Zugrisse miteinander verbanden, unterschieden werden.

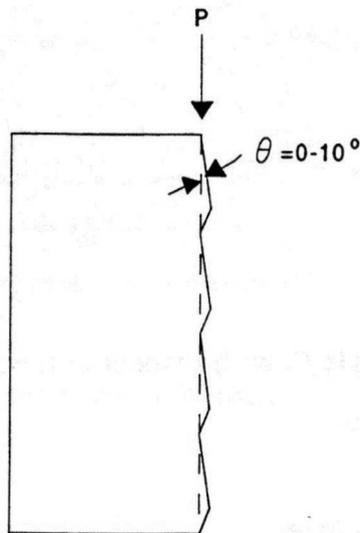


Abb. 3.4: Muster der aus einem „Scherriß“ bestehenden Bruchfläche (Quelle: Rao, 1999)

Die bislang durchgeführten direkten Scherversuche an diskontinuierlichen Trennflächen hatten bislang nicht bzw. nur untergeordnet zum Ziel, die Größe des Scherwiderstandes als Funktion der Trennflächengeometrie zu bestimmen. Wenn ein Scherwiderstand angegeben wurde, war zum Teil nicht klar, zu welchem Zeitpunkt des Scherprozesses er gemessen worden ist. Zudem sind manche der Untersuchungen aufgrund ggf. ungeeigneter Analogmaterialien zu hinterfragen. Die in dieser Arbeit durchgeführten direkten Scherversuche (s. Kap. 4 und Kap. 5) ließen daher erwarten, wesentliche und neuartige Erkenntnisse zum Bruch- und Scherverhalten nicht-durchgehender Trennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken beizusteuern.

3.1.1.2. *Druckversuche*

Da sich zur systematischen Untersuchung von Rißinitiierung, Rißfortpflanzung und Zusammenwachsen von Rissen besonders ein- und zweiachiale Druckversuche an scheibenartigen Proben anbieten, da in ihnen i. d. R. sehr gleichförmige Spannungsverteilungen erzeugt werden können, konzentrierten sich viele Untersuchungen zum Riß- und Bruchverhalten auf Druckversuche.

Druckversuche wurden zunächst an Proben mit einzelnen isolierten Ausgangsrissen eingesetzt, um dort das unbeeinflusste Rißwachstum in Abhängigkeit von der Rißneigung, der Belastungsart oder der Rißöffnung zu untersuchen. (z. B. Brace & Bombolakis, 1963; Erdogan & Sih, 1963). Solche Versuche an verschiedenen Materialien (Glas (Hoek & Bieniawski, 1966); CR39 (Horii & Nemat-Nasser, 1985; Bombolakis, 1968); Plexiglas (Petit & Barquins, 1988); Gips (Lajtai, 1971; Lajtai & Lajtai, 1973)) bildeten z. T. die Vergleichsgrundlage für analytische Rißkriterien, auf die im nächsten Kapitel eingegangen werden soll. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Versuche sind, daß von einzelnen geneigten Anfangsrissen meist unter einem Winkel von ca. 70° zur Rißachse an beiden Rißspitzen gleichzeitig Flügelrisse entstehen, die bei weiterem Wachstum in Richtung der größeren Hauptspannung umschwenken. Dieses Rißwachstum ist bei rein einaxialer Belastung und besonders bei zweiachialem Druck immer stabil, d. h. die Risse erreichen eine begrenzte Länge. Um sie zu veranlassen, axial weiterzuwachsen, muß die Belastung vergrößert werden. Allein aufgrund des Wachstums eines Risses kann ein Körper daher unter Druckbeanspruchung nicht versagen.

Horii & Nemat-Nasser (1985) haben eindrucksvoll gezeigt, daß dieses Flügelrißwachstum empfindlich auf geringe seitliche Spannungsänderungen reagiert.

Schon bei geringen Seitendrücken wird das Wachstum stabilisiert bzw. unterdrückt, bei kleinen seitlichen Zugspannungen wachsen die Flügelrisse instabil. Als Ursache für die Bildung und das Wachstum der Flügelrisse konnten lokale Zugspannungen im Bereich der Rißspitzen identifiziert werden (z. B. Erdogan & Sih, 1963). Bei bestimmten steilen Rißorientierungen pflanzen sich die Risse unter minimalen axialen Lasten fort (Hoek & Bieniawski, 1966: $\beta \approx 27,5^\circ$ (Notation von Bobet & Einstein (1998a) in Tab. 2.1)). Bei geschlossenen Rissen erfolgt Rißwachstum erst bei größerer Belastung als bei geöffneten Rissen (Adams & Sines, 1978). Hoek & Bieniawski (1966) wiesen darauf hin, daß sich ein geschlossener Riß, der nur an einigen Rauigkeitselementen Kontakt hat, zunächst wie eine Reihe von in einer Linie liegenden kurzen geöffneten Rissen verhält und erst nach einer Überwindung der lokalen Verzahnungen als ein einziger Riß (mit Flügelrißwachstum an den Spitzen) wirksam wird.

Ein- und zweiaxiale Druckversuche an Gesteinsproben mit einzelnen künstlich erzeugten Rissen bestätigten die Flügelrißbildung auch in natürlichem Gestein (Petit & Barquins, 1988; Wang et al., 1987; Gay, 1976; Huang et al., 1990).

Da unter axialen Druckbelastungen eine Probe durch Flügelrißbildung von einem isolierten Riß aus nicht versagen kann, müssen bei vergrößerten Belastungen zusätzliche Rißbildungen aufgezwungen werden. Diese sekundären Rißbildungen unterschieden sich stark je nach dem Probenmaterial. In Plexiglas konnten keine weiteren Risse erzeugt werden (Nemat-Nasser & Horii, 1982) oder nur bei Verringerung der Oberflächenenergie durch Zugabe eines Lösungsmittels (Petit & Barquins, 1988). Petit & Barquins (1988) beobachteten bei ihren Versuchen, daß in der Verlängerung des Ausgangsrißes, also in der Richtung großer Scherspannungen, kurze en échelon angeordnete Zugrisse entstanden (Abb. 3.5). In die gleiche Richtung wachsende Risse in Gestein (Petit & Barquins, 1988) oder anderen Materialien, die meist als Scherrisse bezeichnet werden, könnten daher — wie detaillierte Beobachtungen der Scherstrukturen bestätigen (Petit & Barquins, 1988) — als Verbindungen solcher zug-induzierter Rißfolgen interpretiert werden.

In Gesteinen treten z. T. mehrere verschiedene sekundäre Rißbildungen auf (Wang et al., 1987; Gay, 1976; Huang et al., 1990; Chen et al., 1995), die ggf. als nur mittelbar von der ursprünglichen Rißanordnung bzw. als teilweise durch die Versuchsbedingungen (z. B. die Belastungseinrichtung) beeinflusst angesehen werden können.

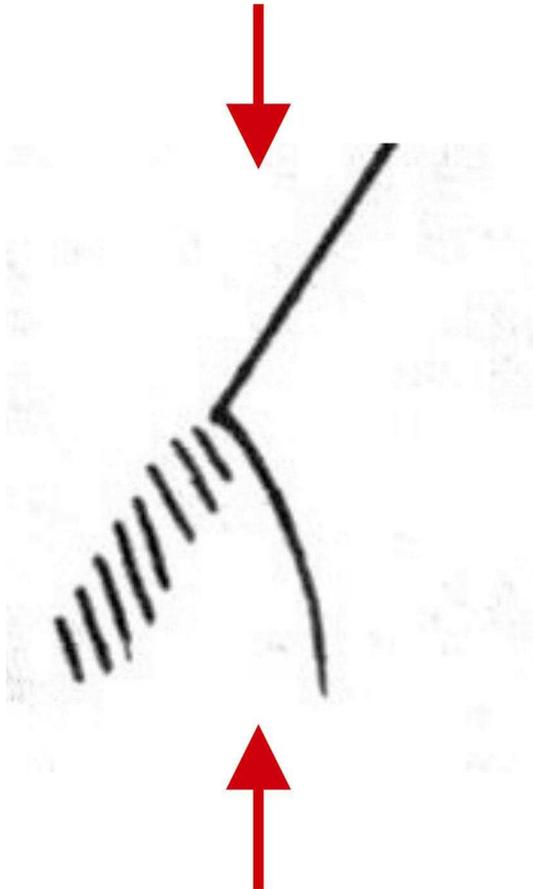


Abb. 3.5: Scherzone mit en échelon Mikrorissen in Plexiglas unter einaxialem Druck (Quelle: Petit & Barquins, 1988)

Bei Druckversuchen an weichen Gipsproben traten zusätzlich „Scherrisse“ auf (Lajtai, 1971; Lajtai & Lajtai, 1973), die für hoch-poröse Materialien spezifisch sind (Paterson, 1978 (z. B. S. 158; S. 170 ff)) und die mit den von Fishman (2000) als Druckrisse bezeichneten (s. o.) übereinstimmen könnten.

Neben dem Rißwachstum von einzelnen Rissen aus wurde in den Druckversuchen besonders die Interaktion zwischen benachbarten Anfangsrissen erforscht. Dabei wurde zum einen ermittelt, daß das Versagen von Gestein unter Druckbelastung durch Interaktion vieler Defekte — z. B. durch Zusammen-

wachsen sich überlappender Risse durch Flügelrisse — erfolgt (Brace & Bombolakis, 1963; Horii & Nemat-Nasser, 1986). Die weiteren Erkenntnisse bezogen sich auf die quantitative Wirkung der Interaktion benachbarter Risse auf die erforderlichen Belastungen bei Reißbildung, Wachstum und Zusammenwachsen der Risse. Bei relativ großem Abstand paralleler Risse erfolgt die Bildung von Flügelrisse zunächst voneinander unbeeinflusst (Chen et al., 1995; Zhao et al., 1995). Bei geringem Abstand macht sich die Interaktion bemerkbar, indem der benachbarte Reiß je nach Orientierung das Flügelreißwachstum erleichtert oder behindert (z. B. Bombolakis, 1964). Dabei hängt die Wirkung der Interaktion von der Versatzrichtung (Ma et al., 1986) und dem Grad der Überlappung ab (Bombolakis, 1964). Wenn die Scherverschiebungen und die Versatzrichtungen gegensinnig sind (z. B. bei rechtshändiger Verschiebung und linksseitigem Versatz (Ma et al., 1986)), was bei den Druckversuchen dann auftritt, wenn die Verbindungslinie zwischen benachbarten Reißenden flacher als die Reißneigung geneigt ist ($\alpha < \beta$ in Tab. 2.1 (letzte Spalte)), schirmen sich die Reißenden gegenseitig ab. Im anderen Fall ($\alpha > \beta$ bzw. gleichsinnigen Verschiebungen und Versatzrichtung), der im folgenden als Standardfall betrachtet wird, tritt das Reißwachstum bei geringeren Lasten auf, wenn die Risse sich ganz leicht überlappen. Eine große Überlappung führt wieder zu einer Abschirmung (z. B. Bombolakis, 1964). Mit wachsender Annäherung beeinflussen die benachbarten Reißenden das Wachstum der Flügelrisse immer stärker (Zhao et al., 1995; Bombolakis, 1964). Schließlich treffen die Flügelrisse bei Überlappung sowie ggf. leichter Unterlappung (Begriff von Aydin & Schultz, 1990) der Ausgangsrisse auf den benachbarten Reiß (z. B. Wong & Chau, 1998).

Während bei Druckversuchen das beschriebene Verhalten des Zusammenwachsens von sich überlappenden Anfangsrisse durch Flügelrisse bei verschiedenen Modellmaterialien (Gestein: z. B. Zhao et al., 1995; Plexiglas: z. B. Horii & Nemat-Nasser, 1986; Gips: z. B. Reyes & Einstein, 1991) übereinstimmend beobachtet wurde, tritt bei anderen Anfangsreißkonfigurationen eine andere Versagensart auf. Bei diesen erfolgt die Durchtrennung der Gesteinsbrücken durch sekundäre Reißbildungen. Die besondere Bedeutung dieser Anordnungen liegt darin, daß die Belastung, die zum Versagen der Gesteinsbrücken führt, häufig wesentlich größer ist als die mit der Flügelreißbildung verbundene (z. B. Lajtai, 1969c). Diese sekundäre Reißbildung unterscheidet sich stark bei Proben aus unterschiedlichen Materialien (Vergleiche Druckversuche an Marmor (Chen et

al., 1995), Gips (s. u.) und Plexiglas (Horii & Nemat-Nasser, 1986)), hängt jedoch eventuell auch von den Belastungsrandbedingungen ab.

Die bislang umfangreichsten Untersuchungen zur Interaktion zweier benachbarter, gleichgerichteter Risse unter uniaxialer oder biaxialer Belastung wurden an relativ festen Gipsproben am Massachusetts Institute of Technology (MIT) (Reyes & Einstein, 1991; Shen et al., 1995; Bobet & Einstein, 1998a) sowie an weicheren Proben aus Gips-Sand-Mischungen von Wong & Chau (1997, 1998) durchgeführt. Je nach der Geometrie der Rißanordnung erfolgte das Zusammenwachsen der Risse infolge Zug, Scherung oder kombiniertem Scher- und Zugversagen (mixed-mode). Die Rißstrukturen nach dem Zusammenwachsen konnten charakteristischen Typen zugeordnet werden (z. B. Abb. 3.6). Nur bei sich überlappenden Ausgangsrissen tritt das oben beschriebene Zusammenwachsen durch Flügelrisse auf (Type IV), in allen anderen Fällen wird die Verbindung der beiden Ausgangsrisse ganz oder teilweise durch zusätzliche, sekundäre Risse bewirkt. Zu diesen gehören sogenannte Scherrisse, die in der Verlängerung der Orientierung der Ausgangsrisse zunächst stabil, beim Zusammenwachsen instabil wachsen (Type I). Da gleichartige Risse beim Zusammenwachsen von Anfangsrissen in Gesteinsproben meist nicht beobachtet wurden (z. B. Chen et al. (1995); jedoch ggf. bei porösem Sandstein (Petit & Barquins, 1988)), ist es nicht ausgeschlossen, daß es sich bei diesen Rissen um materialtypische handelt (poröser Gips!). Die ursprüngliche Benennung als „Scher“-Risse erfolgte auf der Grundlage der Beobachtung der Risse nach Abschluß der Versuche sowie der Feststellung, daß sie in einem überdrückten Bereich wuchsen (Bobet, 1997). Dabei ist die Oberfläche dieser Risse natürlich dadurch überprägt, daß auf ihnen nach ihrer Durchtrennung Gleitbewegungen stattfanden (Reyes & Einstein, 1991). Einen Hinweis darauf, daß es sich bei diesen Scherrissen um sekundäre Überprägungen von zuvor infolge Zug (wie bei den en échelon-Rissen von Petit & Barquins (1988)) oder Druck (Fishman, 2000) entstandenen Schädigungen handeln könnte, gibt Reyes (1991), wenn sie beschreibt, daß diese Risse noch nicht zu einer Durchtrennung der Gesteinsbrücke geführt hatten, als dies durch Beobachtungen an der Oberfläche schon angezeigt wurde. Dieses Versagen erfolgte demnach progressiv von der freien Oberfläche aus (wie bei den Rissen von Petit & Barquins (1988) (Abb. 3.5)) ins Innere der Gesteinsbrücke.

Von den Ergebnissen der Druckversuche soll hier exemplarisch angeführt werden, daß die aufnehmbaren Lasten bei geschlossenen Ausgangsrissen größer als bei geöffneten Rissen waren (Shen et al., 1995). Es stellten sich jedoch qua-

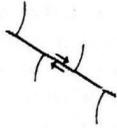
Type	Schematic path of Coalescence	Description of Coalescence	Mode of Coalescence
I		Type of coalescing fracture: secondary shear crack. Initiation position: preexisting flaw tips. Crack surface characterization: rough, with many small kink steps; contains crushed gypsum	Shearing
II		Type of coalescing fracture: secondary shear and tensile cracks. Initiation position: preexisting flaw tips. Crack surface characterization: some parts are clean and smooth while other parts are rough with crushed gypsum	Shearing + tension
III		Type of coalescing fracture: secondary shear crack and wing crack. Initiation position: preexisting flaw tips. Crack surface characterization: some parts are clean and smooth while other parts are rough with crushed gypsum	Shearing + tension
IV		Type of coalescing fracture: wing crack. Initiation position: preexisting flaw tips. Crack surface characterization: smooth and clean.	Tension
v		Type of coalescing fracture: secondary crack. Initiation position: preexisting flaw tips. Crack surface characterization: very rough, coated with a lot of crushed gypsum	Shearing ?

Abb. 3.6: Typisierung des Zusammenwachsens benachbarter paralleler Anfangsrisse unter ein- und zweiachsender Druckbelastung (Quelle: Bobet, 1997)

litativ ähnliche Rißstrukturen sowohl bei den geöffneten als auch bei den geschlossenen Rissen ein (Bobet & Einstein, 1998a). Bei großem Seitendruck wurde die Flügelrißbildung generell unterdrückt (Bobet & Einstein, 1998a). Bei geringem Seitendruck wandert der Ort der Flügelrißbildung im Vergleich zum

einaxialen Druckversuch von den Rißspitzen weg zur Mitte der Ausgangsrisse hin (Bobet & Einstein, 1998a).

Wong & Chau (1998) berichten davon, daß die Reibungseigenschaften der Ausgangsrisse Einfluß auf die Art ihres Zusammenwachsens ausüben. Weiterhin ergaben Versuche mit Konfigurationen aus drei unterschiedlich versetzt angeordneten Rissen (Wong et al., 2001), daß von ihnen nur die beiden Ausgangsrisse zusammenwachsen, die die Rißkombination darstellen, die bei Versuchen mit jeweils nur zwei Rissen unter geringerer Belastung versagte. Das Versagen einer aus vielen Einzelrissen bestehenden Rißzone erfolgt folglich selektiv, d. h. bei Zusammenwachsen nur bestimmter, zueinander günstig angeordneter Risse (Wong & Chau, 1997).

Einstein & Stephansson (2000) berichten davon, daß das bislang so nur bei Gipsproben aufgetretene Versagen infolge sekundärer Risse, die anscheinend durch Zug und Scherung verursacht werden, neuerdings (Martinez, 1999) auch bei Gestein beobachtet worden ist.

Bei den zuletzt beschriebenen Versuchen wurde ein Typ der Anordnung benachbarter Risse nicht berücksichtigt. Der Fall eines gegensinnigen Versatzes (d. h. $\alpha < \beta$ (s. o.)) bewirkt eine Umlenkung der um die offenen Ausgangsrisse geleiteten Kräfte in die Gesteinsbrücke, die dadurch stark überdrückt wird (Ma et al., 1986). Dadurch wird die Gesteinsbrücke stabilisiert und bricht erst unter wesentlich größeren Lasten. Druckversuche an solchen Konfigurationen wurden z. B. von Bock (1976) und Ma et al. (1986) an Proben aus weichem Gips (mit Zuschlag) bzw. Gabbro durchgeführt. Bock (1976) beobachtet bei Druckversuchen im Biaxialrahmen abhängig von der Versatzrichtung ein unterschiedliches Versagen und eine höhere Bruchlast bei der „überdrückten“ Gesteinsbrücke. Bei den Druckversuchen an Gabbroproben wurde die Belastung bei solchen Rißkonfigurationen nur solange erhöht, bis eine Flügelrißbildung eintrat, die noch nicht zur vollständigen Durchtrennung der Gesteinsbrücke führte (Ma et al., 1986). Bei diesen Versuchen, die zum Verständnis der seismischen Aktivität in Überlappungsbereichen von Störungselementen innerhalb von Horizontalverschiebungen konzipiert waren, wurde die Rißentwicklung über die Intensität von akustischen Emissionen verfolgt. Im Vergleich zu den Rißpaaren mit steileren Brückenwinkeln (bzw. gleichsinnigem Versatz) traten bei diesen Konfigurationen wesentlich weniger unterscheidbare Rißereignisse auf, das Hauptrißereignis setzt dagegen viel

mehr Energie frei als bei den Reißpaaren, die Reißwachstum begünstigen und die durch Flügelrisse verbunden werden.

An biaxialen Druckversuchen an Proben, die in regelmäßigen Rastern von parallelen Rissen teilweise durchtrennt waren, wurden von Müller & Pacher (1965) und Müller et al. (1973) die Einflüsse der Orientierungen der Risse bzw. der Durchtrennungsgrade untersucht. Je nach der Orientierung wurde ein unterschiedliches Bruchverhalten beobachtet, wobei sich häufig Klufftstaffeln ausbildeten. Der Einfluß des Durchtrennungsgrades wurde desto deutlicher, je stärker die Proben durchtrennt waren bzw. je stärker der Spannungszustand sich einaxialem Druck näherte (Müller & Pacher, 1965).

Müller et al. (1973) wiesen weiterhin darauf hin, daß ein „Vielkörpersystem“ — d. h. ein aus diskreten Klufftkörpern zusammengesetztes, „voll durchtrenntes“ Gebirge — bei bestimmten Beanspruchungen „kinematisch inkompatibel“ werden kann, so daß die verkeilten Blöcke durch neue Bruchbildungen durchtrennt werden und auf diese Weise kinematisch kompatible Versagensflächen entstehen. Damit kommt die enge Verwandtschaft zwischen voll und nur teilweise durchklüfteten Gebirgen zum Vorschein, so daß deutlich wird, daß das Verständnis des Bruch- und Scherverhaltens von diskontinuierlichen Trennflächen auch Konsequenzen für die Abschätzung des Versagens voll durchklüfteten Gebirges hat. Einige solche Versuche werden in Kap. 3.2.1 zitiert.

Bislang wurden nur Versuche beschrieben, bei denen die Risse die Proben in der ganzen Breite durchdrangen und bei denen von einem zweidimensionalen Reißwachstum ausgegangen werden konnte. Proben mit dreidimensionalen, münzförmigen (penny-shaped) Rissen verhalten sich unter Druckbelastung verschieden. Das Flügelreißwachstum um einen münzförmigen Ausgangsriß ist in seiner Ausdehnung stark beschränkt (Dyskin et al., 1995) und hat daher auf das Versagen einer mit solchen Rissen durchsetzten Probe keinen unmittelbaren Einfluß. Die Interaktion benachbarter, von kurzen Flügelrissen verlängerter Risse erfolgt auf eine andere Weise als bei zweidimensionalen Rissen. Zwei Nachbarrisie können infolge einer Spannungsveränderung in ihrer Umgebung einen neuen, wesentlich größeren, die Probe ggf. spaltenden Zugriß hervorrufen (Dyskin et al., 1995; Germanovich et al., 1995).

Auch wenn das Wachstum von zweidimensionalen Rissen also nicht ohne weiteres auf den räumlichen Fall übertragen werden kann und reale diskontinuierliche

Trennflächen in zwei Richtungen begrenzte Gesteinsbrücken besitzen werden, bleiben in dieser Arbeit die Untersuchungen auf zwei Dimensionen beschränkt. Sofern das Bruch- und Scherverhalten so idealisierter Trennflächen voll beherrscht wird, stellt die Übertragung der Erkenntnisse auf den dreidimensionalen Fall eine zusätzlich bzw. zukünftig zu lösende Aufgabe dar.

3.1.2. Analytische Ansätze

Die analytischen Ansätze zur Berechnung bzw. Abschätzung des Scherwiderstandes nicht-durchgehender Trennflächen mit dazwischenliegenden Gesteinsbrücken bestehen aus zwei Haupttypen: Modifizierten Coulomb-Ansätzen sowie bruchmechanischen Ansätzen (Einstein & Stephansson, 2000).

Bei modifizierten Coulomb-Ansätzen werden der diskontinuierlichen Trennfläche scheinbare bzw. globale Coulomb-Scherparameter $c_{\text{scheinbar}}$ und $\varphi_{\text{scheinbar}}$ zugewiesen, die implizit die Scherwiderstandsanteile der Gesteinsbrücken und der durchtrennten Bereiche superponieren. Sie unterscheiden sich untereinander durch verschiedene Annahmen zur Lage der Bruchfläche und der auf ihr herrschenden Bruchbedingungen.

Für in einer Ebene liegende Klüfte wurden von Robertson (1970) und Jennings (1970) die kohäsiven und Reibungsparameter von Klüften (c_j , φ_j) und intaktem Gestein (c_r , φ_r) entsprechend der durch den Durchtrennungsgrad κ_e vorgegebenen geometrischen Anteile berücksichtigt:

$$\tau_{\max} = (1 - \kappa_e) \cdot (c_r + \sigma \cdot \tan \varphi_r) + \kappa_e \cdot (c_j + \sigma \cdot \tan \varphi_j) = c_{\text{scheinbar}} + \sigma \cdot \tan \varphi_{\text{scheinbar}} \quad (3.1)$$

(Robertson, 1970). Jennings (1970) erweiterte diesen Ansatz auch für Staffelbrüche bei zwei nicht durchgehenden Kluftscharen. Er nahm an, daß das Abscheren entlang der flacheren Klüfte erfolgte und die steileren sich öffneten. Die zwischen den Klüften verbliebenen Gesteinsbrücken teilte er in Anteile parallel und senkrecht zu der flacher geneigten Kluftschar ein und wies den ersteren die Schereigenschaften von Festgestein und den letzteren dessen Zugfestigkeit zu. Mit diesem Ansatz war es erstmals möglich, den Scherwiderstand von beliebigen diskontinuierlichen Trennflächen zu berechnen. Der Ansatz legte jedoch von Beginn an den Verdacht nahe, daß er unkonservative Scherwiderstände hervorbrächte, da eine simultane, volle Aktivierung der Scherwiderstände auf den Klüften sowie in den Gesteinsbrücken bezweifelt wurde (z. B. Robertson, 1970).

Lajtai (1969b) hatte auf der Basis seiner Scherversuche (s. Kap. 3.1.1.1) festgestellt, daß bei kleinen Normalspannungen in den Gesteinsbrücken zunächst geneigte Zugrisse entstanden. Mit einem entsprechenden Zugrißkriterium können die für die Rißbildungen verantwortlichen Scherbelastungen berechnet werden. Dieses Kriterium sagte Versagen voraus, wenn der den Spannungszustand repräsentierende Mohr'sche Spannungskreis die Bruchkurve bei $(\sigma, \tau) = (-\sigma_t, 0)$ tangiert. Auf der Basis dieses Zugkriteriums konzipierten Einstein et al. (1983) ein Verfahren zur Berechnung des Scherwiderstandes beliebiger nicht-durchgehender Trennflächen mit dazwischenliegenden Gesteinsbrücken unter der Voraussetzung, daß alle Teilklüfte parallel verlaufen. In jeder Gesteinsbrücke werden je nach ihrer Neigung β (s. Abb. 3.7) Scherwiderstände R infolge Lajtai's Ansatzes (Abb. 3.7a) oder infolge Zugbruchs (Abb. 3.7b) berechnet. Anschließend werden alle Scherwiderstände der Gesteinsbrücken mit den auf den durchtrennten

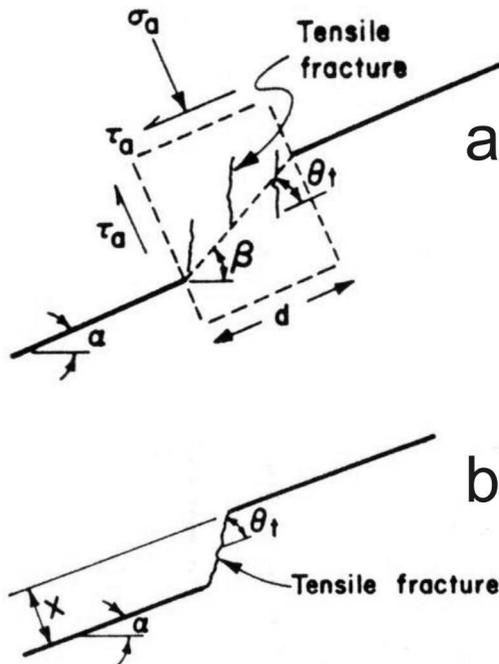


Abb. 3.7: Versagen von Gesteinsbrücken unter Scherbelastung nach Einstein et al. (1983)

a) $\beta < \theta_t + \alpha$: Zugkriterium nach Lajtai (1969b) $R = \tau_a \cdot d$ (mit Spitzenschersfestigkeit $\tau_a = [\sigma_t \cdot (\sigma_t - \sigma_a)]^{1/2}$)

b) $\beta \geq \theta_t + \alpha$: Direkter Zugbruch: $R = \sigma_t \cdot x$ (mit Zugfestigkeit σ_t)

Abschnitten aktivierbaren Gleitwiderständen zum Gesamtscherwiderstand addiert (Einstein et al., 1983). Stimpson (1978) zweifelte jedoch an, ob gleichzeitig mit dem Bruchwiderstand der Gesteinsbrücken auf den Kluf tabschnitten Reibungswiderstände (voll) angesetzt werden dürfen.

Weitere Modelle, die das Versagen einer zusammengesetzten Bruchfläche en échelon bzw. unter Berücksichtigung von Zugversagen simulieren können, wurden von Call & Nicholas (1978) und Glynn et al. (1979) entwickelt.

Alle diese Modelle setzen implizit voraus, daß der Bruch der Gesteinsbrücken mit einem Mal und in allen Brücken gleichzeitig erfolgt. Spannungskonzentrationen bzw. an den Reißenden beginnendes Reißwachstum oder ein mehrphasiges Zusammenwachsen benachbarter Klüfte können nicht explizit berücksichtigt werden. In Kap. 3.1.1 wurden experimentelle Nachweise erbracht, daß solche Phänomene jedoch bei der Durchtrennung von Gesteinsbrücken auftreten.

Die Analyse des realen Wachstums von Rissen geht auf Griffith (1921) zurück. Er erkannte, daß Defekte in makroskopisch homogenen Körpern zu lokalen Spannungskonzentrationen führen, die die Zugfestigkeit des Materials überschreiten können. Diese Defekte lassen sich als flache elliptische Hohlräume (die sogenannten Griffith-Risse) idealisieren und können so einer genauen Analyse der in ihrem Umfeld wirkenden Spannungen unterzogen werden. Unter ein- oder zwei axialen Druckspannungen können sich an manchen Rändern der elliptischen Risse tangential Zugspannungen bilden (z. B. Jaeger & Cook, 1979 (S. 277 ff)), die bei Zunahme der Belastung schließlich die materialtypische Zugfestigkeit überschreiten und zum örtlichen Versagen des Materials führen. Auf diese Weise kann die Bildung von Flügelrissen an geneigten Ausgangsrissen in mit Druckkräften belasteten Körpern erklärt werden. Die Flügelrisse bilden sich an den Stellen des Griffith-Risses, an denen die Zugspannungen maximal sind (Jaeger & Cook, 1979 (S. 279 f)). Die Berechnung der äußeren Belastung, bei der Flügelrisse wachsen, kann sowohl für offene, als auch für geschlossene und reibungsbehaftete Griffith-Risse (McClintock & Walsh, 1962) erfolgen.

Die Zugspannungen im Umfeld eines elliptischen Risses werden mit flacher und spitzer werdender Form immer größer. Für den Grenzfall eines „mathematischen Risses“ (z. B. Paterson, 1978 (S. 189)) mit scharfer Reißspitze (Reißspitzenradius $r \rightarrow 0$) ergeben sich bei Annahme rein elastischen Materialverhaltens Spannungssingularitäten. In der linear-elastischen Bruchmechanik werden die

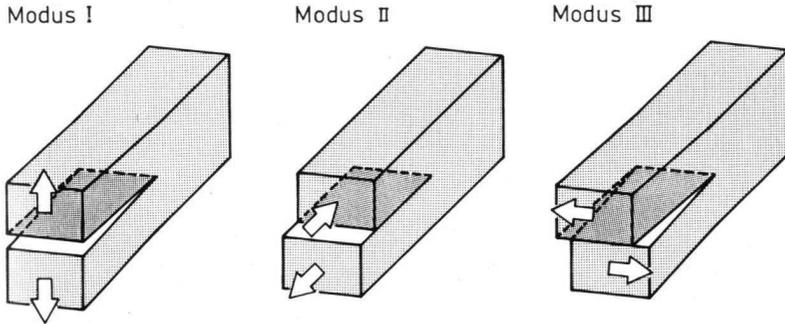


Abb. 3.8: Rißöffnungsarten (Quelle: Groß, 1996 (S. 161))

Spannungsverhältnisse an einer Rißspitze statt dessen mittels eines endlich großen „Spannungsintensitätsfaktors“ K_i angegeben, der proportional zu der an dem Körper bzw. im „Fernfeld“ angreifenden Belastung ist. Es werden drei verschiedene Spannungsintensitätsfaktoren K_i unterschieden, die mit sogenannten Rißöffnungsarten (Modi) bzw. Belastungen verbunden sind. Man unterscheidet zug-induzierte Trennbrüche senkrecht zur Rißachse (Modus I) und durch Scherbelastungen senkrecht (Modus II) bzw. parallel (Modus III) zur Rißspitze hervorgerufenen Rißwachstum (Abb. 3.8) (Groß, 1996 (S. 161)). Bei zweidimensionaler Betrachtungsweise treten nur der Zugmodus I und der Schermodus II auf. Bei einer in Abb. 3.8 dargestellten Belastung berechnen sich die Spannungen nahe der Rißspitze zu

$$\sigma_{ij} = \frac{K_m}{\sqrt{2\pi r}} \cdot f_{ij}^m(\varphi) \quad (3.2)$$

mit den auf das Koordinatensystem (x, y) (Abb. 3.9) bezogenen Normal- und Scherspannungen σ_{ij} (mit $i, j = x$ bzw. y), dem Spannungsintensitätsfaktor K_m ($m = I$ bzw. II), den polaren Koordinaten r und φ (Abb. 3.9) sowie einer von der Belastungsart m , der jeweiligen Spannung σ_{ij} und dem Richtungswinkel φ abhängigen Funktion $f_{ij}^m(\varphi)$. Der Spannungsintensitätsfaktor K_m ($[K_m] = \text{Nm}^{-3/2} = \text{MPa}\sqrt{\text{m}}$) ist abhängig von der Rißlänge bzw. -anordnung sowie der Belastung (Groß, 1996 (S. 162)).

Die materialspezifische Festigkeit an der Rißspitze ist überschritten bzw. es erfolgt Rißinitiierung, wenn

$$K_m \geq K_{mc} \quad (3.3)$$

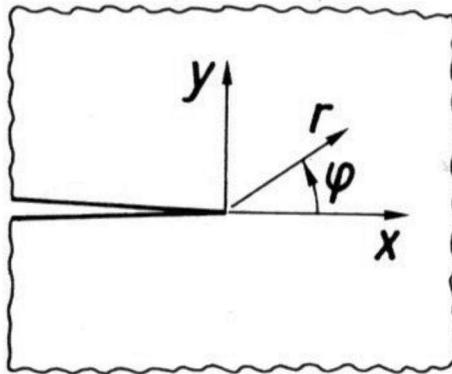


Abb. 3.9: Definition der geometrischen Größen
(Quelle: Groß, 1996 (S. 162))

mit der Rißzähigkeit K_{mc} im Modus $m = I, II$ (Mang, 1995 (S. 32)). Die Rißzähigkeit ist eine Materialkonstante.

Sofern die Belastung von den drei Belastungsmodi (Abb. 3.8) abweicht, d. h. bei mixed-mode-Belastung, ergibt sich die kritische Belastung durch anteilige Berücksichtigung von K_I und K_{II} (Ingraffea, 1981; Shen & Stephansson, 1995). Um die kritische mixed-mode-Belastung beim Rißbeginn sowie den Ort der Rißinitiation zu bestimmen, wurden verschiedene Ansätze entwickelt. Ein gebräuchlicher Ansatz wurde von Erdogan & Sih (1963) entwickelt und geht von einer Rißbildung an der Stelle der maximalen tangentialen Zugspannung bzw. maximalen Hauptspannung aus („ $\sigma(\varphi)_{max}$ -Theorie“). Eine weiterer Ansatz (Konzept der maximalen Energiefreisetzungsrate $G(\varphi)_{max}$ von Hussain et al. (1974)) basiert auf energetischen Überlegungen und nimmt Griffith's ursprünglichen Ansatz (1921) auf. Bei der Rißfortpflanzung wird eine neue freie Oberfläche geschaffen. Dazu muß eine Arbeit verrichtet werden. Die auf die geschaffene Rißfläche bezogene Arbeit wird Energiefreisetzungsrate oder Rißausbreitungskraft G genannt (Mang, 1995 (S. 32 f)). Bei der Erzeugung einer infinitesimal kleinen Rißverlängerung sind Energiefreisetzungsrate und Spannungsintensität miteinander über die Beziehung

$$G_m = \frac{(1-\nu^2)}{E} \cdot K_m \text{ [J/m}^2\text{]} \text{ (ebener Verzerrungszustand!)} \quad (3.4)$$

(mit E-Modul E und Poissonszahl ν) gekoppelt (Hertzberg, 1976 (S. 273)). Bei den Energiefreisetzungsraten werden ebenfalls die drei Rißöffnungsarten (s. Abb. 3.8)

unterschieden. Das Äquivalent zur Rißzähigkeit K_{mc} ist die sogenannte kritische Energiefreisetzungsrate G_{mc} mit

$$G_{mc} = \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot K_{mc}^2 \quad (3.5)$$

Nach dem Ansatz von Hussain et al. (1974) tritt Rißinitiation bei mixed-mode-Belastung auf, wenn

$$G(\varphi = \varphi_0) = G_{max} \quad (3.6)$$

und

$$G_{max} \geq G_c = f(K_{lc}) \quad (\text{Shen \& Stephansson, 1994; Ingraffea, 1981}). \quad (3.7)$$

Eine Modifikation dieses „G-Kriteriums“ stellt das sogenannte „F-Kriterium“ von Shen & Stephansson (1993; 1994) dar, das in Kap. 5.2 beschrieben wird.

Die verschiedenen Kriterien führen bei reiner Modus I-Belastung zum gleichen Ergebnis, stimmen allerdings bei mixed-mode-Belastung, sowohl was die Größe der aufnehmbaren Belastung als auch die Richtung des Rißwachstum anbelangt, nicht überein (Ingraffea, 1987).

Es ist generell umstritten, ob bei spröden Materialien (wie Gestein) unter Modus II-Belastung überhaupt eine Scherrißinitiation erfolgen kann bzw. ob die Angabe einer Rißzähigkeit K_{IIc} sinnvoll ist (Erdogan & Sih, 1963; Ingraffea, 1981; Petit & Barquins, 1988; Jung et al., 1995; Rao, 1999; Scavia, 1995; Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow [et al.], 1996 (S. 42)). Ähnliche Zweifel bestehen bezüglich der Scherrißbildung infolge Modus III-Scherbelastung (Cox & Scholz, 1988). Petit & Barquins (1988) und Cox & Scholz (1988) konnten allerdings zeigen, daß, selbst wenn unter einer Scherbelastung (Modus II oder III) die Rißinitiation nur infolge Zug (Modus I) erfolgt, ein Riß über sekundäre Bruchbildungen wie ein „Scherriß“ in seiner Ebene weiterwachsen kann.

Die Rißinitiation von einem isolierten, beliebig geneigten Riß aus unter ein- oder zweiaxialer Druckbelastung kann mit den oben beschriebenen bruchmechanischen Ansätzen beschrieben werden. Es bilden sich an den Rißspitzen Flügelrisse, deren Rißwurzel meist einen größeren Winkel mit der Achse des Anfangsrisse einschließt. Diese Flügelrisse wachsen stabil und biegen in die Richtung der größten Hauptspannung um (Abb. 3.10).

Die Rißfortpflanzung solcher Flügelrisse stellt ein weiteres Problem dar, für das exakte und Näherungslösungen hergeleitet wurden (Nemat-Nasser & Horii, 1982; Horii & Nemat-Nasser, 1986; Ashby & Hallam, 1986; Ashby & Sammis, 1990;

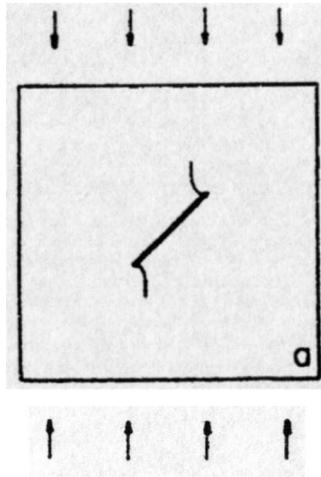


Abb. 3.10: Flügerrißwachstum von einem geneigten Ausgangsriß aus
(Quelle: Lajtai, 1974)

Baud et al., 1996; Castro et al., 1997; Fairhurst & Cook, 1966; Moss & Gupta, 1982; Paul, 1968). Andere Wachstumsmechanismen wurden von Dey & Wang (1981), Holzhausen & Johnson (1979), Kranz (1983), Pollard & Aydin (1988) analysiert.

Die bislang beschriebenen Ansätze gelten nur für isolierte Risse. Um für den Fall zu durchtrennender Gesteinsbrücken zwischen benachbarten Trennflächen Lösungen zu entwickeln, ist es allerdings erforderlich, die Interaktion benachbarter Risse zu berücksichtigen. Diese Interaktion führt zunächst zu einer Veränderung der Spannungen an einem Rißende infolge der Wirkung des benachbarten Anfangsrisse, später zu Wechselwirkungen zwischen den Flügerrissen und schließlich evtl. zu einem Zusammenwachsen der Risse.

Durch die im Laufe des Wachstumsprozesses veränderliche Interaktion wird das Problem des Rißwachstums so komplex, daß nur für wenige Spezialfälle analytische Lösungen für miteinander interagierende Risse vorhanden sind (Fleck, 1991; Horii & Nemat-Nasser, 1985 und 1986).

An solchen speziellen Lösungen kann anschaulich gezeigt werden, daß die Interaktion von Rissen zur Erleichterung oder Behinderung des Rißwachstums führen kann. Ein Ergebnis der Anwendung solcher Lösungsansätze bestand darin, daß das scheinbare „Scher“-Versagen von Gestein sowie das Vorkommen von Stö-

rungen und anderer Scherstrukturen auch ohne Mode II-Rißfortpflanzung erklärt werden konnten (Dey & Wang, 1981; Dyskin & Germanovich, 1995; Einstein & Dershowitz, 1990; Reches & Lockner, 1994).

Die abschirmende oder verstärkende Wirkung von Rissen auf das Wachstum benachbarter Risse kann auch durch Spannungsberechnungen im Umfeld eines Risses beleuchtet werden. Pollard & Segall (1987) haben die mittleren Normalspannungen sowie die maximalen Scherspannungen bei verschiedenen Belastungen (einaxialer Zug; interner Flüssigkeitsdruck; reine Scherung) berechnet. Daraus geht hervor, daß nahe der Rißspitzen die Spannungen konzentriert werden, während sie zu den Seiten des Risses abfallen. Nachbarrisse mit großer Überlappung, die in diesem Bereich enden, werden daher abgeschirmt, während sie bei geringem Abstand zur Rißspitze und leichter Unter- bzw. Überlappung zusätzlich belastet werden und leichter wachsen. Unter Scherbeanspruchung ergibt sich eine punktsymmetrische Normalspannungsverteilung um einen Riß (Abb. 3.11), was zur Folge hat, daß an einer Seite der Rißspitzen Zugspannungskonzentrationen entstehen, während die andere Seite überdrückt wird. Daraus

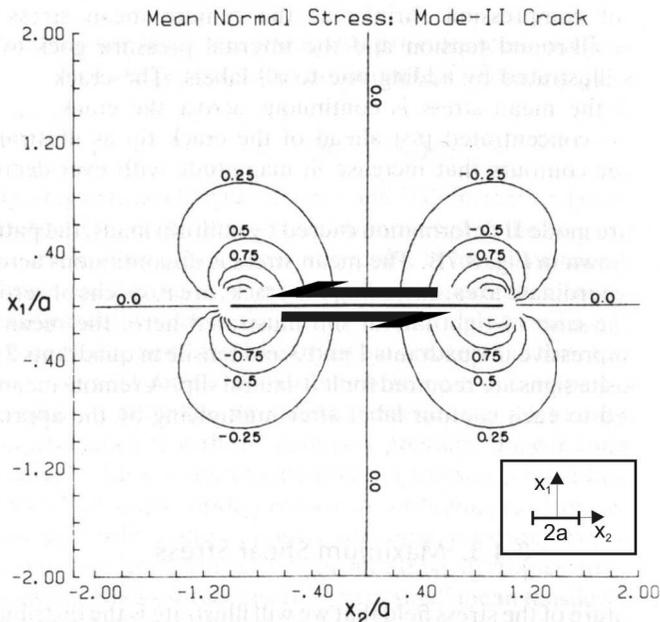


Abb. 3.11: Verteilung der mittleren Normalspannung $[(\sigma_1 + \sigma_3)/2]$ im Umfeld eines Risses unter Scherbelastung (Quelle: Pollard & Segall, 1987)

ergeben sich die drastisch veränderlichen Interaktionsbedingungen bei unterschiedlichen Versatzrichtungen benachbarter Risse. En échelon angeordnete Risse unter Scherbelastung zeigen ein verstärktes, aufeinander zulaufendes Flügelrißwachstum (solange ihre Überlappung klein ist), wenn sie auf der „Zug-Seite“ ihrer Nachbarrisse liegen (d. h. bei gleichsinnigen Scherverschiebungen und Versatzrichtungen (Ma et al., 1986)), während bei entgegengesetzter Anordnung die Flügelrißbildung zum einen unterdrückt wird und zum anderen in sich voneinander wegbewegenden Richtungen erfolgt (Abb. 3.12). Solche einfachen Überlegungen werden durch Untersuchungen gestützt, bei denen Spannungsfelder im Umfeld zweier en échelon angeordneter Risse analysiert wurden (Bombolakis, 1964; Ma et al., 1986; Tsang, 1990; Scavia & Castelli, 1996).

Die bislang aufgeführten Ansätze waren von ihren Grundannahmen ausgehend lediglich in der Lage, die interagierende Wirkung benachbarter Risse auf die Initiierung bzw. Fortpflanzung von Flügelrissen zu beschreiben. Von einem Zusammenwachsen von Rissen und damit der Ausbildung einer durchgehenden Scherzone wurde implizit ausgegangen, wenn das Rißwachstum instabil erfolgte. Versuche (s. Kap. 3.1.1.1) und die explizite Modellierung des Wachstumsmechanismus der Flügelrisse haben allerdings gezeigt, daß das Zusammenwachsen en échelon angeordneter Risse unter Druck- bzw. Scherbeanspruchungen nur dann mittels zug-induzierter Flügelrisse erfolgen kann, wenn sich die Anfangsrisse

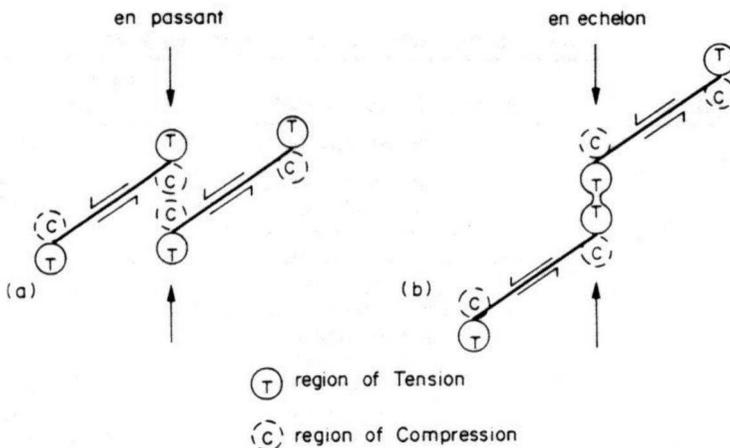


Abb. 3.12: Abschirmung (a) bzw. Verstärkung (b) der Rißbildung in einer Gesteinsbrücke je nach Anordnung der benachbarten Risse (Quelle: Fonseca et al., 1985)

überlappen und die Flügelrisse folglich auf den Nachbarriß zulaufen (Bombolakis, 1964; Einstein, 1993). Für das Zusammenwachsen anderer Rißanordnungen waren sekundäre Rißbildungen erforderlich. Bis in das vergangene Jahrzehnt hinein war „es nicht möglich, ein analytisches Modell aufzustellen, das die Details der sekundären Rißbildung repräsentierte“ (Einstein, 1993).

Die systematischen Untersuchungen der neueren Zeit an Rißkonfigurationen in Gipsproben stellten die Grundlage dar, neue Modelle zu eichen (Reyes & Einstein, 1991; Shen, 1995; Shen et al., 1995; Bobet 1997; Wong & Chau, 1998).

Bei den meisten dieser Modelle handelte es sich um Ansätze, die den realen Schädigungsprozeß schrittweise nachvollziehen. Das Zusammenwachsen der Risse wurde numerisch simuliert. Diese Modelle werden daher in Kap. 3.1.3 gesondert behandelt. Sie basieren allerdings auf analytischen Ansätzen, die Rißwachstum mittels bruchmechanischer sowie herkömmlicher Methoden vorherzusagen.

Ein alternativer Ansatz zur Beurteilung der Scherfestigkeit nicht-durchgehender Trennflächen besteht darin, auf Modelle zurückzugreifen, die das Scherverhalten durchgehender rauher Trennflächen beschreiben und dabei auch das Durchschneiden von ungünstigen Rauheitselementen berücksichtigen können. Gesteinsbrücken könnten prinzipiell auf vergleichbare Weise versagen und daher ähnliche Scherwiderstände aufbringen wie solche Rauheitselemente.

Da nach der Durchtrennung der Gesteinsbrücken eine profilierte Trennfläche entsteht, deren Scherfestigkeit ebenfalls durch solche Modelle beschrieben werden kann, werden diese im Detail erst in Kap. 3.2.2 vorgestellt.

3.1.3. Numerische Untersuchungen

Das Wachstum von Rissen kann mittels iterativer Verfahren numerisch berechnet werden. Dazu wird in jedem Zeitschritt eine Berechnung der je nach Programmtyp unterschiedlichen Rand- bzw. Feldgrößen (Spannungen, Spannungsintensitäten, Energiefreisetzungsraten etc.) durchgeführt und diese mit auf analytischer Basis ermittelten Rißkriterien verglichen. Nach einer entsprechenden Anpassung der Rißgeometrie (z. B. der Anfügung eines weiteren Rißelementes) wird in einem nächsten Iterationsschritt die Vorgehensweise wiederholt.

Programmsysteme, mit denen solche numerische Rißstudien durchgeführt wurden, basieren auf der Methode der finiten Elemente (FEM) oder der Randelementmethode (Boundary Element Method / BEM).

Auf der Grundlage der in Kap. 3.1.1. beschriebenen Versuche setzten Reyes & Einstein (1991) und Tang et al. (2001) bzw. Wong et al. (1999) zwei verschiedene sogenannte „verschmierte Rißmodelle“ (smeared crack models) ein. Bei diesen Ansätzen wird ein Schädigungsalgorithmus (damage model) verwendet, gemäß dem — nach Unterteilung des belasteten Körpers in viele Elemente — bei Überschreiten einer Dehnungs- oder Festigkeitsbedingung in einem Element dessen Steifigkeit bzw. Festigkeit über einen sogenannten Schädigungsparameter (damage parameter) reduziert wird. Dadurch werden die Lasten auf benachbarte Elemente übertragen, die dann ggf. auch versagen können. Durch iterative Anwendung können sich so langgestreckte Zonen geschädigter Elemente ergeben, die wie „verschmierte“ Risse wirken. Reyes & Einstein (1991) verwendeten ein Dehnungskriterium (Schädigung bei übermäßiger Zugdehnung), während die Hongkonger Gruppe ein Coulomb'sches Festigkeitskriterium mit Begrenzung der Zugfestigkeit (tension cut-off) einfügten (Tang et al., 2001). Die zuletzt genannten gingen zudem nicht von homogenen Materialeigenschaften aus, sondern wiesen den einzelnen Elementen mittels einer Monte Carlo-Simulation variable Eigenschaften zu. Mit beiden Ansätzen konnte das Zusammenwachsen der Ausgangsrisse im wesentlichen nachgebildet werden, wobei Wong et al. (1999) sogar bei der Simulation der Rißbildung im direkten Scherversuch erfolgreich waren. Allerdings erfolgte die Auswahl der Modellparameter bei diesen Modellierungen durch rein empirische Anpassungen (Reyes & Einstein, 1991) und nicht durch Übernahme von mittels Standardversuchen ermittelten Kenngrößen (z. B. Zugfestigkeit).

Alternative numerische Modelle sind solche, in denen die Rißfortpflanzung diskret beschrieben wird. Zwei solche Modelle, die auf der Bruchmechanik basieren, wurden von Shen & Stephansson (1993), Shen & Stephansson (1994) bzw. Shen et al. (1995) sowie von Scavia & Castelli (1996) entwickelt bzw. verwendet. Bei beiden Verfahren wird ein Programm auf der Grundlage der Randelementmethode verwendet. Bei solchen Programmen wird nur der Rand eines Gebietes diskretisiert. Nur für Punkte auf dem Rand werden sogenannte Randintegralgleichungen aufgestellt und nach Einsetzen von Randbedingungen gelöst. Nachdem so die Spannungen und Verschiebungen auf dem Rand bekannt sind,

können „im Rahmen einer Nachbereitung Feldgrößen an beliebigen Punkten im Gebiet“ berechnet werden (Gaul & Fiedler, 1997; Hartmann, 1995).

Bei den in den nachfolgend beschriebenen Modellen verwendeten Programmen handelt es sich um eine Spezialform der BEM, die sogenannte Displacement Discontinuity Method (DDM) (Crouch & Starfield, 1983), bei der nicht der Rand, sondern die Risse innerhalb einer unendlich großen Scheibe diskretisiert werden. Die äußeren Belastungen wirken als Spannungsfeld. Als Unbekannte gelten bei dieser Methode die Verschiebungsdiskontinuitäten (displacement discontinuities) senkrecht und parallel zu den Rißelementen (Shen & Stephansson, 1994). Diese werden über sogenannte Einflußkoeffizienten mit den auf beliebigen Elementen wirkenden Spannungen gekoppelt. Das resultierende Gleichungssystem wird gelöst und die Verschiebungen bzw. Spannungen auf den Rissen und fern der Risse berechnet (Shen, 2001). Die Risse können geöffnet oder geschlossen sein und bei Überschreiten eines Reibungskriteriums gleiten (Shen, 2001). Eine Eigenschaft der DDM ist, daß sich eine grobe Diskretisierung auf die Genauigkeit der Feldgrößen nahe der Risse bzw. Rißspitzen auswirkt (Shen & Stephansson, 1994).

Die beiden hier gegenübergestellten numerischen Modelle unterscheiden sich bezüglich des implementierten bruchmechanischen Modells, das die Rißfortpflanzung beschreibt. Bei Shen & Stephansson (1995) und Scavia & Castelli (1996) werden spezielle Rißspitzenelemente verwendet, und das Rißwachstum wird nach dem Konzept der maximalen tangentialen Zugspannung ($\sigma(\varphi)_{\max}$ (Erdogan & Sih, 1963), s. o.) gesteuert. Rißfortpflanzung in dem Modell von Shen & Stephansson (1994) sowie Shen et al. (1995) wird durch den Ansatz der Energiefreisetzungsrate („F-Kriterium“) beschrieben. Auf dieses Konzept wird in Kap. 5.2 detaillierter eingegangen.

Die Anwendung des letzteren Konzeptes erfolgte in der Folge experimenteller Versuche an Gipsproben (Shen et al., 1995) und sollte seine Potentiale zur Modellierung der Arten des Zusammenwachsens benachbarter Risse zeigen. Durch die Möglichkeit, Rißwachstum sowohl infolge Modus I (Zug) als auch Modus II (Scherung) zu ermöglichen, konnten bei manchen Rißkonfigurationen die Rißbildung und die entsprechenden Lasten gut nachgebildet werden (Shen & Stephansson, 1994; Shen, 1995; Shen et al., 1995). Bei Ausgangsrissen, die sich gerade nicht überlappen und deutlich voneinander versetzt sind (z. B. $\alpha = 45^\circ$; $\beta = 90^\circ$) wurde festgestellt, daß nach dem Wachstum der Flügelrisse in der Mitte der Gesteinsbrücke hohe Zugspannungen auftreten. In diesem Fall kann das

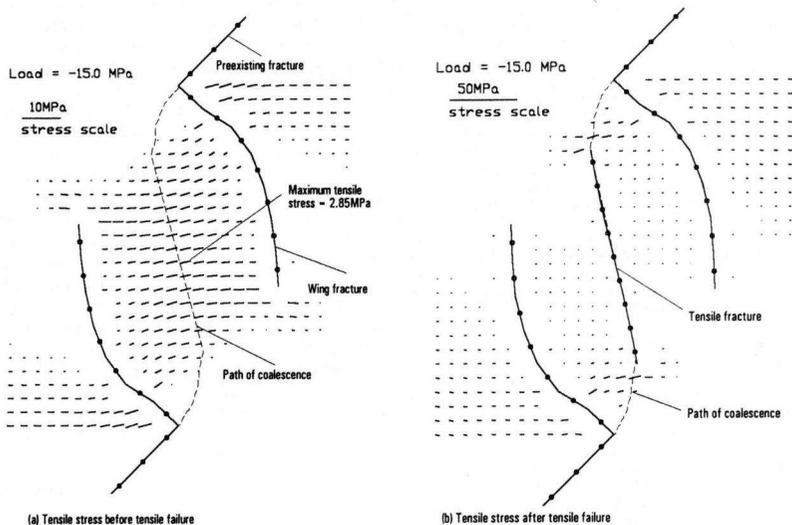


Abb. 3.13: Verteilung der kleineren Hauptspannung (Zug) innerhalb einer Gesteinsbrücke bei einaxialer vertikaler Belastung
a) Rißbild und Spannungen bei $\sigma_1=15$ MPa, wie durch Programm berechnet
b) Rißbild und Spannungen bei $\sigma_1=15$ MPa, nachdem in der Mitte der Gesteinsbrücke ein kurzer Zugriß eingefügt worden war
 (Quelle: Shen et al., 1995)

beobachtete Rißbild allerdings nur dann nachgebildet werden, wenn man zuvor an dieser Stelle einen kurzen Zugriß „manuell“ hinzugefügt hat (Abb. 3.13). Es ist also zu betonen, daß mittels des eingesetzten Programmes noch nicht für alle Fälle das reale Rißverhalten automatisch simuliert wird. Da das modellierte Rißwachstum zudem sensibel auf Variationen einiger Eingangsgrößen reagiert (z. B. die Normal- und Schersteifigkeiten der Risse), sind dem Einsatz dieses Verfahrens in der allgemeinen Bemessung (z. B. des Scherverhaltens diskontinuierlicher Trennflächen) noch Grenzen gesetzt (s. a. Einstein & Stephansson, 2000).

Scavia & Castelli (1996) wenden ihr alternatives Modell lediglich zur numerischen Untersuchung der Interaktionseffekte zweier sich überlappender Risse unter einaxialer Druckbelastung an. Sie können die in Kap. 3.1.2 anhand von einfachen Überlegungen bzw. von auf die Rißinitiierung beschränkten Untersuchungen eindrucksvoll bestätigen. U. a. wurde so ermittelt, daß die abschirmende Wirkung der Überlappung hinsichtlich des Zusammenwachsens der Risse stärker ausgeprägt ist als bzgl. der Flügelrißinitiierung. Zudem konnte die stabilisierende Wirkung

eines Seitendruckes auf die Rißinitiierung und noch stärker auf das Zusammenwachsen der Risse verdeutlicht werden.

Ein alternatives, nicht explizit auf bruchmechanischen Gesetzmäßigkeiten beruhendes Modell wurde von Bobet (1997) entwickelt. Dieses Modell geht davon aus, daß Risse nicht infolge von Spannungsintensitäten, sondern bei Überschreiten der Materialfestigkeit infolge lokaler Spannungen im Umfeld der Rißspitzen initiiert werden. Sowohl Zug- als auch Scherversagen ist danach möglich. In Anlehnung an die nicht-linear-elastische Bruchmechanik werden die Spannungen nicht an der — plastifiziert gedachten — Rißspitze, sondern in einem bestimmten kleinen Abstand r_0 von der Rißspitze entfernt berechnet (Abb. 3.14). Falls die maximale tangentielle Zugspannung auf dem von diesem Radius aufgespannten Kreis größer als ein kritischer Wert der Zugfestigkeit ist, setzt das Wachstum eines Zugrisses ein. Bei Überschreitung einer kritischen Scherfestigkeit auf dem gleichen Kreis wächst ein Scherriß. Die Anpassung der Materialparameter, des Radius r_0 sowie der kritischen Zug- und Scherfestigkeiten, erfolgte durch empirische Anpassung (Bobet, 1997), wobei r_0 für jeden Seitendruck neu bestimmt wurde. Das beschriebene Festigkeitskriterium wurde in ein Programm integriert, das nach der Displacement Discontinuity-Methode funktioniert.

Die mittels dieses Programmes modellierte Rißfolge harmonisierte gut mit dem beobachteten Verhalten. Die wichtigsten experimentellen Ergebnisse konnten auf diese Weise erfolgreich nachgebildet werden. Zu diesen gehörte zum einen das Wachstum von Flügel- und sekundären Rissen, weiterhin das Auftreten verschiedener Typen des Zusammenwachsens bzw. die Unterdrückung der Flügelrißbildung bei hohen Seitendrücken. Zuletzt konnte nachvollzogen werden, daß es nur bei einer benachbarten Anordnung der Anfangsrisse zur Durchtrennung der Gesteinsbrücken kommt sowie daß bei geschlossenen Rissen zwar größere Belastungen zur Rißinitiierung bzw. zum Zusammenwachsen erforderlich sind, das Rißverhalten allerdings qualitativ ähnlich wie bei offenen Anfangsrissen ist (Bobet & Einstein, 1998b; Vásárhelyi & Bobet, 2000).

Es sei zum Schluß darauf hingewiesen, daß momentan kein Berechnungsansatz existiert, mit dessen Hilfe Rißwachstum von anderen Stellen als von den Rißspitzen aus modelliert werden kann, obwohl der experimentelle Nachweis erbracht wurde, daß (Flügel-)Risse auch von den Seiten der Anfangsrisse initiiert werden können (z. B. Reyes, 1991; Bobet & Einstein, 1998a).

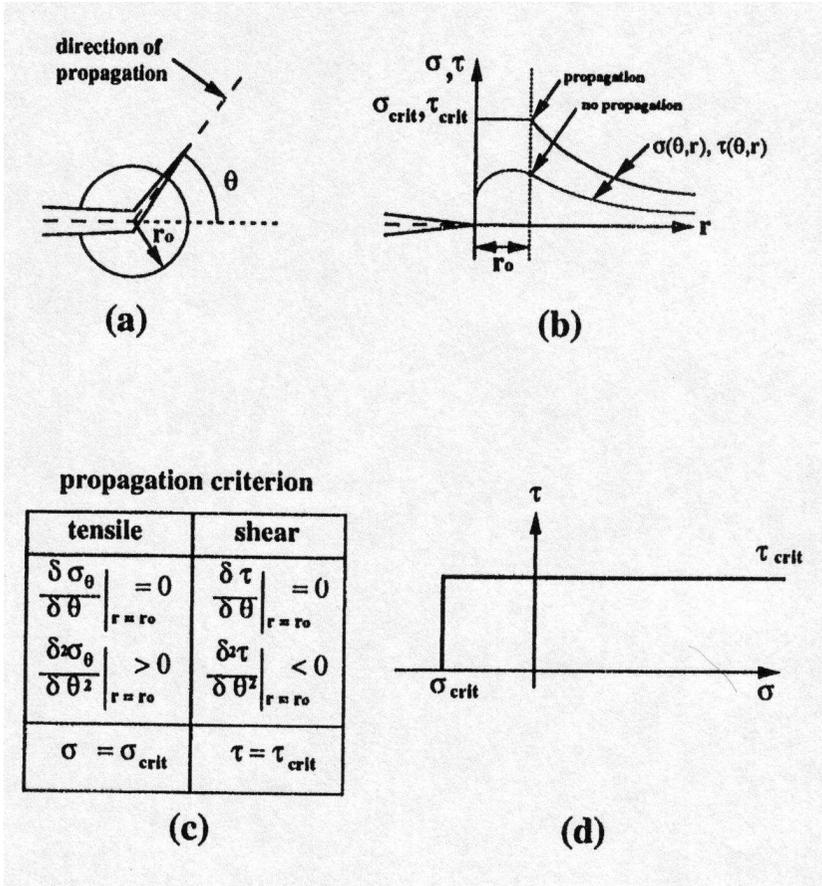


Abb. 3.14: Kriterium zur Rißinitierung und zum Rißwachstum
 (a) Kernregion (b) Rißwachstumskriterium
 (c) Mathematische Formulierung (d) Bruchkurve
 (Quelle: Bobet, 1997)

Eine andere Methode, das Verhalten von diskontinuierlich geklüftetem Gebirge numerisch zu beschreiben, wird von Kulatilake et al. (1992) sowie Wang & Kulatilake (1995) vorgestellt. Sie verwenden die Distinct Element-Methode, die die Modellierung des Gebirges in „frei beweglichen“ (verschiebbaren sowie drehbaren) Blöcken vorsieht (Cundall, 1971), und weisen bestimmten Kontakten (den „Gesteinsbrücken“) die gleichen Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften wie dem Festmaterial zu. Dieses Modell berücksichtigt allerdings bislang nur einfache Bruchmodelle (Mohr-Coulomb).

3.1.4. Analogien zu anderen geowissenschaftlichen Problemstellungen

Das Bruchverhalten von Gesteinsbrücken zwischen benachbarten Riß- oder Störungsenden hat insbesondere in der Erdbebenforschung großes Interesse geweckt (Scholz, 1990). Eine besonders augenscheinliche Analogie zu nicht-durchgehenden Trennflächen mit dazwischenliegenden Gesteinsbrücken unter Scherbelastung fällt bei als Horizontalverschiebungen (Blattverschiebungen) ausgebildeten Störungsstrukturen auf. Diese sind sehr häufig nicht kontinuierlich, sondern bilden mit parallelen Elementen en échelon-Strukturen mit zwischen ihren Enden liegenden Gesteinsbrücken (Scholz, 1990; Segall & Pollard, 1980). Da sich diese Störungsstrukturen teilweise sehr tief in die Erdkruste erstrecken (nach Sibson (1985) tiefer als 10 km) und seismische Ereignisse mit Scherverschiebungen einhergehen, ist es gerechtfertigt, Parallelen zur im Blickpunkt dieser Arbeit stehenden Fragestellung zu ziehen.

Von besonderem Interesse ist dabei, daß die Enden der einzelnen en échelon angeordneten Störungen für die Entstehung und Entwicklung von Erdbeben von großer Bedeutung sind (Sibson, 1985; Ma et al., 1986; Zhao et al., 1995; Scholz, 1990; Segall & Pollard, 1980). Diese Bereiche können Quellen für große oder kleine Erdbeben sein, Orte erhöhter post-seismischer Aktivität oder Orte, an denen die Scherbewegung nach einem seismischen Ereignis behindert wird bzw. zum Erliegen kommt. Dabei bestimmen die Versatz- sowie die Scherrichtungen, welcher dieser Mechanismen im Detail wirksam ist. Sibson (1985) unterscheidet zwischen dilatationalen und nicht-dilatationalen „Versprüngen“ (Abb. 3.15), was nach der im Kap. 2 vorgestellten Notation positiven bzw. negativen Rißwinkeln entspricht. Bei den nicht-dilatationalen Versprüngen stellt die Gesteinsbrücke eine nicht durch (einfache) Zugrißbildung durchtrennbare Barriere innerhalb des Störungssystems dar, so daß eine an anderer Stelle ausgelöste Scherbewegung hier i. d. R. zum Stehen kommt (Scholz, 1990). Wenn jedoch die Scherbelastung ausreichend hoch ist, um diese Brücke zu durchbrechen, wird dieses sehr spröde Bruchereignis selber Quelle eines starken Bebens sein (Sibson, 1985; Ma et al., 1986; Segall & Pollard, 1980).

Es wurde beobachtet, daß auch dilatationale Versprünge eine Scherbewegung auf einer angrenzenden Störung unterdrücken (Sibson, 1985). Erhöhte post-seismische Aktivität innerhalb des Brückenbereichs deutet jedoch darauf hin, daß hier Bruchbildungen durch die Interaktion der Störungsenden begünstigt werden (Segall & Pollard, 1980). Die Ursache für die zeitliche Verzögerung der Bruchbildung bzw. der Übertragung von Scherverschiebungen wird mit Porenwasser-

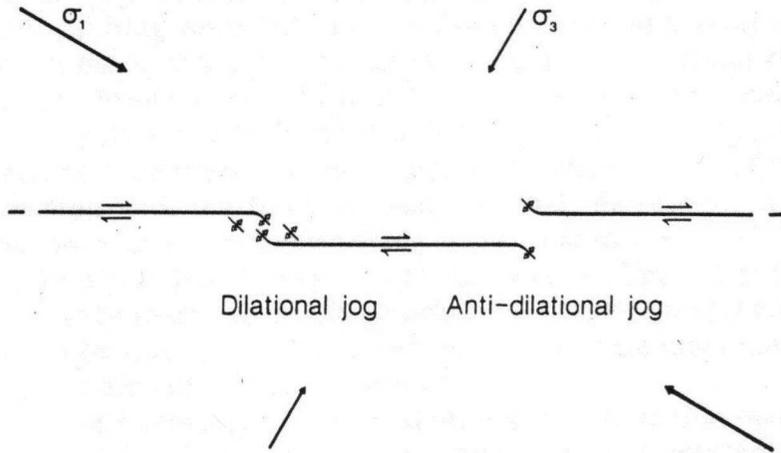


Abb. 3.15: Definition der „Versprünge“ („jogs“) nach Sibson (1985)

druckänderungen erklärt, die bei Schaffung neuer Hohlräume (Dilatation) vorübergehend zu einer Stabilisierung des Scherprozesses führen (Sibson, 1985; Scholz, 1990).

Unterschiede zwischen verschiedenen wirksamen Versprüngen machen sich auch in der Akkumulation von Stauchungen in den überdrückten nicht-dilationalen Versprüngen (bei „negativen“ Reißwinkeln i) bzw. Zerrungen in den dilationalen en échelon-Strukturen ($i > 0^\circ$) bemerkbar, was sich in der Topographie (Hügeln bzw. Senken) ausdrückt (Bilham & King, 1989; Scholz, 1990).

Ein weiteres Feld, aus dem Schlüsse für die hier interessierende Fragestellung gezogen werden können, liegt in der Strukturgeologie. Diese befaßt sich u. a. mit der Bildung von Klüften und Störungen und somit mit der sukzessiven Durchtrennung von Gebirge unter Scherbeanspruchungen. Die Erkenntnisse, die aus dieser Disziplin übernommen werden können, betreffen neben der schon angesprochenen Tatsache, daß Kluftsysteme häufig in typischen en échelon-Anordnungen vorliegen, die Art der Entwicklung von Scherzonen bzw. Störungen aus kürzeren Kluftelementen.

Die überragende Bedeutung der Zugfestigkeit auf den Beginn der Bildung von Störungen unterstreicht dessen Bedeutung auch bei der Durchtrennung von Gesteinsbrücken in Felsbauwerken. Die sich zuerst unter Scherbelastung bilden-

den Risse wurden nämlich überwiegend als Zugrisse identifiziert (Martel et al., 1988; Etchecopar et al., 1986; Roering, 1968; Swanson, 1992). Sie sind en échelon angeordnet und liegen daher schräg zur Scherrichtung. Nur wenn die Scherfestigkeit eines Geomaterials kleiner als dessen Zugfestigkeit ist (z. B. bei „trockenem“ Ton), ist die direkte Bildung von Scherrissen möglich (Einstein & Dershowitz, 1990). Versuche an Tonmodellen unter aufgezwungenen Scherverschiebungen zeigten jedoch, daß selbst die sich bildenden Scherrisse (Riedel shears) deutlich von der globalen Scherrichtung abweichen (Cloos, 1955; Skempton, 1966; Tchalenko, 1970). Der Prozeß des Zusammenwachsens der en échelon angeordneten Risse zu einer durchgehenden Störung ist komplex und von den Materialeigenschaften abhängig (Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow [et al.], 1996 (S. 42 ff)). Er ist durch verschiedene Bruchphänomene geprägt: im Tonmodell entstehen nacheinander mehrere Rißtypen (Cloos, 1955; Skempton, 1966; Tchalenko, 1970), in porösen Sandsteinen kommt es zu Kornbruch (Aydin & Johnson, 1978; Antonelli et al., 1994); in dichten Gesteinen tritt ein „komplizierter Prozeß“ auf („when [en-echelon (...) cracks] coalesce, rock bridges between the cracks rotate and fail, and a shear fracture results“ (Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow [et al.], 1996 (S. 43 f))). Erst am Ende des Bildungsprozesses hat sich eine durchgehende Störung gebildet, über die die Scherverschiebung konzentriert abgetragen wird (z. B. Skempton, 1966).

Die Bildung einer Störung infolge einer dauerhaft wirkenden, konstanten Scherbelastung stellt von daher einen Sonderfall dar, da bei ihnen das zuerst entstehende Feld en échelon angeordneter, begrenzter Zugrisse bezüglich der Scherrichtung so orientiert ist, daß die Risse mit dieser „negative“ Rißwinkel (s. Abb. 2.2b) einschließen. D. h. das Zusammenwachsen solcher Bruchstrukturen erweist sich nach den Ausführungen der vorangegangenen Kapitel als besonders komplex (Mandl, 1988 (S. 143 f)).

Sofern die Ursache für die Bildung von Klüften nicht mit der aktuellen Scherbeanspruchung übereinstimmt – wie dies z. B. im allgemeinen bei möglichem Böschungsversagen der Fall ist –, erfolgt die weitere Durchtrennung des Gebirges auf vielfältige Weise. Bei Klüften unter Scherbelastung wurden häufig an ihren Enden Flügelrisse bzw. Fiederspalten beobachtet (Rispoli, 1981; Segall & Pollard, 1983). Da diese senkrecht zur Richtung der kleineren Hauptspannung gewachsen sind, zeigen sie das lokale Spannungsfeld an (Bankwitz, 1966). Rispoli (1981) deutete Kartierungen solcher Fiederspalten so, daß aufgrund der abschirmenden

bzw. verstärkenden Wirkung der Hauptklüfte extreme Variationen dieses örtlichen Spannungsfeldes auftreten. Inhomogene Spannungsverteilungen in teilgeklüfteten Böschungen werden daher großen Einfluß auf das Bruchverhalten von möglichen Versagensflächen besitzen.

Sich überlappende parallele Klüfte wachsen unter Scherbelastung (solange $i > 0^\circ$) durch Fiederklüfte (Flügelrisse) zusammen und bilden zusammenhängende Störungssysteme. Da die über begrenzte Störungen übertragbare Scherverschiebung mit deren Erstreckung zunimmt (Scholz, 1997), werden diese wachsenden Störungssysteme immer effektiver. Abb. 3.16 zeigt beispielhaft die Entwicklung einer Scherzone (Martel, 1990). Man erkennt dort u. a., daß nicht alle ursprünglich vorhandenen Klüfte an der Bildung der Scherstruktur beteiligt sind. Auf die Schermechanismen, die die unteren beiden Entwicklungsschritte charakterisieren, welche bei so großen Scherverformungen auftreten, daß sie nicht mehr durch einfache Störungselemente abgetragen werden können, wird in Kap. 3.2.4 eingegangen.

Es können also auch aus der Tektonik Hinweise gewonnen werden, daß Trennflächen unter Scherbeanspruchung selten in Linie weiter wachsen, sondern statt dessen komplexe durchgehende Kluftsysteme entstehen können. Offensichtlich werden vergleichbare Trennflächenmuster in einem kleineren Maßstab auch in Felsbauwerken vorhanden sein und ein eventuelles Böschungsversagen mit einer ähnlichen Genese der Scherzone einhergehen können. Ihre Ausbildung und mechanischen Eigenschaften sind komplex und variabel. Die Strukturmodelle zur Bildung von Störungen weisen also darauf hin, daß solche Prozesse progressiv ablaufen und damit die Bruchentwicklung und die aufbringbaren Scherwiderstände ständigen Veränderungen unterzogen sein werden.

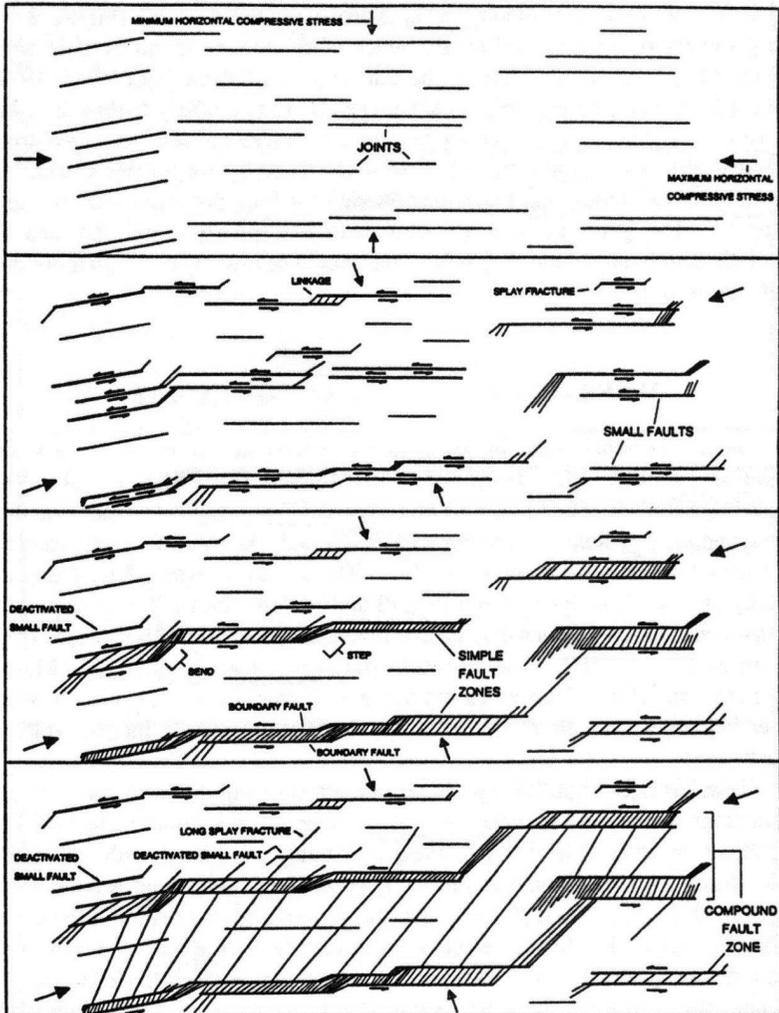


Abb. 3.16: Schematische Illustration einer mehrphasigen Entwicklung einer Scherzone aus verschiedenen Ausgangselementen (Quelle: Martel, 1990)

3.2. Scherverhalten ehemals diskontinuierlicher Trennflächen nach erfolgter Durchtrennung der Gesteinsbrücken

Nach dem Zusammenwachsen einer ursprünglich durch Gesteinsbrücken unterbrochenen Trennfläche ist deren Scherfestigkeit eventuell reduziert, jedoch nicht vollständig erschöpft. Um zu verstehen, wie eine solche Trennfläche weiter abschert oder ob bei ihrem weiteren Abscheren ggf. Scherwiderstände aktiviert werden können, die zu einer beträchtlichen Stabilisierung des Scherprozesses führen, kann zunächst analog das Scherverhalten einer konventionellen, d. h. durchgehenden unebenen Trennfläche betrachtet werden. Da eine ehemals diskontinuierliche Trennfläche, wie weiter oben erläutert wurde, meist aus ebenen, parallelen und zueinander versetzten Einzelflächen zusammengesetzt ist, ergibt sich die Geometrie der durchtrennten Trennfläche als Abfolge von grobmaßstäblichen Stufen mit ebenen Teilflächen (Abb. 3.17). Mit dieser mehr oder weniger regelmäßigen Sägezahnordnung entspricht die resultierende Trennfläche einer aus zahlreichen Untersuchungen bekannten Konfiguration. Die Erkenntnisse dieser Versuchsreihen sind daher auch für die hier behandelte Fragestellung von Interesse.

Weitergehende Erkenntnisse zum Verhalten eines Felsbauwerkes nach der Durchtrennung der kritischen Bruchfläche verspricht die Untersuchung des mit Scherverschiebungen verbundenen Versagens von voll durchklüftetem Gebirge unter Druckbelastungen. Die Versagensmechanismen solchen blockhaften Gebirges in Abhängigkeit von der Orientierung und Größe der Kluffkörper sind noch zahlreicher als die üblicherweise in Scherversuchen wirksamen. Da sich diese Arbeit dem Scherverhalten beliebiger diskontinuierlicher Trennflächen widmet, ist ein Rückgriff auf solche Versuche vielversprechend.

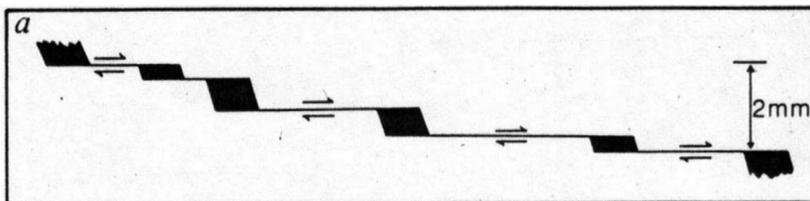


Abb. 3.17: Struktur einer ursprünglich diskontinuierlichen Trennfläche nach der Durchtrennung der Gesteinsbrücken
(Quelle: Sibson, 1985)

3.2.1. Experimentelle Untersuchungen

In der Regel wurden bislang Versuche an Proben mit Trennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken nicht über den Zeitpunkt der Bruchbildung hinaus weitergeführt. Zudem wurde bei den meisten ein- und zweiachsialen Druckversuchen, mit denen der Bruchprozeß untersucht wurde, mit dem endgültigen Bruch der Gesteinsbrücke(n) auch das Versagen der Probe ausgelöst (z. B. Reyes & Einstein, 1991). Der Nachbruchbereich wurde nicht berücksichtigt.

Bei anderen Experimenten bleibt es unklar, ob der beschriebene, maximal erreichte Scherwiderstand generell beim die Gesteinsbrücken durchtrennenden „Bruchereignis“ gemessen wurde oder erst danach aktiviert wurde (Müller & Pacher, 1965; Hayashi, 1966; Kawamoto, 1970).

Einaxiale Druckversuche an einer Probe mit einer geneigten, ineinandergreifend verzahnten Trennfläche deuten darauf hin, daß nach dem Bruch und der mit ihm verbundenen Festigkeitsreduktion die Festigkeit wieder ansteigen und ggf. sogar größere Werte als beim Bruch erreichen kann (Lajtai 1967). Die Phase nach der Durchtrennung einer diskontinuierlichen Trennfläche kann daher einen großen Einfluß auf deren maximalen Scherwiderstand ausüben.

Da systematische Untersuchungen zum Scherverhalten diskontinuierlicher Proben nach dem Bruch der Gesteinsbrücken bislang nicht vorgenommen worden sind, werden zur Erkundung deren Nachbruchverhaltens im folgenden direkte Scherversuche an vergleichbaren durchgehenden, stark profilierten Trennflächen herangezogen.

Solche Scherversuche an einzelnen Trennflächen stellen ein Hauptforschungsgebiet innerhalb der Felsmechanik dar und sind zahlreich beschrieben worden (z. B. Kutter, 1974c; Bandis et al., 1981; Hencher & Richards, 1989; Kutter & Otto, 1990). U. a. wurden Scherversuche an künstlich hergestellten Trennflächen mit regelmäßigen, meist sägezahnartigen Rauigkeitselementen durchgeführt (z. B. Patton, 1966; Ladanyi & Archambault, 1970; Pereira & de Freitas, 1993; Kusumi et al., 1996; Kodikara & Johnston, 1994). Mit diesen Versuchen wurde der Einfluß der Rauigkeit anhand definierter Geometrien untersucht.

Die wichtigste Erkenntnis aus diesen Versuchen ist, daß der Spitzenschwiderstand einer solchen Trennfläche mit der Neigung der Sägezähne — d. h. mit der Rauigkeit — zunimmt. Zu dem gleichen Ergebnis kamen auch Scherversuche an natürlichen oder künstlich erzeugten (z. B. gespaltenen), beliebigen rauhen Trenn-

flächen (z. B. Barton, 1971a; Rengers, 1972; Kutter & Rautenberg, 1979; Papaliangas et al., 1995).

Wegen der wahrscheinlich stufigen Ausbildung der ursprünglich nicht-durchgehenden Trennflächen erscheint es angemessen, ihr Scherverhalten schwerpunktmäßig von dem Verhalten von Trennflächen mit regelmäßigem Rauheitsprofil abzuleiten. Die einzelnen Ebenen, von Anfang an durchtrennten Abschnitte der diskontinuierlichen Trennfläche besitzen zwar ebenfalls eine natürliche Rauigkeit, deren Einfluß bei Berücksichtigung der Größe dieser Abschnitte jedoch geringfügig ist. Daher wird im weiteren Verlauf das Scherverhalten von sägezahnförmigen Trennflächen im Mittelpunkt stehen und der Einfluß einer Mikro-rauigkeit nicht explizit berücksichtigt.

Je nach der Neigung der Sägezähne und nach der auf der Scherfläche wirkenden Normalspannung kommt es bei solchen regelmäßigen Trennflächen zum Aufgleiten entlang der geneigten Flächen oder zum „Durchscheren“ der Rauigkeiten (Patton, 1966). Bei kleiner Normalspannung und flach ansteigenden Rauigkeiten gleiten die Probenhälften auf, wobei Messungen der Dilatation ergeben haben, daß dabei beträchtliche „elastische“ Verformungen der Rauigkeitselemente zu einer noch flacher geneigten effektiven Bewegungsrichtung führen (Ladanyi & Archambault, 1970; Xu & de Freitas, 1990a; Papaliangas et al., 1995; Vásárhelyi, 1998; Yang & Chiang, 2000). Bei den geringen in Böschungen wirkenden Normalspannungen sollte ein solcher Verformungseinfluß im realen Gebirge allerdings nahezu zu vernachlässigen sein.

Bei größeren Auflasten sowie steilen Flanken der Rauigkeitselemente wird ein Aufgleiten unterdrückt und es kommt zu einer Abtragung der Rauigkeiten. Einige Spannungsuntersuchungen im Bereich einer sägezahnförmigen Trennfläche haben ergeben, daß besonders in der Mitte der belasteten Flanken parallel zu den Kontaktflächen große Zugspannungen auftreten, die dort zur Initiierung von Rissen führen können (Abb. 3.18) (Fishman 1990, Aydan et al., 1990). Diese Risse setzen sich ins Innere des Rauigkeitselementes fort und führen schließlich zur vollständigen Abtrennung der Rauigkeit. Zum genauen Verlauf und zum Bruchmechanismus dieser Risse gibt es unterschiedliche Hinweise. Sofern der Verlauf eines solchen Risses direkt auf die rückwärtige Sägezahnflanke zuläuft und dort flach austritt — verschiedentlich wird vermutet, daß der durch Zug induzierte Riß als Scherriß weiterwächst (Aydan et al., 1990; Pereira & de Freitas, 1993; Handanyan et al., 1990) —, wird die abgebrochene Rauigkeitsspitze im weiteren Scherverlauf vor der intakten Rauigkeitsspitze der Gegenseite der

bestimmten Bedingungen wird einer solchen Auflockerung innerhalb einer Scherfläche durch das umgebende Gebirge (im Umkreis von untertägigen Hohlräumen) oder durch Sicherungsmittel (z. B. vorgespannte Anker) ein Widerstand entgegengebracht (Leichnitz, 1985; Indraratna et al., 2000). Nur eine oberflächennahe Scherfläche wird frei dilatieren können, so daß auf ihr lediglich das konstante Eigengewicht des aufliegenden Gebirges abgetragen werden muß. Wenn die Auflockerung behindert wird, macht sich dies durch eine Vergrößerung der Normallast mit der Dilatation bemerkbar. Die Kopplung zwischen der Dilatation und der Zunahme der Auflast entspricht der Steifigkeit des umliegenden Gebirges bzw. der Sicherungsmittel und wird bei deren Berücksichtigung im direkten Scherversuch i. d. R. unverändert gelassen. Man spricht in diesem Fall von Versuchen bei einer konstanten Normalsteifigkeit (constant normal stiffness = CNS) im Gegensatz zu solchen bei einer konstanten Normallast (constant normal load = CNL).

In den letzten Jahrzehnten wurde eine Vielzahl von direkten Scherversuchen unter konstanter Normalsteifigkeit durchgeführt (Leichnitz, 1985; Skinas et al., 1990; Ohnishi & Dharmaratne, 1990; Kodikara & Johnston, 1994; Indraratna & Haque, 1997; Archambault et al., 1990; Dight & Chiu, 1981; Van Sint Jan, 1990). Durch die Zunahme der Normalspannung mit der Dilatation erreichen raue Trennflächen dann z. T. wesentlich größere Scherwiderstände. Der maximale Scherwiderstand wird dabei nach meist wesentlich größeren Scherverschiebungen aktiviert als im herkömmlichen Scherversuch. Nachdem zunächst angenommen wurde, daß der maximale Scherwiderstand in einem Versuch unter CNS unabhängig von der Belastungsgeschichte der Trennfläche ist und daher genauso groß ist wie unter CNL, sofern die jeweils einwirkenden Normalspannungen gleich groß sind (Leichnitz, 1985), scheint aufgrund der während der Scherverschiebungen verursachten Abtragung der Rauigkeitselemente (Rauigkeitsdegradation) doch eine Beeinflussung durch die Belastungsgeschichte zu erfolgen (Benjelloun et al., 1990). Diese Fragestellung ist von daher erheblich, da aus ihr folgt, ob CNS-Versuche gefahren werden müssen oder durch die Ergebnisse mehrerer CNL-Versuche idealisiert werden können. Da bei der in dieser Arbeit im Mittelpunkt stehenden ganzheitlichen Betrachtung des Scherverhaltens diskontinuierlicher Trennflächen während eines Scherversuches mehrere Bruch- und Schädigungsereignisse zu erwarten waren, sollten auch CNS-Versuche durchgeführt werden, um u. a. auf die angesprochene Fragestellung Antwort geben zu können.

Ein-, zwei- sowie dreiaxiale Druckversuche an aus Blöcken regelmäßig zusammengesetzten Probekörpern sind wiederholt durchgeführt worden (John, 1969; Brown, 1970; Brown & Trollope, 1970; Ladanyi & Archambault, 1972; Einstein & Hirschfeld, 1973; Müller et al., 1973; Reik & Zacas, 1978; Kulatilake et al., 1997; Yang et al., 1998). Dabei waren die einzelnen Blöcke i. d. R. so angeordnet, daß sie die Kluffkörper innerhalb eines Netzwerkes aus zwei bzw. drei durchgehenden Kluffscharen darstellten. Durch gegenseitiges Versetzen benachbarter Blockreihen wurde ein Gebirge mit nicht-durchgehenden Trennflächen simuliert.

Diese Versuche haben eindeutig gezeigt, daß je nach Orientierung der Blöcke bzw. Trennflächenscharen sehr verschiedene Bruchmechanismen auftreten können. Dabei ist ein reines Scherversagen entlang der Trennflächen auf wenige günstig geneigte Orientierungen beschränkt. In den anderen Fällen erfolgt das Versagen auch unter Bildung neuer Risse durch das Festmaterial. Ein weiterer Mechanismus beruht auf der Ausbildung einer breiteren, Schädigungen unterworfenen Scherzone. Bei einigen biaxialen Druckversuchen an aus einer vergleichsweise großen Anzahl von Blöcken zusammengesetzten Proben trat überdies bei bestimmten Trennflächenorientierungen ein weiterer Versagensmechanismus auf (Ladanyi & Archambault, 1972; Barton & Bandis, 1982). Bei diesem handelt es sich um ein „Knicken“ (kinking) innerhalb einer sich sehr stark auflöckernden Zone (Abb. 3.20). Dabei bilden mehrere in einer Reihe liegende Blöcke Säulen, über die offensichtlich konzentrierte Druckkräfte über diese Scherzone hinweg abgetragen werden. Bei einer bestimmten Belastung können diese Säulen nicht mehr standhalten und knicken aus. Dieses Knicken aller Säulen macht sich in einer gleichgerichteten Drehbewegung dieser Säulen bzw. der in ihnen liegenden Blöcken bemerkbar.

Dieser Knick- bzw. Drehmechanismus ist von großer Bedeutung, da er bei Orientierungen auftritt, bei denen die Bruchlasten sehr gering sind, bzw. da er diese geringen Bruchlasten erst ermöglicht. Was diesen Mechanismus genau steuert und wie man die Bruchlasten so versagender Proben vorhersagen kann, wird bisher nicht ausreichend verstanden (Ladanyi & Archambault, 1972; Barton & Bandis, 1982; Hoek, 1983). Vermutlich tritt er in der Folge von Spannungsfuktuationen im Vielkörpersystem auf (Triantafyllidis & Niemunis, 2000). Dieser Mechanismus scheint durch eine größere Einspannung (d. h. einen größeren Seitendruck) (Ladanyi & Archambault, 1972) bzw. eine stärkere Verzahnung der Blöcke (Hoek, 1983) unterdrückt werden zu können.

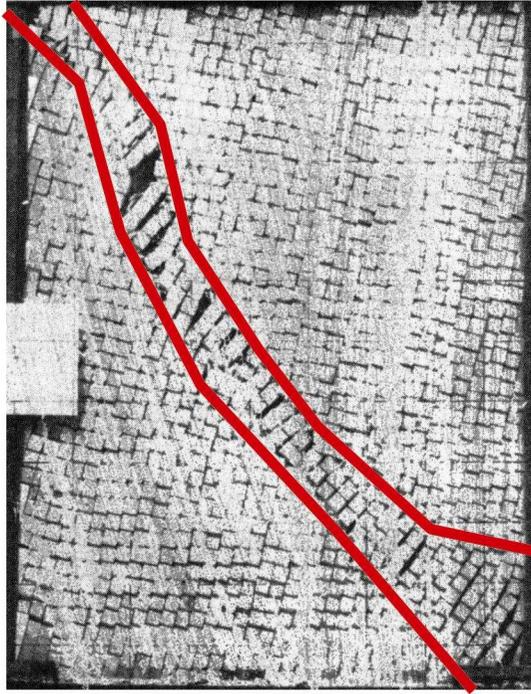


Abb. 3.20: Ausbildung einer Knickzone in einer Probe unter biaxialem Druck
(Quelle: Ladanyi & Archambault, 1972)

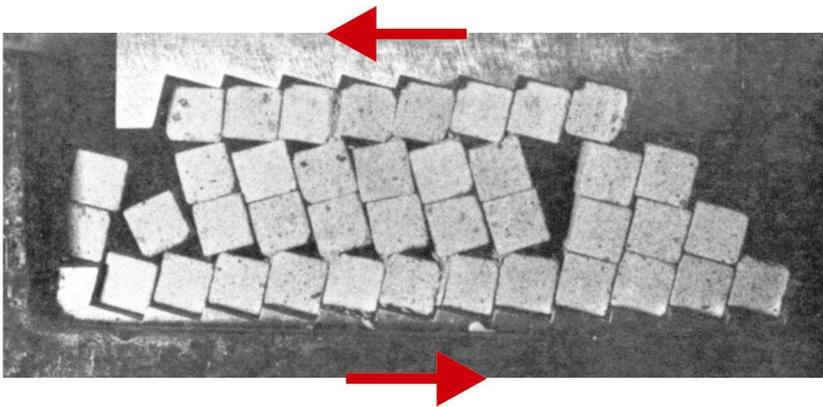


Abb. 3.21: Ausbildung einer Knickzone im direkten Scherversuch
(Quelle: Ladanyi & Archambault, 1972)

Einen ähnlichen Drehmechanismus einzelner Gesteinsblöcke verbunden mit einer Abnahme der Scherfestigkeit beobachteten Ladanyi & Archambault auch bei direkten Scherversuchen (Abb. 3.21) (Ladanyi & Archambault, 1972).

Die besondere Bedeutung dieses Versagensmechanismus soll hier zudem durch einen Bezug auf das Versagen von Lockergestein unterstrichen werden. Oda & Kazama (1998) untersuchten das Verhalten von Sandproben unter zweiachialem Druck. Dabei beobachteten sie, daß sich Scherbänder entwickelten, die die Breite von ca. 8 bis 10 mittleren Korndurchmessern umfaßten und innerhalb derer sehr starke Auflockerungen stattfanden. Die Autoren interpretierten ihre Beobachtungen so, daß innerhalb der Scherbänder kein Gleiten der Körner aneinander vorbei stattfindet, sondern daß sich bei Erreichen der Spitzenfestigkeit axial belastete Säulen aus mehreren Sandkörnern bilden, die im Post-Peak-Bereich innerhalb des Scherbandes umknicken. Zweiachiale Druckversuche an aus zylindrischen Teilchen zusammengesetzten Modellkörpern deuteten auf die Korrektheit dieser Annahme hin.

Lokales Knickversagen wurde auch mit dem Versagen von Festgestein im Druckversuch in Zusammenhang gebracht (Peng & Johnston, 1972), wenn das durch axiale Risse durchzogene Gestein infolge der Interaktion dieser Risse innerhalb einer schrägen Bruchfuge versagt.

Da in Böschungen aufgrund der geringen dort herrschenden Spannungen keine bedeutende Einspannung der Klufkörper möglich ist, wird der beschriebene Versagensmechanismus bei der Bestimmung der Böschungstabilität eine nicht zu vernachlässigende Rolle spielen. Seit langem ist er dort als eigenständiger Mechanismus, dem „Kippen“, bekannt (Hoek & Bray, 1977). Ob und wie er bei nur teilweise durchtrenntem Gebirge wirkt, wird in dieser Arbeit zu untersuchen sein.

3.2.2. Analytische Ansätze

Rauhe Trennflächen aktivieren unter Scherbelastung zunächst eine höhere Spitzenscherfestigkeit (τ_p), bevor der Scherwiderstand bei größeren Scherverschiebungen auf einen geringeren Restwert, der sogenannten Restscherfestigkeit (τ_r), abnimmt (Abb. 3.22). Da die Rauigkeit für die Festigkeitsdifferenz verantwortlich ist (Bandis et al., 1981) und die Scherfestigkeit einer gerade gebrochenen ehemals nicht-durchgehenden Trennfläche im wesentlichen von den stufigen Rauigkeitselementen geprägt wird, konzentriert sich dieses Kapitel auf die

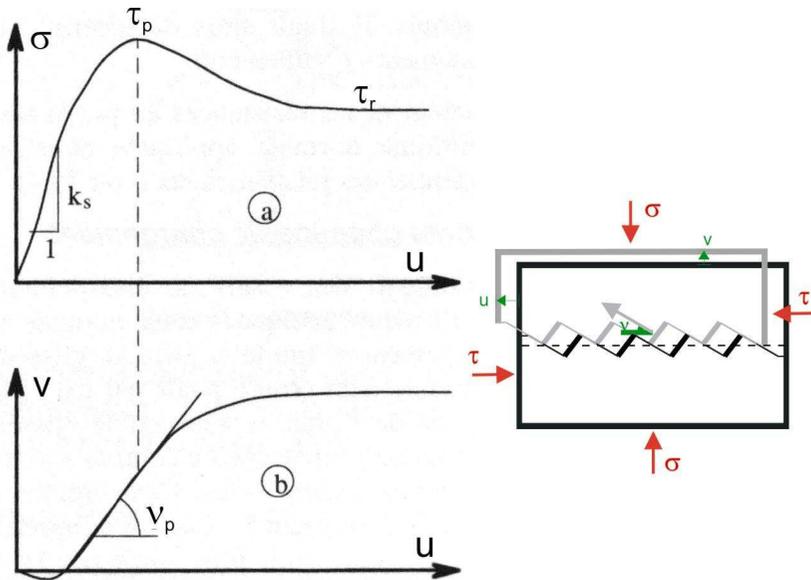


Abb. 3.22: Aktivierung a) der Scherspannung τ sowie b) der Dilatation v mit dem Scherweg u bei einer durchgehenden rauhen Trennfläche

Spitzenscherfestigkeit. Die nach großen Scherwegen wirksame Restscherfestigkeit wird in Kapitel 3.3 behandelt.

In ihrer einfachsten Form wird die Scherfestigkeit einer Trennfläche durch das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium formuliert:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (3.8)$$

mit Scherfestigkeit τ , Kohäsion c , Normalspannung σ und Reibungswinkel der Trennfläche φ . Die Kohäsion ist dabei i. d. R. klein.

Zur mechanistischen Beschreibung des Einflusses der Trennflächenrauigkeit wurden andere, der tatsächlichen Scherfestigkeit besser angepasste Scherkriterien entwickelt. Patton (1966) folgerte aus seinen Versuchen an regelmäßigen Sägezahnproben, daß, solange bei geringen Normalspannungen die Trennflächen entlang der aufsteigenden Rauigkeitsflanken aufgleiten, sich der effektive Reibungswinkel durch die Summe des Materialreibungswinkels φ_{μ} (bzw. des Reibungswinkels einer entsprechenden horizontalen Trennfläche) und des Neigungswinkels des Rauigkeitselementes i ergibt:

$$\tau_p = \sigma \cdot \tan(\varphi_\mu + i). \tag{3.9}$$

Unter großen Normallasten können die Probenhälften nicht mehr entlang der geneigten Rauigkeiten aufgleiten. Unter Scherbelastung brechen dann die Rauigkeitselemente ab bzw. werden abgeschert. Für große Auflasten erweiterte Patton (1966) sein Scherkriterium mittels der dem Mohr-Coulomb'schen Ansatz entlehnten Beziehung

$$\tau_p = c + \sigma \cdot \tan \varphi_r \tag{3.10}$$

mit „Kohäsion“ c und Restreibungswinkel φ_r zu einem bilinearen Ansatz (Abb. 3.23). Bei unverwitterten Trennflächen kann angenommen werden, daß φ_μ und φ_r etwa gleich sind (Patton, 1966; Bandis, 1993), so daß der Unterschied zwischen der Spitzenscherfestigkeit und der Restscherfestigkeit allein durch den geometrischen Anteil „ i “ verursacht wird.

Ladanyi & Archambault (1970) wählten einen energetischen Ansatz, um das Scherverhalten von Trennflächen mit Sägezahnprofil zu beschreiben. Der Scherwiderstand setzt sich aus vier verschiedenen Anteilen zusammen. Diese Anteile werden den Einflüssen der Gleitreibung entlang einer ebenen Fläche, der Arbeit,

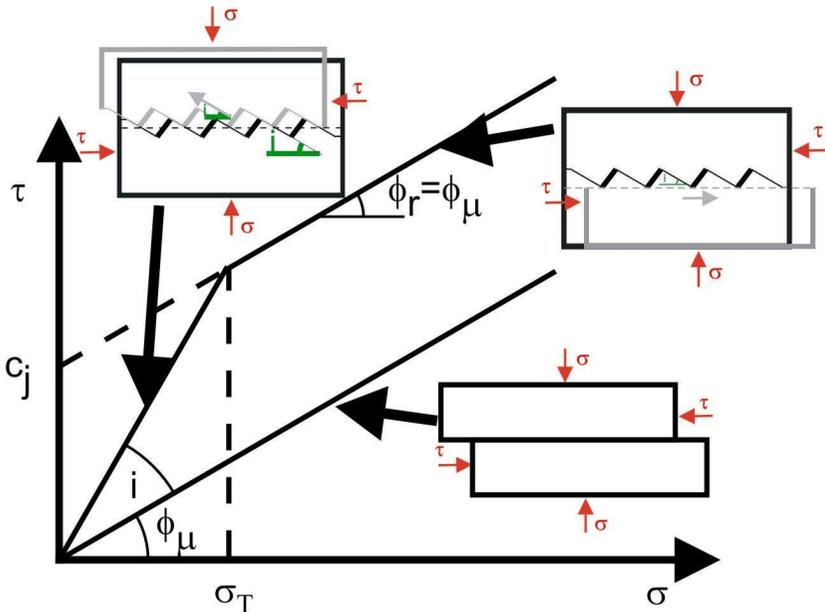


Abb. 3.23: Modell von Patton (1966): Spitzenscherfestigkeit (obere Kurve) und Restscherfestigkeit (untere Kurve) in Abhängigkeit von der Normalspannung

die gegen die Wirkung der Normalspannung zu verrichten ist, sowie dem Abscheren der Rauigkeitselemente zugeordnet (Ladanyi & Archambault, 1980). Daraus resultiert die folgende Beziehung:

$$\tau_p = \frac{\sigma \cdot (1 - a_s) \cdot (\tan \nu + \tan \phi_\mu) + a_s \cdot \sigma_c \cdot \frac{m-1}{n} \sqrt{1 + n \frac{\sigma}{\sigma_c}}}{1 - (1 - a_s) \cdot \tan \nu \cdot \tan \phi_\mu} \quad (3.11)$$

mit Dilatationsrate $\tan \nu$, Materialreibungswinkel ϕ_μ , Scherflächenverhältnis $a_s = A_s/A$ mit abgescherter Fläche A_s sowie dem Festigkeitskriterium der festen Gesteinsbrücken

$$\tau = \sigma_c \cdot \frac{m-1}{n} \sqrt{1 + n \frac{\sigma}{\sigma_c}} \quad (\text{Fairhurst, 1964}). \quad (3.12)$$

Dabei ist n das Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit des verwendeten Materials ($n = \sigma_c/\sigma_t$), und m berechnet sich zu $m = (n+1)^{1/2}$.

Die Parameter des Scherflächenverhältnisses sowie der Dilatationsrate wurden anhand von Versuchen empirisch bestimmt zu:

$$a_s \approx 1 - \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_T}\right)^{k_1} \quad (3.13)$$

bzw.

$$\tan \nu \approx \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_T}\right)^{k_2} \cdot \tan i \quad (3.14)$$

mit der Neigung der Sägezähne i , der Übergangsspannung σ_T sowie den empirisch zu bestimmenden Parametern k_1 sowie k_2 .

Unter der Übergangsspannung σ_T versteht man die Spannung, bei der eine Dilatation vollständig unterdrückt und die Trennfläche mechanisch unwirksam wird ($a_s = 1$). Sie wird oft mit der einaxialen Druckfestigkeit σ_c gleichgesetzt (Ladanyi & Archambault, 1980). Kutter & Otto (1990) berichten allerdings davon, daß schon bei Normalspannungen in der Größenordnung der Zugfestigkeit keine Dilatation mehr auftritt. Auch die Ergebnisse von Archambault (1970), die von Gill et al. (1981) auszugsweise veröffentlicht wurden, zeigen schon bei relativ geringer Auflast ($\sigma \approx 0,3 \cdot \sigma_c$) keine Auflockerung der Trennfläche mehr.

Das Kriterium von Ladanyi & Archambault (1970), das zunächst für sägezahnförmige Trennflächen ermittelt und durch entsprechende Versuche verifiziert

wurde, geht davon aus, daß mit zunehmender Normalspannung der Anteil der zu durchscherenden Trennfläche größer wird. Dies widerspricht jedoch der Beobachtung von Patton (1966), daß es bei gleichen Rauigkeitselementen entweder überall zum Aufgleiten kommt oder alle Elemente gleichzeitig versagen. Ein Sägezahn versagt folglich dann, wenn sein Scherwiderstand genauso groß ist wie der Widerstand, an ihm entlang aufzugleiten. Diesen Sachverhalt bestätigte später auch Ladanyi (Gill, Beauchamp & Ladanyi, 1981). D. h. bei identischen Rauigkeitselementen innerhalb einer Trennfläche dürfte kein zusätzlicher Sicherheitszusatz durch den Bruch der Rauigkeiten ermöglicht werden (entspricht $a_s=0$), so daß sich Ladanyi & Archambault's Scherkriterium vereinfacht zu

$$\tau_p = \frac{\sigma \cdot (\tan \nu + \tan \varphi_\mu)}{1 - \tan \nu \cdot \tan \varphi_\mu} = \sigma \cdot \tan(\nu + \varphi_\mu) \quad (3.15)$$

Von besonderer Bedeutung ist auch der Schermechanismus des „Knickens“ bzw. „Rotierens“ von Gesteinsblöcken in der Scherzone, da dadurch die Scherfestigkeit herabgesetzt wird (Ladanyi & Archambault, 1972). Um in diesen Fällen den Scherwiderstand voraussagen zu können, nahmen Ladanyi & Archambault (1972) eine Abwandlung der empirischen Faktoren k_1 bzw. k_2 in den Gleichungen (3.13) und (3.14) vor. Beide Werte werden bei Ausbildung einer Scherzone oder eines Knickbandes reduziert. Bei Annahme einer Knickbandbildung wird zusätzlich der effektive Reibungswinkel geringer angesetzt, da die Rollreibung kleiner ist als die Gleitreibung (Ladanyi & Archambault, 1972). Problematisch ist jedoch, daß zur erfolgreichen Anwendung des entsprechenden Scherkriteriums der wirksame Schermechanismus sowie die Anzahl der Reihen der in der Scher- bzw. Knickzone enthaltenen Kluffkörper a priori bekannt sein müssen.

Ein weiteres, rein empirisches Scherkriterium wurde von Barton (1973) entwickelt und mehrfach erweitert (z. B. Barton & Choubey, 1977). Dieses Kriterium bezieht sich auf den Einfluß der natürlichen Rauigkeit von Trennflächen auf die Spitzenscherfestigkeit einer Trennfläche. Dieser Einfluß nimmt mit zunehmender Normalspannung ab. Bandis (1993) schlägt für die Anwendung dieses Verfahrens folgende abgewandelte Form vor:

$$\tau = \sigma \cdot \tan \left[\text{JRC}_n \cdot \log \left(\frac{\text{JCS}_n}{\sigma} \right) + \varphi_r + i_u \right] \quad (3.16)$$

mit dem Kluftrauhigkeitskoeffizienten JRC (joint roughness coefficient), der Kluffdruckfestigkeit JCS (joint compressive strength) (für unverwitterte Trennflächen

JCS $\approx \sigma_c$), dem Restreibungswinkel φ_r und der Neigung großmaßstäblicher Unebenheiten i_u . JRC und JCS sind maßstabsabhängig (Bandis et al., 1981; Barton & Bandis, 1982) und daher auf den Maßstab der Trennfläche (Subskript „n“) zu beziehen. Bei sehr großen Flächen wird der erste Ausdruck der Gleichung (3.16) klein. Durch die Einführung des großmaßstäblichen Neigungswinkels i_u können im Falle von gestuften Trennflächen (z. B. nach der Durchtrennung diskontinuierlicher Trennflächen) die sägezahnförmigen Unebenheiten berücksichtigt werden. Der ggf. zusätzliche Einfluß der Rauigkeit der Kontaktflächen kann über den ersten Summanden beschrieben werden.

Der Einfluß der Einspannung einer Trennfläche z. B. durch das umgebende Gebirge, der durch die konstante Kopplung von Dilatation und Normalspannung versuchstechnisch berücksichtigt wurde (CNS-Versuche), kann unter der Voraussetzung, daß die Größe des aktuellen Scherwiderstandes von der Belastungsgeschichte unabhängig und nur von der gerade wirkenden Normalspannung abhängig ist, mittels iterativer Verfahren analytisch abgeschätzt werden. Solche Modelle können graphisch (Saeb & Amadei, 1992) oder numerisch (Archambault et al., 1990; Dight & Chiu, 1981; Saeb & Amadei, 1992) angewendet werden.

Da die diesen Ansätzen zugrundeliegende Annahme aufgrund der Degradation (=Abtragung) der Rauigkeiten mit dem Scherweg nicht genau zutrifft, wurden weitere Modelle entwickelt, die dieser Abtragung Rechnung tragen (Benjelloun et al., 1990; Skinas et al., 1990; Van Sint Jan & Silva P., 1995). Diese Modelle basieren auf sogenannten konstitutiven Schergesetzen, die das Scherverhalten von i. d. R. unter konstanter Normalspannung stehenden Trennflächen über die Aktivierung des Spitzenschwiderstandes hinaus bis zum Erreichen der Restscherfestigkeit nach großen Scherwegen idealisieren (Plesha, 1985; Barton et al., 1985; Aydan et al., 1990; Qiu et al., 1993; Jing, 1990; Stephansson & Jing, 1995; Khan, 1995; Nguyen & Sevadurai, 1998) und meist dazu dienen, das idealisierte Scherverhalten rauher Trennflächen in numerische Modelle zu implementieren. Ein konstitutives Gesetz, das speziell zur Beschreibung des Scherverhaltens von sägezahnförmigen Trennflächen unter CNL sowie CNS von Haberfeld & Johnston (1994) hergeleitet wurde, berücksichtigt die elastische Verformung der Sägezähne sowie ein progressives Bruchverhalten unterschiedlich steiler Sägezähne. Der angenommene Mechanismus des Scherversagens der einzelnen Zähne stimmt jedoch mit dem in Versuchen beobachteten Verhalten nicht überein.

Dem zum Teil beobachteten Bruchmechanismus von Sägezähnen, der in ein Verdrehen bzw. Kippen der abgebrochenen Rauigkeitselemente übergeht (s. Kap. 3.2.1), werden die vorgenannten Modelle nicht gerecht. Der Scherwiderstand gegen Kippen ist bei frei drehbaren Blöcken sehr klein bzw. besteht in der Arbeit, den Schwerpunkt der Blöcke gegen die Wirkung einer Auflast anzuheben (Nascimento & Teixeira, 1971). Bei entsprechender (runder) Formgebung der Gesteinsblöcke fungieren diese als Rollen. An ihnen kann das Konzept der Rollreibung (s. Kap. 5.1.1.4) angewendet werden, das wesentlich geringere Reibungswinkel zur Folge hat als beim Gleiten (z. B. Nascimento & Teixeira, 1971, Pereira, 1997).

Wie gezeigt werden konnte, kann das Scherverhalten von gestuften Trennflächen sowohl von Gleit- als auch von Rotationsmechanismen geprägt sein. Über die genauen Bedingungen, die dieses Verhalten bestimmen, gibt es noch eine ungenügende Kenntnis (Barton & Bandis, 1982; Archambault & Ladanyi, 1993), was aufgrund der festigkeitsreduzierenden Auswirkung der Drehmechanismen als kritisch zu betrachten ist.

3.2.3. Numerische Untersuchungen

Die im vorigen Kapitel erwähnten konstitutiven Schergesetze eignen sich zur Implementierung in Computer-Programme. Dabei können sie das Verhalten von Kluftelementen in Programmen nach der Finiten-Element-Methode (FEM) (Goodman & Dubois, 1972; Heuzé, 1979; Cramer et al., 1979), nach der Randelementmethode (BEM) (Cuisiat et al., 1990) oder das Verhalten der Kontakte von Diskreten Elementen (DEM) modellieren (Barton & Bandis, 1990; Makurat et al., 1990b). Durch ihren Einsatz in größeren Modellen können nicht triviale Erkenntnisse zur Wirkungsweise eines geklüfteten Gebirges gewonnen werden.

In diesem Zusammenhang erscheint besonders der Einsatz der Diskreten (oder Distinkten) Element Methoden vielversprechend, da mit diesem Verfahren neben dem Gleiten entlang von Trennflächen auch die Rotation von Kluftelementen nachgebildet werden kann (Carter et al., 2000). Auf diese Weise können verschiedene Versagensmechanismen gleichzeitig betrachtet werden. Die Möglichkeit der Simulation komplexen Böschungsversagens infolge Kippens konnte von Jiang et al. (1995) und Barla et al. (1995) erfolgreich demonstriert werden.

Die Möglichkeit, dieses numerische Verfahren erfolversprechend anzuwenden, kann auch anhand der Modellierung des biaxialen Druckversagens einer Sand-

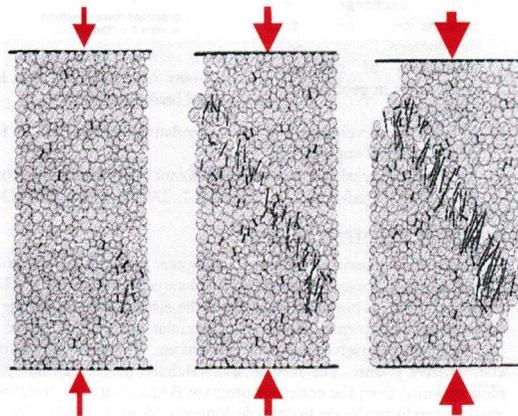


Abb. 3.24: Bruchmechanismus eines kohäsiv-granularen Materials unter biaxialem Druck (numerische Simulation)
(Quelle: van Baars, 1996)

steinprobe durch van Baars (1996) gezeigt werden. Dieses Versagen, bei dem sich die Scherfläche nicht als Gleitfläche, sondern als stark aufgelockerte Zone mit kippenden Säulen von Materialkörnern ergibt (Abb. 3.24), stimmt genau mit dem von Oda & Kazama (1998) anhand von Versuchen bestätigten Ergebnis überein.

Vermutlich dürfte die Anwendung dieses Verfahrens auf diskontinuierliche Gesteinstrennflächen deren tatsächliches (in Kap. 5 beschriebenes) Bruch- und Scherverhalten am ehesten simulieren können. Barla et al. (1995) weisen darauf hin, daß eine vollständig realistische Modellierung jedoch gegenwärtig aufgrund der begrenzten Möglichkeiten der Berücksichtigung lokaler (Korn-)Bruchphänomene begrenzt ist.

Ein weiteres numerisches Verfahren, mit dem neben Gleitverschiebungen auch Rotationen simuliert werden können, basiert auf der Cosserat-Theorie. Bei diesem Ansatz wird ein äquivalentes Kontinuum erzeugt, bei dem die (parallelen durchgehenden) Trennflächen implizit als sogenannte verschmierte Trennflächen, berücksichtigt werden (Mühlhaus, 1993; Adhikary & Dyskin, 1998). Die Anwendung der Cosserat-Theorie ist allerdings auf homogene Scherstrukturen begrenzt (Mühlhaus & Vardoulakis, 1987; Bauer & Tejchman, 1995).

3.2.4. Analogien zu anderen geowissenschaftlichen Problemstellungen

Auch wenn während der Entstehung von durchgehenden Scherzonen vielfältige Reißereignisse auftreten, erfolgen nennenswerte Scherverschiebungen erst nach Abschluß dieser Bildungsphase.

Die Übertragung der Scherverformungen kann auf zwei verschiedene Weisen erfolgen. Es können zum einen an Gleitflächen konzentrierte Scherverschiebungen übertragen werden. Diese Gleitflächen bestehen aus ebenen Abschnitten innerhalb der zusammengesetzten stufigen Trennfläche. Durch den Gleitvorgang entlang dieser zur Scherrichtung geneigten Flächen öffnen sich an anderer Stelle der Trennfläche Hohlräume, die ein Indiz für ein dilatantes Scherverhalten sind. Da solche Hohlräume später häufig von auskristallisierten hydrothermalen Mineralen gefüllt werden, können solche Scherstrukturen gut erkannt werden (Abb. 3.17). Zahlreiche Beobachtungen zeigen solche durch Mineraladern charakterisierten stufenförmigen Störungen (Segall & Pollard, 1983; Sibson, 1985; Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow [et al.], 1996 (S. 54 ff); Wiltshko et al., 1998).

Von besonderem Interesse ist jedoch eine weitere Möglichkeit der Übertragung der Scherverformungen. Oft bilden sich nämlich komplexe Scherzonen aus, die über verschiedene Prozesse die differentiellen Verschiebungen übertragen. In den unteren beiden Teilbildern in Abb. 3.16 kann man eine solche Scherzone erkennen, in der die gestuften Trennflächen mit parallelen Trennflächen interagierten und die dazwischenliegenden Gebirgsbereiche in kleine säulige Abschnitte zerlegt wurden. Diese Bereiche übertragen nun die Scherverformungen über Rotationsprozesse. Von den häufigen Beobachtungen solcher geologischen Anzeichen für rotierende Gebirgsbereiche innerhalb von Scherzonen kann man ableiten, — zumal da eine Scherbewegung immer über den Mechanismus gesteuert wird, der mit dem geringsten Widerstand verbunden ist —, daß diese Drehmechanismen auch eine große Bedeutung für die Stabilität von Felsbauwerken besitzen können.

Besonders häufig beschriebene Typen solcher Scherzonen sind Knickbänder bzw. Knickzonen (Anderson, 1964; Nur et al., 1986; Martel et al., 1988; Stewart & Alvarez, 1991). Dabei handelt es sich um Bereiche geschichteten oder blockigen Gebirges, die unter großen ungefähr axialen Lasten instabil werden und durch Ausknicken in eine im Vergleich zum übrigen Gebirge geneigte Lage kommen (Abb. 3.25). Wenn auch Details der Ausbildung solcher Knickbänder noch umstritten sind (Stewart & Alvarez, 1991; Archambault & Ladanyi, 1993), gelten

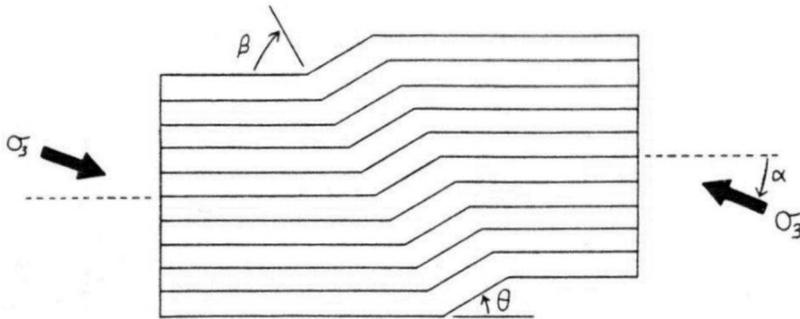


Abb. 3.25: Ausbildung einer Knickzone
(Quelle: Collier, 1978)

als Bildungsvoraussetzungen bestimmte Orientierungen der Hauptspannungen bezüglich der Schichtung oder Schieferung des Gebirges. Zur Erzeugung von Knickzonen darf die größere Hauptspannung keinen größeren Winkel als $45^\circ - \varphi/2$ mit den Schwächeflächen einschließen (s. Abb. 3.25), wobei nach der Bildung ggf. der zu einer stabilen Fortführung des Ausknickens führende Wirkungsbereich der Hauptspannungen doppelt so groß ist (Collier, 1978; Archambault & Ladanyi, 1993).

Häufig ist die Bildung einer Knickzone mit einer Volumenzunahme innerhalb der Zone verbunden, so daß die einzelnen Schichten nicht mehr in Kontakt sind und sich nicht gegenseitig stabilisieren können (Anderson, 1964; Mandl, 1987). Erst nach großen Verdrehungen legen sich die Schichten wieder aufeinander, verklemmen und deaktivieren die Knickzone durch Übertragung von Reibungskräften (Archambault & Ladanyi, 1993). Diesen Rotationsmechanismus innerhalb eines Knickbandes nennt Mandl (1987) einen „Bücherregal-Mechanismus“, da er dem Kippen von aneinander gereihten Büchern entspricht (Abb. 3.26). Mandl weist jedoch darauf hin, daß dieses Scherphänomen nicht unbedingt das Vorhandensein paralleler Trennflächen erfordert, sondern bisweilen diese erst erzeugt (Mandl, 1987). Bei solchen neu entstehenden Trennflächen handelt es sich um ein échelon angeordnete Risse (Roering, 1968; Beach, 1975). Dieser Spezialfall kann als ein Hinweis verstanden werden, daß das Scherverhalten von nur teilweise durchtrenntem Gebirge u. U. eine recht große Verwandtschaft mit dem eines vollflächig durchklüfteten Gebirges aufweisen kann.

Es bestehen unterschiedliche Ansichten darüber, ob, nachdem eine Knickzone voll ausgebildet wurde und inaktiv geworden ist, weitere Scherbeanspruchungen

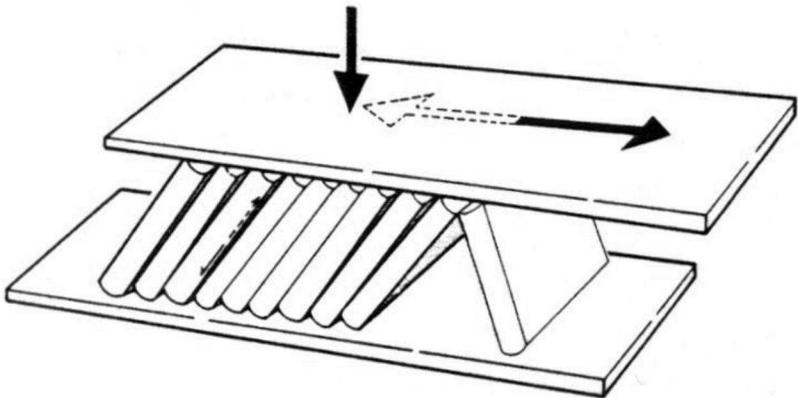


Abb. 3.26: Bücherregal-Mechanismus (bookshelf mechanism)
(Quelle: Mandl, 1987)

zur Bildung zusätzlicher Knickbänder führen (Archambault & Ladanyi, 1993) oder ob die Grenzflächen, die eine Knickzone umfassen, durch die vorausgegangene intensive Verformung bzw. Verzerrung so stark geschwächt wurden, daß die Scherverschiebungen an ihnen entlang abgetragen werden (Anderson, 1964; Mandl, 1987).

Aus den Beobachtungen geologischer Störungszonen kann auf die Relevanz des Phänomens von Knickinstabilitäten für verschiedene Bauwerke im geklüfteten Gebirge geschlossen werden (Archambault & Ladanyi, 1993). Dies ist von daher von großer Bedeutung, da „diese Art der inneren Instabilität eine Scherfestigkeit hervorbringen mag, die geringer als die Reibungsfestigkeit infolge progressiver Scherverformungen ist, welche in den Entwurfkriterien berücksichtigt wurde“ (Archambault & Ladanyi, 1993).

3.3. Scherverhalten nach großen Scherverschiebungen

Eine stufige Trennfläche, die ggf. aus einer ehemals diskontinuierlichen Trennfläche hervorgegangen ist, kann nur vorübergehend die hohe im Kapitel 3.2 beschriebene „Spitzen“-Scherfestigkeit aufbringen und verändert sich durch die meist mit diesem Widerstand verbundenen Brucherscheinungen (s. Kap. 3.2) irreversibel. Das Scherverhalten nach größeren Scherverschiebungen wird daher ein

verändertes sein. Es wird schließlich zu der Bildung einer quasi konstanten Scherzone führen, über die ein Scherwiderstand abgetragen wird, der mit der Restscherfestigkeit dieser Trennfläche gleichzusetzen ist.

Aufgrund des ggf. sehr ausgeprägten Profils der stufig zusammengesetzten Trennflächen ist die Menge an Gestein, das durch Bruchprozesse bzw. Abrieb aus dem Verband gelöst und während des Scherprozesses tiefgreifend zerkleinert werden kann, recht groß. Dies kann zur Folge haben, daß die sich bildende Scherzone schließlich von einer dicken Füllung der kataklastisch gebildeten Gesteinsprodukte, die je nach Zerlegungsart als Brekzie oder Mylonit (=Gesteinsmehl) bezeichnet werden (Weißbach, 1979), zusammengesetzt wird. Die Scherfestigkeit solcher Scherzonen kann über eine Analogie zu gefüllten Trennflächen abgeschätzt werden.

Der Zusammenhang zwischen einer Gesteinstrennfläche mit dazwischenliegenden Materialbrücken und ihrem eventuellen Erscheinungsbild nach großen Scherverformungen ist trotz der zeitlichen und ursächlichen Abfolge eher vage. Zudem wird i. d. R. davon ausgegangen, daß die Scherfestigkeit einer solchen Scherzone vergleichsweise gering ist und zur Stabilisierung eines Versagensprozesses im Fels nicht beiträgt. Deshalb sollen die Ansätze zur Beschreibung der Scherfestigkeit der nach großen Scherwegen entstandenen Scherstrukturen nur kurz erläutert werden. Dazu werden hier in knapper Form einige Grundlagen angeführt, die sich auf die Restscherfestigkeit rauher Trennflächen bzw. die Scherfestigkeit gefüllter Trennflächen beziehen. Weitergehende Erkenntnisse sind der zitierten Literatur zu entnehmen (besonders Kutter, 1974c; Weißbach, 1979; Kutter & Rautenberg, 1979; Pereira & de Freitas, 1993, de Toledo & de Freitas, 1993, Bandis, 1993; Parry, 2000).

3.3.1. Restscherfestigkeit einer Gesteinstrennfläche

Während die Spitzenscherfestigkeit einer Gesteinstrennfläche überwiegend von deren Profil abhängt und z. B. ausgesprochen maßstabsabhängig ist (s. Kap. 3.2.2), sinkt die Scherfestigkeit nach großen Scherwegen auf einen Restwert, der überwiegend eine Eigenschaft des Gesteinsmaterials ist. Die Restscherfestigkeit wird i. d. R. über eine Mohr-Coulomb'sche Beziehung zu

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi_r \quad (3.17)$$

mit Restreibungswinkel φ_r angegeben (s. Abb. 3.23).

Verschiedene Autoren haben eine Abhängigkeit des Restreibungswinkels von der Anfangsrauigkeit festgestellt (Kutter, 1974d; Hencher & Richards, 1989). Weiterhin ist auch die Scherverformung, die erforderlich ist, um den konstanten Restscherwiderstand zu aktivieren, von der Normalspannung, der Gesteinsfestigkeit und der Anfangsrauigkeit abhängig (Barton, 1973; Kutter, 1974c; Xu & de Freitas, 1990b; Kimura & Esaki, 1995). Das Post-Peak-Scherverhalten ist durch Bruch- und Abriebprozesse geprägt, die die hervorstehenden Rauigkeitselemente abtragen, aufarbeiten und als Gesteinsmehl oder Mylonit in den Trennflächensenken ablagern (Weißbach, 1979). Diese Prozesse laufen unter geringer Auflast, bei profilierten Trennflächen, bei denen besonders viel Material abgetragen werden muß, sowie bei Trennflächen mit großer Wandfestigkeit (JCS) langsam und lang andauernd ab, bevor ein quasi konstanter Zustand erreicht wird, bei dem die Restscherfestigkeit aktiviert wird. Da erwartungsgemäß besonders die ersten beiden der genannten Bedingungen bei aus verschiedenen Teilflächen entstandenen stufigen Trennflächen in Oberflächennähe (z. B. in einer Böschung) gegeben sind, spielt der Prozeß der Rauigkeitsdegradation und des variablen Nachbruchbereiches bei der hier behandelten Fragestellung eine große Rolle.

In Kap. 3.2.1 ist schon angesprochen worden, daß bei der Abtragung von Rauigkeitselementen verschiedene Mechanismen wirksam werden können. Den komplexen Prozeß der Abtragung von sägezahnartigen Rauigkeitselementen beschreiben z. B. Pereira & de Freitas (1993) im Detail. In der Folge des Zugbruchs eines Sägezahnes sinkt der Scherwiderstand stark ab. Diese Scherwiderstandsreduktion verstärkt sich bei weiterer Scherverschiebung, wenn es zum Abgleiten auf der anderen Seite des Sägezahnes kommt (s. a. Ohnishi et al., 1993). Bei mehreren Sägezähnen hintereinander kommt es durch dieses Ab- und Wiederaufgleiten entlang der Rauigkeiten, die dabei nach und nach abgetragen und eingeebnet werden, zu großen Schwankungen des Scherwiderstandes, wobei die minimalen Scherwiderstände deutlich kleiner sein können als der nach sehr großen Scherwegen erreichte Restscherwiderstand (Kutter, 1974c; Xu & de Freitas, 1990b). Dieses periodische Scherverhalten zeigt dabei eine Möglichkeit auf, daß der Prozeß des Abscherens durch wiederansteigende Scherwiderstände erneut stabilisiert werden kann. Die Aufzeichnung des Scherwiderstandes im Kreisringscherversuch von Kutter (1974c: Fig. 14) deutet sogar an, daß selbst die Schermaxima dieses alternierenden Scherprozesses mit dem Scherweg zunächst größer werden können. Eventuell deuten dabei die anfänglich geringeren Spitzenscherwiderstände auf andere Schermechanismen (als auf Gleiten entlang einer

aufsteigenden Fläche) hin. Solche alternativen Mechanismen werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit intensiv beschrieben.

Ein weiteres die Stabilität eines Schervorgangs betreffendes bemerkenswertes Phänomen liegt darin, daß die (Rest-)Scherfestigkeit mit dem Scherweg ansteigen kann (Ladanyi & Archambault, 1972; Kutter, 1974c; Weißbach, 1979; Huang et al., 1993). Dies wird z. T. damit erklärt, daß sich in der Scherzone immer mehr Mylonit ansammelt und dieses stark kompaktierte Füllmaterial ggf. größere Reibungswinkel besitzen kann als die Gesteinstrennfläche (Weißbach, 1979; Shimamoto & Logan, 1981; Hobbs et al., 1990; Huang et al., 1993). Die Reibungseigenschaften von Mylonit spielen daher für das Scherverhalten besonders von ehemals stark profilierten und ggf. diskontinuierlichen Trennflächen eine eigenständige Rolle und sind möglichst gesondert zu bestimmen. Dies trifft um so mehr zu, da deren Wirkung auch gegenteilig sein kann und — besonders unter Berücksichtigung des Einflusses von Wasser und Verwitterung — zu einer gravierenden Herabsetzung der Scherfestigkeit führen kann. Problematisch erweist sich allerdings die Abschätzung der Scherfestigkeit von Mylonit, falls im Gebirge a priori noch keine Scherzonen entwickelt sind, in denen Mylonit gewonnen und untersucht werden kann.

3.3.2. Scherverhalten mylonit-gefüllter Trennflächen

Nach sehr großen Scherverschiebungen kann sich so viel Mylonit in der Trennfläche gebildet haben, daß die Spannungsübertragung innerhalb der Trennfläche nicht mehr über im direkten Kontakt stehende Rauigkeitselemente der Gesteinstrennfläche, sondern mittelbar über eine zusammenhängende Füllung von Mylonit erfolgt. Die Scherfestigkeit solcher gefüllten Trennflächen wurde wiederholt untersucht. Die entscheidende Größe, die über das Scherverhalten einer gefüllten Trennfläche bestimmt, ist die Dicke der Füllung „t“ bezogen auf die größten Erhebungen des Rauigkeitsprofils „a“. Bei großen Füllweiten ($t/a > 1$) entspricht die Scherfestigkeit einer solchen Trennfläche den Schereigenschaften des Füllmaterials. Bei dünneren Füllungen liegt die Scherfestigkeit zwischen der der (ungefüllten) Trennfläche und derjenigen der Füllung (Ladanyi & Archambault, 1977; Kutter & Rautenberg, 1979; Lama, 1980; Xu & de Freitas, 1990b; Bandis, 1993; Parry, 2000). Bei relativ kleinen Verhältnissen $t/a < 1$ werden häufig zwei aufeinander folgende Schermaxima aktiviert, wobei das erste durch Gleitprozesse innerhalb der Füllung geprägt ist, wohingegen das zweite durch Kontakt bzw. Interaktion zwischen Rauigkeitselementen der gegenüberliegenden Trenn-

flächenufer zustande kommt (Ladanyi & Archambault, 1977; de Toledo & de Freitas, 1993).

Die Füllung einer Trennfläche übt weiterhin einen großen Einfluß auf die Volumenänderung beim Abscheren aus, da dicke Füllungen tendenziell zu kontrahierendem Verhalten neigen (Ladanyi & Archambault, 1977; Kutter & Rautenberg, 1979; Lama, 1980; Indraratna & Haque, 1997; Indraratna et al., 1999). Aus diesem Grunde verursacht die Füllung insbesondere bei eingespannten Trennflächen (unter CNS-Bedingungen) eine gravierende Reduktion des Scherwiderstands (Indraratna & Haque, 1997; Indraratna et al., 1999).

In Bezug auf das Scherverhalten von gefüllten Trennflächen gibt es ein weiteres wichtiges Phänomen, das sich ggf. sehr ungünstig auf die Scherfestigkeit der hier untersuchten Trennflächentypen auswirken kann. Sofern die Füllung Festkörper in der Größenordnung der Füllweite beinhaltet, besteht die Gefahr, daß diese als Rollen wirksam werden und die Scherbeanspruchungen über Rollreibung übertragen (Ladanyi & Archambault, 1972; Weißbach, 1979; Pereira, 1990; de Toledo & de Freitas, 1993; Pereira, 1997; Pereira, 1999). Da diese relativ klein sein kann (nach Ladanyi & Archambault (1980) $\varphi_{\text{roll}}=5^{\circ}\text{-}10^{\circ}$; nach Pereira (1997) $\varphi_{\text{roll}}=5^{\circ}$), können solche Trennflächen nur geringe Scherbelastungen übertragen und versagen leichter. Der Rollmechanismus kann mit dem Scherweg allerdings auch wieder deaktiviert werden, wenn die „Rollen“ durch weitere Bruchphänomene bzw. gegenseitige Verkeilung unwirksam werden (Weißbach, 1979; Pereira, 1997). Da ein solcher Schermechanismus vorwiegend bei geringer Auflast beobachtet wird, ist er in Böschungen – sowohl was das Rotieren ganzer Blöcke (s. Kap. 3.2.1) als auch die Mechanismen innerhalb von Trennflächenfüllungen angeht – nicht auszuschließen.

Auf den eventuellen Einfluß der sich innerhalb von Trennflächenfüllungen bildenden Scherstrukturen auf die (z. B. richtungsabhängige) Scherfestigkeit der Trennfläche soll an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden (Engelder, 1974; Conrad & Friedman, 1976; Mandl et al., 1977; Weißbach, 1979; Haggert et al., 1992).

Die Veränderungen der Trennflächenbildungen mit der Scherverschiebung können folglich sehr unterschiedliche Konsequenzen auf das Scherverhalten der Trennfläche haben und sowohl zu Zu- als auch zu Abnahmen der Scherwiderstände führen. Um diese Konsequenzen besonders auf das Scherverhalten

ursprünglich diskontinuierlicher Trennflächen abschätzen zu können, ist es also erforderlich, den Scherprozeß einer solchen Trennfläche vollständig nachzubilden. Im Rahmen dieser Arbeit wird dem durch die in Kapitel 5 beschriebenen direkten Scherversuche entsprochen.

4. Konzeption von Modellversuchen zur Bestimmung des Bruch- und Scherverhaltens von diskontinuierlichen Trennflächen

Zur Erkundung des Scherverhaltens diskontinuierlicher Trennflächen wurden direkte Scherversuche geplant (s. Kap. 5). Diese sollten an scheibenförmigen Proben durchgeführt werden, in denen die nicht-durchgehenden Trennflächen aus verschiedenen Anordnungen mehrerer hintereinander angeordneter Risse gebildet wurden. Die Wahl direkter Scherversuche sollte es ermöglichen, das Bruch- und Scherverhalten solcher Trennflächen kontinuierlich bis zum Erreichen großer Scherverschiebungen zu verfolgen. Auf diese Weise wurde beabsichtigt, die Entwicklung der Trennfläche vom Ausgangszustand bis zur Ausbildung einer durchtrennten und zerbrochenen Scherzone zu beobachten.

Zur erfolgreichen Durchführung der geplanten Versuche waren einige Voraussetzungen zu beachten. Die Versuchsbedingungen mußten klar definiert und gezielt einstellbar sein. Die Eigenschaften der Belastungseinrichtungen, der Trennflächen und der diese beinhaltenden Proben mußten daher gut bekannt und optimal auf die Erfordernisse abgestimmt sein.

Deshalb wurden zur Vorbereitung der Scherversuche Voruntersuchungen konzipiert und durchgeführt, die sich mit den Anforderungen an geeignete Versuchsrandbedingungen und deren Umsetzung bei der Wahl der Bauart und der Eigenschaften des Scherrahmens, der Geometrie der Trennflächen sowie des Probenmaterials beschäftigten.

4.1. Vorversuche

Der eigentlichen Scherversuchsserie zur Ermittlung des Bruch- und Scherverhaltens diskontinuierlicher Trennflächen wurden umfangreiche Vorversuche vorangestellt, die zum Ziel hatten, geeignete Modellmaterialien für die Scherproben zu finden. Die detaillierten Überlegungen, die bei der Konzeption dieser Vorstudie angestellt wurden, und die Interpretation der Ergebnisse sind im Anhang A ausführlich beschrieben. An dieser Stelle sollen die für das Verständnis dieser Arbeit maßgebenden Ergebnisse kurz zusammengefaßt werden.

Nach Untersuchung vieler verschiedener Modellmaterialien wurde schließlich eine Mischung aus Hartformgips und Wasser mit den Gewichtsanteilen 2,7 : 1 ausgewählt. Aus diesem Material konnten Körper hergestellt werden, deren mechani-

sche Eigenschaften besonders gesteinsähnlich waren. Auf Zuschlagsstoffe wie z. B. Sand wurde verzichtet, da diese ungünstige Effekte auf die Eigenschaften der Festkörper ausüben.

Bei gipsgebundenen Modellmaterialien konnte ein sehr großer, komplexer Einfluß durch das Zugabewasser nachgewiesen werden. Dieses Wasser bedingt die innere Struktur der Modellkörper und deren Festigkeit. Viele widersprüchliche Ergebnisse, die von verschiedenen Autoren an unterschiedlichen Proben mit Gips als Bindemittel – besonders in Bezug auf das Wachstum von Rissen – ermittelt wurden, können auf die vielschichtige Wirkung des Wassers bzw. der zur Trocknung der Proben unternommenen Maßnahmen zurückgeführt werden.

Die im Anhang A beschriebenen Ergebnisse machen deutlich, wie wichtig eine genau definierte Herstellung von Modellkörpern für deren Eigenschaften ist. Selbst wenn solche Bedingungen gewährleistet werden können, lassen sich systematische Schwankungen der Probeneigenschaften nicht ausschließen. So treten z. B. Dichte- und Festigkeitsgradienten innerhalb der gegossenen Gipsproben auf. Auch sind die Eigenschaften verschieden großer bzw. geformter Körper aus identischem Material nicht exakt gleich. Daher ist zu erwarten, daß die Festigkeiten bzw. Steifigkeiten der Scherproben etwas (vermutlich ca. 10%) niedriger sind als die angegeben, an anders geformten Vergleichskörpern ermittelten Werte.

Weiterhin wurden zusätzliche Vorversuche durchgeführt, von denen Hinweise auf die optimale Gestaltung des zu planenden Schergeräts bzw. zur Technik der Probenherstellung und Versuchsaufzeichnung abgeleitet werden sollten.

Aus diesen ersten direkten Scherversuchen, die in einem bodenmechanischen Schergerät durchgeführt wurden, konnten einige konstruktive Anforderungen an die Geometrie der Scherproben der Hauptversuchsserie sowie an das dazu einzusetzende Schergerät abgeleitet werden. Ungewollte kinematische Freiheiten der Scherkästen sollten soweit wie möglich unterdrückt werden. Weiterhin sollten diskontinuierliche Trennflächen aus mehreren Reiß-Brücken-Kombinationen in Serie bestehen. Die Lasteinleitungsbereiche, in denen die Lasten in die Proben eingebracht werden, sollten möglichst außerhalb des engeren Einflußbereiches der Trennfläche liegen. Weiterhin sollten die Proben im Bereich der Trennfläche frei zugänglich sein, um dort die Durchtrennung und Entwicklung der Trennfläche beobachten zu können.

4.2. Schergerät

Zur Untersuchung des Bruch- und Scherverhaltens von aus mehreren Rissen zusammengesetzten Trennflächen wurde ein neues Schergerät konzipiert, das besonders den konstruktiven Anforderungen genügen sollte, die aus den Voruntersuchungen abgeleitet wurden.

Das Schergerät (Abb. 4.1 und Abb. 4.2) besteht aus einem außenliegenden Scherrahmen, der zur Lastabtragung der beim Scherversuch aktivierten Lasten und zur Aufnahme sämtlicher weiterer Einrichtungen dient. Aufgrund seiner hohen Steifigkeit (ca. 500 MN/m) wird ein unerwünschtes dynamisches Nachfedern des Rahmens bei Bruchbildungen in der Scherprobe klein gehalten. Das Kernstück des Schergeräts sind die beiden Scherkästen zur Aufnahme der Scherproben. Beide Kästen sind jeweils über zwei sogenannte Rollenumlaufschuhe starr entlang von horizontalen bzw. vertikalen Schienen geführt, die über Plattenkonstruktionen am Rahmen befestigt sind. Über die Scherkästen können die eingebauten Proben durch vertikale Normallasten sowie horizontale Scher-

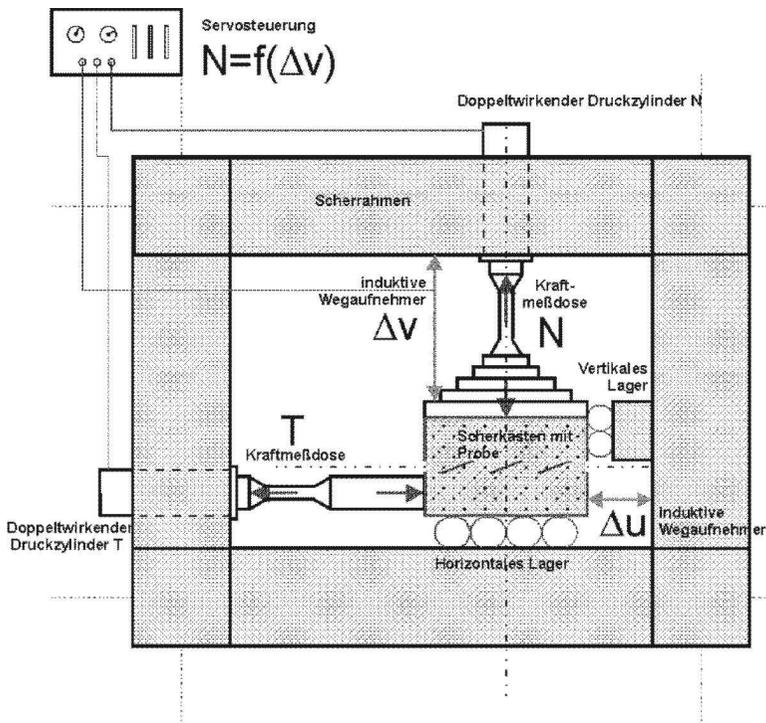


Abb. 4.1: Prinzipskizze Scherrahmen

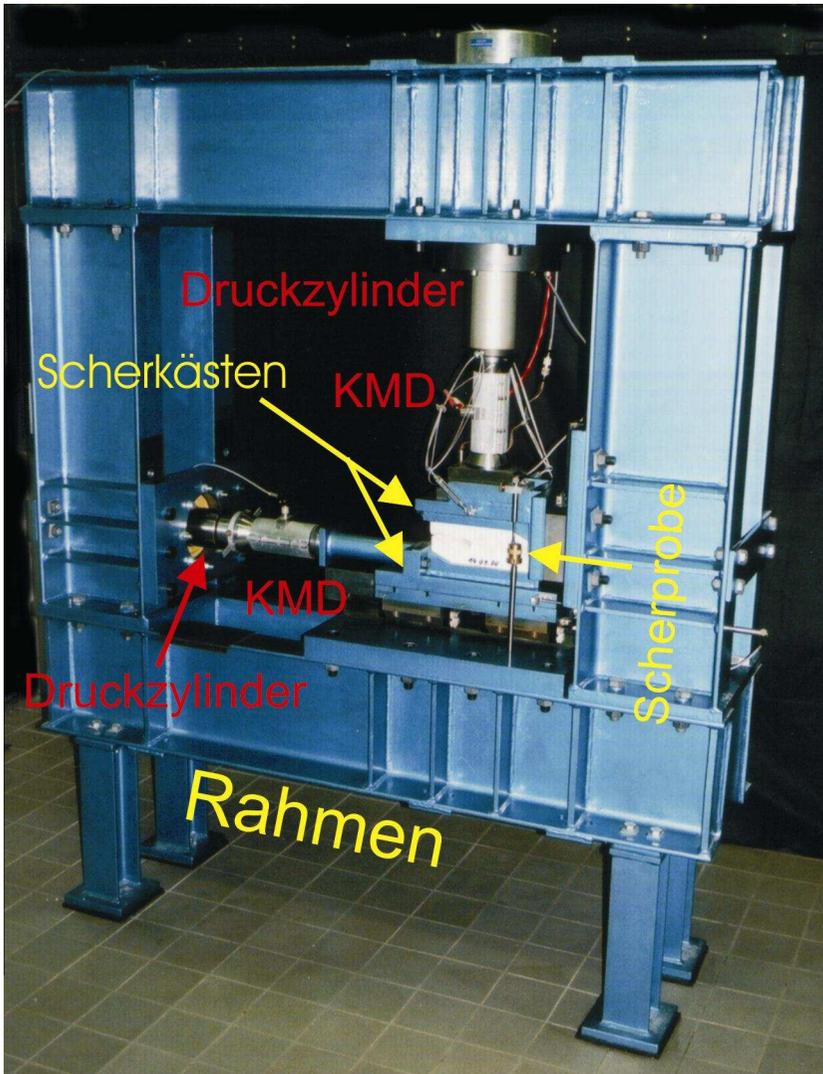


Abb. 4.2: Ansicht Scherrahmen

lasten beaufschlagt werden. Beide Belastungsstränge sind jeweils aus einem Druckzylinder und einer Kraftmeßdose (KMD) zusammengesetzt. Die zwei an einem Hydrauliksystem angeschlossenen doppelt hydraulisch wirkenden, stufenlos vor und zurück zu bewegendem Druckzylinder werden jeweils durch ein Servo-

ventil angesteuert. Durch elektronische Kopplung der Servoventile können verschiedene Belastungsregime (s. u.) aufgebracht werden.

Wie in den Abb. 4.1 bis 4.4 erkennbar ist, können in die Scherkästen dieses Schergerätes scheibenförmige Proben eingebaut werden, deren Seitenflächen im Bereich der in Probenmitte gelegenen Trennfläche während der Scherversuche frei zugänglich und sichtbar sind. Auf diese Weise kann die Beobachtung der verschiedenen Phasen der Rißentstehung, des Rißwachstums, des Zusammenwachsens der Risse sowie der Bildung einer durchgehenden Scherzone von beiden Probenseiten aus vorgenommen werden.

Die am bodenmechanischen Schergerät gewonnenen Erfahrungen machten es zu einer vordringlichen konstruktiven Anforderung, die Führung der Scherkästen so starr wie möglich zu gestalten. Durch die Schienenführungen ist der untere Scherkasten nur horizontal verschiebbar, während der obere Scherkasten ebenfalls nur einen kinematischen Freiheitsgrad für vertikale Bewegungen besitzt.

Die Scherproben können in den Scherkästen durch Schrauben fixiert werden. Einflüsse aus den dabei ggf. eingebrachten Lasten auf die Scherzone sind auch aufgrund der Formgebung von Proben und Kästen nahezu auszuschließen. Die seitlichen Lasteinleitungsbereiche sind vertikal von der theoretischen, in der Mitte der Probe liegenden Scherebene versetzt, um Einflüsse aus Lastkonzentrationen innerhalb dieser Scherzone so klein wie möglich zu halten.

Die direkte Scherung ermöglicht es, große Scherverschiebungen zuzulassen. Um die horizontale Verschiebbarkeit des unteren Scherkastens nicht begrenzen zu müssen, wurde die Halterung des oberen Scherkastens so entworfen, daß der untere Kasten durch Aussparungen innerhalb dieser Konstruktion hindurch geführt werden kann. Auf diese Weise konnten maximale Scherverformungen von 66 mm (konstruktiv auf 80 mm erweiterbar) bei Standardproben aufgebracht werden, was einer maximalen Reduktion der effektiven Scherfläche um ca. 26% entspricht.

Die Scherung sollte durch eine horizontale Verschiebung des unteren Scherkastens in Gang gesetzt werden. Die Spannungsverteilung in der Scherprobe hängt sehr stark von der genauen Lasteinleitung — in Form von Druckspannungen über die vertikalen Einleitungsbereiche sowie mittels Scherspannungen über die horizontalen Flächen — ab, und diese kann in der statischen Bemessung nur mittels grober Annahmen abgeschätzt werden. Da die exakte Spannungsverteilung in der Scherfläche nicht sicher bestimmt werden konnte, erschien es auch

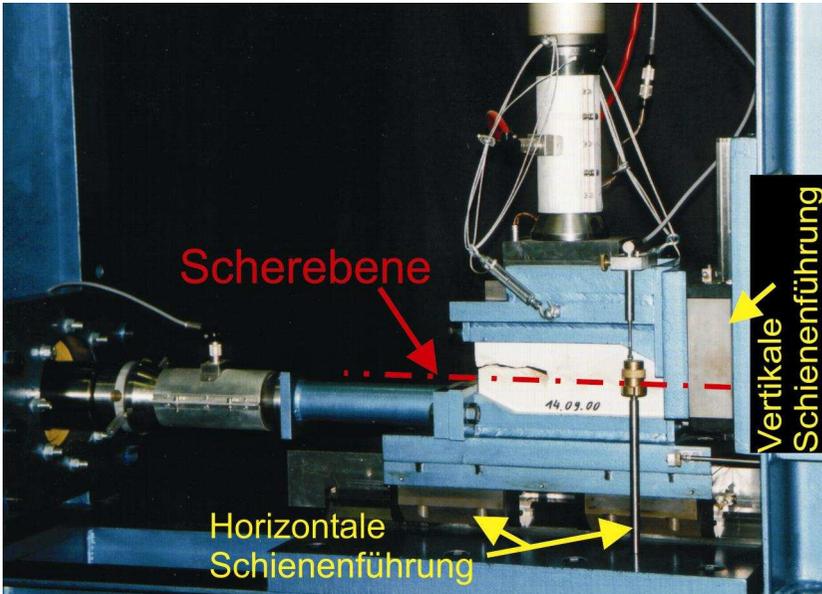


Abb. 4.3: Ansicht der Scherkästen und ihrer Lagerungen

gerechtfertigt, den die Scherkraft erzeugenden Druckzylinder auf der Höhe des unteren Scherkastens anzuordnen. Durch die Versetzung der Belastungsachse (Abb. 4.3) in Bezug auf die theoretische Scherfläche (um ca. 4 cm) ändert sich die Spannungsverteilung in der Probe. Für den Fall, daß in der Scherprobe ein durch diese Spannungsänderung beeinflusstes Scherverhalten resultiert hätte, das sich z. B. in einem Aufreißen der Trennfläche von einer Seite her hätte äußern können, waren konstruktive Vorkehrungen für ein Versetzen des Druckzylinders in die theoretische Scherachse vorgesehen worden. Ein entsprechender Umbau erwies sich jedoch als überflüssig.

Die Scherproben, die maximal Abmessungen von 250 x 150 x 50 mm haben können, wobei die Scherfläche $A_{\max} \approx 250 \cdot 50 = 12500 \text{ mm}^2$ beträgt, können mit Scher- und Normalkräften von bis ca. 150 kN beaufschlagt werden. Daraus ergeben sich maximale Spannungen, die einer Gebirgsauflast von bis ca. 800 m entsprechen.

Die Messungen von Scher- und Normalkraft erfolgten über die Kraftmeßdosen. Die Meßgenauigkeit dieser Kraftmessungen, die durch Eichversuche nachgewiesen wurde, ist sehr hoch, so daß Meßfehler zu vernachlässigen sind. Die Scherverschiebungen wurden durch einen Wegaufnehmer gemessen, der an dem

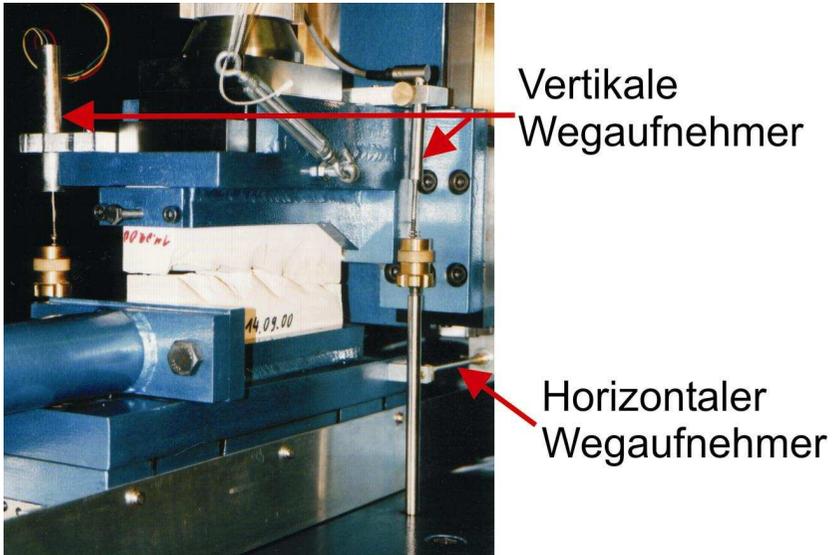


Abb. 4.4: Ansicht der Meßeinrichtungen

unteren Scherkasten befestigt war (Abb. 4.4). Die Genauigkeit dieser Wegmessung liegt bei unter 0,1 mm.

Die vertikale Bewegung des oberen Scherkastens wird mittels zweier Wegaufnehmer gemessen, die so angeordnet sind, daß die vertikale Projektion des Probenschwerpunkts genau in der Mitte zwischen ihnen liegt (Abb. 4.4), so daß die mittlere Dilatation der Probe als Mittelwert beider Meßwerte berechnet werden kann. Da sie jeweils nahe bei den Enden des Scherkastens angebracht sind, konnte die Schiefstellung der Probe als Differenz der Meßwerte abgeschätzt werden. Die Meßgenauigkeit der vertikalen Wegmessung, für die meistens Wegaufnehmer mit einer maximalen Meßstrecke von 20 mm verwendet wurden, lag bei unter 0,02 mm. Aus der Differenz zweier vertikaler Wegmessungen und der Differenz der zugehörigen Scherwege konnte die Dilatationsrate berechnet werden zu

$$\tan v_m = \frac{\Delta v}{\Delta u} = \frac{\left[\frac{v_1 + v_2}{2} \right]_{m+j} - \left[\frac{v_1 + v_2}{2} \right]_{m-j}}{u_{m+j} - u_{m-j}} \quad (4.1)$$

Dabei sind v_1 und v_2 die beiden Meßwerte für die Dilatation, u der Meßwert des Scherwegs, m repräsentiert den Scherweg, für den die Dilatationsrate berechnet

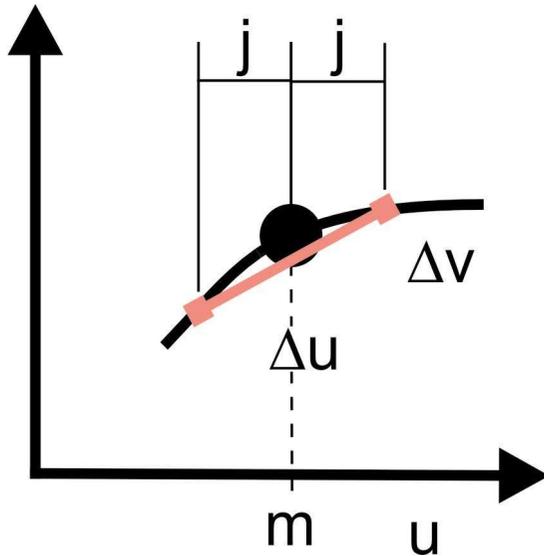


Abb. 4.5: Erläuterung zur Gleichung (4.1)

wird, und j den Abstand von „ m “ zu zwei Punkten auf der Dilatations-Scherweg- $(v-u)$ -Kurve (Abb. 4.5). Die Neigung der Sekante zwischen diesen beiden Punkten $m-j$ und $m+j$ ist eine Näherung der Neigung der Tangente an die Kurve in m und wird als Dilatationswinkel v_m bezeichnet.

Die mittels dieses Näherungsverfahrens bestimmte Dilatationsrate hat durch das Zusammenspiel mehrerer fehlerbehafteter Meßgrößen eine nur beschränkte Genauigkeit, die i. d. R. weniger als 1° beträgt, maximal jedoch bei ca. 2° liegen kann.

Die Scherversuche wurden weg-gesteuert gefahren, d. h. der Scherweg nahm mit der Zeit gleichmäßig zu. Dabei wurde zu Versuchsbeginn, wenn der Bruch der diskontinuierlichen Trennfläche erfolgt, eine langsame Scherrate von $0,2 \text{ mm/min}$ vorgegeben. Nachdem die volle Durchtrennung der Trennfläche erfolgt war, wurde die Scherrate meist in mehreren Stufen erhöht. Die maximale Schergeschwindigkeit betrug 2 mm/min .

Es konnten an dem Schergerät Versuche mit mehreren Randbedingungen gefahren werden. Über die elektronische Steuerung konnte zum einen ein herkömmlicher Scherversuch, bei dem die Normallast konstant gehalten wird, gefahren werden (Abb. 4.6a). Diese Art von Scherversuchen mit konstanter Normallast (constant normal load = CNL) simuliert die Bedingungen, die bei oberflächen-

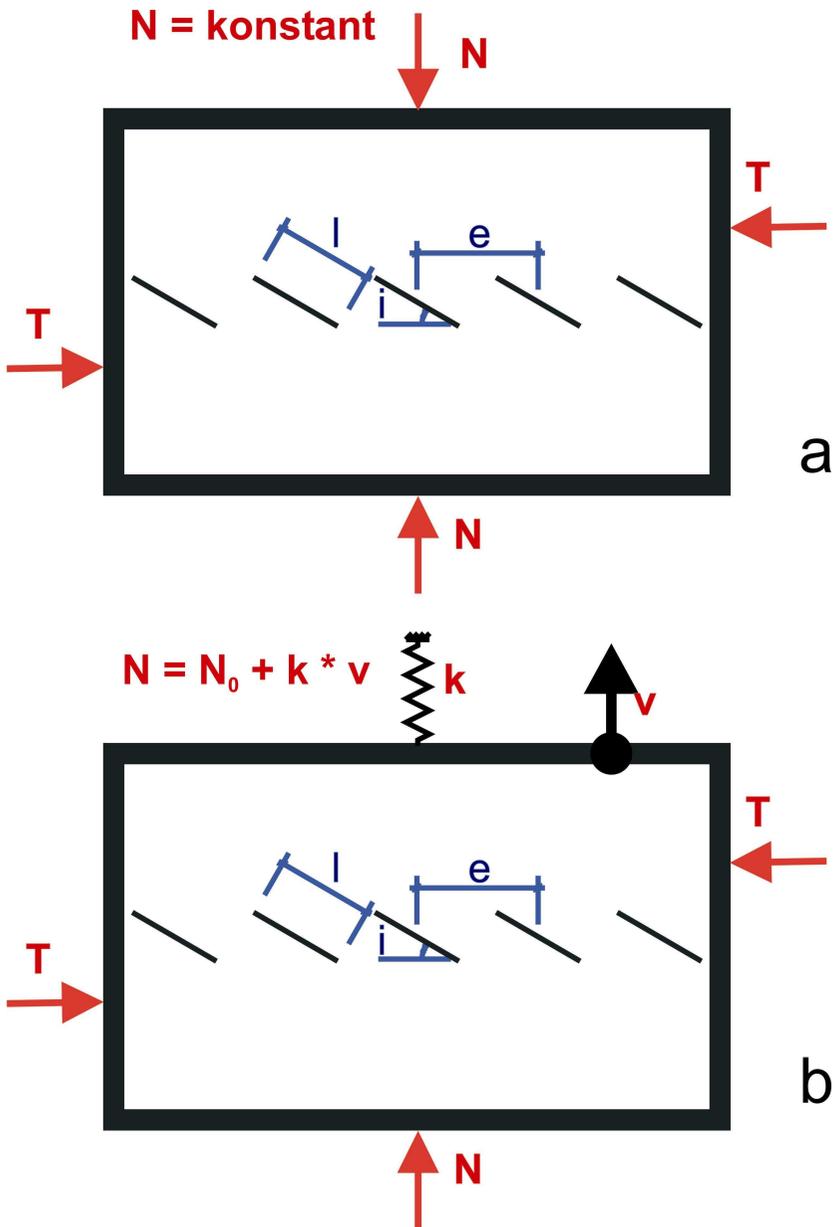


Abb. 4.6: Belastungsanordnungen:
 a) konstante Normallast (CNL);
 b) konstante Normalsteifigkeit (CNS)

nahem Scherverfagen vorherrschen, wenn ein Gebirgsbereich unter Eigengewicht en bloc abgeschert werden kann (Leichnitz, 1985). Da mit dem Scherweg die Scherfläche abnimmt, steigt bei den Versuchen mit CNL bei der eingesetzten Steuerung die Normalspannung geringfügig. Dieser Anstieg wirkt sich kaum auf das Scherverhalten aus, so daß darauf verzichtet wurde, über komplizierte Steuerungen die Normalspannung konstant zu halten.

Desweiteren konnte mittels steifigkeitsregulierter Versuche das Scherverhalten von Trennflächen, die durch Sicherungsmittel (z. B. Anker) oder das umgebende Gebirge (im Bereich tiefliegender Hohlrumbaute) in ihrer Beweglichkeit eingeschränkt sind, simuliert werden. Dazu wird entsprechend der gewünschten Normalsteifigkeit die Normalspannung proportional zur Dilatation erhöht (constant normal stiffness = CNS) (z. B. Leichnitz, 1985) (s. a. Kap. 3.2). Bei den hier durchgeführten Versuchen wurde diese Steuerung, die einem gefederten vertikalem Auflager entspricht (Abb. 4.6b), durch eine elektronische Kopplung der vertikalen Wegmessung mit der aufgebrachtten Kraft vorgenommen (Abb. 4.1):

$$N = N_0 + v \cdot k \quad (4.2)$$

mit der Anfangsauflast N_0 , der Dilatation v und der Normalsteifigkeit k .

4.3. Modellmaterialien

Bei den verwendeten Modellmaterialien handelte es sich um einen Hartformgips (Hartformgips 1 der Fa. Börgardts, Walkenried), der aus 2,7 Teilen Wasser und 1 Teil Wasser hergestellt wurde, sowie um einen dichten Kalkstein.

Die Gipsproben besaßen einen ungefähren Porenanteil von 25%. Sie waren im Klimaschrank bei 45°C mindestens eine Woche (meist wesentlich länger) gelagert worden. Ihre Aushärtung und Trocknung waren abgeschlossen, es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, daß geringe Mengen von Adsorptionswasser in den Proben verblieben waren (s. Anhang A).

Die mechanischen Eigenschaften der Proben waren an zylindrischen Vergleichsproben festgestellt worden. Auf die Problematik, inwieweit die gemessenen Festigkeitswerte mit den Festigkeiten der Scherproben übereinstimmen, wird im Anhang A ausführlich eingegangen.

Es wurden Dichte, einaxiale Druckfestigkeit, Steifigkeit und Punktlastindex mittels einer großen Anzahl von Versuchen und somit mit großer Zuverlässigkeit bestimmt. Sie sind in Tab. 4.1 zusammen mit ihren Standardabweichungen aufge-

führt. Wegen einer begrenzten Anzahl von dreiaxialen Druckversuchen sind die ermittelten Scherparameter weniger zuverlässig.

An zylindrischen Scheiben von Gipsproben wurden auch indirekte Zugversuche bzw. Brasilianer-Tests durchgeführt. Aufgrund einer zu großen Kontaktfläche, die sich bei Belastung zwischen der (gewölbten) Belastungseinrichtung und der weichen Gipsprobe ergab, entsprach die Spannungsverteilung innerhalb der Gipsproben nicht den Versuchsannahmen (ISRM, 1978a), so daß die tatsächliche Zugfestigkeit stark überschätzt wurde. Da sich der indirekte Zugversuch als nur für Kalksteinproben geeignet erwies, wurde für Gipsproben die Zugfestigkeit zu 125% der Punktlastfestigkeit angesetzt (ISRM, 1985).

ρ_d	σ_c	I_{s50}	σ_t	c	φ	E_v	ν	E_e
[g/cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]	[GPa]	[-]	[GPa]
1,506	34,8	2,2	2,7	10	31	12,7	0,20	14-15
±0,016	±2,9	±0,1				±1,0	±0,04	

Tab. 4.1: Mechanische Eigenschaften der Gipsproben

Das Verhältnis von Druck- zur Zugfestigkeit betrug bei den Versuchen, die an Proben des gleichen Gießvorgangs durchgeführt wurden, $\sigma_c / I_{s50} = 16,7$. Das Verhältnis vom Verformungsmodul zur Druckfestigkeit liegt bei 365. Folglich handelt es sich beim verwendeten Gips um ein geeignetes Modellmaterial für Gestein (s. a. Abb. A.4 in Anhang A).

Als zweites Versuchsmaterial wurde ein dichter, spröde brechender jurassischer Kalkstein verwendet, der unter dem Handelsnamen „Jura Marmor gelb“ vertrieben wird. Die mechanischen Eigenschaften dieses mikroskopisch inhomogenen, fossilen, jedoch isotropen Kalksteins wurden exemplarisch anhand einiger ein-axialer und dreiaxialer Druckversuche sowie Brasilianer-Versuche festgestellt (Tab. 4.2).

ρ_d	σ_c	σ_t	c	φ	E_v	ν
[g/cm ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]	[GPa]	[-]
2,54	173	7,8	40	42	63	0,29

Tab. 4.2: Mechanische Eigenschaften der Kalksteinproben

Die Reißfähigkeit im Modus I (Zug) kann gemäß Jütte (1986) bzw. Bearman (1999) mittels Punktlastindizes abgeschätzt werden über die Beziehungen

$$K_{Ic} = 0,204 \cdot I_{S50} \text{ [MNm}^{-3/2}\text{]} \text{ (Jütte, 1986)} \quad \text{bzw.} \quad (4.3a)$$

$$K_{Ic} = 0,209 \cdot I_{S50} \text{ [MNm}^{-3/2}\text{]} \text{ (Bearman, 1999)}. \quad (4.3b)$$

Demgemäß kann die Reißfähigkeit K_{Ic} der Gipsproben zu ca. $0,45 \text{ MNm}^{-3/2}$ abgeschätzt werden. Die Reißfähigkeit K_{Ic} der Kalksteinproben liegt demnach bei ca. $1,3 \text{ MNm}^{-3/2}$ ($I_{S50} = 0,8 \cdot \sigma_t$ (ISRM 1985)).

4.4. Scherproben

Die Proben, an denen die direkten Scherversuche an nicht-durchgehenden Trennflächen durchgeführt werden sollten, wurden aus Hartformgips sowie Kalkstein hergestellt (s. o.). Die scheibenförmigen Scherproben mit einer Länge von 250 mm und einer Höhe von 150 mm (Abb. 4.7) konnten auf einfache Weise in die Scherkästen der neu entwickelten Schermaschine eingebaut werden. Dabei waren die Risse, aus denen die Trennflächen zusammengesetzt waren, entlang der durch die Scherapparatur vorgegebenen Scherfläche, d. h. in der Mitte der Probenhöhe, angeordnet.

Die Dicke der Proben aus Hartformgips lag bei ca. 50 mm, die der Kalksteinproben bei ca. 31 mm.

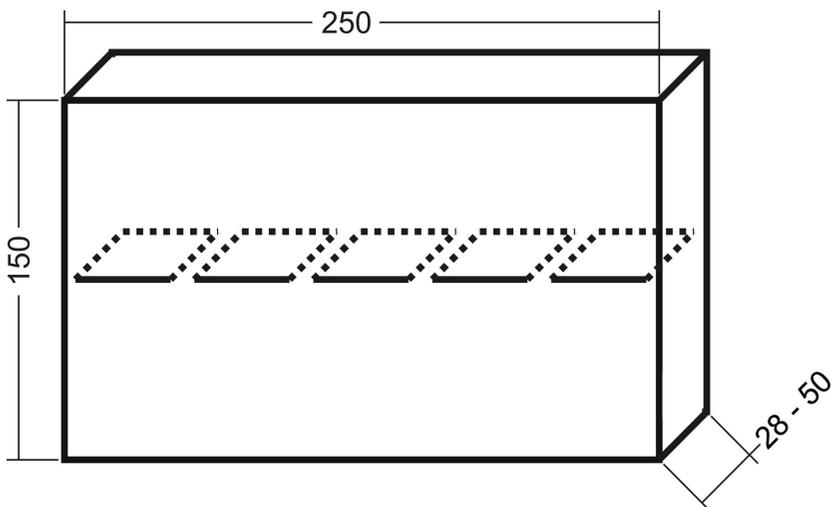


Abb. 4.7: Abmessungen der Scherproben in mm

Die Gipsproben wurden in einer Schalung hergestellt. Im Anhang B werden die Herstellungsmethoden detailliert beschrieben.

In den Gipsproben wurden Risse erzeugt, indem Bleche als Schalungskörper in den flüssigen Gips eingebracht wurden und die Erstarrung des Gipses um diese Aussparungskörper (teilweise) abgewartet wurde (s. a. Anhang B). Je nach dem Zeitpunkt, zu dem die Bleche aus dem Gips herausgezogen wurden, bzw. je nach den genauen Herstellbedingungen wurden Risse mit unterschiedlichen Öffnungsweiten und Füllungen erzeugt. Es wurden zum einen weitgehend verheilte Risse erzeugt, die nur teilweise mechanisch wirksam waren. Desweiteren wurden Proben mit ca. 0,3 mm weit geöffneten Rissen mit einem Fettbelag auf den Innenflächen hergestellt, wobei das Fett eine stark reibungsmindernde Wirkung besaß (s. a. Anhang B). Der größte Teil der Proben besaß ca. 0,4 mm weit offene Risse mit sauberen glatten Wandungen.

Die Kalksteinproben wurden aus vorhandenen Platten ausgesägt und die Sägeflächen in der erforderlichen Weise bearbeitet. Die Risse wurden in solchen Proben von Bohrlöchern aus durch Aussägen von Hand eingebracht. Infolge der dicken Gesteinssägeblätter waren die resultierenden Risse mit 2,5 bis 3,0 mm weit offen.

Auf die Einzelheiten dieses Herstellungsprozesses wird in Anhang B vertieft eingegangen.

4.5. Versuchsserien

Zur Erkundung des vollständigen Scherverhaltens von Trennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken wurden verschiedene Versuchsserien geplant, bei denen i. d. R. der Einfluß jeweils eines Faktors bei Konstanthalten der anderen Größen untersucht wurde.

Die untersuchten zentralen Einflußgrößen werden im folgenden aufgeführt:

- Einfluß der Rißart (bzw. der Art der Rißherstellung)
- Einfluß der Rißorientierung (bzw. des Rißwinkels)
- Einfluß des Grades der Durchtrennung (bzw. der Rißdichte bzw. des Rißabstands)
- Einfluß der Rißlänge (bzw. des Maßstabs der Risse)

- Einfluß der Normalspannung
- Einfluß der Versuchssteuerung (bzw. der Unterschiede zwischen Versuchen mit konstanter Normallast (CNL) und konstanter Normalsteifigkeit (CNS))
- Einfluß des Probenmaterials

Die Menge der möglichen Parametervariationen erforderte entweder eine sehr große Anzahl von Versuchen, die einen langjährigen Aufwand bedeutet hätten, oder eine Beschränkung z. B. auf wenige Faktoren. Da die vorliegende Arbeit nach Kenntnis des Autors als erste das Scherverhalten diskontinuierlicher Trennflächen über große Scherverschiebungen untersucht und damit eher dem grundlegenden Verständnis des Schervorganges und der ihn prägenden Größen dienen soll, statt den Einfluß einzelner Größen auf das Scherverhalten mit zuverlässigen Formeln zu quantifizieren, wurde der Untersuchungsweg eingeschlagen, zwar zu allen oben aufgeführten Einflußfaktoren eine Versuchsserie zu konzipieren, sich jedoch jeweils auf geringe Versuchszahlen zu beschränken. Da also nur wenige Einzelversuche bei gleichen Randbedingungen wiederholt wurden, ist zu akzeptieren, daß die gewonnenen Ergebnisse Einzelwerte sind und nicht als statistisch aussagekräftig gelten können. Daraus folgt, daß nur in Ausnahmefällen die zahlenmäßige Aufstellung von Gesetzmäßigkeiten gerechtfertigt werden kann.

Die geometrischen Trennflächenparameter Rißanzahl n , Rißlänge l , Rißmittenabstand e und Rißwinkel i sind in Kap. 2 eingeführt worden. Die Spannungsregime CNL und CNS sind in den Kap. 3.2 und Kap. 4.2 beschrieben worden. Über die Herstellung der Risse wurde in Kap. 4.4 bzw. Anhang B berichtet. Die Rißarten sollen in der Folge mit den in Tab. 4.3 genannten verkürzten Begriffen benannt werden:

Rißherstellung	Kurzbegriffe	
Risse, die durch Herausziehen der Bleche aus dem versteifenden Gips nach 20 min erzeugt wurden:	„verheilt“	„mit Blech“
Risse, die durch Herausziehen gefetteter Bleche aus dem erstarrten Gips erzeugt wurden:	„gefettet“	„mit Fett“
Risse, die durch Herausziehen mit einer Folie verpackter Bleche aus dem erstarrten Gips erzeugt wurden:	„ungefettet“	„mit Folie“
Risse, die aus der Probe herausgesägt wurden:	„gesägt“	

Tab. 4.3: Definition der Rißarten

Dabei sind alle nicht „verheilten“ Risse auch geöffnet.

Da viele Versuche in verschiedene Versuchsserien integriert werden können, erfolgt eine Übersicht über alle Versuche zweckmäßigerweise in matrizieller Form (Tab. C.1 bis Tab. C.5 im Anhang C).

Wie in den Tabellen zu sehen ist, liegt ein Schwerpunkt der Untersuchungen bei Trennflächen aus Einzelrissen, die positive Reißwinkel i besitzen. Das liegt daran, daß bei solchen Rissen (besonders solange i klein ist) der Scherwiderstand der Trennfläche vergleichsweise klein ist und solche Trennflächen folglich eine große praktische Bedeutung besitzen.

Zur Namensgebung der Versuche sei auf Anhang C verwiesen.

Neben den oben genannten Versuchen zur Untersuchung der Haupteinflüsse auf das Bruch- und Scherverhalten der nicht-durchgehenden Trennflächen wurden einzelne Versuche mit weiteren Zielsetzungen durchgeführt (s. u.).

Die Scherversuche begannen i. d. R. mit dem Aufbringen der Normallast. Danach wurde der horizontale Belastungsstrang (der Kolben des Druckzylinders sowie die Kraftmeßdose) bis zum Kraftschluß vorgefahren. Die Scherversuche wurden anschließend mit konstanter Schergeschwindigkeit sowie konstanter Normallast (CNL) bzw. Normalsteifigkeit (CNS) gestartet. Im Laufe des Scherversuches wurde i. d. R. die Scherrate angepaßt, um zu lange Laufzeiten zu verhindern. Weiterhin wurden einige Versuche gefahren, bei denen die Normallasten in Stufen verändert wurden, um das Scherverhalten bei Lastwechseln zu erkunden. Fast alle Versuche wurden mit einer entlastenden Normallastschleife abgeschlossen. Bei einigen Versuchen wurde verschiedentlich die Scherrichtung gewechselt, um dabei Kenntnis über den aktiven Schermechanismus zu erlangen.

Die während der Versuche aufgezeichneten Weg- und Kraftgrößen wurden in Microsoft Excel-Tabellen ausgelagert und in Diagrammen graphisch dargestellt. Nach einer Umrechnung der Meßgrößen in Spannungen bzw. mittlere Dilatationen wurden charakteristische Punkte der Scherspannungs-Scherweg-Kurve (τ - u -Kurve) manuell ausgewählt (z. B. „X“ in Abb. 4.8). Die dazu gehörigen Dilatationsraten wurden berechnet, so daß auch eine i -Winkel-Korrektur (s. z. B. Glossar) der Scherwiderstände vorgenommen werden konnte. Die Scherwiderstände

und ihre Korrekturen wurden in Normalspannungs-Scherspannungs-Diagrammen (σ - τ -Diagrammen) eingetragen (z. B. Abb. 4.9 und Abb. 4.10).

Um die Entwicklung der einzelnen Versuchsphasen nicht nur anhand der Meßgrößen zu verfolgen, sondern auch mit der sichtbaren Veränderung des Rißbildes in Verbindung zu bringen, wurden vor, während und nach den Versuchen Fotos von den frei zugänglichen Seiten der Proben gemacht. Die Zeitpunkte der Aufnahmen konnten im Meßprotokoll vermerkt werden, so daß jedes Rißbild einem bestimmten Punkt der Meßkurve (über X-förmige Markierungen) zuzuordnen ist (z. B. Abb. 4.11) oder daß umgekehrt ein zu jeder Phase des Versuches charakteristisches Rißbild bzw. Bruchverhalten dokumentiert wird.

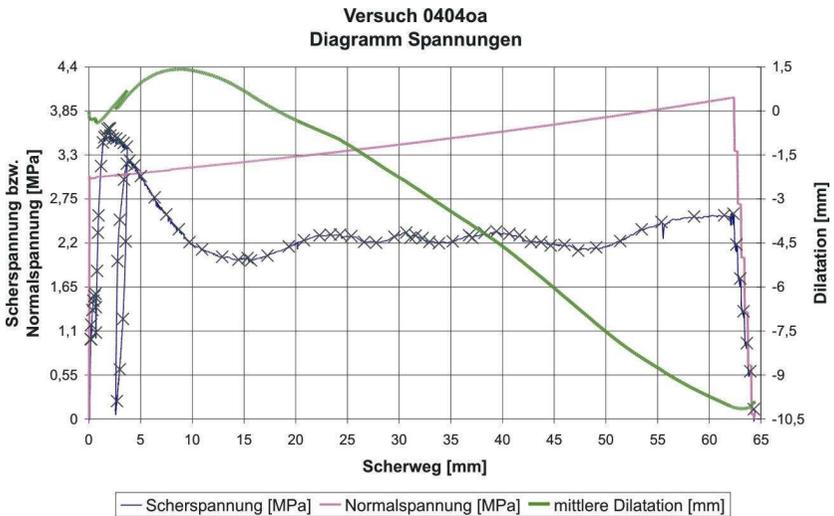


Abb. 4.8: Beispiel eines Scherspannungs-Scherweg-Diagramms

Versuch 0404oa τ-σ-Diagramm

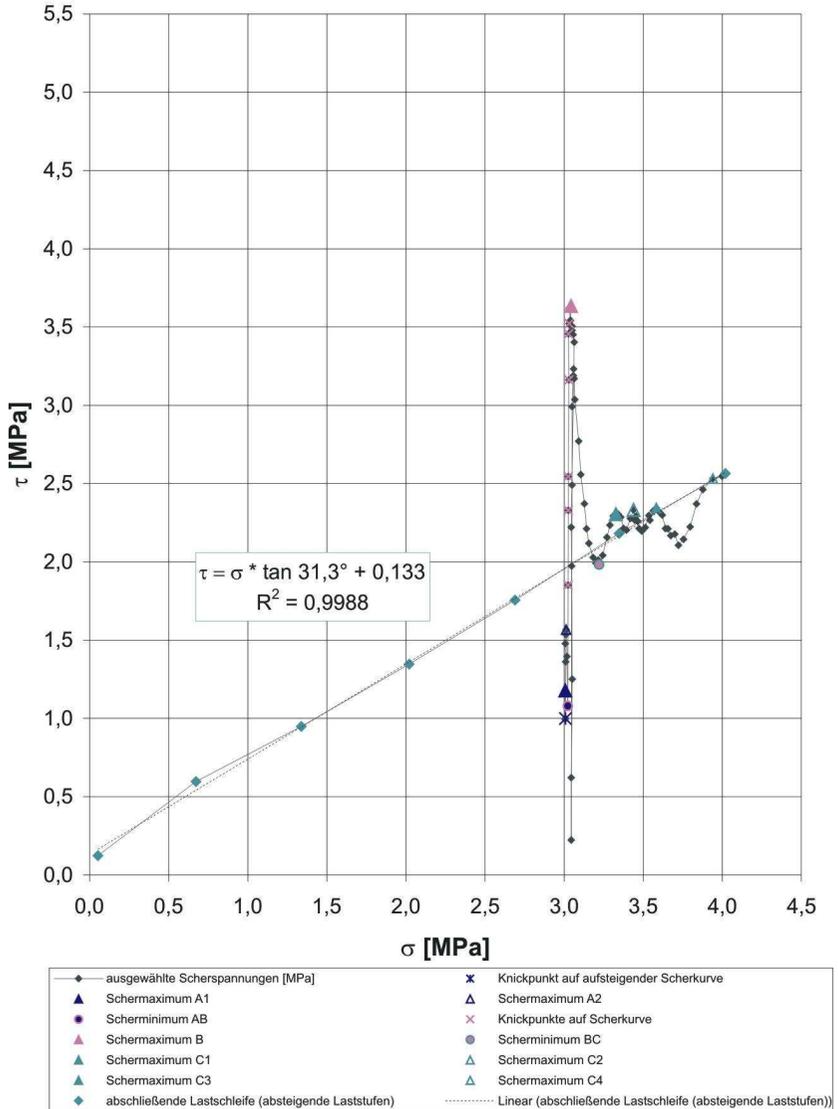


Abb. 4.9: Beispiel eines Scherspannungs-Normalspannungs-Diagramms

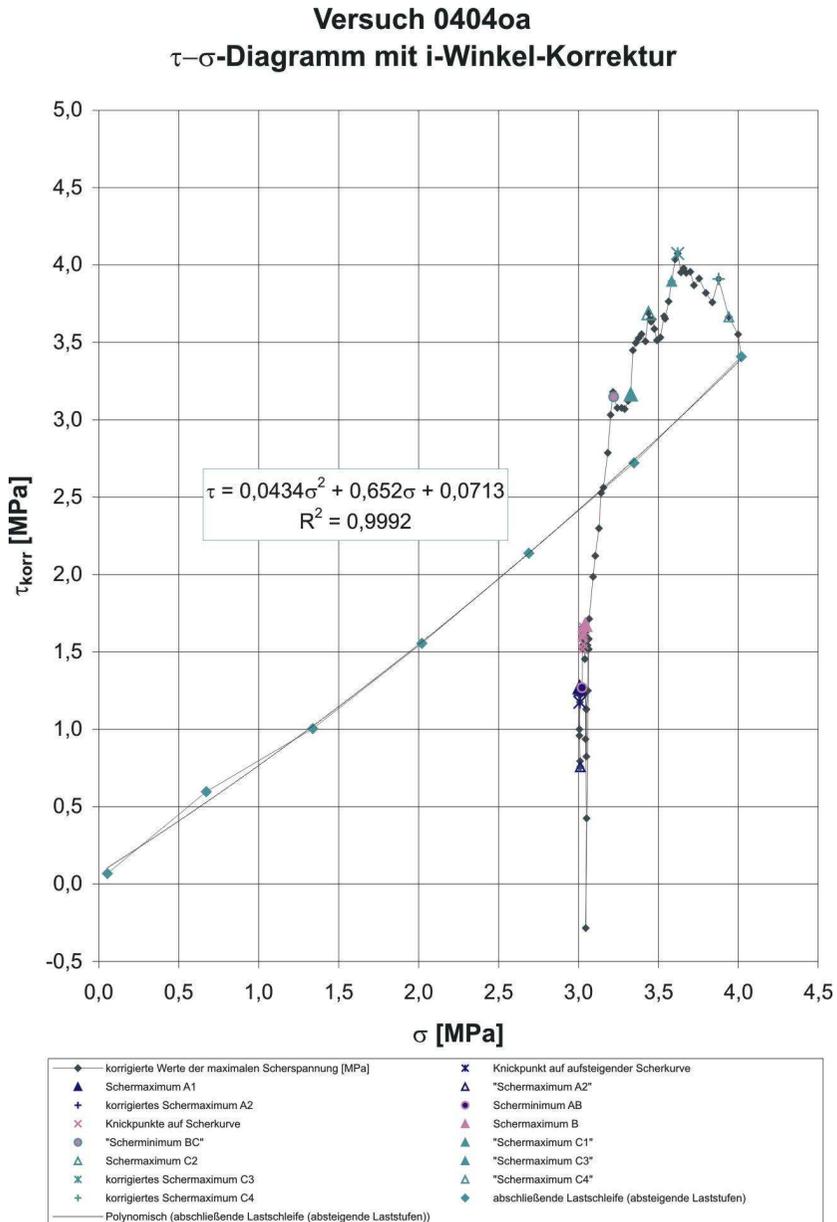


Abb. 4.10: Beispiel eines korrigierten Scherspannungs-Normalspannungs-Diagramms

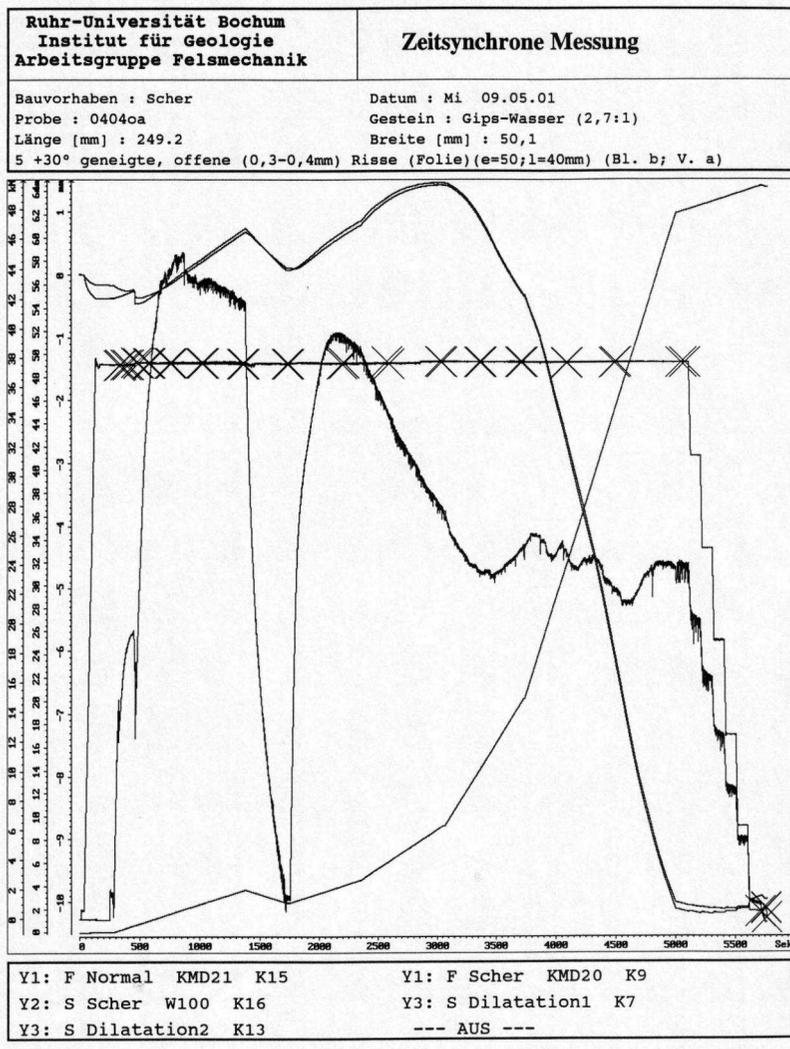


Abb. 4.11: Beispiel einer Versuchsaufzeichnung mit X-förmigen Markierungen, die den Zeitpunkt der Aufnahme von Fotos der Probenseiten dokumentieren

5. Ergebnisse der Modellversuche

5.1. Experimentelle Ergebnisse

5.1.1. Generelles Scherverhalten

Während der direkten Scherversuche an Proben mit diskontinuierlichen Trennflächen kam es zu einer extremen Veränderung der Trennfläche. Die zunächst nur aus vorgegebenen Rissen bestehende Trennfläche zeigte nach geringen Scherverschiebungen von den Anfangsrissen ausgehende Rißbildungen, bevor schließlich nach etwas größeren Scherwegen alle Gesteinsbrücken zwischen benachbarten Anfangsrissen durchtrennt waren. Nachdem diese Verbindung der Anfangsrisse erfolgt war, scherte die Probe entlang der durchtrennten Trennfläche ab. Der gesamte Scherprozeß wurde von vielfältigen Rißereignissen begleitet, die schließlich zu einer weitreichenden Zerlegung der Scherzone führten.

Im Detail unterschied sich das Scherverhalten verschiedener Trennflächen sehr stark. Es nahm zudem im Laufe eines Scherversuches ausgesprochen vielfältige Formen an. Aufgrund der immer weiter fortschreitenden Rißbildungen ist das Scherverhalten bei jedem Versuch singulär, da jede geringe Änderung eines Rißverlaufes andere Spannungsverteilungen in der Probe bzw. verschiedene sekundäre Rißbildungen zur Folge hat. Die Variabilität einzelner Scherversuche sowie die starke Abhängigkeit von den Randbedingungen kommt auch durch die gemessenen Schergrößen zum Ausdruck.

Aus den komplexen Aufzeichnungen der Scherversuche konnten jedoch systematische Scherreaktionen abgeleitet werden. Der gesamte aufgezeichnete Scherprozeß kann nämlich in verschiedene Abschnitte unterteilt werden, die jeweils charakteristische Merkmale aufweisen. Diese Scherphasen genannten Abschnitte werden durch bestimmte Bruch- oder Schermechanismen geprägt. Es wurden daher die Scherversuche an Trennflächen mit dazwischenliegenden Gesteinsbrücken in Scherphasen zerlegt, die jeweils unterscheidbaren Mechanismen zuzuordnen sind. Um die Ergebnisse der direkten Scherversuche sinnvoll miteinander vergleichen zu können und um speziell über die Scherfestigkeit(en) diskontinuierlicher Trennflächen Auskunft zu erhalten, wurden die Scherspannungs-Scherweg-Kurven jedes Versuches weiter idealisiert, indem aus jeder Scherphase nur ein kennzeichnender Meßwert ausgewählt wurde. Dabei handelte es sich meist um die maximalen in dieser Scherphase gemessenen Scherwiderstände bzw. um Scherwiderstände bei besonders herausgehobenen Ereignissen (z. B.

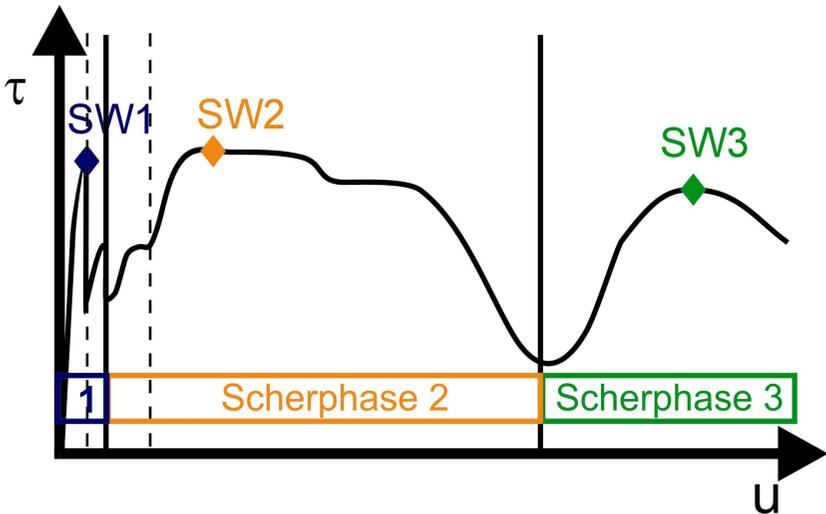


Abb. 5.1: Aufteilung einer exemplarischen Scherkurve in Scherphasen und charakteristische Scherwiderstände

bei der Durchtrennung der Gesteinsbrücken). In Abb. 5.1 wird exemplarisch aufgezeigt, wie eine gemessene Scherreaktion in Scherphasen zerlegt sowie diese durch ausgewählte Punkte beschrieben wird.

Der beobachtete Scherprozeß kann in drei stark unterschiedliche Scherphasen unterteilt werden. Die Scherphase 1 tritt bei kleinen Scherverschiebungen auf und ist durch das in Etappen erfolgende Brechen der Gesteinsbrücken gekennzeichnet. Mit der vollständigen Durchtrennung der Gesteinsbrücken ist diese erste Scherphase beendet. Die Scherphase 2 wird in besonderem Maße durch eine Auflockerung im Bereich der Trennfläche bestimmt und charakterisiert das Scherverhalten der nun i. d. R. durchgehenden Trennfläche. Die Scherphase 3 wird schließlich bei großen Scherverschiebungen erreicht und beschreibt das Scherverhalten einer stark zerbrochenen und verdichteten Scherzone. Wie aus Abb. 5.1 hervorgeht, ist in jeder der drei Scherphasen (mindestens) ein Schermaximum zu finden, das die maximale Scherfestigkeit innerhalb dieser Scherphasen wiedergibt, wohingegen der Übergang zweier Scherphasen meist durch einen besonders geringen Scherwiderstand gekennzeichnet ist. Die maximalen Scherwiderstände werden abgekürzt als SW1, SW2 sowie SW3 bezeichnet.

Die gemessenen Scherspannungen sowie die Beobachtungen des Bruch- und Scherverhaltens deuten auf noch stärker detaillierte Mechanismen hin, so daß die Scherphasen noch weiter unterteilt werden können. Besonders bei geringen

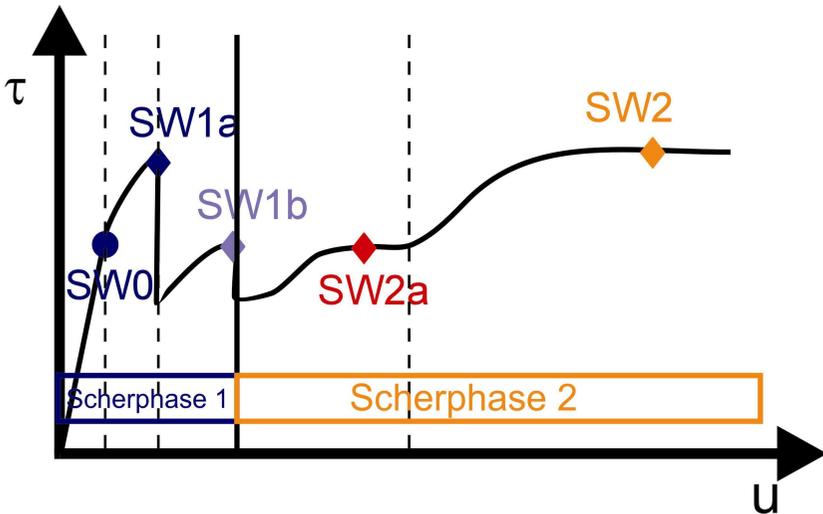


Abb. 5.2: Aufteilung einer exemplarischen Scherkurve in Scherphasen und charakteristische Scherwiderstände (bei kleinen Scherverschiebungen)

Scherverschiebungen gibt eine stärker untergliederte Scherkurve Auskunft über verschiedene Verhaltensweisen der Trennfläche (Abb. 5.2).

In der Scherphase 1 treten häufig mehrere Bruchereignisse auf, bei denen der Scherwiderstand abrupt von einem Maximum aus abnimmt. Dabei wird das erste Schermaximum, bei dem i. d. R. von den Anfangsrissen aus Flügelrisse in die Gesteinsbrücken hinein wachsen, SW1a genannt. Falls mehrere Bruchereignisse auftreten, ist mit dem letzten Ereignis meist die vollständige Durchtrennung der Gesteinsbrücken erfolgt. Der dabei gemessene Scherwiderstand wird SW1b genannt. Auf eine Benennung etwaiger weiterer Bruchwiderstände wird verzichtet, da der maximale Scherwiderstand in der Scherphase 1 bei einem der oben genannten Bruchereignisse gemessen wird.

Als ein weiterer charakteristischer Punkt innerhalb der ersten Scherphase wurde mit dem SW0 der Scherwiderstand ausgewählt, bei dem das anfängliche linear-elastische Scherverhalten, das die reversiblen Scherverformungen besonders der Gesteinsbrücken widerspiegelt, endet. Dann treten erste, meist örtlich begrenzte, Rißbildungen auf, die die Steifigkeit der Trennfläche herabsetzen. Da die initiierten Flügelrisse zunächst meist nicht mit dem bloßen Auge erkennbar sind – selbst wenn die Rißbildungen akustisch wahrnehmbar waren –, und wegen der im Vergleich mit den dann zurückgelegten minimalen Scherverschiebungen

geringen Aufzeichnungsgenauigkeit ist der genaue Ort dieser Rißbildung in den Versuchsaufzeichnungen nicht immer exakt zu lokalisieren. Die Festsetzung des SW0 erfolgte an den Knickpunkten in der Scherspannungs-Scherweg-Kurve bzw. an dem Punkt, an dem in der Dilatations-Scherweg-Kurve die Dilatation merklich einsetzte. Die ggf. unpräzise Bestimmung des Ortes der ersten Rißbildung fällt nicht sehr stark ins Gewicht, da hier nicht in erster Linie der Beginn des Rißwachstums im Mittelpunkt steht, sondern der maximal aktivierbare Scherwiderstand für die praktische Bewertung der vorhandenen Sicherheit gegen Scherversagen von größerer Bedeutung ist.

In den Abb. 5.1 und 5.2 können qualitative Unterschiede zwischen den Scherwiderständen der verschiedenen Scherphasen erkannt werden. Während die maximalen Scherwiderstände in der Scherphase 1 mit einem Bruchereignis bzw. einem Spannungsabfall verbunden sind, werden in der Scherphase 2 konstante Scherspannungsniveaus erreicht. Der SW3 in Scherphase 3 ist weniger durch den Scherspannungsverlauf als durch große Scherverschiebungen gekennzeichnet.

An der ausgeglichenen Form der Scherspannungskurve in der Scherphase 2, die durch Reibungsmechanismen (s. u.) geprägt ist, kann erkannt werden, daß eine weitere Unterteilung dieser Scherphase gerechtfertigt ist. Dabei tritt ein Scherwiderstand SW2a auf, der wie der SW2 von einer Volumenauflockerung oder positiven Dilatationsrate begleitet wird, bei dem jedoch im Gegensatz zu diesem die Anfangsrisse noch (oder wieder) geöffnet sind.

Der Hauptnutzen der Unterteilung der Scherversuchsergebnisse in einzelne Phasen besteht darin, daß bei Kenntnis der diese Scherphasen prägenden Schermechanismen die Auswirkungen der verschiedenen Einflußfaktoren auf den Scherprozeß besser verstanden bzw. im besten Falle modelliert werden können. Daher ist es sinnvoll, bei Betrachtung verschiedener Scherversuche jeweils gleichartige Scherwiderstände miteinander zu vergleichen. Dabei wird auffallen (s. u.), daß die einzelnen Randbedingungen ganz unterschiedliche Einflüsse auf die verschiedenen Scherwiderstände ausüben. Es ist besonders hervorzuheben, daß unter bestimmten Umständen einzelne anhand der idealisierten Scherkurven in den Abb. 5.1 und 5.2 eingeführte Scherwiderstände nicht klar identifiziert werden können oder miteinander zusammenfallen. So kann besonders die erste Rißbildung (SW0) gleichzeitig mit dem ersten Bruchereignis (SW1a) auftreten. Bei manchen Versuchen erfolgt zudem schon mit dem ersten Bruchereignis die volle Durchtrennung der Trennfläche, so daß dann die Angabe eines SW1b entfällt.

Weiterhin können sich die Scherphasen 1 und 2 überlappen, wenn der mit Dilatation verbundene SW2a schon vor dem endgültigen Bruch der Trennfläche auftritt. Dann wird i. d. R. auf die Angabe eines SW1a, der vom mit dem SW2a einhergehenden Schermechanismus überprägt wird, verzichtet.

Wie die einzelnen Scherwiderstände bzw. Scherphasen bei realen Scherversuchen definiert wurden und mit welchen Bruchbildern sie verbunden waren, wird in den Abb. 5.3 und 5.4 beispielhaft vorgeführt. Dort sind die Ergebnisse von zwei Versuchen an Proben (2607_a und 1001oa), die jeweils fünf im (Rißmitten-) Abstand von 50 mm angeordnete geöffnete Risse von 40 mm Länge besitzen, dargestellt, wobei sich bei den beiden Versuchen die Vorzeichen der Rißwinkel unterscheiden. Die „konstante“ Normalspannung (CNL) betrug bei beiden Versuchen ca. 1,0 MPa. In den Aufzeichnungen sind die Verläufe der Normalspannung, der Scherspannung und der mittleren Dilatation über dem Scherweg dargestellt.

Der in Abb. 5.3 dargestellte Versuch ($i = +30^\circ$) ähnelt dem idealisierten Scherprozeß, der durch die Abb. 5.1 bzw. 5.2 beschrieben wurde. Mehrere, deutlich unterscheidbare Bruchereignisse sind bei diesem Versuch allerdings nicht auszumachen, weshalb auf die Angabe eines SW1b verzichtet wurde. Gut zu sehen ist, daß mit der Bruchbildung Dilatation einsetzt (Abb. 5.3a) und sich bis zu einem Scherweg von $u \approx 17$ mm fortsetzt (Abb. 5.3b). Nachdem sich beim SW1a Flügelrisse gebildet haben, lösen diese in der Folge Gesteinsbruchstücke aus dem Festmaterial. In den in Abb. 5.3 abgebildeten Fotos ist ebenfalls zu erkennen, daß die Anfangsrisse beim SW2a zunächst noch geöffnet sind, während sie beim SW2 scheinbar geschlossen sind. Mit dem Ende der Scherphase 2 kommt es zu einem Verlust der Scherfestigkeit mit einem Abfall auf einen minimalen Scherwiderstand SW23. Gleichzeitig beginnt die Probe zu kontrahieren und die zuvor gelösten Bruchstücke zu zerkleinern. Dabei kommt es zu einem erneuten Anstieg des Scherwiderstandes auf SW3 (Abb. 5.3b).

Abb. 5.4 ($i = -45^\circ$) unterscheidet sich stärker von der idealisierten Scherkurve. Hier setzt die Scherphase 2 schon vor dem endgültigen Bruch (SW1b) ein. Als maximaler Scherwiderstand wird der SW2a gemessen, der durch die früh einsetzende Dilatation sowie die geöffneten Risse zu erkennen ist (Abb. 5.4a). Das Wachstum der Flügelrisse setzt nicht mit einem deutlichen Bruchereignis ein, so daß kein SW1a ausgewählt wurde. Nach dem Bruch der Trennfläche ist bei diesem Versuch die Scherkurve weniger stark gegliedert (Abb. 5.4b). Die Unterscheidung zwischen den Scherphasen 2 und 3 ist daher willkürlicher. Da es nach dem Bruch zunächst zu einer kontinuierlichen Reduktion des Scherwiderstandes

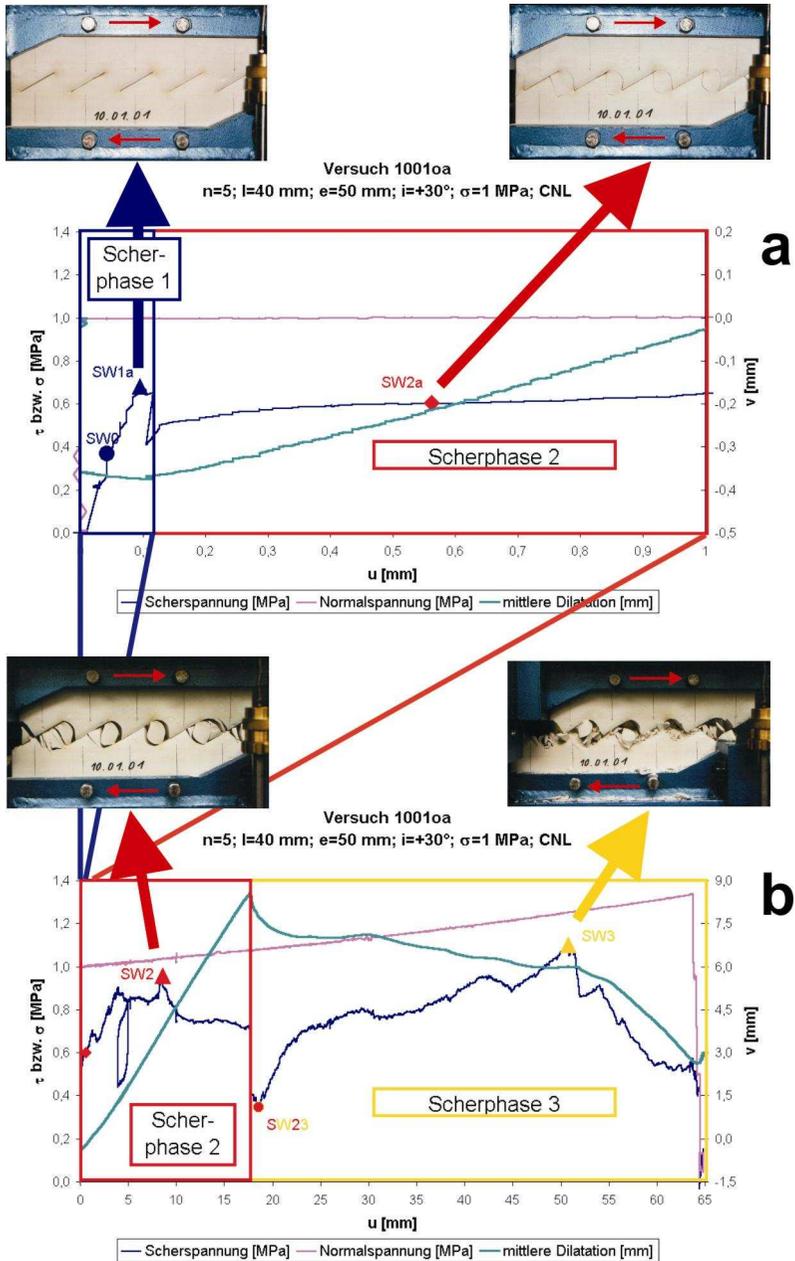


Abb. 5.3: Versuch 10010a: Einteilung des Versuchs in Scherphasen bzw. Auswahl der Scherwiderstände

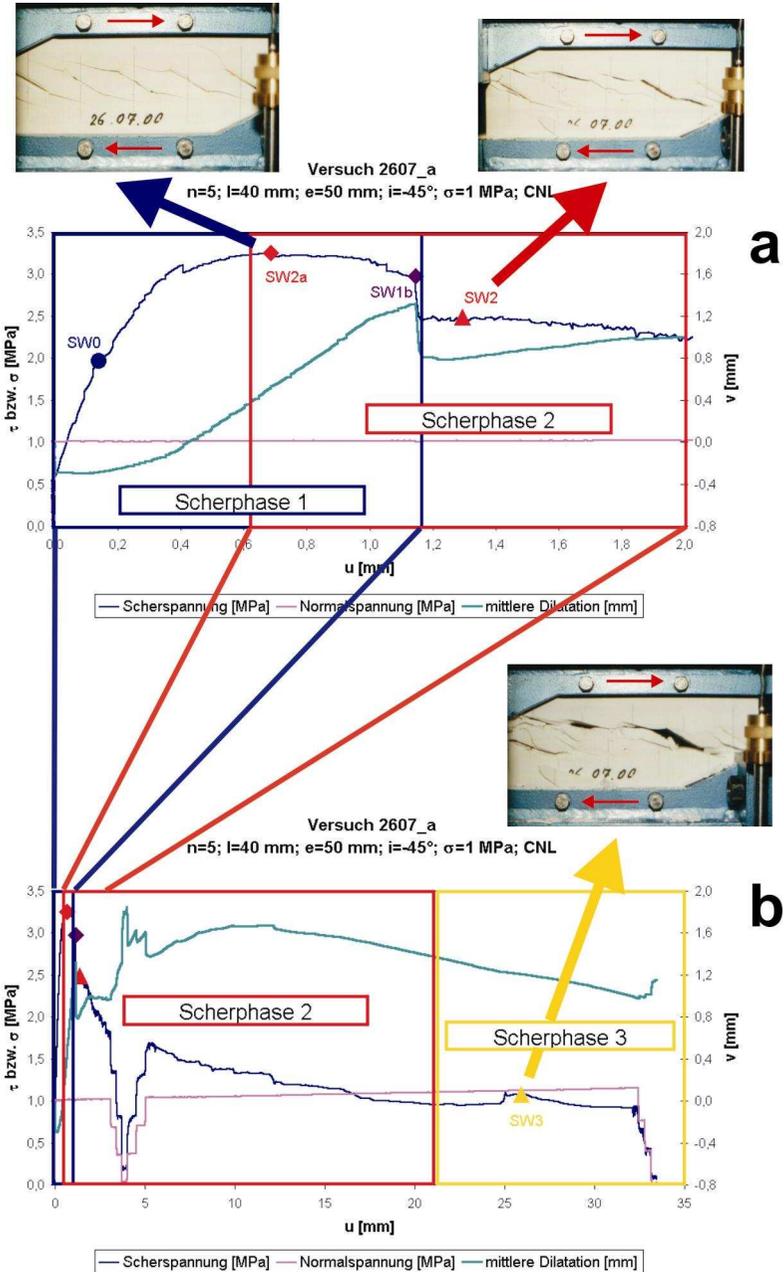


Abb. 5.4: Versuch 2607_a: Einteilung des Versuchs in Scherphasen bzw. Auswahl der Scherwiderstände

kommt, wird der größte, direkt nach dem Bruchereignis gemessene Scherwiderstand SW2 genannt, während mit SW3 ein nach sehr großen Scherverschiebungen gemessener Scherwiderstand bezeichnet wird.

Bei der Charakterisierung des Scherprozesses beliebiger Trennflächen mit dazwischenliegenden Gesteinsbrücken ist besonders hervorzuheben, daß dieser nicht durch einen einmaligen Bruchwiderstand dominiert wird, sondern durch drei durch verschiedene Mechanismen geprägte Scherphasen zusammengesetzt wird. Dabei kann der Scherwiderstand, bei dem erste Rißbildungen einsetzen (SW0), deutlich kleiner sein als der Bruchwiderstand SW1, so daß beim Einsetzen von Rißwachstum noch deutliche Festigkeitsreserven vorhanden sein können. Verschiedene Mechanismen können überdies in der ersten Scherphase den Bruch der Gesteinsbrücken kennzeichnen. Die ersten beiden Scherphasen können miteinander verflochten sein, wenn die dilatante Scherphase 2 auftritt, bevor der endgültige Bruch erfolgt. Teilweise ist der genaue Zeitpunkt dieser vollständigen Durchtrennung der Trennfläche nicht exakt auszumachen. Die Scherphasen 2 und 3 charakterisieren den Schervorgang über größere Scherverschiebungen hinweg, wobei insbesondere der SW3 beim Abscheren innerhalb einer stark veränderten, mit Zerkleinerungsprodukten angefüllten Scherzone auftritt. Bei vielen Versuchen sinkt zwischen den Scherphasen 2 und 3 der Scherwiderstand gravierend (auf SW23) ab.

Die Angabe von SW3 als maximaler Scherwiderstand in der letzten Scherphase ist in Zusammenhang mit dem beschränkten maximalen Scherweg (der nicht bei allen Versuchen bei über 60 mm lag) zu sehen. Daß ggf. bei größeren Scherverschiebungen noch größere Scherwiderstände auftreten würden, kann nicht ausgeschlossen werden.

In Tabelle 5.1 ist die verwendete Terminologie der Scherwiderstände zusammengefaßt.

Da einzelne Scherwiderstände nicht bei allen Versuchen auftreten oder sich bei einigen Versuchen nicht von anderen unterscheiden lassen, ist bei manchen Versuchen die Angabe der Scherwiderstände scheinbar unvollständig.

Insgesamt verdeutlichen die Ergebnisse der Scherversuche, daß die Konzeption des neu entwickelten Schergeräts, bezüglich der Zielvorgaben erfolgreich war. Die Scherproben zeigten im wesentlichen ein zweidimensionales Rißverhalten,

Scherwiderstand	Definition
SW0	SW, bei dem die erste Rißbildung bzw. das erste Rißwachstum auftritt.
SW1a	Mit spröder Bruchbildung verbundener SW; führt meist zu Flügelrissen; i. d. R. auch größter SW1
SW1b	SW beim letzten Bruchereignis, bei dem eine durchgehende Trennfläche entsteht.
SW2a	Durch Dilatation gekennzeichnete SW; Anfangsrisse sind geöffnet.
SW2	Größter SW nach dem Bruch; durch Dilatation gekennzeichnete SW; Anfangsrisse sind geschlossen.
SW23	Minimaler SW zwischen den Scherphasen 2 und 3.
SW3	Größter SW nach großen Scherwegen; i. d. R. nach Bildung einer mit Gesteinsmehl gefüllten Scherzone.

Tab. 5.1: Kurzfassung der verwendeten Nomenklatur der Scherwiderstände (SW)

wenn auch leichte Unterschiede im Rißbild zwischen der meist „weicheren“ Vorderseite und der „härteren“ Rückseite der Proben beobachtet werden konnten (Anhang A). Vor allem war die Rißbildung überwiegend auf die Zone um die Risse beschränkt, und es kam nicht zu Rißfortpflanzungen zu den Probenrändern hin wie z. B. noch bei den Vorversuchen im bodenmechanischen Schergerät. Seitliche Abplatzungen von Material traten kaum auf. Erst nach großen Scherverformungen, nach denen sich durchgehende Trennflächen gebildet hatten, auf denen es wegen ihrer im Detail dreidimensionalen Profilierung zu lokalen Spannungskonzentrationen kam, wurden vereinzelte flache Abplatzungen oder seitliche Verluste von stark zerriebenem Gesteinsmaterial beobachtet. Da diese an sich unerwünschten Vorgänge i. d. R. keine Veränderungen der aufgezeichneten Meßsignale zur Folge hatten, scheinen sie höchstens indirekt (z. B. durch eine überschätzte Volumenverringerng) Einfluß auf das gemessene Scherverhalten zu haben.

Darüber hinaus ergaben die Wegmessungen in vertikaler Richtung, daß die aufgrund der limitierten Steifigkeit der Aufhängung des oberen Scherkastens verursachten Verdrehungen mit ca. $\pm 0,01^\circ$ so klein sind, daß sie nicht weiter zu berücksichtigen sind.

5.1.1.1. Ergebnisüberblick

Alle durchgeführten direkten Scherversuche wurden auf die oben angegebene Weise ausgewertet. Bei einigen Versuchen wurden zwei alternative Werte für SW2a, SW2 bzw. SW3 abgelesen. Die ausgewählten Ergebnisse sind in Tab. D.1 bis Tab. D.6 im Anhang D zusammengefaßt. Tab. D.1 gibt die Größe der Scherspannungen τ wieder. In Tab. D.2 sind diese Scherspannungen mit den einwirkenden Normalspannungen σ zu scheinbaren Reibungswinkeln umgerechnet worden. Diese scheinbaren Reibungswinkel sind mit den Neigungen von Geraden identisch, die im σ - τ -Diagramm den Ursprung mit den Punkten (σ, τ) verbinden (Annahme: keine „Kohäsion“). Sie berechnen sich zu $\phi = \arctan(\tau / \sigma)$ und stellen anschaulich die Größe der jeweiligen Scherfestigkeit dar (was besonders von Vorteil ist, da die einwirkenden Normalspannungen σ leicht veränderlich sind).

Für die Diskussion der Schermechanismen spielen die um den Dilatationswinkel v korrigierten Scherwiderstände (nach einer „i-Winkel-Korrektur“ gemäß Glossar) eine große Rolle. Die entsprechenden Werte für $\tau_{\text{korrr}} [= \sigma * \tan(\phi - v)]$ sind in Tab. D.3 zusammengestellt, gefolgt von Tabelle D.4, die die dazu passenden scheinbaren Reibungswinkel $\phi_{\text{korrr}} [= \phi - v]$ beinhaltet.

Die zu den ausgewählten Punkten gehörenden Dilatationsraten v sind in Tab. D.5 verzeichnet. Schließlich gibt Tab. D.6 an, bei welchen Scherverschiebungen u die entsprechenden Werte abgelesen wurden.

5.1.1.2. Erste Rißbildung

Solange noch keine bleibenden Schädigungen der Proben infolge von Rißbildungen erfolgt sind, reagieren die Scherproben auf die aufgebrachten Belastungen bzw. Scherverschiebungen mit überwiegend elastischen Verformungen. Dem entspricht ein quasi linearer Anfangsanstieg der Scherspannung mit dem Scherweg. Bei der dabei gemessenen Schersteifigkeit handelt es sich nicht allein um die Steifigkeit der Trennfläche, da sich auch in anderen Bereichen der Probe Verzerrungen bzw. Verformungen einstellen. Wahrscheinlich wird die gemessene Steifigkeit auch von der Nachgiebigkeit innerhalb des Scherkastens bzw. an Kontaktflächen beeinflusst. Nach Rosso (1976) ist die gemessene Trennflächenschersteifigkeit stark von der Lokalität der Scherwegmessung abhängig und sollte möglichst nah an der Trennfläche erfolgen. Auf eine quantitative Auswertung der Schersteifigkeit wird hier daher verzichtet.

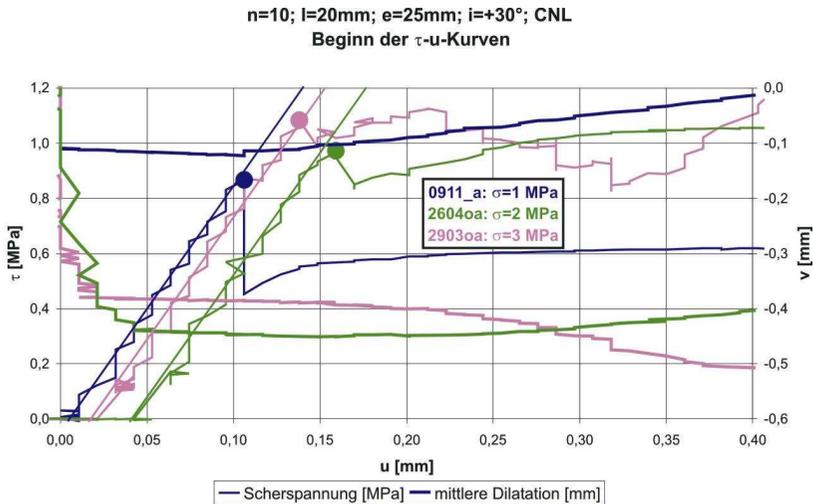


Abb. 5.5: Schersteifigkeit und erste Rißbildung. Gegenüberstellung von drei bei unterschiedlichen Normalspannungen gefahrenen Versuchen

Die Anfangsschersteifigkeit der Proben, in Abb. 5.5 für beispielhafte Versuche an der Neigung der parallelen Linien ablesbar, ist i. d. R. nahezu unabhängig von der wirkenden Normalspannung, aber auch von der Trennflächenkonfiguration. Das bedeutet, daß der Einfluß eng beieinander angeordneter offener Risse auf die Schersteifigkeit des Gebirges zunächst sehr begrenzt ist.

Die hohe Steifigkeit führt dazu, daß nach Scherverschiebungen von Bruchteilen von Millimetern die Spannungen so groß werden, daß die Festigkeit des Probenmaterials örtlich überschritten wird und es zu Rißbildungen kommt. Dabei wird ein Scherwiderstand SW_0 gemessen, der zum einen vergleichsweise klein ist (meist $\tau \leq 1$ MPa bei $i > 0^\circ$) sowie zum anderen nur mäßig mit der Normalspannung ansteigt (Punkte in Abb. 5.5). Die Art der Rißbildung ist höchst unterschiedlich (s. u.), meistens handelt es sich jedoch um Flügelrisse an den Ausgangsrissen. Diese wachsen häufig, allerdings nicht immer, von den Rißenden aus. Sie wachsen meistens stabil und richten sich nach der maximalen lokalen Hauptspannung aus. Wiederholt konnten jedoch nach dem ersten Rißereignis, das akustisch wahrgenommen oder aus dem Kurvenverlauf abgeleitet wurde, noch keine Risse an den Probenseiten entdeckt werden.

Bei einigen wenigen Versuchen verursacht die erste Rißbildung direkt eine weitgehende Durchtrennung der Gesteinsbrücken und ist dann mit einer deutlichen

Spannungsabnahme verbunden (z. B. Probe 0911_a in Abb. 5.5). (Der zugehörige Scherwiderstand wird dann nicht mehr SW0, sondern SW1a genannt.) Der Scherwiderstand kann jedoch bei anderen Versuchen nach einer geringen Scherspannungsreduktion wieder ansteigen (z. B. Probe 2903oa in Abb. 5.5). Bei wieder anderen Versuchen wirkt sich die Rißbildung nur durch eine Reduktion der Schersteifigkeit aus.

Der Scherwiderstand SW0, bei dem Rißbildung einsetzt, ist selten identisch und meist deutlich kleiner als der ein Bruchereignis auslösende SW1a (Tab. D.1 im Anhang D). Wenn kein expliziter Wert für SW0 angegeben wurde, ist bei gleichzeitiger Bruchbildung SW0 mit SW1a identisch, oder es ist aus meßtechnischen Gründen (begrenzte Aufzeichnungsgenauigkeit) vor dem Bruch kein Rißbeginn aus den Aufzeichnungen abzuleiten. Die Unterschiede zwischen SW0 und dem ersten Scherwiderstandsmaximum sind abhängig von der Rißkonfiguration (und dabei besonders von der Rißorientierung i) sowie von der Normalspannung (s. u.).

Das beobachtete Verhalten deutet darauf hin, daß selbst bei der hier gewählten meist hohen Rißdichte innerhalb der Trennflächen die Flügelrißbildung i. d. R. an jedem einzelnen Riß isoliert stattfindet, daß also die Interaktion zwischen den benachbarten Rissen vergleichsweise unbedeutend ist. Nur bei sich überlappenden, positiv geneigten Rissen sowie bei geringer Normalspannung führt die erste Rißbildung zum Bruch.

Die erste Rißbildung hat in der Untersuchung von begrenzten Trennflächen insofern eine herausgehobene Stellung, da nur sie bei einer genau definierten Ausgangskonfiguration erfolgt. Bei allen späteren Ereignissen ist die Trennfläche durch zuvor entstandene Risse in signifikanter Weise verändert. Die geometrischen und Belastungsrandbedingungen bei der ersten Rißbildung können allerdings problemlos in numerischen Modellierungen nachgebildet werden. Unter der Annahme elastischen Materialverhaltens können in diesen Modellen die Spannungsverteilungen in der Probe berechnet werden. Durch Vergleich der maximalen Spannungen und mit geeigneten Festigkeitskriterien müßte die erste Rißbildung relativ zuverlässig zu ermitteln sein. Allerdings deuten die Meßergebnisse darauf hin, daß die Kenntnis der Belastungen, die lokal zur Rißbildung führen, keineswegs ausreicht, um die (i. d. R. höhere) Scherfestigkeit einer Trennfläche beim Bruch vorherzusagen.

Das erste Rißereignis führt in der Regel zu einer nachfolgenden Volumenzunahme im Bereich der Trennfläche. Die Zunahme des Grades der Durchtren-

nung führt zu weiteren kinematischen Freiheitsgraden. In der Regel öffnen sich die neu entstandenen Risse mit Zunahme des Scherweges bzw. pflanzen sich dabei (zunächst stabil) fort.

5.1.1.3. Scherphase 1 (Bruch der Trennfläche)

Der Bruch diskontinuierlicher Trennflächen unter Scherbeanspruchung erfolgt meist abrupt bzw. spröde. Dabei sind prinzipiell zwei Arten von Bruchereignissen zu unterscheiden.

Bei der einen Art führt die begleitende Rißbildung nicht zwangsläufig zu einer Verbindung benachbarter Ausgangsrisse, sondern zunächst nur zu einer Bildung von Flügelrissen. Im Prinzip ist die Rißbildung nicht von der oben beschriebenen „ersten Rißbildung“ zu unterscheiden. Da jedoch bei diesem Bruchereignis spontan Flügelrisse an allen Anfangsrissen gleichzeitig wachsen und dabei infolge vorübergehend instabilen Rißwachstums fast bis an die benachbarten Ausgangsrisse reichen (Abb. 5.6a und Abb. 5.6b), ist mit ihm eine Scherwiderstandsreduktion verbunden. Obwohl dann also streng genommen die Trennfläche

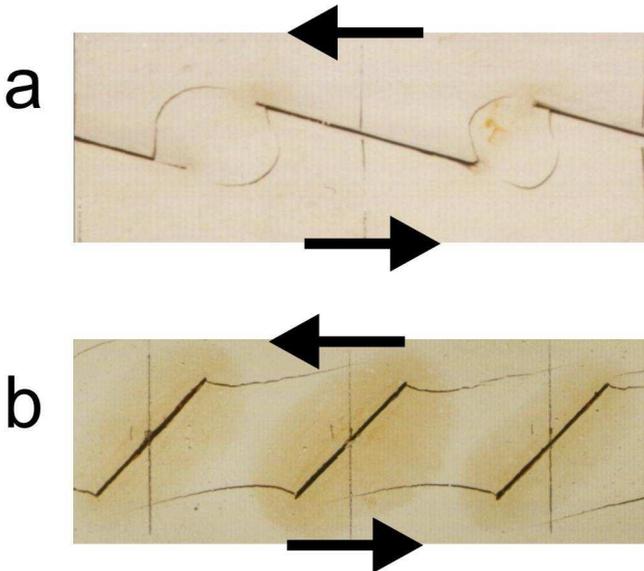


Abb. 5.6: Beim ersten Bruchereignis entstandene Flügelrisse:
 a) Versuch 15010a ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+15^\circ$;
 $\sigma=1$ MPa; CNL)
 b) Versuch 2006_a ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=-45^\circ$;
 $\sigma=1$ MPa; CNL)

noch nicht durchtrennt bzw. (durch-)gebrochen ist, hat sie einen bruchtypischen Festigkeitsverlust erlitten. Meist ist der bei diesem Bruchereignis gemessene Scherwiderstand SW_{1a} größer als der Widerstand bei der später auftretenden vollständigen Durchtrennung der Gesteinsbrücken, d. h. beim abschließenden Bruchereignis. Der Zeitpunkt der vollständigen Durchtrennung ist bei manchen Versuchen (mit $i > 0$) weder anhand des Reißbildes noch anhand der Versuchsaufzeichnungen genau identifizierbar und damit in diesem Fall mechanisch irrelevant.

Die zweite Art eines Bruchereignisses ist ein Spröbruch, der die vollständige Durchtrennung der Materialbrücken zur Folge hat. Die meist die Spitzen zweier Ausgangsrisse verbindenden Neurisse sind i. d. R. keine Fortsetzungen vorher entstandener Flügelrisse, sondern spontan neu entstandene Risse (Abb. 5.7a und Abb. 5.7b). Sie verlaufen etwa parallel zu den örtlich größten Hauptspannungen innerhalb der meist durch Flügelrisse umschlossenen Gesteinsbrücken. Es gibt einige Indizien dafür, daß es sich bei diesen Rissen um indirekte Zugrisse handelt (s. u.).

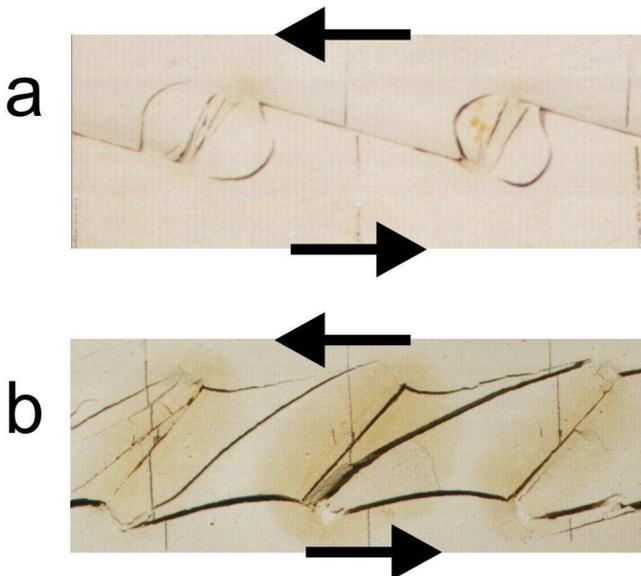


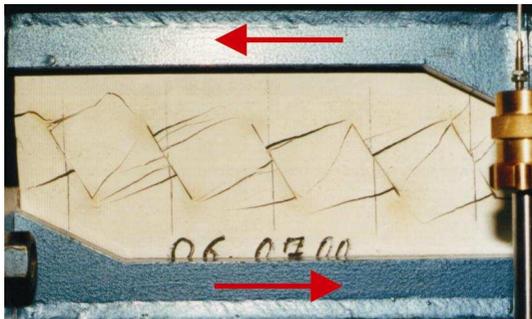
Abb. 5.7: Beim zweiten Bruchereignis entstandene Verbindungsrisse:
a) Versuch 15010a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+15°;
 $\sigma=1$ MPa; CNL)
b) Versuch 2006_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=-45°;
 $\sigma=1$ MPa; CNL)

Die Scherversuche können beide Arten von Bruchereignissen nacheinander aufweisen oder nur eine der beiden. Sofern zwei Bruchereignisse auftreten oder der zweite Bruchmechanismus eindeutig identifiziert werden konnte, wurde diese bruchauslösende Scherspannung mit SW1b benannt.

Das Scherverhalten in der ersten, mit dem Bruch abgeschlossenen Scherphase ist abhängig von der sich durch Rißbildungen ändernden Ausbildung der Scherzone. Zum Teil können mehrere einzelne Rißereignisse identifiziert werden, d. h. neben dem sich stabilisierenden Flügelrißwachstum können auch neue, z. B. abknickende Risse entstehen. Mit zunehmender Anzahl der Rißbildungen, die auch noch in späteren Scherphasen auftreten — dann jedoch eine geringere Auswirkung auf den Scherspannungsverlauf besitzen — und die z. B. durch eine hohe Normalspannung oder bestimmte Rißwinkel (z. B. $i \approx +60^\circ$ bzw. $i \approx -15^\circ$ s. u.) befördert werden, wird das Rißbild immer komplexer (Abb. 5.8).

Das mehrstufige Rißwachstum führt zu vielfältigen Rißstrukturen innerhalb der verschiedenen, ursprünglich gleichen Gesteinsbrücken einer Trennfläche. Aber auch verschiedene Proben mit anfänglich gleicher Trennflächenkonfiguration können unterschiedliche Rißbilder aufweisen.

Einige Details des Bruchverhaltens widersprechen scheinbar gängigen Modellvorstellungen zur Rißfortpflanzung (s. z. B. Kap. 5.2). So geht das Wachstum von Flügelrissen nicht immer von den Rißenden der Anfangsrisse aus (wie z. B. in Abb. 5.6b), sondern setzt z. T. auch abseits der Rißspitzen ein (wie z. B. in Abb. 5.6a oder Abb. 5.8).



**Abb. 5.8: Komplexes Rißbild am Ende der Scherphase 1:
Versuch 0607_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; $i=+60^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL)**

Die Rißbildung beim endgültigen Bruch wird von den zu diesem Zeitpunkt vorhandenen Rissen beeinflusst und kann mitunter vorhandene Risse in den sich bildenden Verbindungsri mit einbeziehen. Der Ausgangspunkt dieser Rißbildung kann nicht sicher identifiziert werden, weil die Risse sich so schnell fortpflanzen, daß weder eine Initiierung an einer oder beiden Rißspitzen noch eine Rißentstehung in der Mitte der Gesteinsbrücke ausgeschlossen werden kann.

Außer ihrem Verlauf deutet auch die Ausprägung der Rißflächen, die bei den Bruchbildungen in dieser Scherphase entstehen, darauf hin, daß es sich um Zugrisse handelt. Die Flügelrisse besitzen dabei meist glattere Flächen, die durch gerichtetes zweidimensionales Wachstum entstanden sind, während andere Risse häufiger punktuell entstanden sind und daher ein unregelmigeres Profil besitzen. Die beobachteten Rißflächen können jedoch von dieser beschriebenen Ausbildung abweichen und Mischformen annehmen. Wegen der Überprägung der meisten Risse durch die aus dem weiteren Verlauf der Scherversuche resultierenden Scherspuren kann ihre Charakterisierung nach dem Abschluß der Versuche allerdings meist nur an wenigen unveränderten Teilflächen vorgenommen werden.

Die Beeinflussung der Scherwiderstände durch die Randbedingungen wird nachfolgend im Kap. 5.1.2 beschrieben. Allgemein kann festgestellt werden, daß die Scherphase 1 schon nach wenigen Zehntelmillimetern Scherverschiebung durch Bruch beendet wird. Der Bruchwiderstand, den die Gesteinsbrücken innerhalb diskontinuierlicher Trennflächen aufbringen können, wird also praktisch ohne nennenswerte Verformungen aktiviert. Anhand von Verformungsmessungen kann daher eine drohende Bruchgefahr kaum erkannt werden. Allenfalls akustische Messungen können andeuten, daß die Spannungen im Gebirgskörper den elastischen Bereich örtlich überschritten haben.

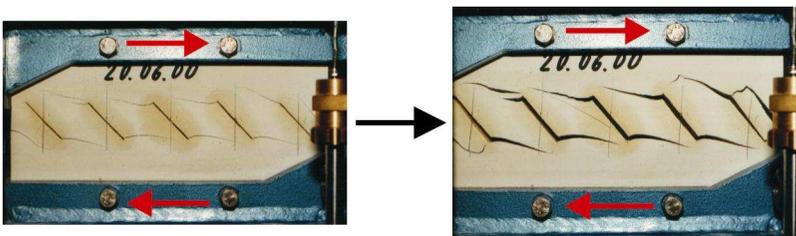
Die Scherphase 1 überschneidet sich bei einigen Versuchen mit dem Beginn der nächsten, durch Dilatation gekennzeichneten Scherphase. In diesem Fall kann die Verformung der Trennfläche auf den bevorstehenden Bruch hinweisen. Der so angekündigte spröde Bruch wird dann i. d. R. zu einer bedeutenden plötzlichen Abnahme des Scherwiderstands führen. Der maximale Scherwiderstand einer solchen Trennfläche ist jedoch meist schon vor dem Bruchereignis infolge der Volumenzunahme aktiviert worden und phänomenologisch der Scherphase 2 zuzuordnen (z. B. Abb. 5.4a).

5.1.1.4. Scherphase 2 (Volumenzunahme)

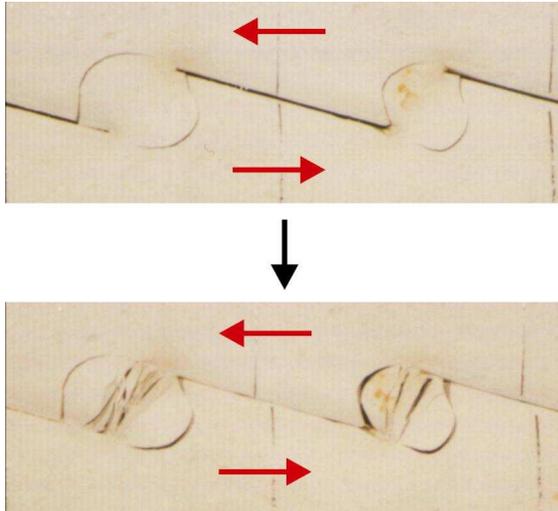
Durch die Rißbildung im Bereich der diskontinuierlichen Trennfläche haben sich dort Gesteinsbereiche ausgebildet, die ganz (nach dem endgültigen Bruch) oder zum großen Teil von Rissen umschlossen und somit aus dem Gesteinsverband ausgeschnitten sind. Die Kinematik der Trennfläche erlaubt nun, daß sich die Probe dort unter Scherbelastung auflockern kann. Analog zu einem sehr dicht gelagerten Boden wird das Abscheren dadurch erleichtert, daß die Trennfläche dilatiert bzw. daß sich eine aufgelockerte Scherzone ausbildet, die sich scharf vom Rest des Gesteins (bzw. Bodens) unterscheidet (Mandl et al., 1977; Oda & Kazama, 1998). Oda & Kazama (1998) haben gezeigt, daß dies mikroskopisch gesehen selbst bei Boden nicht mit einem Auf-„Gleiten“ dicht gelagerter Körner einhergeht, sondern daß sich aus mehreren Bodenkörnern bestehende Säulen innerhalb der Scherfuge verdrehen bzw. umknicken und auf diese Weise die Bildung größerer Hohlräume ermöglichen.

Auch bei den hier untersuchten diskontinuierlichen Gesteinstrennflächen geht die Volumenzunahme i. d. R. nicht mit einem Aufgleiten der oberen Probenhälfte entlang der (positiv geneigten) Anfangsrisse vorstatten. Vielmehr sind die beiden Probenhälften nun durch die gelösten Gesteinsbereiche getrennt. Scherverschiebungen führen zum Rotieren dieser Bereiche. Durch die Rotation von solchen „Rollelementen“, die als Folge der vorangegangenen Rißbildungen recht unterschiedlich und natürlich nicht ideal „rund“ geformt sind, ergibt sich zwangsläufig, daß die ursprünglich „dichte“ Trennfläche dilatiert. Es kommt zu einem „Aufrollen“ oder „Hochkippen“.

Dieser Drehmechanismus kann auf verschiedene Arten nachgewiesen werden. Zum einen kann optisch verfolgt werden, wie es zu einer Drehung von Gesteinsbereichen kommt bzw. wie sich Risse dadurch zunehmend ffnen (Abb. 5.9 und Abb. 5.10).



**Abb. 5.9: Drehmechanismus der Gesteinsbrücken in Scherphase 2:
Versuch 2006_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=-45°; $\sigma=1$ MPa; CNL)**



**Abb. 5.10: Drehmechanismus der Gesteinsbrücken in Scherphase 2:
Versuch 1501oa (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+15°; $\sigma=1$ MPa; CNL)**

Desweiteren führt dieser Mechanismus zu einer besonderen Art der Aktivierung des Scherwiderstands. Im Gegensatz zur Gleitreibung, die für eine ebene, glatte Fläche allein eine Funktion des Materials ist, kommt hier Rollreibung zum Tragen. Rollreibung ist definiert zu

$$\frac{T}{N} = \tan \alpha \approx \frac{e}{r} = \frac{\mu_{\text{roll}}}{r} = \tan \varphi_{\text{roll}} \quad (5.1)$$

(s. Abb. 5.11), mit Scher- und Normalkräften T und N , Rollenhalbmesser r , Hebelarm der Rollreibung e , Rollreibungswinkel $\varphi_{\text{roll}} \approx \alpha$ und Rollreibungskoeffizienten μ_{roll} ($[\mu_{\text{roll}}]=[\text{Länge}]$) (Stein, 1999 (S. 419 f) und <http://www.physik.uni-wuerzburg.de/videos/Vorlesung1/Kapitel3/drehbew/Vorl37.htm>, 2000). Bei idealen Starrkörpern ($e = 0!$) ist die Rollreibung unwirksam, d. h. eine solche Kugel fängt auf einer beliebig geneigten, nicht horizontalen Fläche an zu rollen. Die mechanische Ursache für Rollreibung ist in der elastischen und plastischen Verformung der Rollen bzw. deren Unterlage unter Last und der dadurch hervorgerufenen Abweichung von der idealen Kreisform zu sehen (<http://zebu.uoregon.edu/~js/glossary/friction.html>, 1998).

Daraus folgt zum einen, daß die Reibungskraft um so kleiner ist, je größer der Rollenhalbmesser ist (wegen μ_{roll} / r) (Brockhaus, 1989). Zum anderen handelt es sich bei dem Reibungskoeffizienten μ_{roll} streng genommen nicht um eine Materialkonstante, sondern um eine Funktion z. B. der Normallast (Hendrichs & Voß,

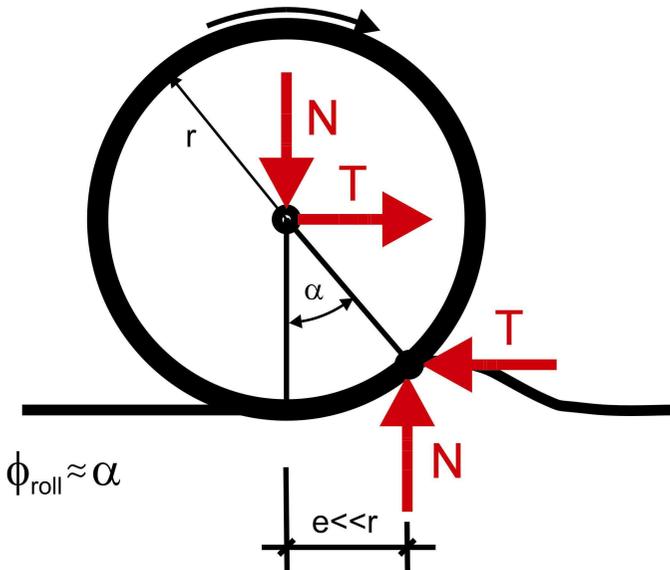


Abb. 5.11: Definition von Rollreibung: $T = N \cdot \tan \phi_{\text{roll}} = N \cdot e/r$ (nach Stein, 1999 (S. 420))

1995 (S. 3 f)), da die plastische und elastische Rollenverformung bzw. die resultierende Abweichung von der Kreisform auch von der Größe der Belastung abhängt.

Rollreibung ist generell wesentlich kleiner als Gleitreibung. Bezüglich des hier betrachteten Scherverhaltens müßte sich also ein durch Rollreibung geprägter Schermechanismus gegenüber einem durch Gleitreibung gekennzeichneten dadurch auszeichnen, daß der Scherwiderstand vergleichsweise klein ist und auch von der Größe (dem Halbmesser) der Rollenelemente abhängt. Der den Schermechanismus charakterisierende (Material-)Reibungswinkel ϕ kann bei dilatierender Scherbewegung entsprechend des Modells von Patton (1966) aus dem scheinbaren Reibungswinkel $\phi + i$ und der Dilatationsrate v ($\approx i$) abgeleitet werden. Wie in Tab. D.4 im Anhang D abzulesen ist, sind die auf diese Weise ermittelten ϕ_{korrr} -Werte bei SW2a zum überwiegenden Teil wesentlich kleiner als der Gleitreibungswinkel, der bei Gipstrennflächen ca. 40° und bei Kalksteintrennflächen 38° bis 39° beträgt. Die korrigierte Reibung ist jedoch weit größer als übliche Rollreibungswinkel, die in der Literatur für runde Körper angegeben sind bzw. die an schiefen Ebenen mit zylindrischen Gipskörpern abgeschätzt wurden ($< 3^\circ$). Die Gründe liegen darin, daß zum einen die Gesteinsbruchstücke, die hier als

Rollenelemente wirken, unregelmäßig und damit ungünstiger geformt sind als echte Rollen. Zum anderen sind die Gesteinsbruchstücke zunächst meist noch an manchen Stellen mit den Probenhälften fest verbunden (z. B. Abb. 5.9), so daß dort durch Verzerrung bzw. Schaffung weiterer Rißoberflächen auf zusätzliche Weise Arbeit verrichtet wird. Weiterhin können die Bruchstücke selbst zerlegt sein, so daß es zusätzlich auf inneren Rißflächen zu Relativbewegungen und dabei z. T. zum Gleiten kommt (z. B. Abb. 5.10). In *sensu stricto* ist die Scherung von gleichzeitig wirkenden Roll- und Gleitmechanismen geprägt.

Da der effektive Reibungswiderstand in der Scherphase 2 aus der Summe mehrerer Mechanismen — Rollen, Schaffung neuer freier Rißoberflächen, Gleiten innerhalb der Gesteinsbruchstücke sowie Gleiten an den die beiden Probenhälften trennenden Flächen, etc. — zusammengesetzt ist, ist seine exakte Größe nicht nur von den Randbedingungen der Versuche abhängig, sondern zeichnet sich auch durch eine hohe Variabilität bei Wiederholungsversuchen aus. Geringe Unterschiede bei der Rißbildung können die Kinematik der Scherung bzw. den Scherwiderstand stark verändern. Abb. 5.12 zeigt die dieses Scherverhalten beschreibenden rheologischen Modelle. Die Verschiebungsmasse setzt sich neben einer elastischen Feder aus einer Rolle und einem Gleitblock zusammen. Je nach dem Verhältnis dieser Einzelmassen ist der resultierende Reibungswinkel näher bei dem Wert für alleiniges Gleiten oder reines Rollen.

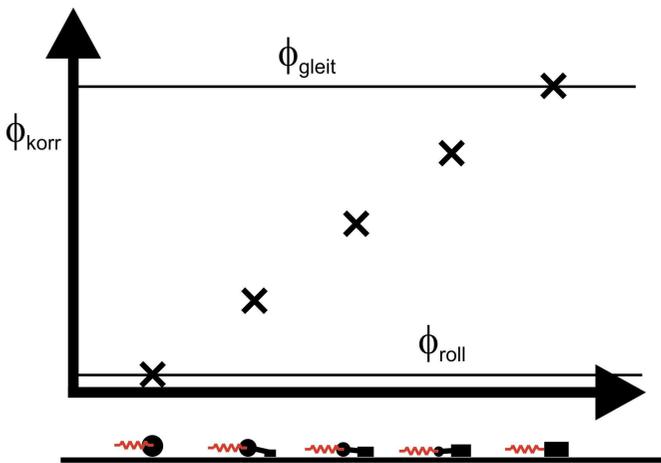
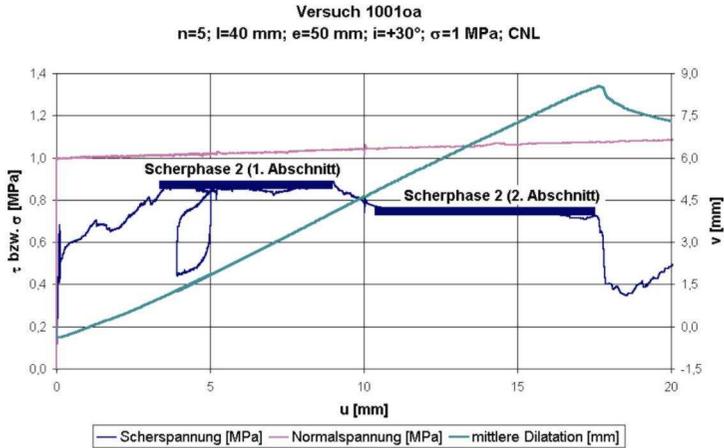


Abb. 5.12: Korrigierter Reibungswinkel bei kombinierter Roll- bzw. Gleitreibung

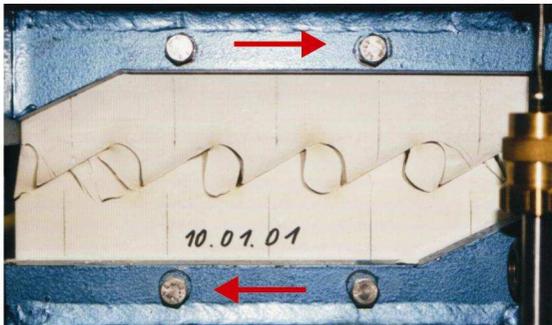
Das Scherverhalten in der durch Volumenzunahme bzw. Dilatation gekennzeichneten Scherphase 2 kann oft in zwei verschiedene Abschnitte unterteilt werden. Meist wird zunächst ein kleinerer Scherwiderstand (SW2a) aktiviert, während die Ursprungsrisse noch geöffnet sind. Mit dem Schließen dieser Risse steigt der Scherwiderstand erneut und erreicht ein höheres Niveau (SW2). Dann ist der korrigierte Reibungswinkel i. d. R. zwar größer als bei geöffneten Anfangsrissen, ist jedoch immer noch niedriger als der Materialgleitreibungswinkel. Denn auch nach dem Absetzen der Probenhälften auf den Anfangsrissen (sichtbar z. B. in Abb. 5.10) wird ein Teil der Lasten über die als „Rollen“ wirkenden Gesteinsbruchstücke übertragen, so daß es selbst dann nicht zu einem reinen Gleitmechanismus entlang der Ausgangsrisse kommt.

Daß es i. d. R. nicht zum Aufgleiten kommt, kann u. a. daran gezeigt werden, daß sich nach größeren Scherwegen, wenn die vormalig als „Rollen“ fungierenden Gesteinsbruchstücke den Kontakt zu der oberen Probenhälfte verlieren und daher nicht mehr das Scherverhalten prägen können, neue Zugrisse senkrecht zu den Ursprungsrisse bilden. Durch diese lösen sich andere Bruchstücke aus der Probe, die wiederum drehend den Scherprozeß bei mäßigem Scherwiderstand voranbringen. Bei manchen Versuchen kann dieser Übergang sowohl an den Reißbildern als auch an der Aufzeichnung der Scherspannung erkannt werden (z. B. Abb. 5.13).

Als weitere Hinweise darauf, daß es bei aus diskontinuierlichen Trennflächen entstandenen Trennflächen i. d. R. nicht zu einem Gleiten entlang der Risse kommt, sondern daß statt dessen der Scherwiderstand durch Rollvorgänge auf herausgebrochenen Gesteinsbruchstücken geprägt wird, können die Ergebnisse eines speziellen Versuchspaares verstanden werden (Abb. 5.14). An einer Probe mit $+30^\circ$ geneigten Anfangsrissen wurden nach Abschluß des ersten Versuchs (1109_a) die Gesteinsbruchstücke aus der Scherzone entfernt, die Probenhälften zusammengesetzt und erneut in die Scherkästen eingebaut. Bei dem zweiten Versuch 1109_c war der Scherwiderstand nun deutlich höher als in der Scherphase 2 des Vorgängerversuches. Bei dem ersten Versuch konnte es nämlich zum Rollen auf großen, günstig geformten Gesteinsbruchstücken kommen, während beim nachfolgenden Versuch Gleiten auf den Anfangsrissen (Materialreibungswinkel war wegen Verwendung von Fett bei der Herstellung der Risse reduziert!) bzw. Rotation auf neu entstehenden Gesteinsbruchstücken stattfand (Abb. 5.14).



Scherphase 2 (1. Abschnitt)



Scherphase 2 (2. Abschnitt)

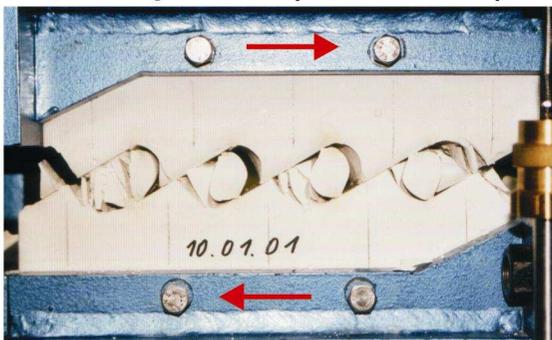
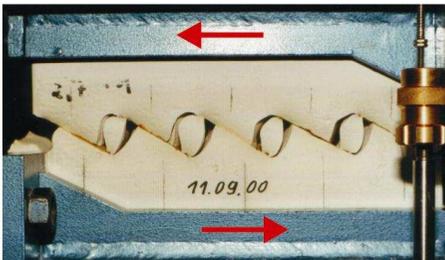
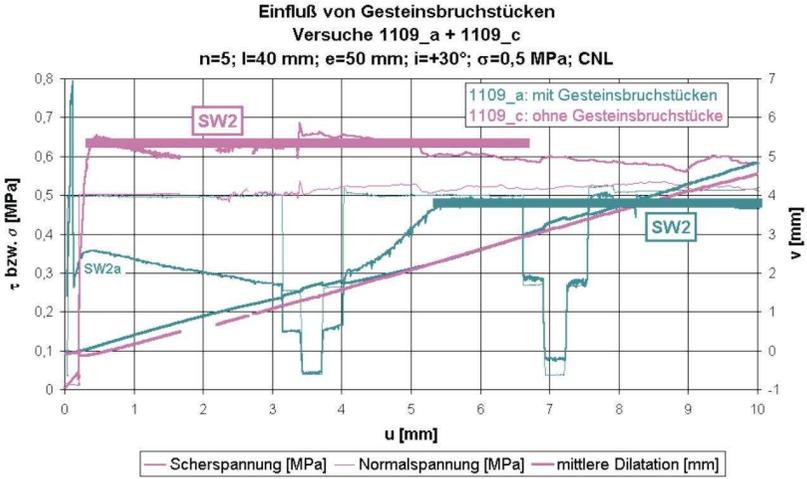
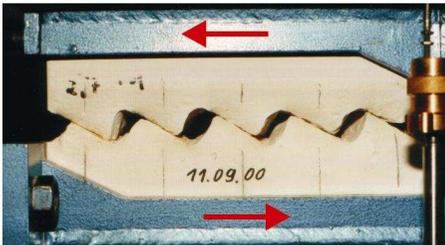


Abb. 5.13: Unterteilte Scherphase 2 infolge Aufrollens auf unterschiedlichen Gesteinsbruchstücken; Versuch 1001oa (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=1$ MPa; CNL)



1109_a



1109_c

Abb. 5.14: Nachweis des Einflusses des Rollmechanismus
Versuche 1109_a und 1109_c
(n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=0,5$ MPa; CNL)

Es kann also zusammengefaßt werden, daß auch nach dem Bruch einer vormals nicht-durchgehenden Trennfläche mit dazwischenliegenden Materialbrücken ein nicht unbedeutender Scherwiderstand aufgebracht werden kann. Dieser Scherwiderstand resultiert in überwiegenderem Maße aus der Arbeit, das Volumen der Scherzone gegen die angreifende Normalspannung zu vergrößern. Zusätzlich

wird Reibungsarbeit verrichtet, wobei mehrere Prozesse eine Rolle spielen, bei denen Rollreibung ein großes Gewicht zukommt. Dabei ist die Komplexität des Zusammenspiels dieser Scherprozesse dafür verantwortlich, daß — zumindest bei der geringen Anzahl vergleichbarer Versuche — eine zuverlässige Vorhersage der Größe des Scherwiderstandes in dieser Scherphase bislang nicht möglich ist.

Der maßgebliche Scherwiderstand wird i. d. R. erst nach dem Schließen der Anfangsrisse aktiviert und dürfte daher auch für ursprünglich geschlossene Risse repräsentativ sein. Die Bedeutung dieses Widerstandes wird außer von seiner Größe von der großen Spanne der Scherverschiebungen unterstrichen, innerhalb derer er aktiviert wird. In Tabelle D.6 im Anhang D kann abgelesen werden (Spalten SW2 und SW23), daß die Scherphase 2 meist erst nach vielen Millimetern beendet ist. Wie noch gezeigt wird, ist die genaue Länge der Scherphase von der Größe der Einzelrisse bzw. der Gesteinsbruchstücke abhängig (Kap. 5.1.2.3). Solange die Anfangsrisse nicht unrealistisch weit geöffnet sind (wie z. B. bei den Kalksteinproben), erfolgt die Aktivierung dieses Scherwiderstandes zudem schon nach geringen Scherwegen.

Bei negativen Reißwinkeln können sich die Anfangsrisse infolge von Scherverschiebungen nicht schließen. Bei diesen Versuchen dominiert der SW2a das Scherverhalten bei Volumenzunahme. Dieser Scherwiderstand wird dann i. d. R. schon vor dem Bruch der Trennfläche erreicht. Da sich bei diesen Versuchen die Ursprungsrisse in dieser Phase sogar weiter öffnen, spielt die anfängliche Öffnungsweite der Risse auch für diesen Scherwiderstand keine Rolle. Als SW2 wird bei solchen Versuchen der (Gleit-)Reibungswiderstand auf der neu entstandenen Bruchfläche verstanden.

Allenfalls bei positiven Reißorientierungen scheinen die Scherwiderstände SW2a nur bei Trennflächen mit von Anfang an geöffneten Rissen auftreten zu können. Wegen ihrer vergleichsweise geringen Größe sind sie dann jedoch im Vergleich zu anderen Scherwiderständen nebensächlich.

5.1.1.5. Scherphase 3 (Scherzone)

Die durch Volumenzunahme geprägte Scherphase 2 ist dadurch begrenzt, daß nach einem bestimmten Scherweg die „Hindernisse“, denen durch dilatantes Verhalten ausgewichen werden mußte, überwunden (Abb. 5.15a) oder durch sekundäre Bruchbildungen zerlegt und dadurch mechanisch unwirksam gemacht

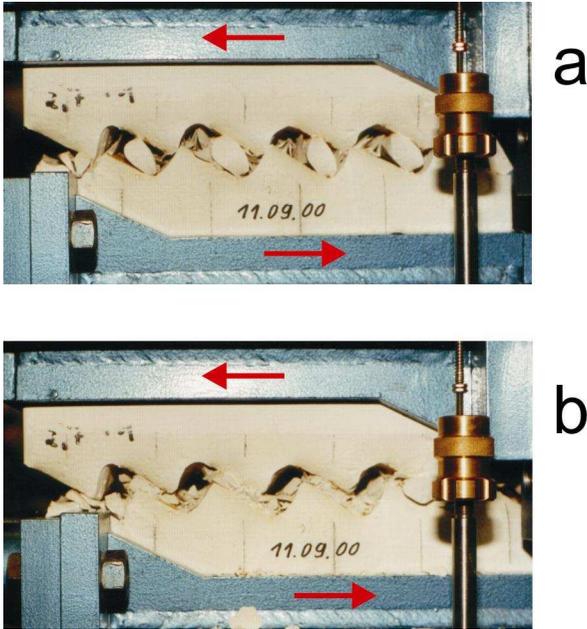


Abb. 5.15: Übergang von Scherphase 2 zu Scherphase 3:
 a) Rauigkeiten überwunden; b) Gesteinsbruchstücke zerlegt
 Versuch 1109_a ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+30^\circ$; $\sigma=0,5$ MPa)

worden sind (Abb. 5.16). Die aufgelockerte Scherzone kann dann kontrahieren. Da dabei die zuvor erzeugte potentielle Energie freigesetzt wird, sinkt der Scherwiderstand auf einen SW23 genannten Minimalwert (Abb. 5.17).

Während die Scherzone kontrahiert, schreitet die Zerkleinerung der Gesteinsbruchstücke verstärkt fort. Besonders durch das Aufsetzen der Probenhälften auf den (umgekippten) Bruchstücken wird deren Tragfähigkeit überschritten und ihre

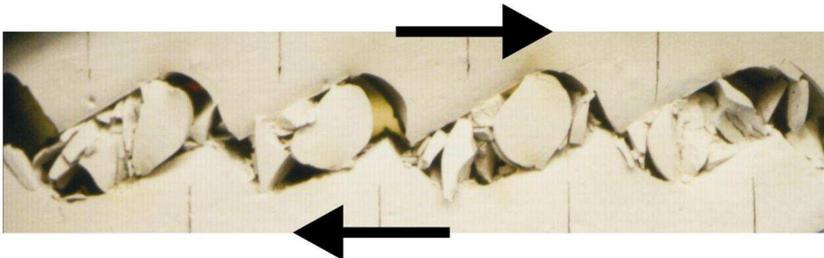
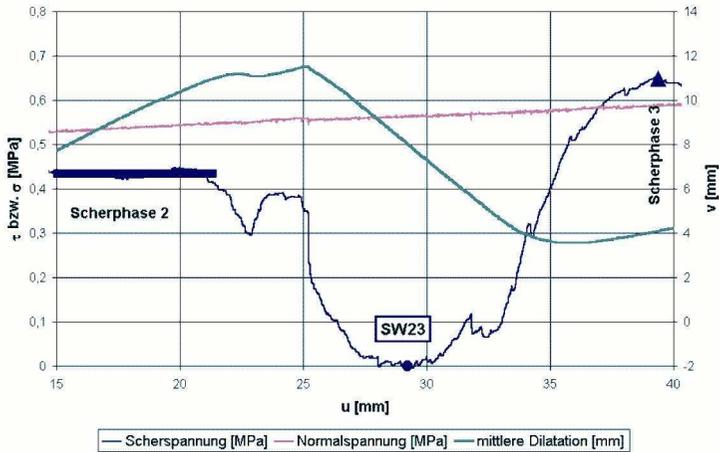


Abb. 5.16: Übergang von Scherphase 2 zu Scherphase 3:
 Rauigkeiten durch sekundäre Bruchbildungen zerlegt
 Versuch 1001oa ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+30^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL)



**Abb. 5.17: Übergang von Scherphase 2 zu Scherphase 3:
Versuch 1109_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=0,5$ MPa; CNL)**

Zerlegung intensiviert (Abb. 5.15b). Die Zerkleinerungsprodukte, die sich aus größeren Bruchstücken und Gesteinsmehl zusammensetzen, werden schließlich durch die kontrahierende Probe verdichtet. Nachdem sich das Erscheinungsbild der Trennfläche auf diese Weise rasch grundlegend verändert hat, wird dem Abscheren in der verdichteten Scherzone wieder ein größerer Widerstand entgegengebracht. Die Volumenverkleinerung wird gebremst bzw. geht wieder in Dilatation über (Abb. 5.17). Der Wiederanstieg des Scherwiderstandes wird zu einem Teil durch dieses Verhalten erklärt. Die zweite Ursache ist im Wechsel des Scherverhaltens mit dem Ende der Scherphase 2 zu sehen. Innerhalb der zerkleinerten bzw. mylonitisierten Scherzone ist nun Gleiten der maßgebende Schermechanismus.

Dieser Schermechanismus kann dadurch erkannt werden, daß der korrigierte Reibungswinkel durchweg ansteigt und Werte oberhalb von 40° erreicht (Tab. D.4 im Anhang D). Diese Werte stimmen mit dem Reibungswinkel von Gipsmehl überein, der bei Versuchen im bodenmechanischen Schergerät ermittelt wurde (Tab. D.7 im Anhang D). Die Versuche, bei denen wesentlich größere Werte der korrigierten Reibungswinkel bestimmt wurden, zeichnen sich i. d. R. durch einen relativ großen seitlichen Verlust von Gesteins- bzw. Gipsmehl aus. Da ein solcher Verlust eine übertriebene Kontraktion zur Folge hat, wird durch die i-Winkel-Korrektur der Materialreibungswinkel überschätzt.

Die durch den Gleitmechanismus in der zerbrochene Scherzone gekennzeichnete Scherphase 3 wird bei großen Scherverschiebungen bei fast allen Versuchen erreicht. Der bei den Versuchen aktivierte Scherwiderstand unterscheidet sich nur bezüglich des aus der Volumenveränderung resultierenden Anteils. Bei gewissen Randbedingungen kann die Probe wieder leicht dilatieren, bei anderen kontrahiert sie dauerhaft.

Der Größe des maximalen Scherwiderstandes in der dritten Scherphase (SW3) ist nicht unbedeutend und entspricht i. d. R. Reibungswinkeln $\phi_{SW3} \geq 35^\circ$ (Abb. 5.18). Meist ist der SW3 allerdings kleiner als der in der Scherphase 2 gemessene Scherwiderstand SW2 (Abb. 5.18), so daß bei großen Scherverschiebungen der Scherprozeß meist nur dann zum Stillstand kommen kann, wenn die antreibende Scherbelastung sinkt. Bei manchen Versuchen mit ursprünglich horizontalen bis leicht positiv geneigten Einzelrissen kann der SW3 den SW2 aber auch übertreffen und stellt dann eine zusätzliche Sicherheitsreserve dar.

Die Struktur der mit Zerkleinerungsprodukten gefüllten Trennflächen ist in Abhängigkeit von den Anfangsbedingungen recht variabel. Bei steil stehenden Ursprungsrissen können noch recht große Gesteinsbruchstücke in der Trennfläche zurückbleiben (Abb. 5.19), während bei flachen Rissen stark zerriebenes Material vorherrscht (Abb. 5.15b). Bei horizontalen Trennflächen ist die Menge des gebildeten Gesteinsmehls am geringsten. Das gelöste und zerkleinerte Gesteinsmehl wird durch den Scherprozeß z. T. zu verdichtetem und verfestigtem Lockergestein

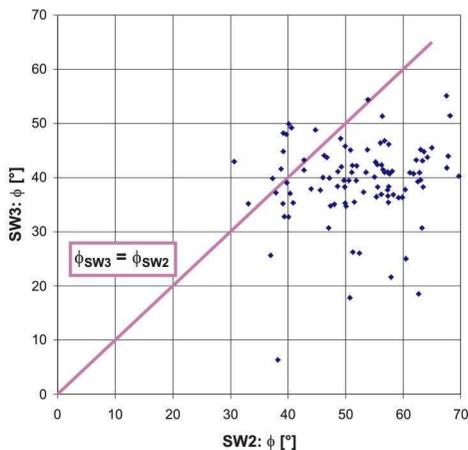


Abb. 5.18: Vergleich von SW2 und SW3 (alle Versuche an Gipsproben)

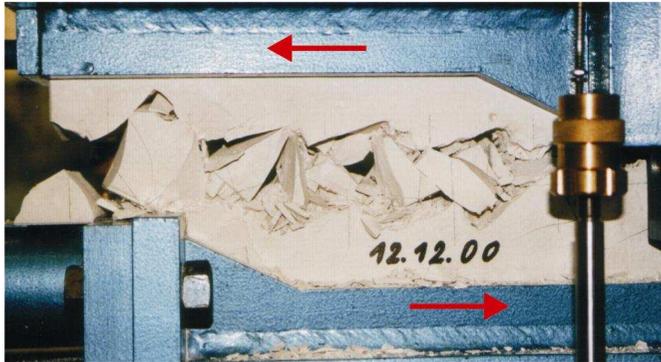


Abb. 5.19: Scherzone mit großen Bruchstücken in Scherphase 3
Versuch 1212_a ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+60^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL)

umgearbeitet. Die Scherung erfolgt dann entlang einer diskreten Fuge innerhalb der Scherzone.

Die Ausbildung einer Scherzone war nach Scherwegen von ca. 65 mm noch nicht abgeschlossen.

In seltenen Fällen war sogar der zur Scherphase 2 gehörige Schermechanismus des Rollens bis zum Versuchsende wirksam (Abb. 5.20). In wieder anderen Fällen hatten sich die in Scherphase 2 drehenden Gesteinsbruchstücke verklemmt, ohne zu brechen. Es kam dann zum Gleiten entlang ihrer oberen (Abb. 5.21) bzw. unteren Seite.

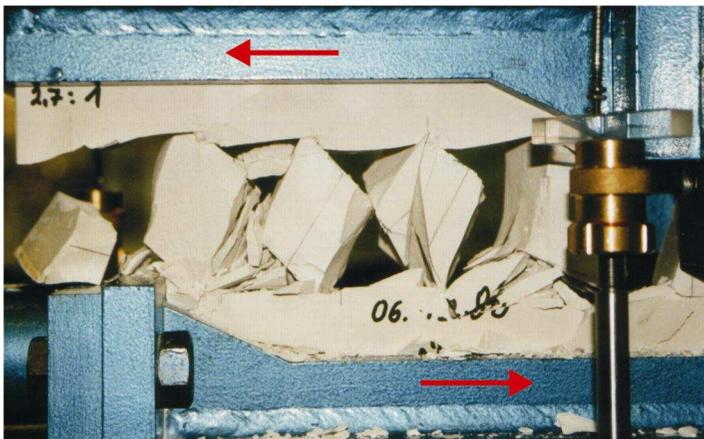


Abb. 5.20: Scherphase 2 (Rotation) bis zum Versuchsende
Versuch 0612_a ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=75^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL)

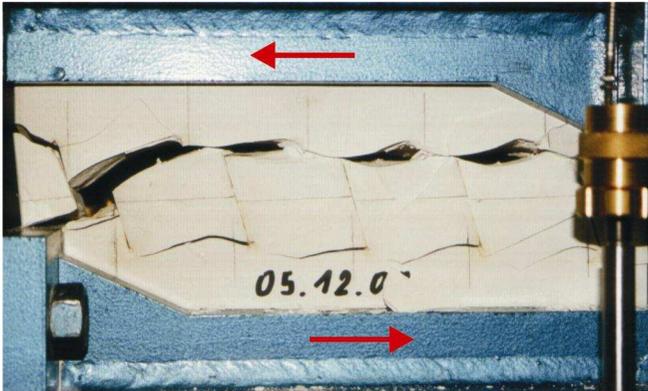


Abb. 5.21: Gleiten entlang verklemmter Gesteinsbruchstücke in Scherphase 3
Versuch 0512_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+75°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

Insgesamt kann man feststellen, daß die ursprüngliche Ausbildung der diskontinuierlichen Trennfläche für den Scherprozeß und den Scherwiderstand in der Scherphase 3 nicht mehr die gleich große Bedeutung besitzt wie bei geringeren Scherverschiebungen, ihr Einfluß zunächst jedoch noch erkennbar ist. Die Trennfläche „erinnert“ sich quasi an ihren Ursprungszustand, wird jedoch mit zunehmendem Scherweg „vergeßlicher“.

5.1.2. Einflüsse durch geometrische bzw. Belastungsrandbedingungen

5.1.2.1. Einfluß der Rißart

Wie in Anhang B beschrieben kamen verschiedene Methoden zur Herstellung von Rissen zur Anwendung. Es wurden „verheilte“ und geöffnete Risse erzeugt, wobei letztere z. T. reibungsmindernde Fettbesteige aufwiesen.

Bei Proben mit verheilten Rissen wurde das Scherverhalten teilweise überhaupt nicht und teilweise nur partiell durch die Risse beeinflusst. Die Scherfestigkeit beim Bruch war i. d. R. wesentlich größer als bei geöffneten Rissen. Da die mechanischen Eigenschaften der verheilten Risse unbekannt und vermutlich von Probe zu Probe bzw. von Riß zu Riß sehr variabel waren, ist eine detaillierte Auswertung wenig sinnvoll.

Bei weitgehender Verheilung versagte die Probe unabhängig von der Konfiguration der Risse. Allerdings ist der Scherwiderstand geringer als bei einem Versuch an einer monolithischen Vergleichsprobe (1506ob).

Unregelmäßiger verheilte Risse stellten Störungen der Probe dar, an denen sich Spannungen konzentrieren und von denen Reißbildungen ausgehen konnten. Die ungleichmäßige Ausbildung der teilweise verheilten Risse verhinderte jedoch die Bildung regelmäßiger Reißstrukturen.

Nur bei Trennflächen mit negativ geneigten Rissen ist das Scherverhalten bei verheilten und geöffneten Rissen qualitativ übereinstimmend. Bei diesen Konfigurationen werden die Anfangsrisse auseinander gezogen und geöffnet. Unter diesen Zugbeanspruchungen brechen auch „verheilte“ Risse mit ihrer im Vergleich zur restlichen Probe verringerten (Zug-)Festigkeit (Abb. 5.22). Auch wenn die Zugfestigkeit der verheilten Risse den Scherwiderstand bei der ersten Reißbildung erhöht, ist sie für das Versagen der Trennflächen nur von untergeordneter Bedeutung, da der größte auftretende Scherwiderstand (SW2a) durch Dilatation bzw. Verschiebung gegen die Normalspannung gekennzeichnet ist und als solcher erst nach der Reißbildung aktiviert wird.

Eine Unterteilung des Scherverhaltens in verschiedene Scherphasen ist bei verheilten Rissen weniger stark ausgeprägt. Der maximale Scherwiderstand wird durchweg bei (SW1) oder vor (SW2a) dem Bruch gemessen.

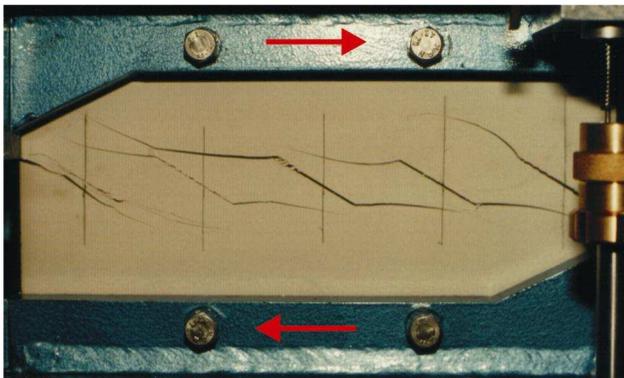


Abb. 5.22: Verheilte Risse nach Reißbildung geöffnet
Versuch 1804_a (verheilte Risse; $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm;
 $i=-30^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL)

Mit größerer Zuverlässigkeit kann der Einfluß der reibungsmindernden Fettfüllungen auf das Scherverhalten der diskontinuierlichen Trennflächen beurteilt werden. Dabei wird das auf den ersten Blick überraschende Ergebnis gewonnen, daß der Reibungswiderstand auf den Anfangsrissen einen meist zu vernachlässigenden Einfluß auf fast sämtliche Scherwiderstände bzw. Reibungswiderstände der zusammengesetzten Trennfläche hat. Zunächst verwundert es nicht, daß kein Unterschied beobachtet wird, solange die Risse geöffnet sind, d. h. SW0, SW1 und SW2a sind unbeeinflusst. Doch selbst nach dem Schließen der Anfangsrisse ist eine Verringerung der Scherfestigkeit infolge des Fetts nur in Ausnahmefällen festzustellen. Diese seltenen Ausnahmefälle treten bei horizontalen Trennflächen auf, wenn nach ausreichend großen Scherverschiebungen die neu entstandenen Bruchflächen, die für die Durchtrennung der Gesteinsbrücken verantwortlich sind, vollständig in den Bereich der gefetteten Risse gelangen und auf der gesamten Trennfläche der Kontakt der beiden Probenhälften über einen Fettbelag hinweg erfolgt. Dann wird eine weitreichende Reduktion des Scherwiderstandes gemessen (Abb. 5.23).

Bei Rißorientierungen $i \neq 0^\circ$ konnte i. d. R. kein Einfluß durch den Fettbelag nachgewiesen werden. Bei negativen Rißwinkeln liegt dies daran, daß Gleiten nach dem Bruch ausschließlich auf neu entstandenen Bruchflächen stattfindet. Aber auch bei positiven Rißwinkeln, bei denen die Proben entlang der Risse bewegt

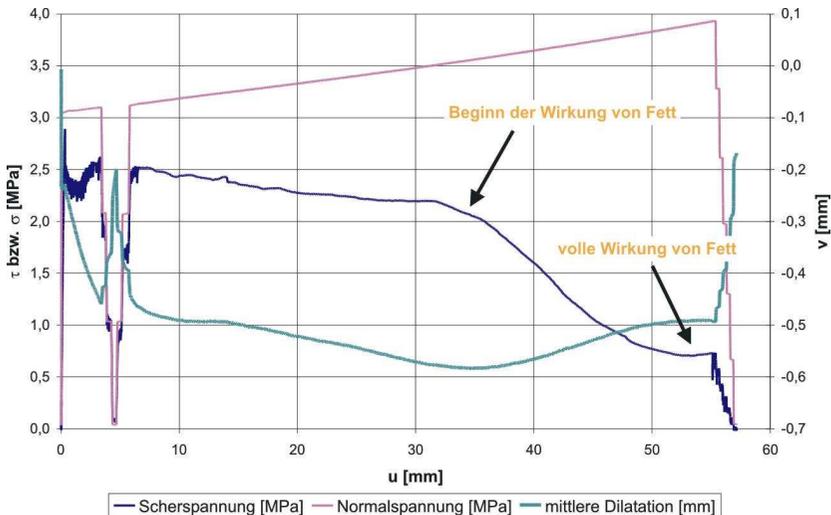


Abb. 5.23: Einfluß der Fettbesteige auf den Scherwiderstand
Versuch 0409_a (gefettete Risse; $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=0^\circ$;
 $\sigma=3$ MPa; CNL)

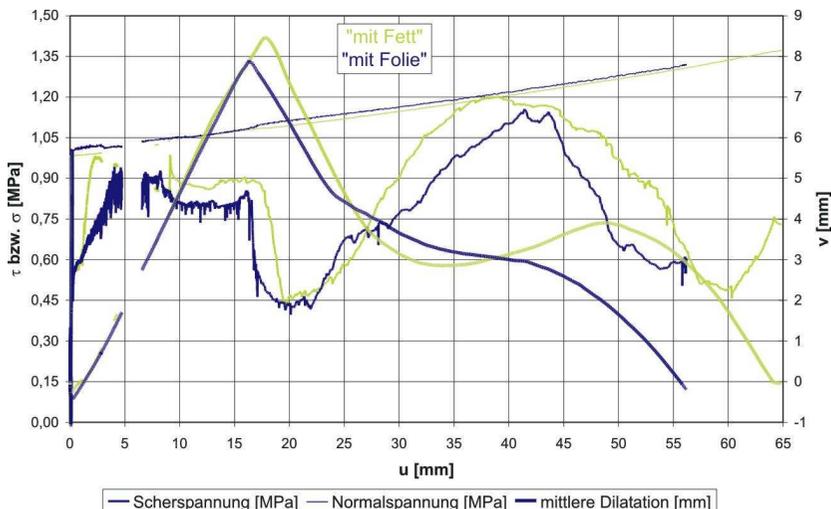


Abb. 5.24: Vergleich Risse „mit Fett“ und „mit Folie“
Versuche 1605_a, _b (mit Fett) und 1007_a (mit Folie)
n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=1$ MPa; CNL

werden, kann keine mechanische Wirkung durch den Belag festgestellt werden (z. B. Abb. 5.24). Dies ist ein erneuter Hinweis darauf, daß Gleiten in dieser Scherphase eine untergeordnete Rolle spielt und daß statt dessen Rotation der aus den Brückenbereichen gelösten Gesteinsbruchstücke das Scherverhalten prägt. Falls auf den fettbelegten Rissen doch im Einzelfall ggf. Gleiten stattgefunden haben sollte, konnte dies mechanisch nicht von der Wirkung der Rollreibung unterschieden werden, da diese etwa in der Größenordnung der Gleitreibung von Fett liegen kann.

In der Regel ist das Fett in der zerkleinerten und zermahlene Scherzone mengenmäßig so unbedeutend sowie so gleichmäßig verteilt, daß es in der Scherphase 3 ohne Wirkung bleibt.

Bei größeren Mächtigkeiten und ungünstigen Eigenschaften einer Trennflächenfüllung ist es jedoch nicht auszuschließen, daß diese auch vermischt mit Zerkleinerungsprodukten des Gesteins mechanisch wirksam werden kann. In natürlichen Störungen muß zudem auf den Einfluß der Verwitterung verwiesen werden, der ggf. auch das zermahlene Festgestein in Tonminerale umwandeln kann und somit ein weiterer und ggf. dominanter Faktor der Senkung der Scherfestigkeit sein kann.

5.1.2.2. *Einfluß der Rißorientierung*

Von den untersuchten Einflußfaktoren ist die Orientierung der Ausgangsrisse besonders dominant. Sie bestimmt das Scherverhalten, die Art, Größe und ggf. Reihenfolge der aktivierten Scherwiderstände diskontinuierlicher Trennflächen und die dabei zurückgelegten Scherverschiebungen.

Aufgrund der verschiedenen Steuerungsprozesse ist für jede einzelne Scherphase ein gesonderter Einfluß der Rißneigungen zu unterscheiden:

(Geöffnete) Risse bewirken Spannungsumlenkungen. Besonders ihre Enden sind Orte von Spannungskonzentrationen. Die Stellen, an denen zuerst die Festigkeiten bzw. Reißfähigkeiten des Materials überschritten werden, sowie das Spannungsregime, bei dem dann die ersten neuen Risse wachsen, hängen neben der Belastungsart im entscheidenden Maße von der Neigung der Ausgangsrisse ab. Außer der Rißorientierung spielt für das erste Reißwachstum auch die gegenseitige Beeinflussung benachbarter Risse (d. h. die sogenannte Reißinteraktion) eine Rolle. Dabei wird diese Reißinteraktion neben anderen geometrischen Faktoren wiederum auch von der Rißorientierung abhängen.

Der Einfluß der Neigung der Anfangsrisse auf den Bruchvorgang unterscheidet sich von dem auf die erste Reißbildung, da das Zusammenwachsen durch mehrere Mechanismen erfolgen kann (Zusammenwachsen von Flügelrissen; Bildung von Verbindungsrissen (durch von Flügelrissen umschlossene Gesteinsbrücken); Versagen in Verbindung mit sich drehenden Gesteinsbrücken). Diese werden nur z. T. unmittelbar, meist jedoch mittelbar von den Anfangsrissen beeinflusst, da vor dem Bruch die schon zuvor entstandenen Neurrisse die Struktur der Trennfläche oft stark verändert haben.

Nach der Ausbildung einer durchgehenden Trennfläche beeinflussen die Ursprungsrisse das Scherverhalten auf eine neue Weise. Bei einigen Orientierungen geben die Risse die Bewegungsrichtung der oberen Probenhälfte bei der Dilatation vor, d. h. ihre Neigung stimmt mit der Dilatationsrate überein.

Weiterhin gibt es zahlreiche Konfigurationen, bei denen die Ausgangsrisse wichtige Begrenzungen für Gesteinsbruchstücke bilden, die sich aus den Materialbrücken gelöst haben und z. T. als Rollenelemente wirksam werden.

Bei anderen Rißorientierungen ist der Einfluß der Ursprungsrisse nur ein mittelbarer, da das weitere Scherverhalten stärker durch später entstandene Reißbildungen geprägt wird.

Schließlich hat sich nach sehr großen Scherwegen eine Scherzone herausgebildet, bei der die ursprüngliche Rißanordnung i. d. R. nur in Ansätzen erkannt werden kann. Das Scherverhalten wird dann von dieser Scherzone bestimmt. Indirekt hat jedoch die Ausgangskonfiguration auch Einfluß auf die Gestalt dieser Scherzone, z. B. auf ihre Mächtigkeit und Korngrößenzusammensetzung.

Innerhalb einzelner Scherphasen kann der jeweilige Einfluß der Rißorientierung auf den Scherwiderstand qualitativ in Gruppen eingeteilt werden. Eine Beschreibung des Einflusses der Rißorientierungen auf das Scherverhalten wird daher zunächst getrennt nach Scherphasen vorgenommen.

Es ist zu beachten, daß Rißwinkel i von $+90^\circ$ bzw. -90° gleichwertig sind, da sie jeweils eine Trennfläche mit vertikalen Einzelrissen repräsentieren.

Bildung erster Risse (SW0):

Bei der ersten Rißbildung scheint es sich meist um als Flügelrisse ausgebildete Zugrisse zu handeln. Diese Risse entstehen mehr oder weniger plötzlich (akustisches Signal) und wachsen dann meist stabil in Richtung der lokal größten Hauptspannung.

Bei Rißorientierungen zwischen $i = 0^\circ$ und $i = +45^\circ$ entstehen diese Flügelrisse an den zum Nachbarriß gerichteten Enden der Anfangsrisse bzw. von den Enden nach innen versetzt und laufen meist bogenförmig, ein faßförmiges Gesteinsbruchstück ausschneidend auf das Ende dieses Nachbarrisisses zu (Abb. 5.25).

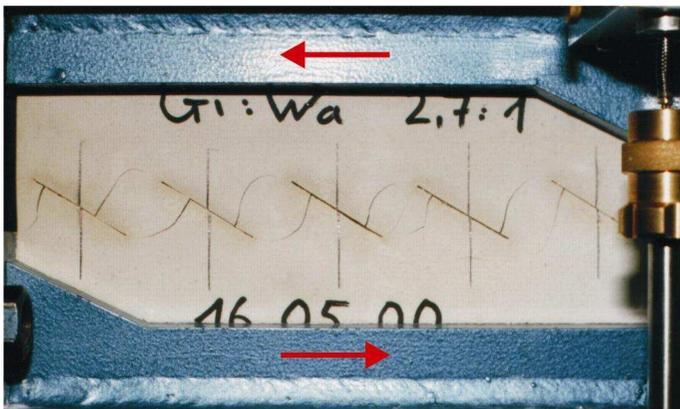


Abb. 5.25: Flügelrißbildung von leicht ansteigenden Anfangsrisse aus Versuch 1605_a ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+30^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL)

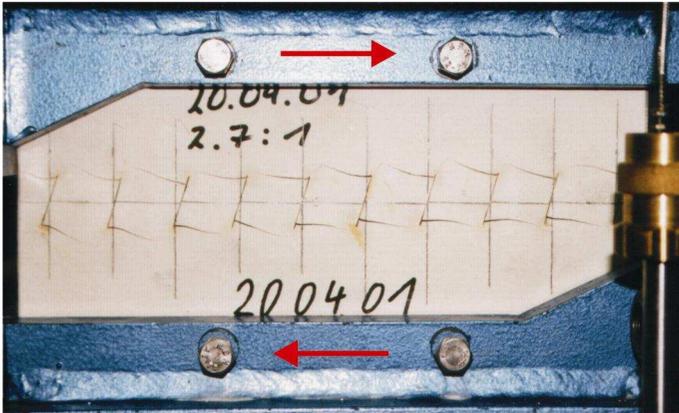


Abb. 5.26: Flügelrißbildung von steilen bzw. negativ geneigten Anfangsrissen aus
Versuch 2004ob (n=10; l=20 mm; e=25 mm; i=+75°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

Bei Rißorientierungen zwischen $i = +45^\circ$ und $i < -15^\circ$, d. h. bei steilen oder negativen Rißwinkeln, sind die Orte der Rißfortpflanzung punktsymmetrisch vertauscht (Abb. 5.26 und Abb. 5.6b): Von den oberen Enden der Ursprungsrisse wachsen Flügelrisse nach schräg oben in Richtung der örtlich größten Hauptspannung. Im Extremfall laufen sie an den oberen Enden der Nachbarrisse vorbei. Entsprechendes gilt umgekehrt für die von den unteren Enden ausgehenden Neurisse. Die Rißfortpflanzung bei $i = -15^\circ$ erfolgt meist als Verlängerung in der Achse der Risse (Abb. 5.27).

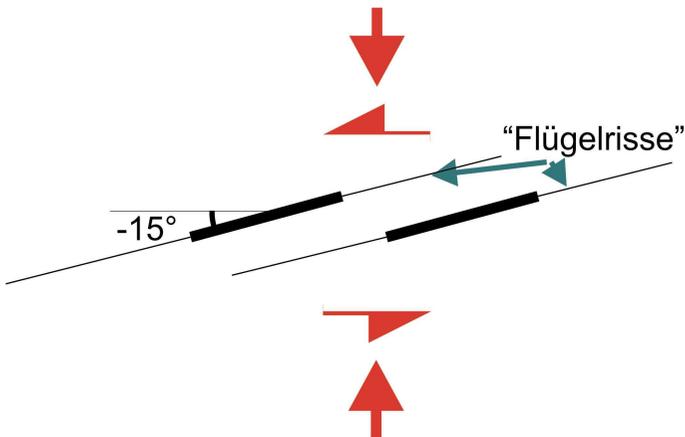


Abb. 5.27: Flügelrißbildung von -15° geneigten Anfangsrissen aus

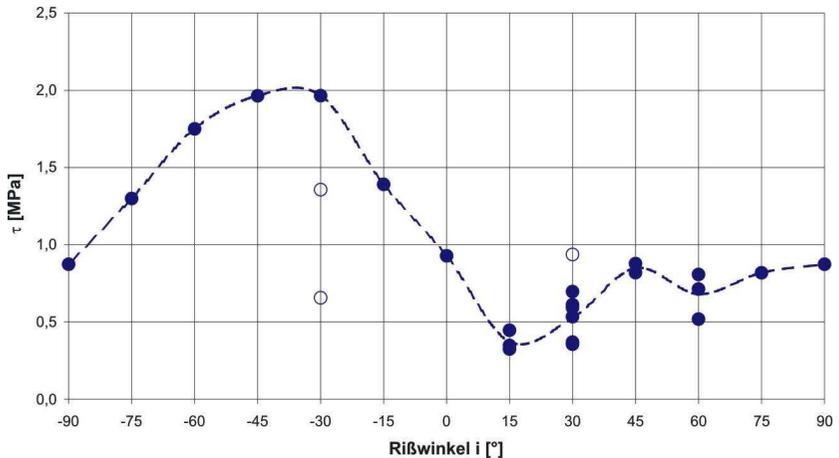


Abb. 5.28: SW0 in Abhängigkeit des Rißwinkels
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa

Bei Rißneigungen zwischen $i = +15^\circ$ und $i = +75^\circ$ ist es durchaus üblich, daß die Neurisse nicht direkt an den Enden der Anfangsrisse entstehen, sondern (z. T.) von näher zur Rißmitte hin liegenden Orten aus (Abb. 5.25).

Die Variation des SW0 mit der Rißorientierung bei konstanter Normalspannung, gleichen Rißlängen und Rißmittenabständen zeigt Abb. 5.28. Die Scherspannung, bei der die erste Rißbildung auftritt, ist bei positiven Rißwinkeln minimal (besonders bei $+15^\circ \leq i \leq +30^\circ$), bei negativen (besonders bei $i \approx -45^\circ$) maximal.

In der Variation des SW0 spiegeln sich die Bereiche mit qualitativ unterschiedlichem Rißwachstum wieder. Wenn die Flügelrisse auf das nächste Ende des Nachbarrisses zulaufen ($+15^\circ \leq i \leq +45^\circ$), ist der zugehörige Scherwiderstand klein und wächst mit der Rißneigung. Im Falle von Flügelrisen, die nur am oberen oder unteren Rand der Gesteinsbrücken entlang laufen, ist der SW0 größer. Dabei ist er bei negativen Rißwinkeln besonders ausgeprägten Veränderungen mit der Orientierung unterworfen.

Bruch der Trennfläche (Scherphase 1):

Die Rißbildungen beim ersten Bruchereignis sind qualitativ nur geringfügig von den „ersten Rißbildungen“ verschieden, zeichnen sich jedoch dadurch aus, daß aus ihnen durchweg gut sichtbare Neurisse, die von allen Anfangsrissen der Probe ausgehen, resultieren.

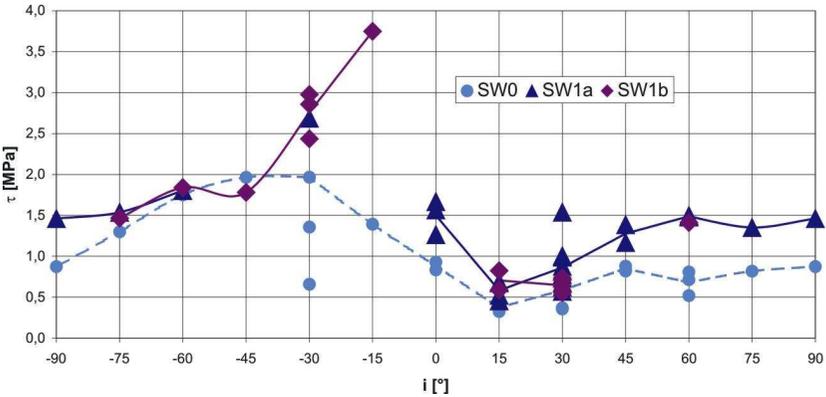


Abb. 5.29: SW0 und SW1: Rißbildung und Bruch
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa

Zwischen den Scherspannungen bei der ersten Rißbildung (SW0) und bei ersten Bruchanzeichen (SW1a) sind dementsprechend Parallelen zu entdecken (Abb. 5.29). Die minimale Scherfestigkeit bei diesem Bruchereignis tritt wieder bei $i = +15^\circ$ auf. Der SW1a steigt wie schon der SW0 zwischen $i = +15^\circ$ und $i = +45^\circ$ an und erreicht zwischen $i = +60^\circ$ und $i = -75^\circ$ ein von der Rißorientierung scheinbar unbeeinflusstes Niveau. Die Differenz der Scherwiderstände beim Bruchereignis bzw. bei der ersten Rißbildung ($\tau_{SW1a} - \tau_{SW0}$) liegt bei Rißorientierungen zwischen 0° und $+90^\circ$ bei mehr als der Hälfte des SW0, d. h. bei ersten Anzeichen der Rißbildung sind höchstens zwei Drittel der Bruchfestigkeit erreicht.

Bei negativen Rißwinkeln ist das Bruchverhalten verschieden. In der Regel ist dann kein Spröbruch im Zusammenhang mit dem Wachstum der Flügelrisse zu beobachten, bzw. der dabei aktivierte Scherwiderstand SW1a unterscheidet sich nicht signifikant vom SW0.

Bei relativ flach geneigten Rissen mit $i < 0^\circ$ erfolgt das Versagen der Trennfläche jedoch erst bei wesentlich größeren Scherwiderständen. Die Scherwiderstände beim endgültigen Bruch (SW1b), der dann zur zweiten Art von Bruchereignis zählt, weisen bei Rißwinkeln zwischen $i = -75^\circ$ und $i = -15^\circ$ eine extrem neigungsabhängige Zunahme auf (Abb. 5.29). Der Bruchwiderstand ist bei den hier gewählten Randbedingungen bei einer Rißorientierung von -15° mehr als fünf mal so groß wie der kleinste gemessene SW1 bei $i = +15^\circ$.

Bei positiver Rißneigung treten zwei unterscheidbare Bruchereignisse (SW1a und SW1b) nur bei $+15^\circ \leq i \leq +30^\circ$ auf. Immer dann, wenn kein SW1b gemessen

wurde, konnte auch anhand des Rißbildes nicht sicher der Zeitpunkt definiert werden, an dem die Durchtrennung der ursprünglich diskontinuierlichen Trennfläche abgeschlossen ist.

Der endgültige Bruch erfolgt unter einer mit dem SW1b identischen Scherbelastung durch Sprödbruchbildung. Bei den positiven Rißneigungen ($+15^\circ \leq i \leq +30^\circ$) ist diese Bruchbildung mit der Entstehung eines geradlinig von den Enden der Ursprungsrissse durch die Gesteinsbrücke verlaufenden Verbindungsrisse verbunden (z. B. Abb. 5.6a). Die bei solchen Trennflächenkonfigurationen durchgeführten Wiederholungsversuche zeichneten sich durch bemerkenswerte Unterschiede des Bruchverhaltens aus. Vereinzelt beteiligten sich die zuvor gewachsenen Flügelrisse teilweise oder ganz an der Durchtrennung der Gesteinsbrücken. Bei manchen Proben unterschied sich vor dem endgültigen Bruch das (Flügel-) Rißbild auf den beiden Seitenflächen, so daß die Bildung der durchgehenden Verbindungsrisse auf einer Seite besonders günstige Voraussetzungen vorfand. Bei wieder anderen Versuchen fielen zudem die mit Flügelrißwachstum und endgültiger Durchtrennung verbundenen Bruchereignisse zusammen. Dementsprechend werden nur bei einigen Versuchen mit diesen Rißorientierungen zwei markante Bruchereignisse beobachtet.

Als eine Folge des variablen Bruchverhaltens ist bei diesen — an sich besonders ungünstigen (SW1 klein!) — Orientierungen die Schwankung des Scherwiderstands beim Bruch auffällig groß (s. Abb. 5.29).

Bei den übrigen Versuchen, bei denen ein Bruchereignis vom Typ SW1b auftritt ($-75^\circ \leq i \leq -15^\circ$), ist dieses mit einem z. T. sehr großen, abrupten Spannungsverlust verbunden. Bei steileren Rißneigungen ($i \leq -45^\circ$) sind nach dem Bruch axial durch die Gesteinsbrücken verlaufende Zugrisse (infolge Querkzug (s. Kap. 6.2)) zu erkennen (z. B. Abb. 5.6b), die zusammen mit sekundären Rißbildungen im Bereich der konzentrierten Lasteinleitungen in die Gesteinsbrücken deren vollständige Durchtrennung bewirken.

Bei flacher geneigten Ausgangsrissen erfolgt das Versagen nicht (nur) durch diskrete, geradlinige Zugrisse. Statt dessen geben die Gesteinsbruchstücke infolge einer komplexeren Bruchbildung nach, deren genaue Form z. T. durch Abplatzungen verdeckt wird (Abb. 5.30).

Da der Scherwiderstand beim Bruch am größten bei relativ flachen negativen Rißwinkeln und am kleinsten bei Rissen mit kleinem positiven „ i “ ist (s. Abb. 5.29),

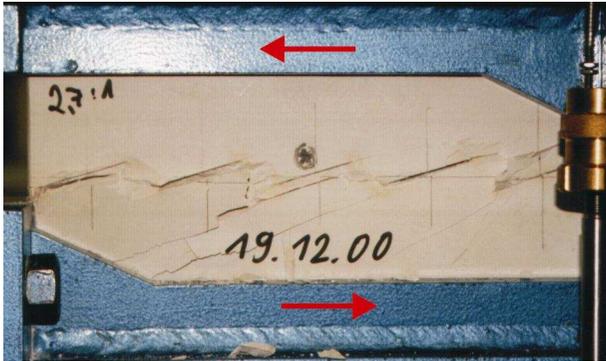


Abb. 5.30: Komplexe Bruchbildung bei flach negativ geneigten Anfangsrissen
Versuch 1912_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=-15°; σ =2 MPa; CNL)

kommt dem Vorzeichenwechsel des Rißwinkels bzw. den Trennflächen mit horizontalen Rissen eine Übergangssituation zu. Bezüglich der Flügelrißbildung ist bei solchen Trennflächen eine enge Verwandtschaft mit den Versuchen mit negativem Rißwinkel zu bemerken, da auch hier mit der Rißbildung keine deutliche Scherwiderstandsabnahme einhergeht. Die (nur) bei kleineren Normalspannungen entstehenden geschwungenen Flügelrisse (Abb. 5.31a) können teilweise oder ganz zu einer Durchtrennung der Gesteinsbrücken zwischen benachbarten Enden der Anfangsrisse beitragen. Dies ist vergleichbar mit dem Scherverhalten bei positiven Rißwinkeln. Die Bruchbildung erfolgt zusammen mit der Bildung von leicht geneigten Verbindungsrisse (Abb. 5.31b). Der dabei aktivierte Scherwiderstand SW1 liegt wesentlich höher als bei $i = +15^\circ$, ist jedoch weit vom Scherwiderstand bei $i = -15^\circ$ entfernt. Geringe Veränderungen der Orientierung der Anfangsrisse werden daher bei flach geneigten Rissen besonders große Auswirkungen auf den Bruchwiderstand haben.

Wie Abbildung 5.32 zeigt, ist der endgültige, durch ein gesondertes Ereignis (SW1b) gekennzeichnete Bruch meist als Abschluß einer durch Volumenzunahme bzw. Dilatation geprägten Scherphase, deren größter Scherwiderstand SW2a ist, zu deuten. Er wird erst nach Scherverschiebungen von mehr als einem Millimeter erreicht. Wesentlich geringere Verschiebungen sind erforderlich, um das erste Bruchereignis (SW1a) auszulösen. Diese Scherverschiebungen korrelieren in etwa mit der Größe des Scherwiderstandes.

Als zusammenfassendes Ergebnis kann neben der Variabilität der Scherwiderstände mit der Rißorientierung festgehalten werden, daß der größte in der mit der

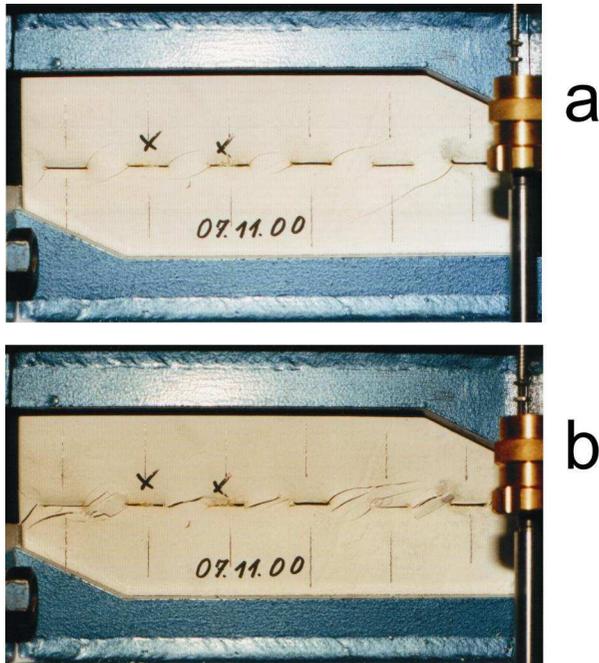


Abb. 5.31: Zweistufige Bruchbildung bei horizontalen Anfangsrissen:
 a) nach Flügelrißbildung; b) beim endgültigen Bruch
 Versuch 0711_a (n=6; l=20 mm; e=40 mm; i=0°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

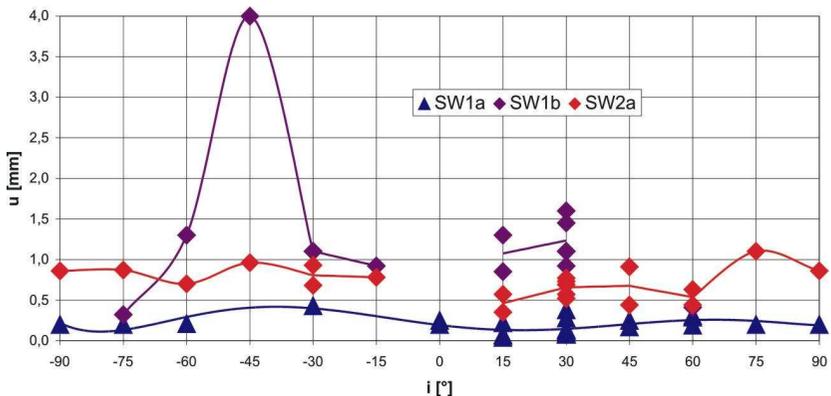


Abb. 5.32: SW1 und SW2a: Scherverschiebung bei der Aktivierung der SW
 n=5; l=40 mm; e=50 mm; $\sigma=1$ MPa

vollständigen Durchtrennung abgeschlossenen Scherphase 1 aktivierbare Scherwiderstand je nach der Orientierung der Ausgangsrissen durch verschiedene Pro-

zesse (durch Flügelrißbildung, Rotation von Gesteinsbruchstücken oder infolge Durchtrennung der Gesteinsbrücken durch Verbindungsrisse) gesteuert wird.

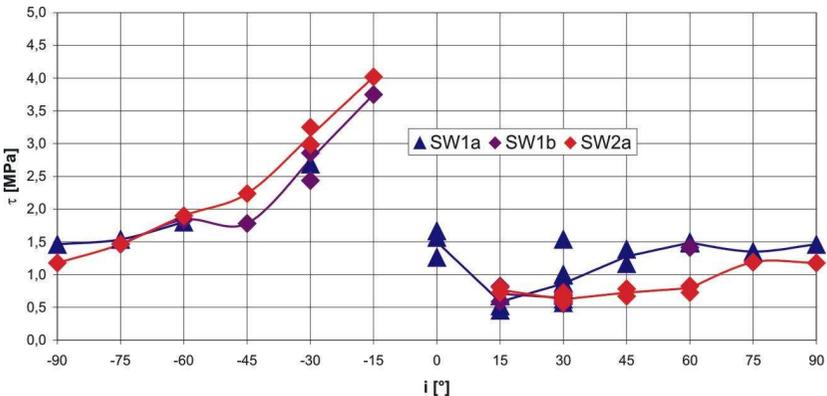
Scherphase mit Volumenzunahme in der Scherzone (Scherphase 2):

Die durch eine Volumenzunahme gekennzeichnete Scherphase 2 setzt bei vielen Trennflächenkonfigurationen schon vor dem endgültigen Bruch ein (Abb. 5.32). Insbesondere bei negativen Rißorientierungen wird dabei ein bedeutender Scherwiderstand SW2a gemessen (Abb. 5.33). Er ist dort der größte gemessene Scherwiderstand innerhalb des gesamten Scherprozesses.

Dieser dilatante Scherwiderstand SW2a wird unabhängig von der Rißneigung nach etwa konstanten Scherwegen $u \leq 1$ mm aktiviert (Abb. 5.32). Er wird aufgebracht, solange die Anfangsrisse geöffnet sind und die Lasten über sich drehende Gesteinsbruchstücke im Bereich der Gesteinsbrücken übertragen werden.

In Abb. 5.34 (rote Symbole) wird gezeigt, daß der i -Winkel-korrigierte Reibungswinkel dann mit 6° bis 16° sehr klein ist, wobei er bei flachen Rißwinkeln am größten ist. Die geringen korrigierten Reibungswinkel und deren Abnahme mit der Größe der Abmessungen der Gesteinsbrücken, die insbesondere bei $i > 0^\circ$ mit dem Rißwinkel korrelieren (und die als Rollenelemente in Frage kommen), passen gut zu der Annahme, daß das Scherverhalten in der von Volumenzunahme charakterisierten Scherphase durch einen Rollmechanismus geprägt wird.

An der übereinstimmend geringen Größe des eigentlichen Reibungswiderstandes kann man erkennen, daß die mit SW2a gekennzeichneten Scherwiderstände



**Abb. 5.33: SW1 und SW2a: Bruch und Dilatation bei geöffneten Rissen
n=5; l=40 mm; e=50 mm; $\sigma=1$ MPa**

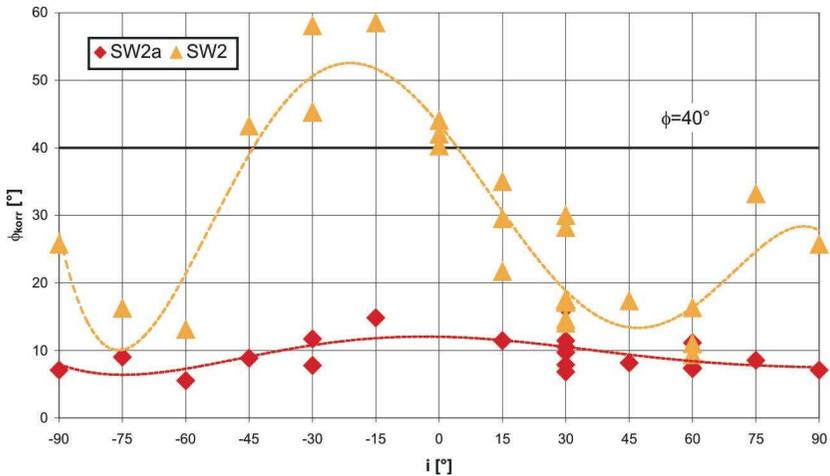


Abb. 5.34: Korrigierte Reibungswinkel in Scherphase 2
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

durchaus durch das gleiche Scherverhalten geprägt sind, obwohl sie mal vor und mal nach dem Bruch der Trennfläche auftreten und die bedeutenden Variationen des SW2a bei positiver bzw. negativer Rißneigung (Abb. 5.33) systematische Unterschiede vermuten lassen könnten. Deren Ursache liegt jedoch überwiegend in dem Dilatationsverhalten begründet, das durch die Lage und Form der sich drehenden Gesteinsbruchstücke vorgegeben wird (s. u.).

Spätestens nach dem Bruch werden Scherwiderstände aktiviert, die durch die gleichzeitige Volumenzunahme in der Scherzone geprägt sind. Nachdem sich die Anfangsrisse mit positiven Rißwinkeln geschlossen haben, folgt dem schon angesprochenen Scherwiderstand SW2a ein weiterer, i. d. R. größerer Scherwiderstand SW2. Bei negativen Rißwinkeln wird der unmittelbar nach dem Bruch aktivierte und durch weitere Scherung abnehmende Scherwiderstand als SW2 definiert. Er ist dann kleiner als der vor dem Bruch auftretende SW2a (Abb. 5.35).

Wie Abb. 5.35 zu entnehmen ist, ist die Größe des SW2 erneut eine Funktion des Rißwinkels. Ein Maximum wird bei negativem i ($-30^\circ \leq i \leq -15^\circ$) gemessen, ein Minimum bei $i = +15^\circ$. Obwohl sich darin eine Parallelität zu den zuvor aktivierten Scherwiderständen offenbart, zeigt es sich, daß die Extremwerte nicht so stark ausgeprägt sind wie vor dem Bruch. Weiterhin werden beim SW2 noch ein Nebenmaximum bei $+60^\circ \leq i \leq +75^\circ$ sowie ein Nebenminimum bei $i = -75^\circ$ beob-

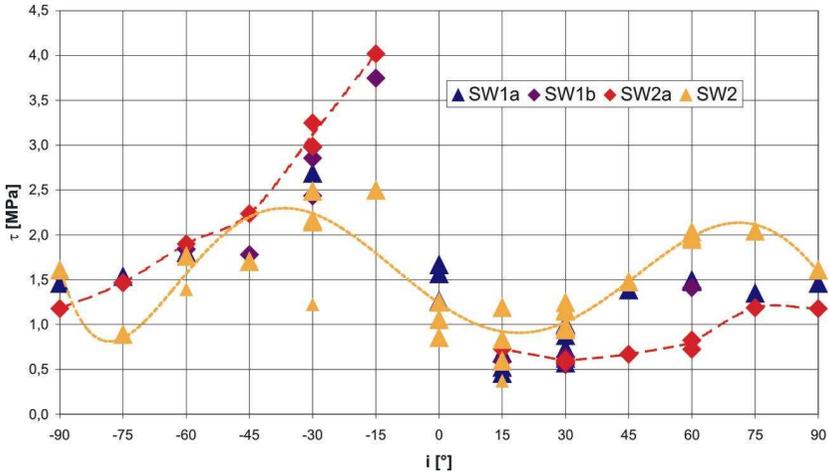


Abb. 5.35: Vergleich SW2 mit vorhergehenden SW
 n=5; l=40 mm; e=50 mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

achtet. Es ist zu beachten, daß bei positiven Rißwinkeln (bei $\sigma = 1$ MPa) die Scherwiderstände in der Scherphase 2 größer sind als alle zuvor gemessenen Scherwiderstände.

Über das Scherverhalten in der Scherphase 2 in Abhängigkeit von der Rißorientierung gibt auch Abb. 5.36 Auskunft. Dort sind die Dilatationsraten v , die bei den Scherwiderständen SW2a und SW2 gemessen wurden, aufgetragen. Es ist dort u. a. zu erkennen, daß diese Scherphase tatsächlich immer von Dilatation

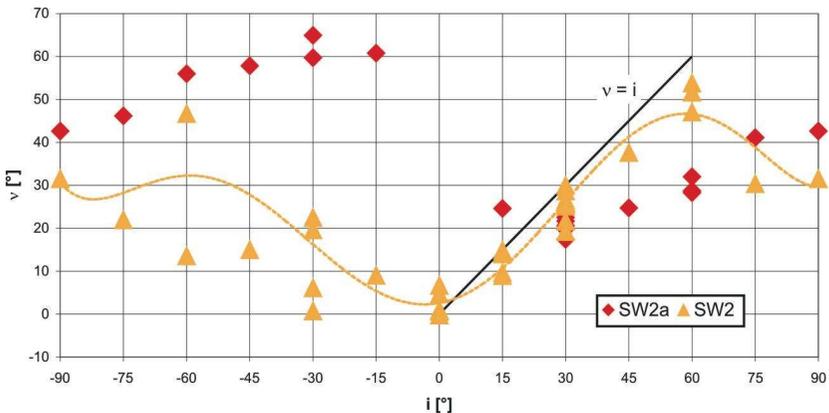


Abb. 5.36: Dilatationsrate in Scherphase 2
 n=5; l=40 mm; e=50 mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

gekennzeichnet ist ($v \geq 0^\circ$). Im Detail sind weiterhin einige deutliche Charakteristika auszumachen. In Übereinstimmung mit dem Scherwiderstand ist bei der Volumenänderung grundsätzlich zwischen dem Verhalten bei negativen und dem bei positiven Reißwinkeln zu unterscheiden. Bei $i < 0^\circ$ ist die Dilatationsrate (vorn Bruch) beim SW2a am größten — die Anfangsrisse öffnen sich zunächst und schließen sich beim Bruch. Bei $i > 0^\circ$ verhält es sich meist anders herum — erst nach dem Bruch schließen sich die Anfangsrisse langsam.

Bei nicht zu steil ansteigenden Rissen dilatieren die Proben nach dem Schließen der Anfangsrisse parallel zu deren Orientierung ($v \approx i$) (Abb. 5.36), d. h. sie werden entlang der Risse „geführt“. Dies entspricht bei $i \leq +45^\circ$ den Beobachtungen, nach denen es mit Hilfe der an den Enden der Ursprungsrisse befindlichen rotierenden Gesteinsbruchstücken (Abb. 5.13) zu einem Aneinanderentlang-Laufen der dazwischenliegenden Reißufer kommt.

Bei steileren Rissen ($+45^\circ \leq i \leq +60^\circ$) sind die die Risse umgebenden Bereiche vollständig als Gesteinsbruchstücke aus dem Festkörper gelöst (Abb. 5.8). Die Bruchstücke entziehen sich dem Gleiten entlang der Risse durch Zugrißbildung (senkrecht zu den Rissen) bzw. zunehmende Zerlegung. Daher kann dann nur eine reduzierte Dilatationsrate erreicht werden. Bei noch steileren bzw. überkippten Rissen folgt der SW2 auf eine längere Drehphase der kompakten Gesteinsbruchstücke (Abb. 5.37a), wenn die schließlich verklemmten Gesteinsbruchstücke zu Bruch gehen ($+75^\circ \leq i \leq +90^\circ$; Abb. 5.37b) oder nachdem die Gesteinsbruchstücke gebrochen sind, ohne zuvor zu verklemmen ($-60^\circ \leq i \leq 0^\circ$). Als Ausnahme ist der Fall der Trennfläche mit -75° geneigten Rissen zu werten (lokales Minimum von SW2), bei dem die großflächigen Gesteinsbruchstücke dauerhaft rotieren können, ohne zu verklemmen oder zu brechen (Abb. 5.38).

Der jeweilige Schermechanismus in der Scherphase 2 kann anhand der Abb. 5.34 dokumentiert werden, die den korrigierten Reibungswinkel in Abhängigkeit von der Reißorientierung zeigt. Zum einen kommt dort deutlich zum Ausdruck, daß der auf den Schermechanismus bezogene Reibungswinkel innerhalb der Scherphase 2 zunimmt. Während beim SW2a Rollreibung dominant ist, nimmt der entsprechende Wert beim SW2 durch die in Bruchbildung umgesetzte Arbeit, durch kleinere „Rollen“-Abmessungen infolge sekundärer Risse und durch Anteile von Gleitreibung (innerhalb der Gesteinsbrücken oder entlang der Ursprungsrisse) zu. Bei allen Orientierungen zwischen $+15^\circ$ und -60° (über $\pm 90^\circ$) bleibt der Reibungswinkel jedoch deutlich unter 40° , dem Gleitreibungswinkel für glatte Gipsflächen.

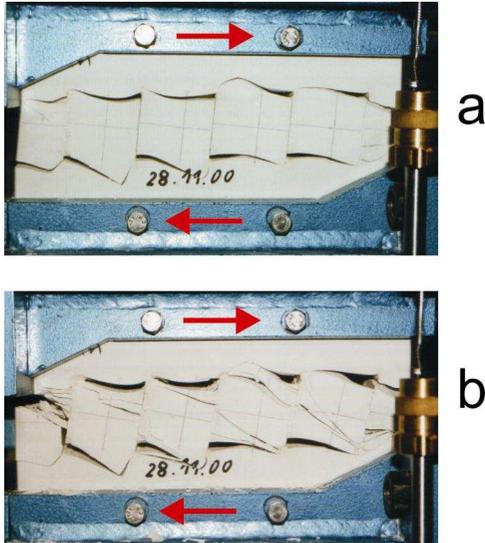


Abb. 5.37: Reißbild bei Proben mit steilen bzw. überkippten Anfangsrissen in Scherphase 2
a) Drehphase (SW2a); b) Zubruchgehen verklemmter Gesteinsbruchstücke (SW2)
Versuch 2811_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=90°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

Dabei ist der Reibungswinkel immer dann minimal, wenn die als Rollen fungierenden Gesteinsbruchstücke zwischen den Enden der Anfangsrisse (bei $i = +45^\circ$) bzw. „seitlich“ der Anfangsrisse (bei $i = -75^\circ$) besonders groß sind.

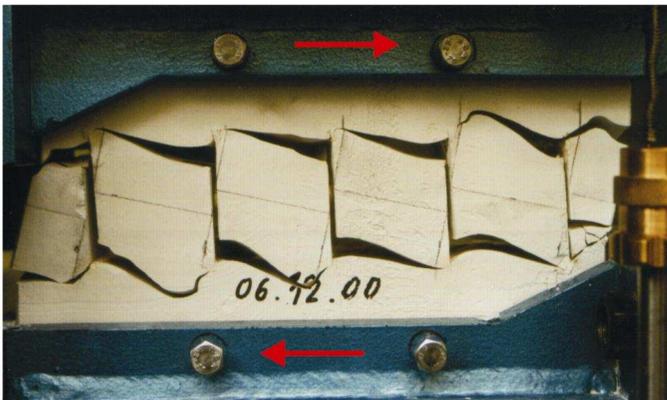


Abb. 5.38: Dauerhaft rotierende Gesteinsbruchstücke
Versuch 0612_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=-75°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

Allein bei negativen Rißeinigungen $i > -60^\circ$ gleiten die Probenhälften in der Scherphase 2 nach dem Bruch entlang der neu entstandenen Bruchflächen. Diese sind z. T. so stufig und uneben, daß sogar scheinbare Gleitreibungswinkel von mehr als 40° resultieren. Bei Trennflächen mit horizontalen Rissen kommt es zum Gleiten entlang der gering profilierten Bruchflächen, die sich zuvor in den Gesteinsbrücken gebildet hatten, was an einer geringen Dilatationsrate (Abb. 5.36) sowie einem „gut passenden“ Gleitreibungswinkel (Abb. 5.34) festzustellen ist.

Die in Abb. 5.35 dargestellte Abhängigkeit des Scherwiderstandes in Scherphase 2 von der Orientierung der Risse ergibt sich nun als Summe der korrigierten Scherfestigkeit (entsprechend Abb. 5.34) und des durch Volumenzunahme — entgegen der Richtung der Normalspannung — induzierten Scherwiderstandes (entsprechend Abb. 5.36).

Das Scherverhalten kann auch anhand des Scherwegs, bei dem der SW2 aktiviert wird, analysiert werden. In Abb. 5.39 sieht man, daß bei den meisten Rißeinigungen der SW2 schon nach wenigen Millimetern erreicht wird. Weiterhin wird deutlich, daß dieser Scherwiderstand bei $-15^\circ \geq i \geq -60^\circ$ eng mit dem Bruchwiderstand SW1b verbunden ist. Bei steil stehenden Rißeinigungen ($|i| \geq 75^\circ$) drehen sich die Gesteinsbruchstücke lange, ehe sie verklemmen und der SW2 aktiviert wird. Bei den flach ansteigenden Anfangsrissen werden Schermaxima bei einer großen Spanne von Scherwegen ($2 \text{ mm} \leq u < 24 \text{ mm}$) aktiviert, oder genauer gesagt be-

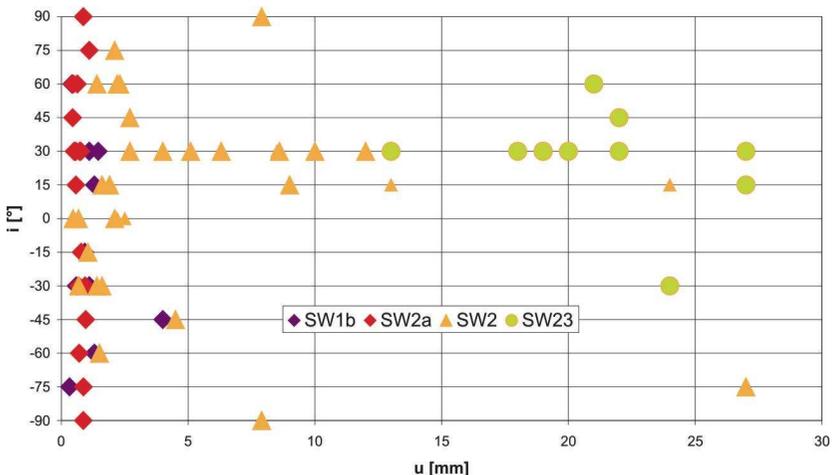


Abb. 5.39: Zur Aktivierung der Scherwiderstände erforderliche Scherverschiebungen
 $n=5$; $l=40 \text{ mm}$; $e=50 \text{ mm}$; $\sigma=1 \text{ MPa}$; CNL

steht die Scherphase dort solange fort, wie die Probe durch die Rißufer „geführt“ aufrollt bzw. aufgleitet, bevor schließlich der Scherwiderstand entscheidend (auf SW23) abfällt (s. a. Abb. 5.13). Das bedeutet, daß bei den Rißkonfigurationen, bei denen die Scherwiderstände besonders klein sind (d. h. $+15^\circ \leq i \leq +30^\circ$) und die daher im realen geklüfteten Gebirge häufige Bestandteile innerhalb kritischer Versagensflächen sein dürften, die maximalen Scherwiderstände über größere Scherverschiebungen gewährleistet bleiben.

Allerdings weisen gerade Proben mit solchen Trennflächen in der Scherphase 2 ein Scherverhalten auf, bei dem geringste geometrische Unterschiede des Rißbildes zu großen Veränderungen des Scherwiderstandes führen können. In Abb. 5.40 sind drei Versuche gegenübergestellt, die an (fast) identischen Proben durchgeführt worden sind. Die Ursache für die enormen Variationen des Scherwiderstandes in Scherphase 2 bei ähnlicher Volumenzunahme liegt darin, daß geringfügige Veränderungen bei den Riß- und Bruchbildungen die Geometrie der als „Rollen“ wirkenden Gesteinsbruchstücke innerhalb der Materialbrücken stark verändern, so daß sich der wirksame Reibungswinkel aus jeweils unterschiedlichen Anteilen von Roll- und Gleitreibung zusammensetzt (s. a. Abb. 5.12).

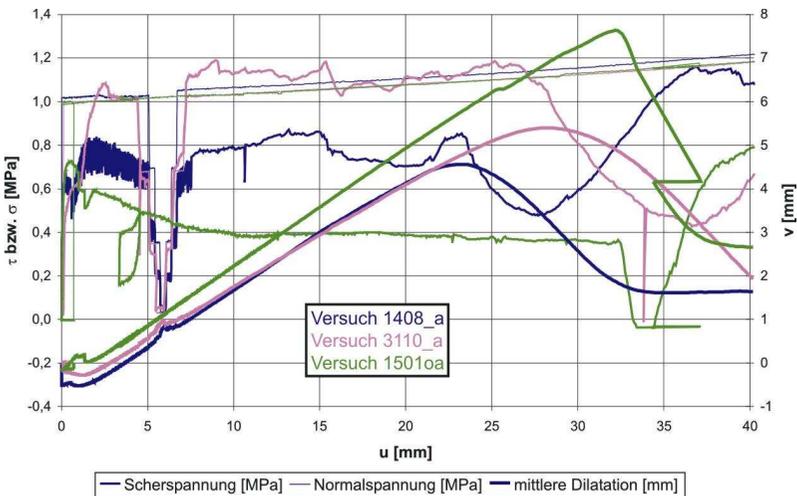


Abb. 5.40: Unterschiedliche Scherwiderstände SW2 bei Wiederholungsversuchen an Trennflächen mit flach ansteigenden Rißwinkeln Versuch 1408_a + 3110_a + 1501oa
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+15^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL

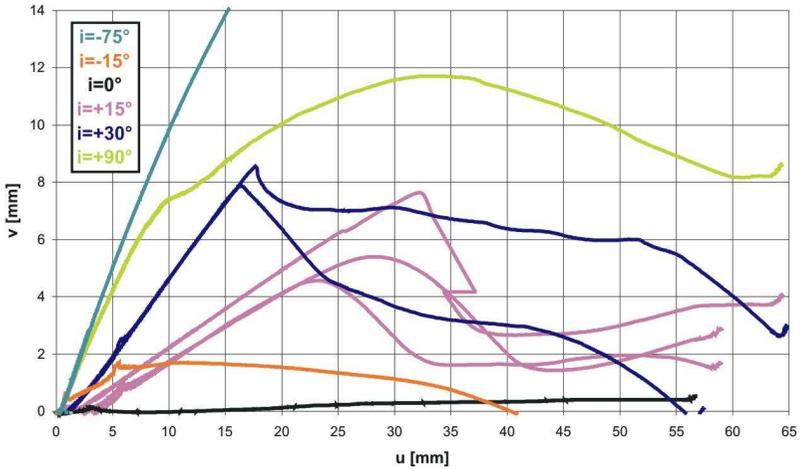


Abb. 5.41: Volumenänderung bei ausgewählten Versuchen
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

Die Volumenzunahme in der Scherzone kann in der Scherphase 2 sehr bedeutsam sein (Abb. 5.41) und erreicht insbesondere bei steil stehenden Anfangsrissen durch Rotation großer Gesteinsbruchstücke maximale Dilatationsbeträge von 8 bis 25 mm (bei $i = -75^\circ$). Die Größe der Dilatation ist im Verhältnis zur Rißlänge von 40 mm sehr groß. In Abb. 5.41 ist gut zu erkennen, daß es bei $i = +15^\circ$ und $i = +30^\circ$ zu einer „geführten“, linearen ansteigenden Dilatation entlang der Anfangsrisse kommt, während bei anderen Orientierungen der gekrümmte Verlauf

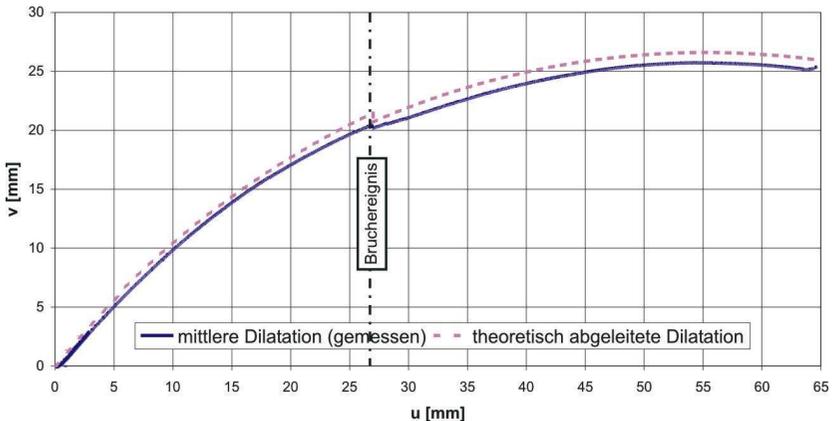


Abb. 5.42: Möglichkeit der Simulation der Volumenänderung bei sich drehenden Gesteinsbruchstücken
 Versuch 0612_a ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=-75^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL)

der Dilatationskurven auf Rotation der kompletten Scherzone oder Übergleiten unebener Bruchflächen hindeutet.

Abb. 5.42 zeigt, daß die Rotation der Gesteinsbruchstücke bei einigen Versuchen durch eine Dilatationskurve beschrieben wird, die gut mit einer auf dem Rotationsmechanismus beruhenden theoretischen Kurve (nach Nascimento & Teixeira, 1971) übereinstimmt. Allerdings machen sekundäre Rißbildungen bzw. Zerlegungen der Gesteinsbrücken es meist unmöglich, die Volumenveränderung in der Scherphase 2 über größere Scherwege hinweg exakt vorherzusagen.

Innerhalb der Scherphase 2 nimmt der Scherwiderstand i. d. R. mit dem Scherweg leicht ab. Das liegt bei negativen ($i \geq -60^\circ$) und horizontalen Rissen an dem Abrieb bzw. der Einebnung der Scherfläche. Bei flach ansteigenden Rissen können die ursprünglichen Rollenelemente umkippen und den Kontakt zu den Probenhälften verlieren, mit der Folge, daß durch neue Rißbildungen andere Gesteinsbereiche herausgelöst werden und als neue Rotationskörper deren Funktion übernehmen. Bei steilen Rissen ($+45^\circ \leq i \leq +90^\circ$) wiederum sind die Scherverschiebungen mit wiederholten Rißbildungen innerhalb der Gesteinsbrücken verbunden, so daß sowohl der korrigierte Reibungswinkel als auch die Dilatationsrate in stndiger Veränderung sind.

Dieser letzte Abschnitt ist ein Beispiel dafür, daß bei den Scherversuchen durch die Riwinkel vorgegebene unterschiedliche Mechanismen ganz ähnliche Auswirkungen besitzen können.

Scherphase 3: Gleiten in einer zerkleinerten Scherzone

In der nach großen Scherverschiebungen erreichten Scherzone 3 kommt es zum Gleiten innerhalb einer durch vielfältige Bruchvorgänge zerlegten, mylonitisierten Scherzone. Durch die Zerkleinerung der Scherzone ist der Einfluß der ursprünglichen Rißkonfiguration wesentlich geringer als in den vorhergehenden Scherphasen. Nach einer zwischenzeitlichen durch Kontraktion verursachten — bei flach ansteigenden Risse extremen — Abnahme des Scherwiderstandes steigt dieser wieder auf SW3 an. Die z. B. im Vergleich zum SW2 geringe Abhängigkeit des SW3 vom Riwinkel geht deutlich aus Abb. 5.43 hervor. Die SW3 liegen überwiegend mit scheinbaren Reibungswinkeln von 37° bis 45° in einem engen Intervall. Die Größe dieser Scherwiderstände ist damit so bedeutsam, daß auch nach einer mit umfassender Umformung und Zerstörung der Trennfläche verbundenen Scherung nennenswerte Festigkeitsreserven vorhanden sind. Bei Trenn-

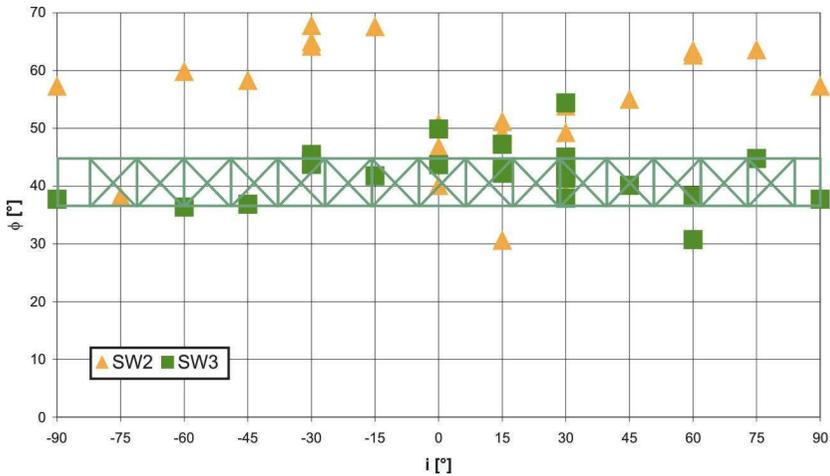


Abb. 5.43: Scherwiderstände SW2 und SW3 in Abhängigkeit von der Rißneigung
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

flächen aus horizontalen oder flach ansteigenden Einzelrisen können diese sogar die Größenordnung des SW2 erreichen bzw. u. U. überschreiten.

Der in der Scherphase 3 dominierende Schermechanismus wird in Abb. 5.44 dokumentiert, in der die i -Winkel-korrigierten Reibungswinkel dargestellt sind. Diese Reibungswinkel streuen um den Wert $\phi = 42,5^\circ$, der mit dem Material-

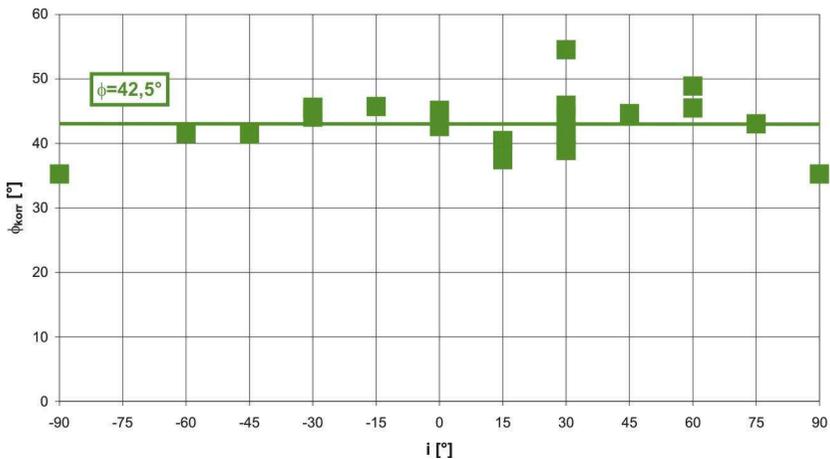


Abb. 5.44: Korrigierter Scherwiderstand SW3
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

reibungswinkel von Gipsmehl identisch ist (s. a. Tab. D.7 im Anhang D). Demnach kommt es also in der stark zerbrochenen Scherzone zum Gleiten im Mylonit.

Allerdings sind bis zum Ende der Scherversuche nicht alle Spuren der Ausgangskonfiguration verwischt. Zum Beispiel wird die Volumenveränderung innerhalb der Scherzonen in der Scherphase 3 von der Neigung der Anfangsrisse beeinflusst. So hängt das dilatante Verhalten bei flach ansteigenden Rissen damit zusammen, daß die obere Probenhälfte über die kompaktierte Scherzone hinweg auf dem gegenüberliegenden Rißufer wieder aufgleitet (Abb. 5.3b, rechtes Foto). Bei steileren Rißorientierungen (z. B. $i = +60^\circ$ oder $i = -60^\circ$) ist die der Umformung und Zerkleinerung unterworfenen Mächtigkeit der Scherzone größer, so daß die Scherung dauerhaft mit Kontraktion verbunden ist.

Das unterschiedliche Dilatationsverhalten verursacht daher eine mäßige Beeinflussung des Scherwiderstandes SW3 durch die Anfangsrißkonfiguration. Die noch vorhandenen Unterschiede im Scherverhalten in Abhängigkeit vom Rißwinkel werden vermutlich bei fortschreitender Scherung (über die gefahrenen Scherverschiebungen von ca. 65 mm hinaus) weiter reduziert, bis schließlich unabhängig von der Ausgangstrennfläche unveränderliche Scherzonen entstehen.

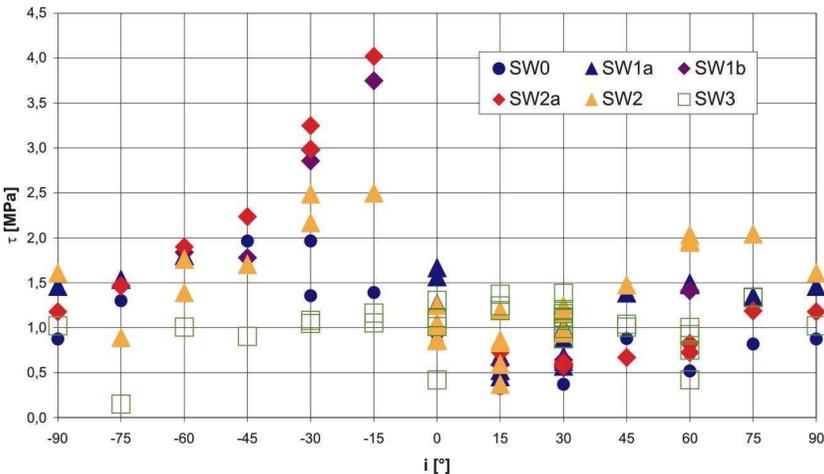


Abb. 5.45: Übersicht über alle SW in Abhängigkeit vom Rißwinkel
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

Abschließend zeigt Abb. 5.45 eine Übersicht aller maßgebenden Scherwiderstände in Abhängigkeit von der Rißorientierung bei gegebenen Randbedingungen ($l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL). Deutlich erkennbar ist der große Einfluß der Rißorientierung in Bezug auf die Größe des maximal aktivierbaren Scherwiderstandes. Auch die größenbezogene Sortierung der einzelnen Scherwiderstände ist eine Funktion des Rißwinkels. Trennflächen, deren Scherfestigkeit am leichtesten überschritten wird, besitzen meist flach ansteigende Einzelrisse. Gerade bei solchen Trennflächen kann der maßgebliche Scherwiderstand durch verschiedene Schermechanismen geprägt sein. (Es ist zu beachten, daß die hier gegenübergestellten Scherwiderstände nicht von völlig identischen Normalspannungen begleitet werden, da letztere mit dem Scherweg zunehmen. Dies hat einen geringfügigen Einfluß auf die Reihenfolge der Scherwiderstände.)

Die in der durch Dilatation charakterisierten Scherphase 2 aktivierten Scherwiderstände stellen (bei $\sigma=1$ MPa) meist die größten während des gesamten Scherprozesses aufbringbaren Scherwiderstände dar.

5.1.2.3. *Einfluß des Maßstabs*

Um an beispielhaften Trennflächenanordnungen ermittelte Ergebnisse verallgemeinern und auf andere Größenordnungen übertragen zu können, ist die Kenntnis von Maßstabsfaktoren erforderlich.

Die Versuche, die zu diesem Zweck unternommen wurden (s. a. Tab. C.4 im Anhang C), wurden an Proben durchgeführt, deren sonst identische Trennflächengeometrien sich um den Maßstab 1:2 unterschieden, d. h. Rißlänge und Rißmittenabstand wurden halbiert. Da die mit 20 mm kürzeren Einzelrisse genau so weit geöffnet waren wie die 40 mm langen, ist die Maßstäblichkeit nicht strikt eingehalten worden.

Bei aller Beschränktheit der Aussagekraft der wenigen zur Erkundung dieses Einflußfaktors unternommenen Versuche konnten einige Erkenntnisse gewonnen werden.

Die Versuche an Proben mit zehn kurzen Rissen zeigen zunächst, daß sich dort ein Rißwachstum einstellt, daß sehr regelmäßig ist. Überwiegend sind gute Übereinstimmungen zwischen den typischen Rißbildern unabhängig vom Maßstab festzustellen. Da die bei den kurzen Rissen flachere Scherzone stärker auf den

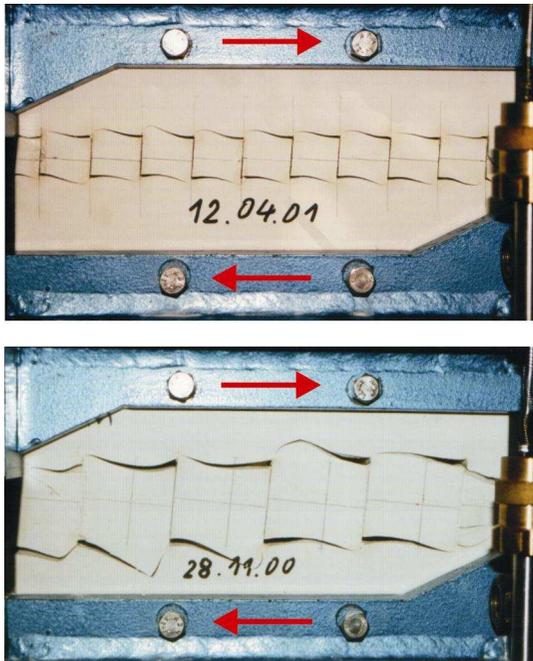


Abb. 5.46: Vergleich des Rißbildes verschieden maßstäblicher Trennflächen
 $l/e=0,8$; $i=90^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL

Bereich der Scher- und Probenachse beschränkt bleibt und nicht in den Bereich der durch konzentriertere Lasteinleitung inhomogeneren Spannungsverteilung hineinreicht, ist das Rißwachstum gerade bei steileren Rißneigungen noch gleichmäßiger als bei den langen Rissen (Abb. 5.46). Insgesamt scheinen sich also aus kurzen Rissen zusammengesetzte Trennflächen besonders gut zu eignen, um das Scherverhalten von Proben mit nicht-durchgehenden Trennflächen im direkten Scherversuch zu erforschen.

Die Art des Einflusses des Maßstabs ist je nach Schermechanismus unterschiedlich und differiert daher mit dem Rißwinkel bzw. der Scherphase. Generell sind die gemessenen Maßstabseffekte schwächer ausgeprägt als die Einflüsse der Rißneigungen sowie z. T. auch als „zufällige“ Ergebnisstreunungen.

Eine Gegenüberstellung der Scherwiderstände von Trennflächen verschiedenen Maßstabs bis zum Bruch in Abhängigkeit von der Neigung der Einzelrisse ist in Abb. 5.47 dargestellt. Neben den Ergebnissen der Versuche an Proben mit einem

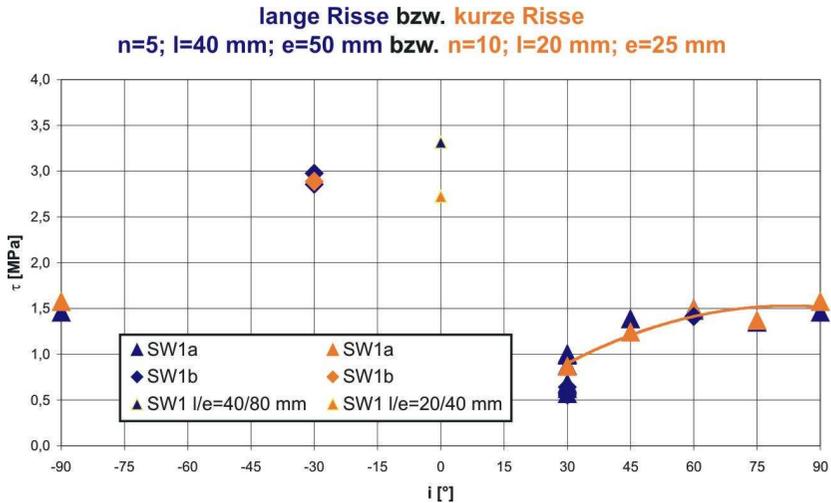


Abb. 5.47: Maßstabeffekt in Scherphase 1
 $l/e=0,8$; $\sigma=1$ MPa; CNL

Verhältnis $l/e = 0,8$ (Rißlänge/Rißmittenabstand) sind zwei Versuche mit $l/e = 0,5$ bei horizontaler Rißneigung als Ergänzung aufgeführt.

Anhand der Ergebnisse kann nicht nachgewiesen werden, daß die Größe der Ausgangsrisse einen systematischen Einfluß auf den Scherwiderstand bei der ersten Rißbildung oder auf den maximalen Scherwiderstand beim Bruch hat. Statt dessen stimmen die SW1a bei Versuchen mit langen und kurzen Rissen überraschend gut überein. Bei $i = 0^\circ$ scheint der endgültige Bruch (SW1b) bei langen Rissen mit größeren Scherwiderständen verbunden zu sein als bei kurzen. Auf den SW1b bei $i = -30^\circ$ hat der Maßstab allerdings keinen Einfluß.

In der Scherphase 2 ist auf den ersten Blick ebenfalls kein systematischer Einfluß der Rißlänge zu erkennen (Abb. 5.48). Der mit der Drehung von Gesteinsbrücken verbundene SW2a, der vor dem Schließen der Ausgangsrisse und i. d. R. vor der vollständigen Durchtrennung gemessen wird, stimmt unabhängig vom Maßstab sehr genau überein. Die Unterschiede des später gemessenen SW2 differieren je nach Rißwinkel und zeigen keine einheitliche Tendenz.

Ein detaillierter Vergleich der korrigierten Scherwiderstände sowie der Dilatationsraten ergibt jedoch, daß durch den Beitrag des Rollmechanismus der i -Winkel-korrigierte Reibungswinkel mit der Größe der Risse bzw. der sich drehenden Gesteinsbruchstücke abnimmt. Dies wirkt sich allerdings deshalb bei den Scherversuchen nicht (voll) auf die (unkorrigierte) Scherfestigkeit aus, da durch die

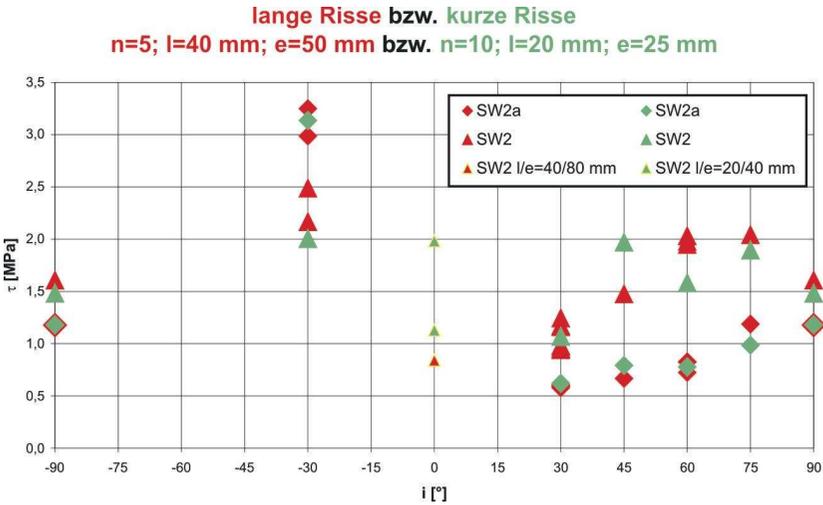


Abb. 5.48: Maßstabseffekt in Scherphase 2
l/e=0,8; $\sigma=1$ MPa; CNL

Unmaßstäblichkeit der Rifngungswerten die Dilatationsraten einen gegenläufigen Effekt ausüben (größere Dilatationsrate bei langen Rissen, die vergleichsweise geringer geöffnet sind). Bei geschlossenen (=realen) Rissen sollte dieser Einfluß daher wirkungsvoller sein.

Ein weiterer Faktor, der zu einer Verschleierung eines Einflusses der Rilnge beitragen dürfte, ist die Tatsache, daß das Rißbild bei vielen kurzen Rissen im Scherversuch gleichmäßiger ist (s. o.), da sich gleichförmige Rollenelemente leichter verdrehen lassen, als wenn jede einzelne Rolle auf eigentümliche Weise stark „eiern“ würde. Da dieser Effekt versuchstechnisch bedingt ist, sollte im realen Fall die Bedeutung des Maßstabs größer sein. Daher ist zu erwarten, daß der Scherwiderstand in der Scherphase 2 um so kleiner ist, je größer die zwischen begrenzten Klüften ausgebrochenen Gesteinsbruchstücke sind.

Ein weiterer, besonders wichtiger mastabsabhngiger Unterschied ist, daß der SW2 bei kurzen Rissen nach geringeren Scherverschiebungen aktiviert wird. Da zudem bei solchen kurzen Rissen die mögliche Volumenvergrößerung in der Scherzone wesentlich geringer ist, endet die durch Rollreibung gekennzeichnete Scherphase 2 auch nach geringeren Scherwegen. Die in der Scherphase 2 zurückgelegten Scherwege dürfen etwa proportional zur Rilnge sein.

Der Übergang von der Scherphase 2 zur Scherphase 3 ist meist mit dem Überschreiten der maximalen Dilatation und mit einer folgenden Verdichtung verbunden. Er erfolgt bei Proben mit langen Rissen bei größeren Kontraktionsraten, was eine größere zwischenzeitliche Scherwiderstandsabnahme (auf SW23) zur Folge hat. Die Scherwiderstandsschwankungen sind bei Proben mit kürzeren Rissen schwächer ausgeprägt.

In der letzten Scherphase 3 gleitet die Probe entlang einer meist mächtigeren, stark mit zerkleinertem bzw. mylonitisiertem Gesteinsmaterial gefüllten Scherzone. Der in dieser Scherphase maximal aktivierbare Scherwiderstand SW3 ist weder vom Reißwinkel noch vom Maßstab signifikant abhängig.

Da die letzte Scherphase bei Proben mit kürzeren Rissen eher einsetzt, ist bei solchen Trennflächen innerhalb des im Versuch verfügbaren Scherweges die Umwandlung der ursprünglichen Trennfläche zu einer gleichmäßig mit Mylonit gefüllten Scherzone weiter fortgeschritten.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, daß sich Maßstabeffekte bei den Scherversuchen nur geringfügig auswirkten, daß es allerdings Indizien dafür gibt, daß sie ohne versuchstechnische Besonderheiten vor allem in der Scherphase 2 den Scherwiderstand der Trennfläche stärker beeinflussen dürften.

Da die bislang durchgeführten Versuche zur Untersuchung eines Maßstabeffekts nur ein geringe Spanne verschiedener Reißgrößen umfaßten und in situ Trennflächenlängen in ganz unterschiedlichen Größenordnungen vorkommen, ist der reale Einfluß des Maßstabs zudem wesentlich bedeutsamer, als es aus den obigen Ergebnissen hervorgeht. Da der Maßstabeffekt ein wesentlicher Parameter ist, der bestimmt, wie die an kleinen Proben mit Zentimeter langen Rissen ermittelten Erkenntnisse auf den Prototyp übertragen werden können, sollte ihm künftig eine weitergehende Aufmerksamkeit gewidmet werden. Nur bei der exakten Kenntnis der Maßstabsbeziehungen, die, wie numerische Untersuchungen in Kap. 5.2.4 vermuten lassen, z. T. von den hier experimentell ermittelten Ergebnissen abweichen dürften, ist eine Übertragung der verschiedenen in dieser Arbeit gefundenen Funktionalitäten auf in situ-Verhältnisse zu rechtfertigen.

5.1.2.4. *Einfluß des Grades der Durchtrennung*

Bei der Untersuchung von nicht-durchgehenden Trennflächen mit dazwischenliegenden Gesteinsbrücken ist auch die Länge dieser Brücken bzw. der Abstand der Einzelrisse zueinander von zentraler Bedeutung. Eine Verringerung dieser Größen führt zu einer Vergrößerung des ursprünglichen Grades der Durchtrennung der Trennfläche.

Im folgenden soll unter dem Begriff „Grad der Durchtrennung“ das Verhältnis der durch die Ausgangsrisse eingenommenen durchtrennten Bereiche zur Gesamtfläche der diskontinuierlichen Trennfläche verstanden werden. Dieses entspricht in etwa der Rißdichte entlang der entstehenden Trennfläche. Diese quantifizierbare Größe „Rißdichte“ wird durch das Verhältnis der Rißlänge zum Rißmittenabstand (l / e) ausgedrückt.

Es ist dem Autor durchaus bewußt, daß der Grad der Durchtrennung bei Trennflächen mit gleicher rechnerischer Rißdichte, jedoch anderer Orientierung der Einzelrisse nicht wirklich „gleich“ ist. In der Literatur werden alternativ beispielsweise die Projektionen der Abstände von der Rißspitze eines Risses zur nächsten Spitze des Nachbarrisisses (z. B. Bobet & Einstein, 1998a, s. a. Tab. 2.1) angegeben. Eine solche Angabe scheint für die vorliegende Untersuchung weniger günstig zu sein, zumal es sich zeigte, daß bei manchen Rißanordnungen der gegenseitige Abstand der „benachbarten“ Rißenden ohne Einfluß auf die Interaktion der Risse ist, sondern daß dort vielmehr weiter voneinander entfernte Rißenden miteinander kommunizieren bzw. das Rißwachstum sogar außerhalb der Rißenden vor sich gehen konnte. Die hier verwendeten geometrischen Größen (l, e, i) lassen sich jedoch mit den Formeln in Tab. 2.1 in Parameter anderer Definitionen des Grades der Durchtrennung umrechnen.

Der Einfluß des Grades der Durchtrennung auf die in den verschiedenen Scherphasen aktivierbaren Scherfestigkeiten wurde für Rißorientierungen von -15° bis $+60^\circ$ untersucht. Die Übersicht über die zu diesem Zwecke durchgeführten Versuche ist im Anhang C (Tab. C.3) zu finden.

Die Konzentration auf die gewählten Orientierungen hing damit zusammen, daß andere Versuche gezeigt hatten, daß bei flach ansteigenden Anfangsrisen besonders geringe Scherfestigkeiten resultieren und solchen Rißanordnungen im realen Gebirge daher wahrscheinlich eine besondere Bedeutung zukommen wird. Weiterhin dürfte bei solchen Rißwinkeln die gegenseitige Interaktion der Risse besonders ausgeprägt sein. Zum Untersuchungsumfang gehören auch horizon-

tale Trennflächen, bei denen die Orientierungen von Teilklüften und resultierenden Scherflächen übereinstimmen. Bei diesen Trennflächen lassen sich das klassische Konzept des Durchtrennungsgrades anwenden und aus ihm abgeleitete Scheransätze überprüfen.

Die zur Ermittlung des Einflusses der Rißdichte durchgeführten Scherversuche haben teilweise Ergebnisse, die sich auf den ersten Blick einer einfach zugänglichen Interpretation entziehen (z. B. Abb. 5.49). Dies liegt zu einem wesentlichen Teil daran, daß der Einfluß der Rißdichte vergleichsweise gering ist. Da andererseits selbst Ergebnisse von Versuchen mit identischen Randbedingungen innerhalb größerer Schwankungsbreiten zu liegen kommen, lassen aus nur wenigen — „zufällige“ Ergebnisse produzierenden — Versuchen bestehende Untersuchungsserien nur undeutliche Trends erkennen.

Auch wenn sich der Versuchsumfang also als zu klein erweist, scheinen die Ergebnisse jedoch i. d. R. nicht vollständig willkürliche Interpretationen zu erlauben. Die wesentlichen Tendenzen, die sich aus den wechselnden Graden der Durchtrennung ergeben, können aus den Versuchsergebnissen extrahiert werden.

Aus der Untersuchung des Einflusses des Grades der Durchtrennung auf das Scherverhalten können als grundlegende Erkenntnisse festgehalten werden, daß

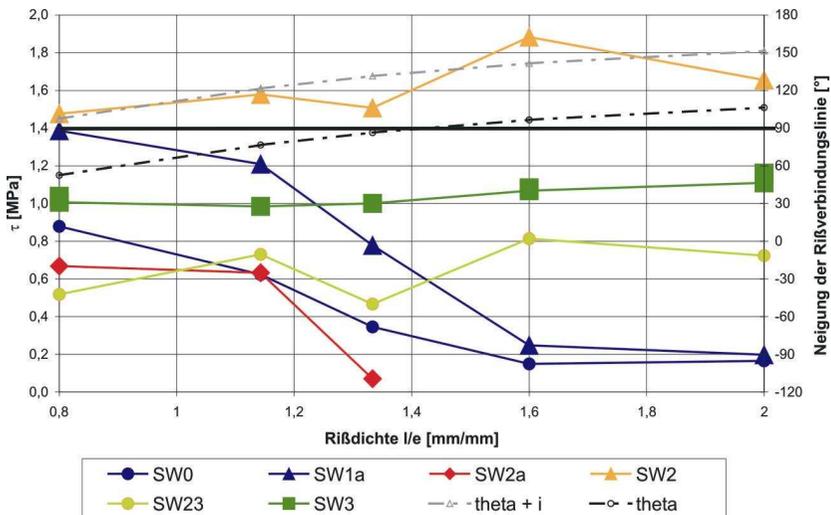


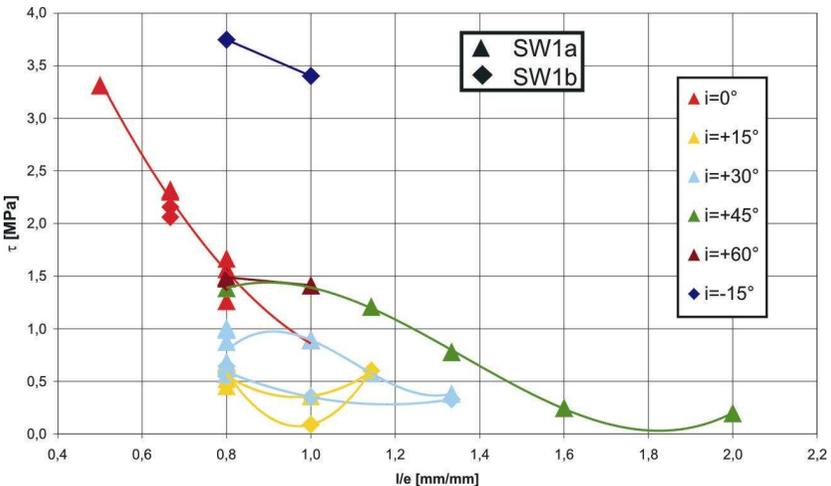
Abb. 5.49: Grad der Durchtrennung variabel
 Rißwinkel $i = +45^\circ$
 $l=40$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

dieser Einfluß meist von der Orientierung der Risse geprägt wird, daß er sich in den einzelnen Scherphasen unterscheidet und daß er bei bestimmten Rißkonfigurationen besonders stark ausgebildet ist.

Daß die Orientierung der Anfangsrisse die Art und das Ausmaß des Einflusses des Grades der Durchtrennung bedingt, überrascht nicht, wenn man sich an die in Kap. 5.1.1.2 beschriebenen Beobachtungen erinnert, daß bei verschiedenen Rißwinkeln die Anfangsrisse sich mal gegenseitig abschirmen, mal miteinander ungünstig interagieren oder kaum in Wechselwirkung stehen. Da sich diese gegenseitige Beeinflussung innerhalb der einzelnen Scherphasen unterscheidet, wird auch eine verschiedene Suszeptibilität des Einflusses des Grades der Durchtrennung der Trennflächen bezüglich des Scherwegs bzw. der Scherphase verständlich.

Der Grad der Durchtrennung wirkt sich i. d. R. am deutlichsten in der Scherphase 1 aus, d. h. bei den Bruchereignissen. Die generelle Tendenz, daß dort der Scherwiderstand mit zunehmendem Grad der Durchtrennung sinkt (Abb. 5.50), ist sicherlich zu erwarten gewesen. Die genauere Analyse dieser Ergebnisse verdeutlicht jedoch einige Besonderheiten, Unterschiede und Ausnahmen.

Zunächst ist der Sonderfall einer ebenen horizontalen Trennfläche zu betrachten, bei der sich der Einfluß des Grades der Durchtrennung auf den Scherwiderstand beim Bruch besonders stark auswirkte (Abb. 5.50). Bei diesem dem klassischen



**Abb. 5.50: Grad der Durchtrennung variabel
Scherphase 1
 $l=40$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL**

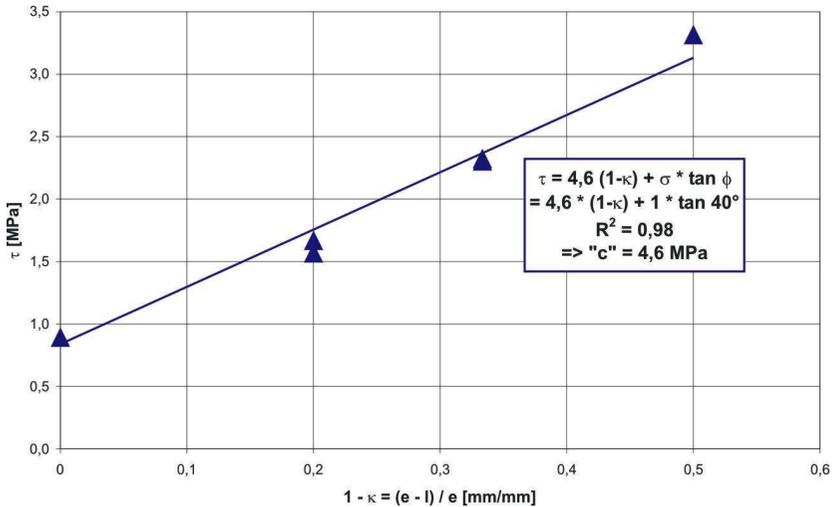


Abb. 5.51: Grad der Durchtrennung variabel
Rißwinkel $i = 0^\circ$; SW1
 $l=40$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

Konzept des „Durchtrennungsgrades“ zugrunde liegenden Fall kann zudem eine beinahe lineare Abnahme des SW1 mit der Erhöhung der Rißdichte bzw. des Durchtrennungsgrades beobachtet werden. Die Ergebnisse könnten einem Mohr-Coulomb'sches Bruchmodell mit der Formel $\tau = \sigma * \tan \phi + (1 - \kappa) * c_r$ (s. Kap. 3.1.2) angepaßt werden. Bei Annahme eines Reibungswinkels $\phi_{\text{Gips}} = 40^\circ$ würde dann eine scheinbare „Kohäsion“ $c \approx 4,6$ MPa berechnet (Abb. 5.51). Daraus könnte der Schluß gezogen werden, daß es sich bei den in den Gesteinsbrücken wachsenden Rissen in Übereinstimmung mit Jennings (1970), Wong & Chau (1998) bzw. Bobet (1997) um Scherrisse handele.

Bezüglich des Bruchmechanismus trifft dies allerdings nicht zu. Vielmehr wird bei abnehmendem Durchtrennungsgrad die Verwandtschaft der Trennflächen mit horizontalen Ausgangsrissen mit Trennflächen mit negativen Rißwinkeln deutlich. Hier wie dort entstehen bei moderaten Scherspannungen Flügelrisse, die in geschwungener Form weit aus der durch die Risse gebildete Scherebene herauswachsen (Abb. 5.52a) und Dilatation in der Scherzone ermöglichen. Zwischen den Ausgangsrissen bilden sich so Gesteinsbrücken, die wie bei Trennflächen mit $i < 0^\circ$ eine geneigte, „negative“ Orientierung besitzen und die vorwiegend durch Druckspannungen belastet werden. Der Bruch, bei dem auch die größte Scherspannung gemessen wird, erfolgt dann durch abrupte Bildung von druckspan-

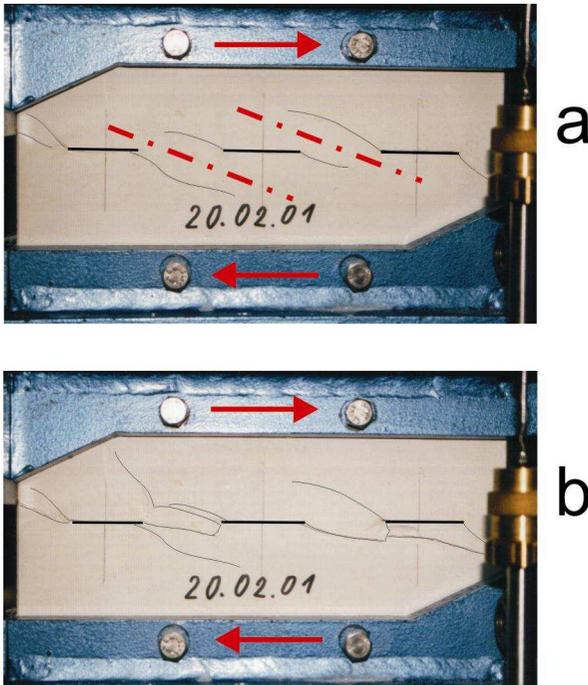


Abb. 5.52: Rißbildung bei Trennflächen mit horizontalen Rissen und geringem Durchtrennungsgrad (Risse nachgezeichnet)
a) Flügelrißbildung; b) endgültiger Bruch
Versuche 2002oa (n=3; l=40 mm; e=80 mm; i=0°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

nungsparallelen Rissen, die vermutlich durch Querzug verursacht werden (Abb. 5.52b). Bei größerem Rißabstand wird also das Versagen durch indirekte Zugrisse innerhalb der von den Flügelrissen umschlossenen Gesteinsbrücken initiiert. Diese Zugrisse werden durch gleichzeitig erfolgendes lokales Druckversagen bzw. eine instabile Umlenkung mit den Enden der Ausgangsrissen verbunden, was die vollständige Durchtrennung der Gesteinsbrücken zur Folge hat. Auch wenn bei großem Durchtrennungsgrad Flügelrisse fehlen sowie die Verbindungsrissen scheinbar in der Trennflächenebene liegen und damit klassischen „Scherrissen“ ähneln, sind auch diese leicht in Richtung der größeren lokalen Hauptspannungen geneigt und ebenfalls als originäre Zugrisse anzusehen.

Die deutliche Zunahme des Scherwiderstandes mit abnehmendem Durchtrennungsgrad hängt also nicht mit einer „Kohäsion“, sondern mit der zunehmenden Länge und steiler geneigten Lage der zuvor entstandenen teilgerissenen und end-

gültig durch indirekten Zug bzw. Druckbelastung versagenden Gesteinsbrücken zusammen.

Bei geneigten Rissen beeinflusst die Rißdichte sowohl die Größe des Scherwiderstands als auch die Rißbildung beim Bruch i. d. R. weniger stark als bei horizontalen Rissen. Im Vergleich mit dem Einflußfaktor der Anfangsrißneigung erweist sich die Rißdichte als sekundär. Der Einfluß des Grades der Durchtrennung ist bei horizontalen Rissen am größten, da es sich bei diesen Trennflächen um solche im Übergangsbereich zwischen negativen, den Bruch behindernden und positiven, das Versagen unterstützenden Anfangsrißorientierungen handelt (s. Kap. 5.1.1.2). Dort bewirkt der zunehmende Grad der Durchtrennung eine qualitative Änderung der Rißinteraktion. Ein großer Grad der Durchtrennung bewirkt eine Interaktion der benachbarten Anfangsrißenden (wie bei positiv geneigten Rissen), während bei geringeren Rißdichten die Interaktion schwächer ist und nicht von den Anfangsrissen, sondern von den aus der Scherebene herausgewachsenen Flügelrissen ausgeht.

Bei positiv geneigten Ausgangsrissen ist der Einfluß des Grades der Durchtrennung auf den Scherwiderstand beim Bruch eher gering, nimmt aber zu, wenn die Risse sich überlappen. Da die Flügelrisse bei solchen Anordnungen direkt auf den benachbarten Riß zulaufen, kann bei Überlappung sowie geringem gegenseitigen Abstand der Nachbarrisse der Rißbeginn mit dem Bruch übereinstimmen. Dies kann z. B. in Abb. 5.49 an der Übereinstimmung von SW0 und SW1 ab einer Rißdichte l/e von 1,6 nachgewiesen werden. Gleichzeitig ist dort der Scherwiderstand beim Bruch (SW1a) deutlich kleiner als bei einem geringeren Grad der Durchtrennung.

Ein wichtiger, das weitere Scherverhalten beeinflussender Unterschied zwischen über- und unterlappenden Rißanordnungen (in Abb. 5.49 an den Neigungen der Rißverbindungsline bzgl. der Horizontalen θ bzw. bzgl. der Rißneigung ($\theta + i$) zu erkennen: $\theta + i < 90^\circ$: Unterlappung; $\theta > 90^\circ$: Überlappung (s. Kap. 2 und Abb. 2.5)) liegt in der Art der Rißbildung begründet. Während bei sich unterlappenden Rissen von beiden Seiten Neurisse wachsen, die die zwischen den Rißenden liegende Gesteinsbrücke meist in Form eines bauchigen Fasses ausschneiden (z. B. Abb. 5.6a), lösen die von überlappenden Rissen ausgehenden Neurisse eckige von den parallelen Seiten der benachbarten Anfangsrisse begrenzten Gesteinsbruchstücke (Abb. 5.53).

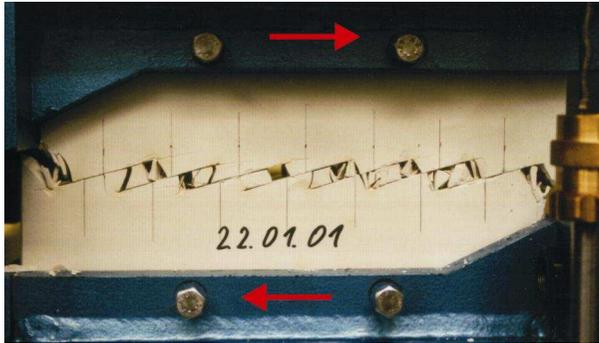


Abb. 5.53: Rißbildung bei Trennflächen mit sich überlappenden Rissen
Versuch 22010a ($n=7$; $l=40$ mm; $e=35$ mm; $i=+15^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL)

Die maßgeblich durch Interaktion bestimmte Rißbildung geht meist nicht mehr von den Rißenden aus, sondern von weiter mittig gelegenen Bereichen der Ursprungsrisse (Abb. 5.54), und zwar an Orten, an denen durch die gegenseitige Abschirmung benachbarter Risse besonders große Zugspannungen induziert werden, d. h. gegenüber der Spitze des Nachbarrisesses.

Die entstehenden Rißbilder sind z. T. recht variabel, so daß im Detail deutliche und evtl. nicht systematische Abweichungen bei der Rißbildung zwischen den einzelnen Gesteinsbrücken zu beobachten sind. Diese Abweichungen können auf das weitere Scherverhalten der gebrochenen Trennfläche mitunter noch einen maßgeblichen Einfluß ausüben.

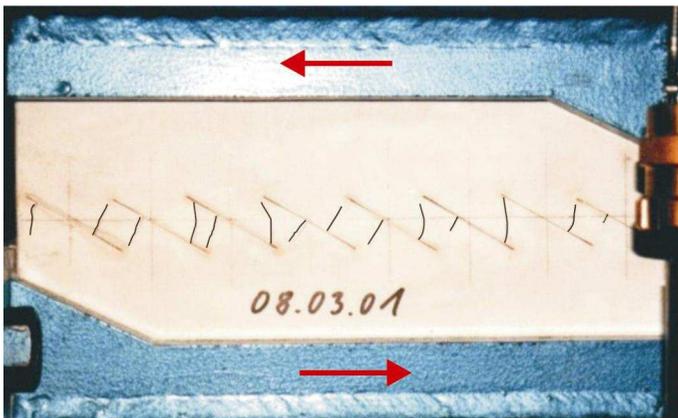
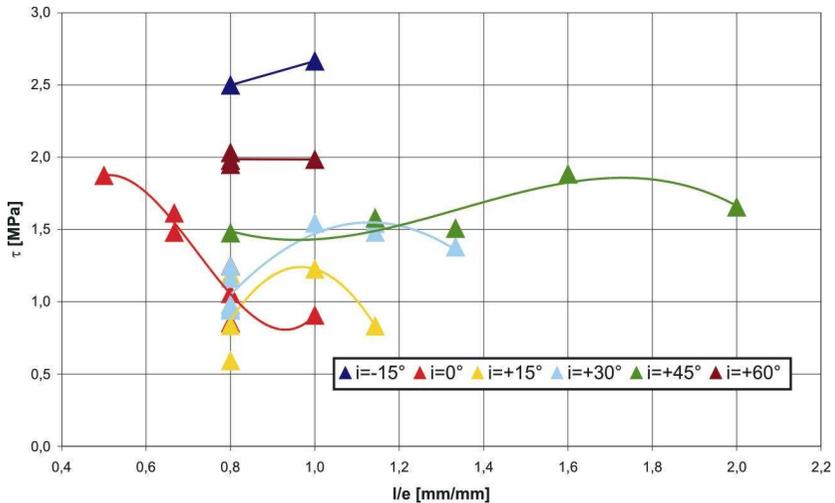


Abb. 5.54: Von der Mitte der Ausgangsrisse initiierte Rißbildung bei sich überlappenden Anfangsrissen (Risse nachgezeichnet)
Versuch 08030a ($n=8$; $l=40$ mm; $e=30$ mm; $i=+30^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL)



**Abb. 5.55: Grad der Durchtrennung variabel
Scherphase 2 (SW2)
l=40 mm; $\sigma=1$ MPa; CNL**

Auch nach dem Bruch wird das Scherverhalten einer Trennfläche von der ursprünglichen Rißdichte beeinflusst. Dieser Einfluß ist jedoch nicht einheitlich und nur schwierig zu verallgemeinern. Wie allerdings aus Abb. 5.55 abzuleiten ist, kann er deutlich wahrgenommen werden, auch wenn er teils zu einer Zunahme und teils zu einer Abnahme des Scherwiderstands SW2 mit der Rißdichte führt.

Bei einer horizontalen Anordnung der Risse macht sich der ursprüngliche Durchtrennungsgrad der Scherzone dahingehend bemerkbar, daß die nach dem Bruch resultierende Scherfläche um so profilierter ist, je geringer die ursprüngliche Rißdichte war. Dementsprechend ist dann der Scherwiderstand zunächst größer als bei aus stärker durchtrennten Trennflächen resultierenden Scherflächen. Allerdings wird bei der Probe mit dem kleinsten Durchtrennungsgrad beobachtet, daß nach einer weiteren Scherverschiebung ein zwischen zwei benachbarten Ursprungsrisen gelöstes Gesteinsbruchstück zu rotieren anfängt und dabei den Scherwiderstand deutlich senkt (in Abb. 5.55 nicht dargestellt!).

Bei einer positiven Rißneigung wird die Größe des Scherwiderstands in der Scherphase 2 sowohl durch die anteilige Wirkung von Roll- und Gleitreibung als auch durch die wirksame Dilatationsrate bedingt. Da eine zunehmende Rißdichte gegenläufige Auswirkungen auf diese beiden Faktoren hat, sind die in Abb. 5.55 sichtbaren Abhängigkeiten zwischen dem SW2 und der Rißdichte wenig eindeutig.

Während eine größere Dichte ursprünglich geöffneten Risse eine geringere Dilatationsrate zur Folge hat, bilden sich bei solchen Trennflächen mit sich überlappenden Rissen kleine, eckige Gesteinsbruchstücke aus (Abb. 5.53), die sich weniger gut als leicht drehbare Rollenelemente eignen als die bei sich unterlappenden Anfangsrissen gerundeten, faßförmig ausgeschnittenen Bereiche der Materialbrücken (Abb. 5.6a). Je nach dem, ob sich die Zunahme des korrigierten Reibungswinkels oder die Abnahme der Dilatationsrate mit der Rißdichte stärker auswirkt, steigt oder sinkt der SW2.

Eventuelle sekundäre Rißbildungen führen zu einer weiteren Verkomplizierung bzw. Verschleierung der Gesetzmäßigkeiten. Zu einer erfolgversprechenden Identifizierung dieser Gesetzmäßigkeiten, die den Einfluß der Rißdichte auf den SW2 regeln, ist die Anzahl der Scherversuche deutlich zu erhöhen und die Öffnungsweite der Anfangsrisse möglichst auf null zu reduzieren.

Wie in Abb. 5.49 deutlich zu erkennen ist, ist allerdings gerade bei Trennflächen mit einem großen Grad der Durchtrennung, bei denen der Bruchwiderstand (SW1) vergleichsweise gering ist, der Scherwiderstand in der Scherphase 2 für die Scherfestigkeit der Trennfläche von ausschlaggebender Bedeutung. Künftig sollten daher verstärkte Anstrengungen unternommen werden, um ein besseres Verständnis der Aktivierungsbedingungen und Größe dieses SW2 zu erreichen.

Ein deutlicher Einfluß der zunehmenden Rißdichte zeigt sich in der Scherphase 2 darin, daß das Ende dieser Scherphase nicht so abrupt erreicht wird wie bei kleiner Rißdichte. Der Scherwiderstand sinkt dann jedoch nach geringeren Scher-

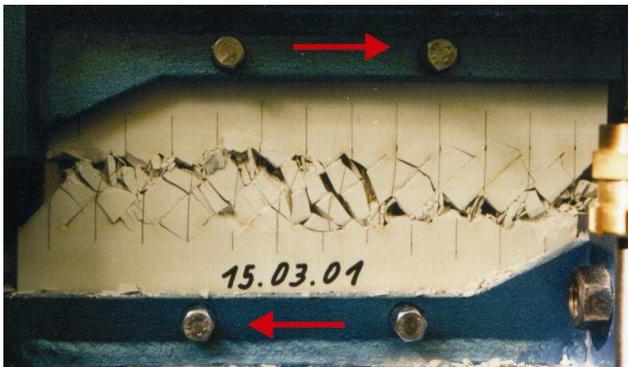


Abb. 5.56: Komplexe Zerlegung der Scherzone bei Trennflächen mit sich weit überlappenden Anfangsrissen
Versuch 15030a (n=12; l=40 mm; e=20 mm; i=+45°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

wegen wieder vom Niveau des SW2 ab. Der Übergang zwischen den Scherphasen 2 und 3 ist bei großer Rißdichte ausgeglichener.

Besonders bei größeren Graden der Durchtrennung kann die Scherzone am Ende der Scherphase 2 verschiedenartige und unterschiedlich kleinstückig zerlegte Elemente beinhalten (Abb. 5.56).

Nach sehr großen Scherwegen ist in der Scherphase 3 der Einfluß der ursprünglichen Rißkonfiguration auf das Scherverhalten generell gering, da durch die vorangegangene Scherung und die damit verbundene Schädigung und Zerlegung der Scherzone die ursprüngliche Ausbildung der Trennfläche überprägt worden ist.

Proben mit einer höheren Rißdichte tendieren dazu, ein besonders ausgeglichenes Scherverhalten in dieser Scherphase zu zeigen. Die Kontraktionsrate der Scherzone ist meist mäßig und konstant, so daß Schwankungen des Scherwiderstandes bescheiden ausfallen. Die Täler der profilierten Scherflächen sind um so stärker mit Bruchprodukten gefüllt, je enger die Ursprungsrisse zueinander angeordnet waren.

Bei flach ansteigenden Anfangsrissen kann bei geringen Graden der Durchtrennung der SW3 den größten insgesamt gemessenen Scherwiderstand bilden. Bei größerer Graden der Durchtrennung ist meist der SW2 maximal.

Es kann zusammengefaßt werden, daß der Einfluß der Rißdichte auf den Scherwiderstand beim Bruch (SW1) besonders ausgeprägt ist bei horizontalen Anfangsrissen sowie beim Übergang von Unter- zu Überlappung. In der Scherphase 2 hat die Rißdichte je nach Anfangsrißorientierung unterschiedliche Auswirkungen, während ihr Einfluß in der Scherphase 3 schwach ist. Bei geringen Rißabständen wird der größte Scherwiderstand meistens in der Scherphase 2 aktiviert. Dessen absolute Größe ist wegen verschiedener Einflüsse auf seine durch den Reibungsmechanismus sowie durch die Volumenveränderung bestimmten Anteile nicht ohne weiteres anzugeben.

Im Vergleich zur Rißorientierung übt die Rißdichte einen zweitrangigen Einfluß auf die Scherwiderstände einer diskontinuierlichen Trennfläche aus.

5.1.2.5. *Einfluß der Normalspannung*

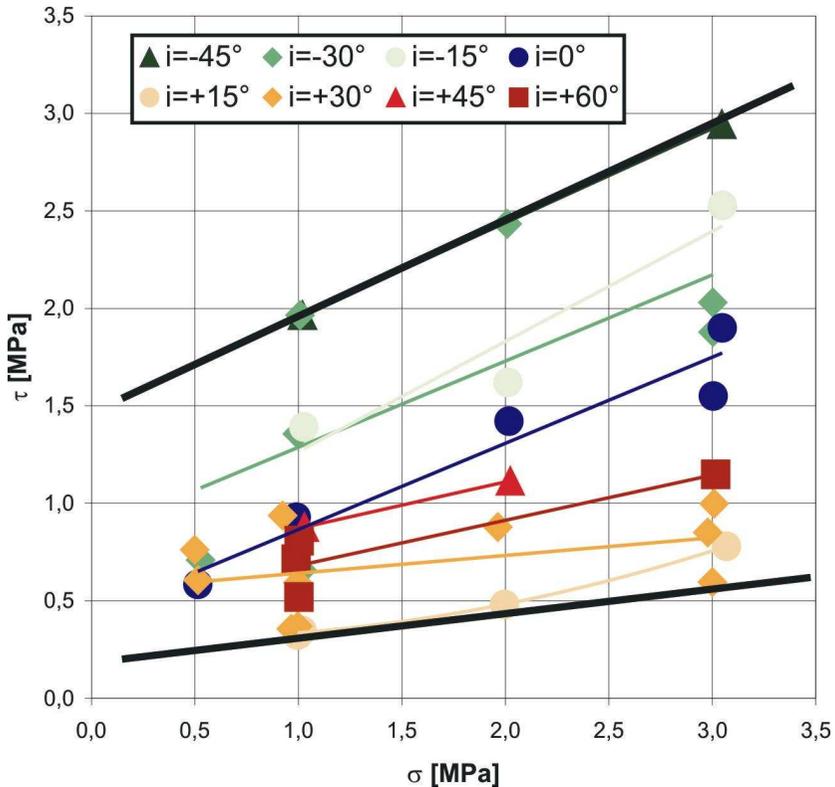
Zur Untersuchung des Einflusses der Normalspannung auf die Scherwiderstände von diskontinuierlichen Trennflächen wurden, wie aus den Tabellen C.1 bis C.4 im Anhang C hervorgeht, verschiedene Rißkonfigurationen mit unterschiedlichen Normalspannungen beaufschlagt. Dabei handelte es sich überwiegend um Versuchspaare mit Auflasten von 1 bzw. 3 MPa. Nur bei einigen Trennflächenarten wurden zusätzliche Spannungsregime untersucht. Die Auswertung der Versuche erlaubt daher zum einen nur begrenzte Aussagen über die quantitative Beeinflussung durch die Normallast, insbesondere was ggf. ein nicht-lineares Scherspannungs-Normalspannungs-Verhalten angeht. Zum anderen sind die untersuchten Normalspannungen bzgl. der Festigkeit des verwendeten Probenmaterials als vergleichsweise groß ($\sigma \approx \sigma_t$) zu bezeichnen. Eine Extrapolation der Ergebnisse über die untersuchten Bereiche hinaus sollte im Detail grundsätzlich hinterfragt werden.

Weitere Hinweise über die Einflüsse der Normalspannung konnten durch bei manchen Versuchen unternommene Entlastungs-Belastungs-Schleifen gewonnen werden. Diese wurden allerdings ausschließlich in den Scherphasen 2 oder 3 gefahren.

Wie auch bei durchgehenden Trennflächen stellt die Normalspannung hinsichtlich der bei nicht-durchgehenden Trennflächen gemessenen Scherwiderstände einen bestimmenden Parameter dar. Der Scherwiderstand nimmt (in unterschiedlichem Umfang) mit der Normalspannung zu. Gleichzeitig ist die Auflockerung in der Scherzone bzw. der maximale Betrag der Dilatation um so kleiner, je größer die einwirkende Normallast ist.

Jenseits dieser allgemein gültigen qualitativen Grundsätze ist der Einfluß der Normalspannung jedoch ebenfalls stark von der jeweiligen Rißorientierung abhängig. Weiterhin ist der Einfluß der Normalspannung auf den aktivierbaren Scherwiderstand in den einzelnen Scherphasen unterschiedlich.

Wenn im folgenden die Beeinflußbarkeit der Scherspannung von der Normalspannung in der Form von Mohr-Coulomb'schen Scherparametern (entsprechend $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c$) angegeben wird, ist zu beachten, daß diese Kennwerte nur zum Teil physikalisch begründet sind bzw. nur teilweise tatsächlich durch Reibung bzw. Kohäsion hervorgerufenen Festigkeitsanteilen entsprechen. Sie sind statt dessen als Hilfsgrößen anzusehen, die untereinander verglichen werden können



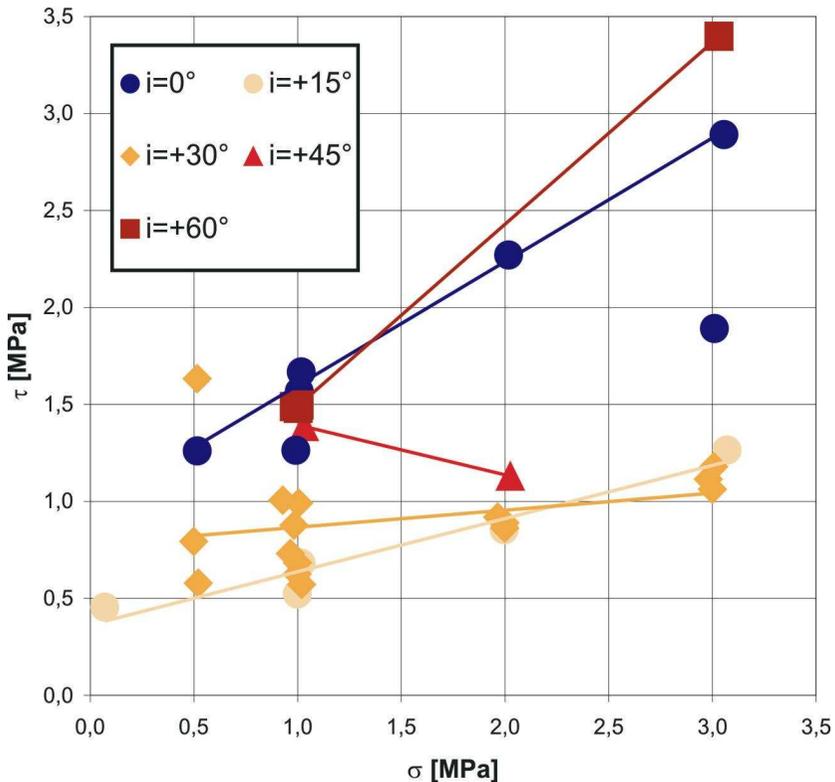
**Abb. 5.57: Einfluß der Normalspannung
Erste Rißbildung (SWO)
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; CNL**

und zum Verständnis der realen Schermechanismen beitragen sollen. Dabei wird die Veränderlichkeit der Scherfestigkeit mit der Normalspannung durch Angabe des „Reibungswinkels“ beschrieben, während die normallastunabhängigen Festigkeitsanteile durch die „Kohäsion“ angegeben werden.

Die bei der ersten Rißbildung gemessene Scherspannung nimmt mit wachsender Normallast nur mäßig zu (Abb. 5.57). Dabei ist die Rißorientierung bezüglich der Zunahme der Scherspannung mit der Normalspannung („ φ “) nur von untergeordneter Bedeutung, während der von der Normalspannung unabhängige Scherwiderstandsanteil („ c “) stärker variiert. Bei Konfigurationen mit negativen Rißwinkeln ist die Steigung der Ausgleichsgeraden größer als bei Trennflächen mit ansteigenden Rissen. Dies kann als Reaktion darauf verstanden werden, daß bei

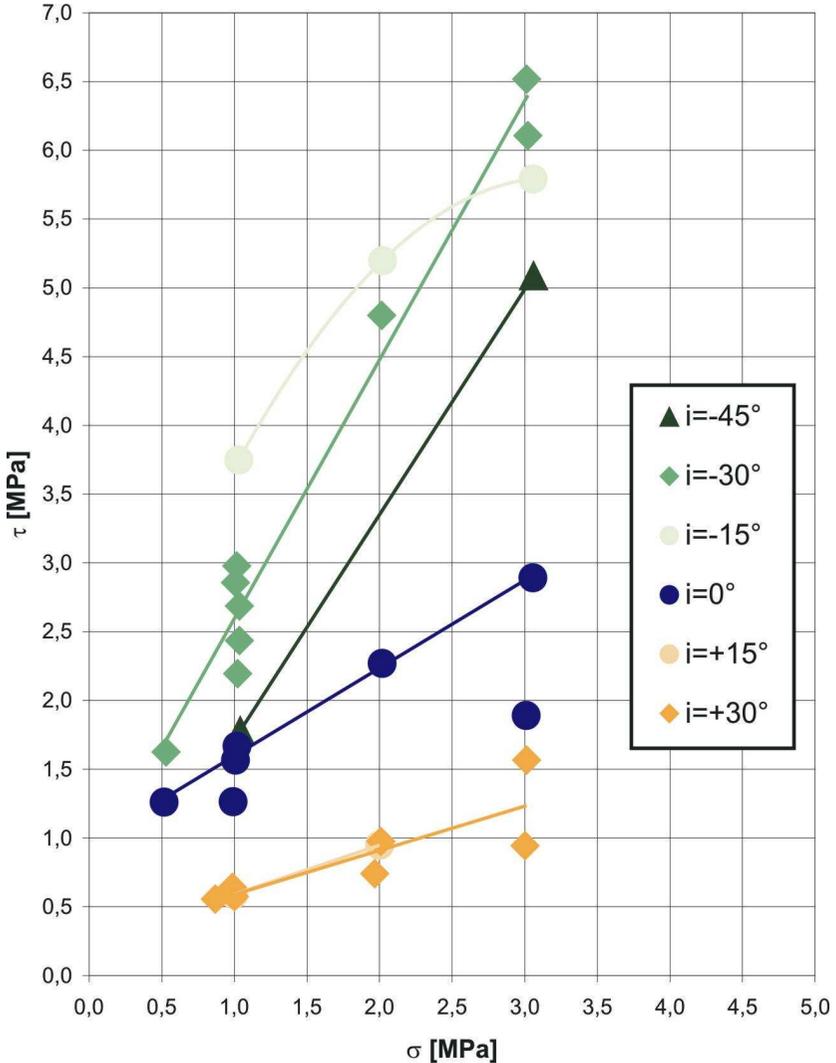
negativen Rißeigungen die Neurisse überwiegend in horizontale Richtung wachsen und damit durch die zu ihnen senkrechten Normalspannungen überdrückt werden, so daß letztere besonders unmittelbar einwirken. Insgesamt zeichnen sich die Scherwiderstände bei der ersten Rißbildung durch vergleichsweise große, aus der Materialfestigkeit (insbesondere der Zugfestigkeit) und der Rißkonfiguration resultierende normallastunabhängige Anteile aus. Der Wert der scheinbaren „Kohäsion“ ist jedoch mit 0,2 bis 1,5 MPa im Vergleich zur Kohäsion von ungerissenen Gipsproben ($c \approx 10$ MPa (Kap. 4.3, Tab. 4.1)) klein.

Beim mit deutlichem Spannungsabfall verbundenen Reißereignis (dem ersten Bruchereignis beim SW1a), das insbesondere für positiv geneigte Rißorientierungen typisch ist, ist der Einfluß der Normalspannung auf den Scherwiderstand



**Abb. 5.58: Einfluß der Normalspannung
Erstes Bruchereignis (SW1a)
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; CNL**

SW1a widersprüchlich. Er nimmt von $i = 0^\circ$ bis $i = +30^\circ$ ab und steigt bei $i = +60^\circ$ wieder an (Abb. 5.58). Bei $i = +45^\circ$ reißt die Trennfläche bei höherer Auflast sogar eher auf als bei geringerer Last. Die Ursache ist darin zu sehen, daß bei offenen Rissen auch Normallasten örtliche Zugspannungen hervorrufen können, die sich — insbesondere bei einem großen Grad der Durchtrennung — mit den von den



**Abb. 5.59: Einfluß der Normalspannung
Endgültiger Bruch (SW1b)
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; CNL**

Scherbelastungen induzierten Zugspannungen überlagern, da beide Lastarten ungünstig um die Risse herum gelenkt werden müssen.

Eine unmittelbare Wirkung einer Veränderung der Normalspannung besteht darin, daß durch diese die Hauptspannungstrajektorien im Bereich der Risse verschoben werden. Da sich die weitere Rißbildung an den größten lokalen Hauptspannungen ausrichtet, nimmt die Normalspannung dadurch direkten Einfluß auf das Rißbild.

Das grundlegend unterschiedliche Verhalten diskontinuierlicher Trennflächen mit negativ bzw. positiv geneigten Anfangsrissen beim endgültigen Bruch (SW1b) geht aus Abb. 5.59 hervor. Durch die Lage der teilgelösten Gesteinsbrücken, die sich in Abhängigkeit des Vorzeichens des Rißwinkels qualitativ unterscheidet (s. Kap. 5.1.2.2), sind mal flach und mal steil liegende Hauptspannungsrichtungen vorgegeben, entlang derer der Bruch erfolgt (Abb. 5.60). Dementsprechend ist die Einwirkung der Normallast verschieden.

Da die Richtung, in die nach der ersten Rißbildung die Flügelrisse gewachsen sind, mit der lokalen Hauptspannungsrichtung übereinstimmt, hat die Normalspannung einen Einfluß auf die Form und Größe der teilgelösten Gesteinsbrücken und damit auf die in ihnen herrschende Spannungsverteilung. Bei negativen Rißwinkeln werden bei größerer Normallast Gesteinsbruchstücke herausgelöst, die direkt vorm Bruch noch wesentlich stärker mit den Probenhälften monolithisch verbunden sind (Abb. 5.61), was gerade bei diesen Anfangsrißorientierungen zu einer deutlichen Erhöhung der Bruchfestigkeit der Trennfläche im Vergleich zu bei geringerer Auflast gefahrenen Versuchen führt (s. Abb. 5.59).

Bezüglich der Scherwiderstände beim Bruch (SW1a und SW1b) ist es generell bemerkenswert, daß die von der Normallast unabhängige Scherfestigkeit, d. h. die „Kohäsion“, für alle Rißorientierungen vergleichsweise klein bleibt („ c “ < 1 MPa).

Der SW2a ist bei negativen Rißorientierungen der größte während eines Versuches auftretende Scherwiderstand und ist dort geringfügig größer als der Scherwiderstand SW1b beim Bruch. Aus diesem Grunde ist die Abhängigkeit bei-der Größen von der Normalspannung sehr ähnlich.

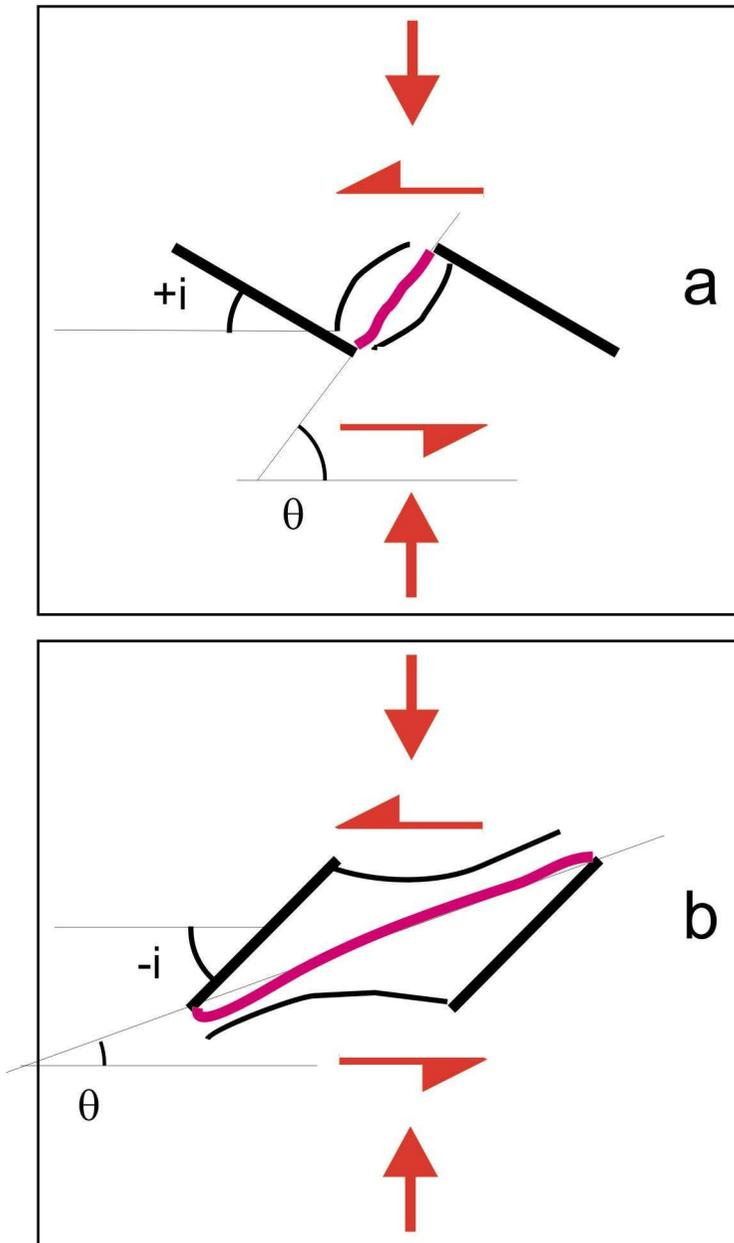


Abb. 5.60: Neigung der Bruchlinien θ
a) positiver Rißwinkel: steile Bruchlinien
b) negativer Rißwinkel: flache Bruchlinien

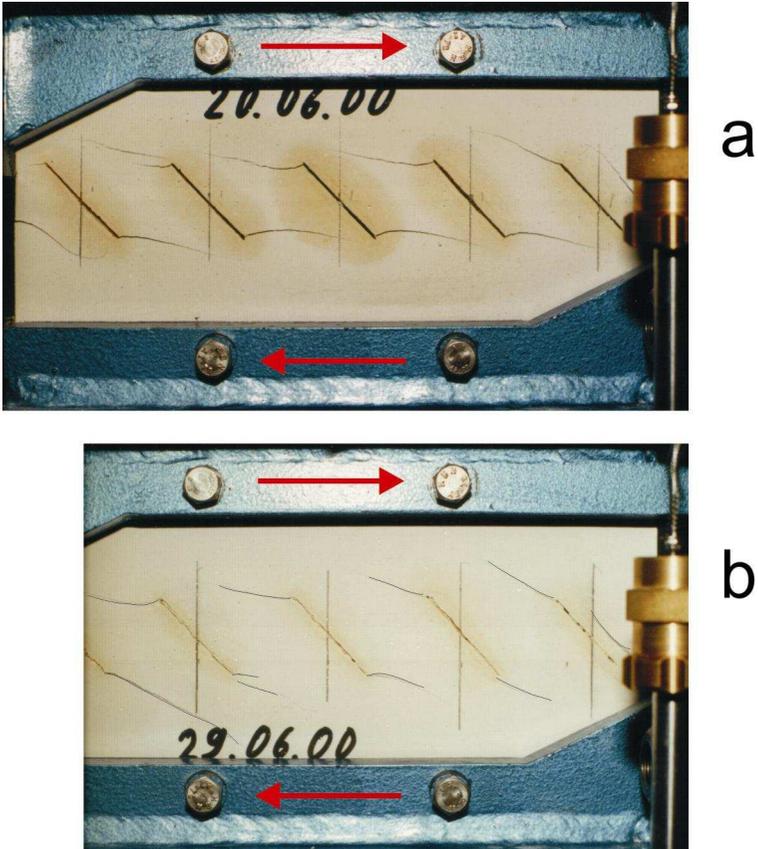


Abb. 5.61: Rißbild bei negativen Rißwinkeln in Abhängigkeit von der Auflast
a) geringe Auflast ($\sigma=1$ MPa) => weitgehende Durchtrennung
b) große Auflast ($\sigma=3$ MPa) => geringe Durchtrennung (Risse nachgezeichnet)

Die Art der Beeinflussung der in den Scherphasen 2 und 3 gemessenen Scherwiderstände durch die Normalspannung ergibt sich aus zwei verschiedenen Wirkungsmechanismen, die einander widerstrebende Effekte besitzen.

Durch die Zunahme der Auflast wird zum einen die Dilatation behindert. Die so verursachte verringerte Dilatationsrate hat zur Folge, daß die Scherwiderstände mit der Normalspannung unter-linear ansteigen. Zum anderen hat die Erhöhung der Auflast zur Folge, daß in der Scherphase 2 der effektive Schermechanismus



**Abb. 5.62: Intensive Zerlegung der Scherzone bei hoher Auflast schon in Scherphase 2 (Vergleiche mit regelmäßiger, grobstückiger Scherzone in Abb. 5.13)
Versuch 0404oa (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=3$ MPa; CNL)**

des Rollens durch eine stärkere Einspannung und Verklemmung der Gesteinsbruchstücke sowie durch deren intensivere und frühzeitig einsetzende sekundäre Zerlegung unterdrückt wird (z. B. Abb. 5.62), so daß der korrigierte Reibungswinkel größer wird. Daher ist je nach Dominanz der beiden Prozesse ein über- oder ein unter-linearer Anstieg der Scherwiderstände mit der Normalspannung zu beobachten.

Häufig ist die Dilatationsbehinderung effektiver, so daß ein unter-lineares bzw. eine Kohäsion vortäuschendes Scherverhalten resultiert.

In den späteren Scherphasen kann ein Reibungsmechanismus dadurch nachgewiesen werden, daß in einem σ - τ_{kor} -Diagramm die mit einer i-Winkel-Korrektur behafteten Scherwiderstandskurven durch den Ursprung verlaufen und linear oder gar über-linear (wenn der Rollreibungsmechanismus unterdrückt wird) mit der Normalspannung ansteigen. Als ein Beispiel wird das entsprechende Diagramm für den SW2a angeführt (Abb. 5.63), bei dem besonders gut der Rollreibungsmechanismus erkennbar ist. Überraschenderweise ist dort die Größe und Veränderlichkeit des korrigierten Reibungswinkels mit der Normallast i. d. R. scheinbar unabhängig von der Reißorientierung (Sonderfall $i = -15^\circ$ aufgrund extremer Beeinflussung der „Rollenform“ von der Normalspannung). Aus dem Diagramm kann mit ca. 6° eine untere Grenze des dilatationsunabhängigen Rollreibungswinkels abgelesen werden.

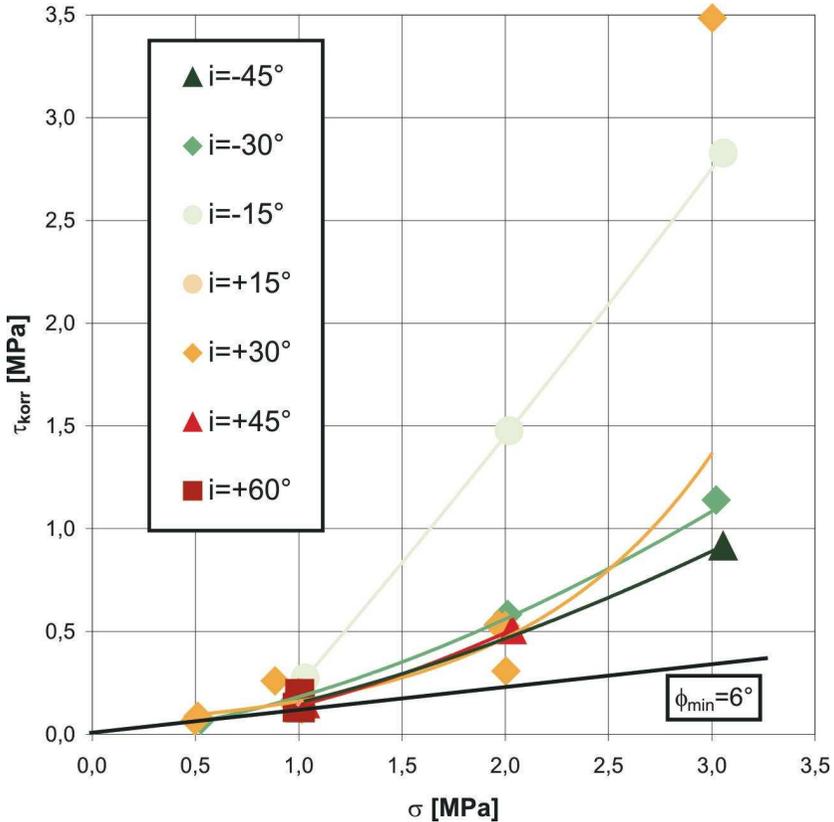


Abb. 5.63: Einfluß der Normalspannung
Korrigierte Scherwiderstände SW2a
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; CNL

Aufgrund der angesprochenen unterschiedlich wirkenden Einflüsse der Normallast auf die Scherwiderstände gehorcht der Anstieg der Scherwiderstände SW2 und SW3 mit der Normalspannung auf den ersten Blick keinen Gesetzmäßigkeiten und ist mal linear, mal nicht-linear. Die meisten Scherkurven besitzen einen über dem Ursprung liegenden Schnittpunkt mit der Ordinate, was auf eine normalspannungsunabhängige Scherfestigkeit oder Kohäsion hindeutet (für den SW3 s. Abb. 5.66).

Der SW2 verändert sich dabei stärker mit der Normalspannung als der SW3, was sich dadurch ausdrückt, daß der scheinbare Reibungswinkel mit 42° bis 58° recht groß ist. Wie bei den oben besprochenen Scherwiderstandstypen sind die Scherfestigkeiten in der Scherphase 2 bei negativen Rißorientierungen größer als bei

positiven. Dies ist mit auf die unterschiedlichen Schermechanismen bei negativen (Gleiten auf neu entstandenen, sehr rauhen und verzahnten Bruchflächen) und positiven Rißwinkeln (kombinierte Roll- und Gleitreibung über gelöste Gesteinsbruchstücke hinweg) zurückzuführen.

Bei Trennflächen aus flach ansteigenden Rissen kann durch große Normalspannungen der Rollreibungsmechanismus ganz unterbunden werden.

Die geringste Vergrößerung der Scherwiderstände mit der Normalspannung tritt in der Scherphase 2 bei Trennflächen aus horizontalen Rissen auf ($\varphi \approx 33^\circ$).

Ein weiterer Einfluß der Normalspannung auf das Scherverhalten von ursprünglich diskontinuierlichen Trennflächen mit in Scherrichtung ansteigenden Einzelrissen wirkt auf die Länge der Scherphase 2. Je geringer die Auflast ist, desto länger kann die Probe dilatieren und um so größer ist der in dieser Scherphase aktivierbare Scherweg (Abb. 5.64). Bei größerer Normalspannung versagen die Kontaktflächen eher, was u. a. dazu führt, daß die Menge des während des Scherprozesses zerkleinerten bzw. aufbereiteten Gesteinsvolumens mit der Normalspannung zunimmt.

Nachdem sich nach großen Scherwegen eine zerkleinerte, kataklastische oder mylonitisierte Scherzone gebildet hat, wird das Scherverhalten durch Gleitreibung

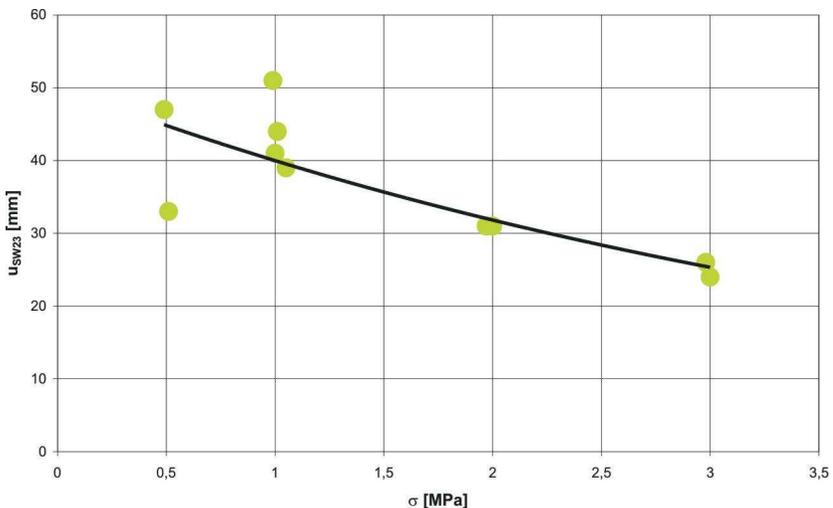


Abb. 5.64: Abhängigkeit des Endes der Scherphase 2 von der Normalspannung
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+30^\circ$; CNL

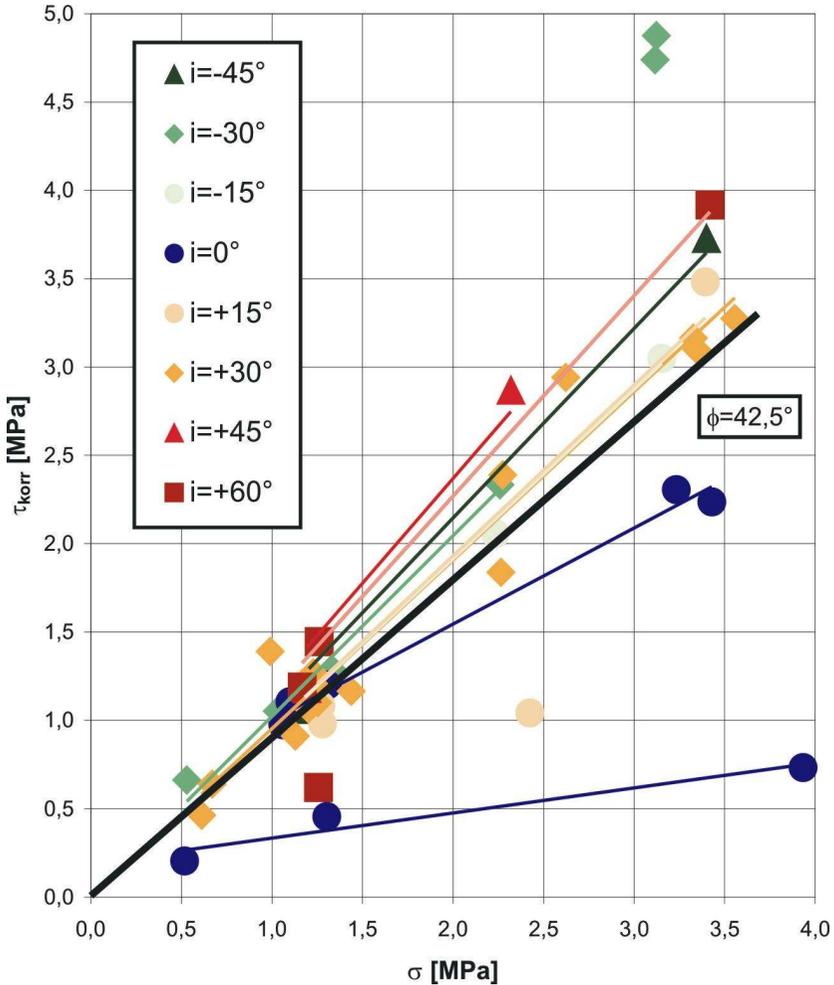
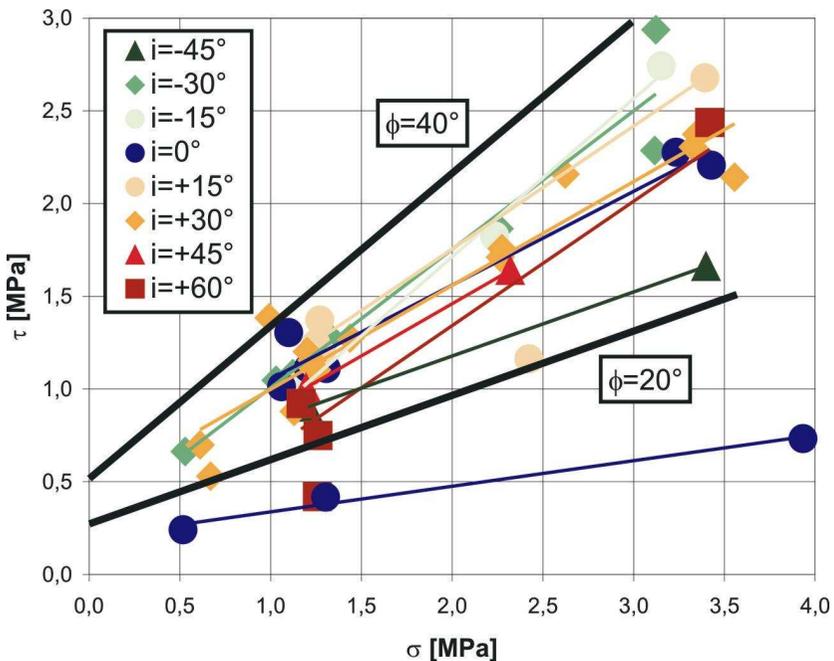


Abb. 5.65: Einfluß der Normalspannung
Korrigierte Scherwiderstände SW3
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; CNL

gekennzeichnet. Daher wird der (i -Winkel-korrigierte) Scherwiderstand bei einer Zunahme der Normalspannung gleichmäßig erhöht. Abb. 5.65 zeigt signifikant, daß unabhängig von der ursprünglichen Trennflächenkonfiguration das Scherverhalten aller Scherzonen einer Schergerade $\tau_{\text{korr}} = \sigma \cdot \tan 42,5^\circ$ nahekommt. Im Detail wird dieser für Gipsmehl typische Reibungsbeiwert aufgrund der überschätzten Kontraktionsrate, die sich infolge des seitlichen Materialverlusts aus der Scherzone ergibt, leicht überschritten.

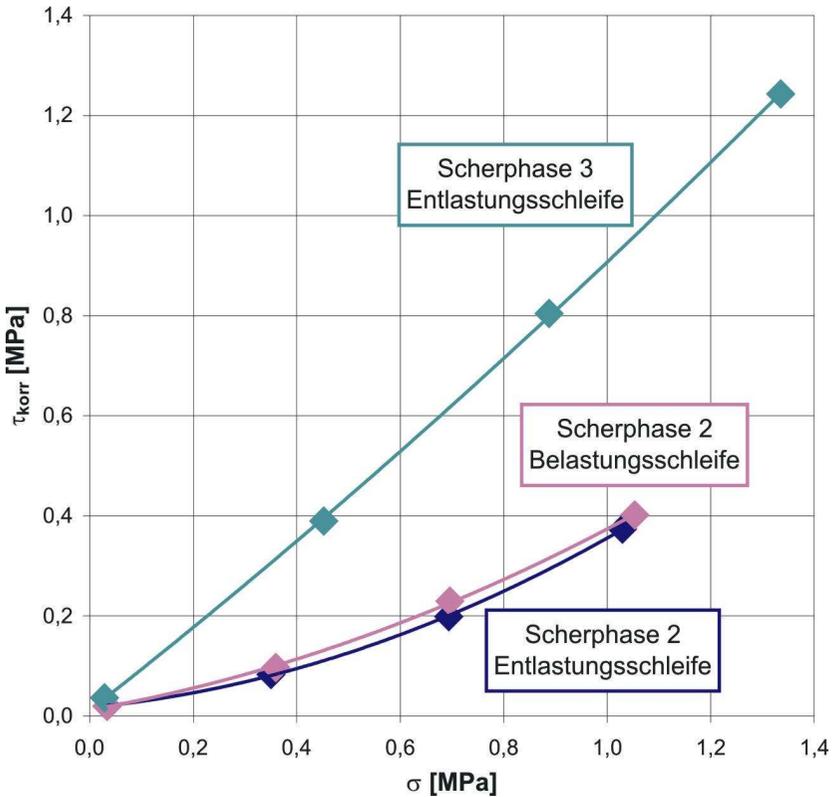
Die in Abb. 5.65 unterhalb der Schergerade $\phi = 42,5^\circ$ gelegenen Punkte repräsentieren zum einen Versuche, bei denen bis zum Schluß größere Gesteinsbruchstücke rotierten. Zum anderen fallen die Versuche an vollständig horizontalen Trennflächen aus dem Rahmen. Deren Scherverhalten in der Scherphase 3 kann durch zwei verschiedene Scherbeziehungen beschrieben werden. Während die durch die untere flach geneigte Schergerade beschriebenen Versuche durch eine Fettfüllung der Anfangsrisse charakterisiert waren und damit die mechanischen Eigenschaften dieser Füllung wiedergeben, scheinen bei großer Auflast auch Trennflächen, die ursprünglich ungefüllte Risse besaßen, einen verringerten Scherwiderstand aufzubringen ($\phi < 42,5^\circ$). Bei diesen Proben waren nach Abschluß der Versuche die Scherflächen sehr stark nivelliert, und es konnten örtlich – durch Aufbrechen der Kartenhausstruktur der Gipskristalle und deren nachfolgender Einregelung – Spiegelflächen bzw. Harnische gefunden werden, die vermutlich zu dieser Reduktion der Trennflächenschersfestigkeit geführt haben.



**Abb. 5.66: Einfluß der Normalspannung
 Scherwiderstand in Scherphase 3 (SW3)
 n=5; l=40 mm; e=50 mm; CNL**

In Abb. 5.66 ist die Abhängigkeit der gemessenen Scherwiderstände τ_{korr} von der Normalspannung aufgezeichnet, die aufgrund der implizit in diesen Werten enthaltenen Einflüsse durch die Dilatationsraten deutlich variabler als die bei den i -Winkel-korrigierten Scherwiderständen in Abb. 5.65 ist. Es resultieren daher bei den unkorrigierten Werten je nach Anfangskonfiguration der Risse verschiedene Schergeraden, wobei der Einfluß der Konfiguration hauptsächlich durch die Mächtigkeit der sich aus ihr entwickelnden zerbrochenen Scherzone wirksam wird. Die Schergeraden täuschen kohäsive Anteile von einigen Hundert kPa vor und weisen scheinbare Reibungswinkel von 20° bis 40° auf (Abb. 5.66).

Die oben beschriebenen Erkenntnisse wurden durch Ergebnisse von Entlastungs-Wiederbelastungs-Schleifen bei einigen der Scherversuche bestätigt. Bei diesen



**Abb. 5.67: Entlastungs-Belastungs-Schleifen
Veränderung der korrigierten Scherspannung mit der
Normalspannung**

Schleifen manifestierte sich der Gleitreibungsmechanismus in der Scherphase 3 durch lineare Beziehungen zwischen der Normalspannung und der korrigierten Scherspannung, während innerhalb der zweiten Scherphase die Behinderung des Rollens in über-linearen Kurven zum Ausdruck kommt (z. B. Abb. 5.67). Aufgrund der Behinderung der Dilatation bei zunehmender Normallast sind die Beziehungen zwischen der Normalspannung und den gemessenen, unkorrigierten Scherspannungen weniger eindeutig.

Durch Vergleich der Abb. 5.68 mit der Abb. 5.45 in Kap. 5.1.2.2 kann man erkennen, daß der Einfluß der Rißorientierung auf die Scherwiderstände in den einzelnen Scherphasen bei hohen wie bei niedrigen Normalspannungen ähnlich ist. Die größten bzw. kleinsten Scherwiderstände beim Bruch (SW1a bzw. SW1b) werden bei größerer Auflast bei etwas steileren Rißwinkeln ($i \approx \pm 30^\circ$) gemessen. Bei positiver Rißorientierung ist bei großer Normalspannung die Beeinflussung des maßgebenden Scherwiderstandes SW2 vom Wert des Rißwinkels vergleichsweise gering. Weiterhin von großer Bedeutung ist, daß gerade bei großer Auflast bei den Rißkonfigurationen, die am ehesten aufreißen ($+15^\circ \leq i \leq +45^\circ$), die Scherwiderstände in den späteren Scherphasen (SW2 und SW3) den Bruchwiderstand (SW1) deutlich übertreffen.

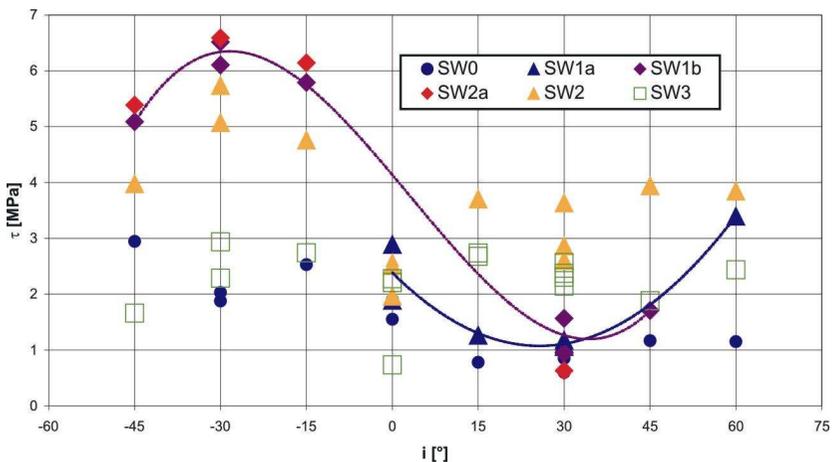


Abb. 5.68: Übersicht über alle SW in Abhängigkeit vom Rißwinkel
 $\sigma = 3 \text{ MPa}$
 $n=5$; $l=40 \text{ mm}$; $e=50 \text{ mm}$; CNL

5.1.2.6. *Einfluß der Kopplung zwischen Normalspannung und Dilatation*

Zur Untersuchung des Einflusses, den eine senkrecht zur Scherfläche wirkende Einspannung, die wie in Kap. 4.2 beschrieben durch Sicherungsmittel oder das umgebende Gebirge erzeugt werden kann, auf die Art und Größe der Scherwiderstände einer ursprünglich diskontinuierlichen Trennfläche ausübt, wurden die in Tab. C.2 im Anhang C beschriebenen Versuche durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurde die Einspannung durch eine lineare Kopplung der Normalkraft mit der Dilatation realisiert, die in der Folge als wirksame konstante Normalsteifigkeit (constant normal stiffness = CNS) bezeichnet wird.

Die Anzahl der Versuche erwies sich als unzureichend, um über qualitative Beziehungen hinaus Erkenntnisse über die Beeinflussung des Scherprozesses durch die Normalsteifigkeit gewinnen zu können. Dies lag insbesondere daran, daß nach den oben beschriebenen Erfahrungen anzunehmen ist, daß diese Beeinflussung von verschiedenen Faktoren abhängen wird, zu denen neben der Größe der Normalsteifigkeit z. B. die Trennflächenkonfiguration, also Rißlänge, Rißabstand und Rißwinkel, sowie die anfängliche Normalspannung gehören werden. Darüber hinaus hat es sich erwiesen, daß der Einfluß der Normalsteifigkeit in den einzelnen Scherphasen unterschiedlich ist und bei leichten Variationen der zu Anfang vorhandenen oder sich nach der Bruchbildung einstellenden Rißgeometrie zu bedeutsamen Unterschieden des Scherverhaltens führen kann. Zur umfassenden Erforschung der Wirkungszusammenhänge wäre daher eine sehr große Anzahl weiterer Versuche erforderlich.

Die bei den durchgeführten Scherversuchen vorgegebenen Normalsteifigkeiten lagen mit 0,1 bis 1,0 MPa/mm in realistischer Größenordnung, die auch bei vielen vergleichbaren Untersuchungen gewählt worden waren (Leichnitz (1985): $k^* \approx 0,7$ MPa/mm; Obert et al. (1976): $k^* \leq 0,2$ MPa/mm; Ohnishi & Dharmaratne (1990): $k^* \approx 1,4$ MPa/mm; Seidel & Haberfield (1995): $k^* \approx 0,3$ MPa/mm; Skinas et al. (1990): $0,13 \leq k^* \leq 13,33$ MPa/mm; Van Sint Jan (1990) und Van Sint Jan & Silva (1995): $k^* \leq 0,04$ MPa/mm; Benjelloun et al. (1990): $1 \leq k^* \leq 3$ MPa/mm; Dight & Chiu (1981): $0,04 \leq k^* \leq 1,4$ MPa/mm; Haberfield et al. (1995): $k^* \approx 0,9$ MPa/mm; Pearce & Haberfield (2000): $0,6 \leq k^* \leq 1,6$ MPa/mm; Indraratna & Haque (1997) und Indraratna et al. (1999): $k^* \approx 0,45$ MPa/mm). Der Schwerpunkt der Versuche lag bei Trennflächen mit leicht positiven Rißwinkeln, da bei diesen zum einen (zu Recht (s. u.)) eine besonders große Wirkung der Einspannung erwartet wurde, zum anderen, da solche Trennflächen wegen ihrer ver-

gleichsweise geringen Scherwiderstände bei konstanter Normalspannung (CNL) für Stabilitätsuntersuchungen von besonderer Relevanz sind (s. Kap. 5.1.2.2).

Um durch eine Einspannung eine merkliche Vergrößerung der Scherfestigkeit erreichen zu können, müssen verschiedene Voraussetzungen erfüllt sein. Zum einen ist es notwendig, daß mit dem Scherprozeß eine nennenswerte Volumenvergrößerung einhergeht, die über die Kopplung zur Aktivierung zusätzlicher Auflast führt. Dazu sind bestimmte (geneigte) Rißkonfigurationen prinzipiell besser geeignet als andere (z. B. horizontale) (s. z. B. Abb. 5.41 in Kap. 5.1.2.2). Außerdem sind gewisse Scherverschiebungen erforderlich, um größere Dilatationsbeträge zu erreichen. Der zweite Punkt ist, daß die Zunahme der Auflast ($\Delta\sigma$) im Verhältnis zur Anfangsnormalspannung (σ_0) zu sehen ist, d. h. daß die Bedeutung der Wirkung von $\Delta\sigma = k \cdot v$ um so größer sein wird, je größer $\Delta\sigma/\sigma_0$ ist (s. u.) (Skinas et al., 1990). Zuletzt wird die Erhöhung des Scherwiderstandes infolge einer Normalsteifigkeit dadurch konterkariert, daß die vergrößerte Auflast die Auflockerung der Scherzone behindert und auf diese Weise die einen wichtigen Beitrag zur Scherfestigkeit beitragende Dilatationsrate reduziert (z. B. Abb. 5.69).

Die durchgeführten Versuche bestätigten diese Vorhersagen. Der Einfluß der Normalsteifigkeit ist am Beginn des Scherprozesses zu vernachlässigen. Rißbildung und Bruch sind nur mit geringen Volumenänderungen verbunden und werden

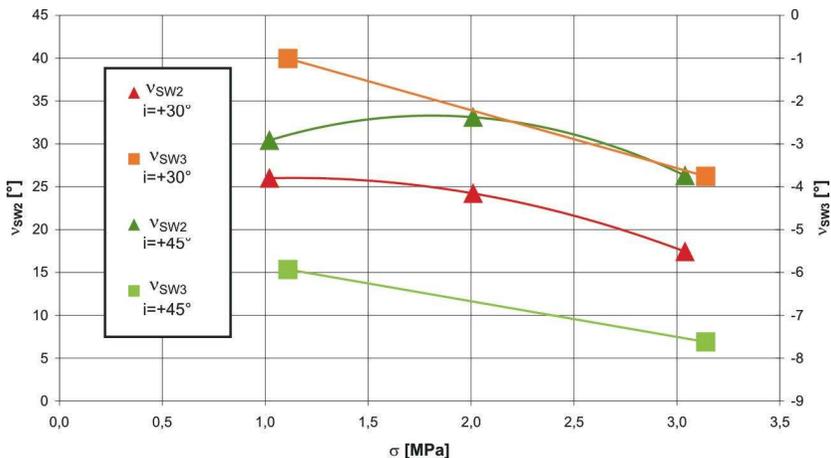


Abb. 5.69: Abnahme der Dilatationsrate mit der Normalspannung Scherphasen 2 und 3
 $n=10$; $l=20$ mm; $e=25$ mm; CNL: $i = +30^\circ$ bzw. $+45^\circ$

daher nahezu nicht beeinflusst. Bei der Diskussion der Scherwiderstände in der Scherphase 1 in Kapitel 5.1.2.2 konnten daher die Meßergebnisse der Versuche mit CNS zur Erhöhung der Stichprobengröße mit berücksichtigt werden.

Die Versuche mit einer kleinen Normalsteifigkeit von ca. 0,1 MPa/mm (entspricht ca. 1,3 kN/mm) und einer Anfangsnormalspannung von 1 MPa bestätigen, daß

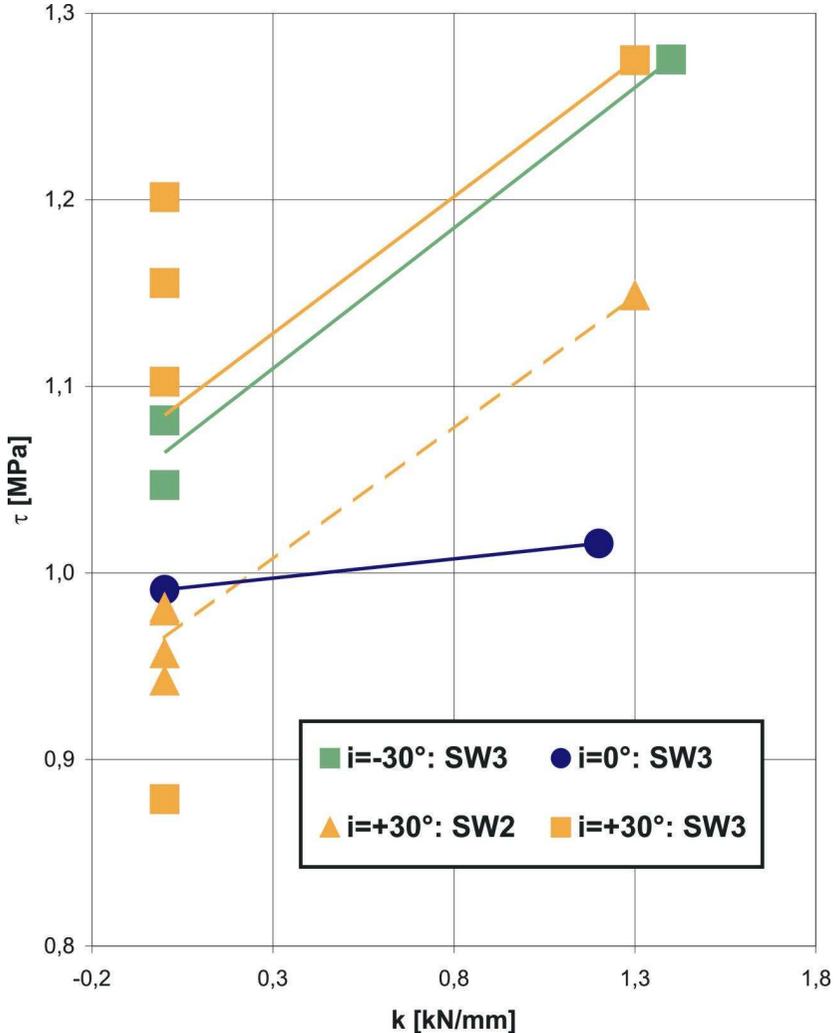


Abb. 5.70: Einfluß einer geringen Normalsteifigkeit
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma_0=1$ MPa; $i = -30^\circ$; 0° ; $+30^\circ$
 $k=1,25$ kN/mm entspricht $k^*=0,1$ MPa/mm

geringfügige Einspannungen nur kleine zusätzliche Normallasten aktivieren können, die das grundsätzliche Scherverhalten gegenüber Versuchen mit konstanter Normalspannung nicht verändern und die Scherwiderstände in den späteren Scherphasen nur leicht um lediglich 0 bis 20% erhöhen (Abb. 5.70). Dabei erweisen sich durch die Einspannung hervorgerufene Veränderungen bei Trennflächen mit horizontalen Rissen als besonders marginal.

Größere Einspannungen hingegen beeinflussen das Scherverhalten von ehemals diskontinuierlichen Trennflächen nach ihrer Durchtrennung maßgebend. Die mit dem Bruch einsetzende Dilatation bzw. deren teilweise Behinderung bewirken dann eine signifikante Vergrößerung der Normalspannung. Bei Trennflächen mit flach ansteigenden Einzelrissen sorgt dann der („Roll-“)Reibungsmechanismus schon für eine proportionale Erhöhung des Scherwiderstandes SW2a. Am stärksten wirkt sich die Normalsteifigkeit jedoch auf den SW2 aus, da dieser nach größeren Scherverschiebungen und Dilatationsbeträgen aktiviert wird. Dabei kann wie in dem Beispiel in Abb. 5.71 die Normalspannung um das Mehrfache (hier auf das 3-fache) vergrößert werden. Dadurch wird auch der Scherwiderstand beträchtlich gesteigert. Aus der Abb. 5.71 können außerdem einige weitere Beeinflussungen durch eine Dilatationsbehinderung abgelesen werden. Zunächst wird der maßgebende SW2 bei Versuchen mit CNS erst nach bedeutend größeren Scherverschiebungen erreicht. Das „Versagen“ kündigt sich daher in diesem Fall durch besonders große Verschiebungen an. Weiterhin ist es typisch, daß dieses

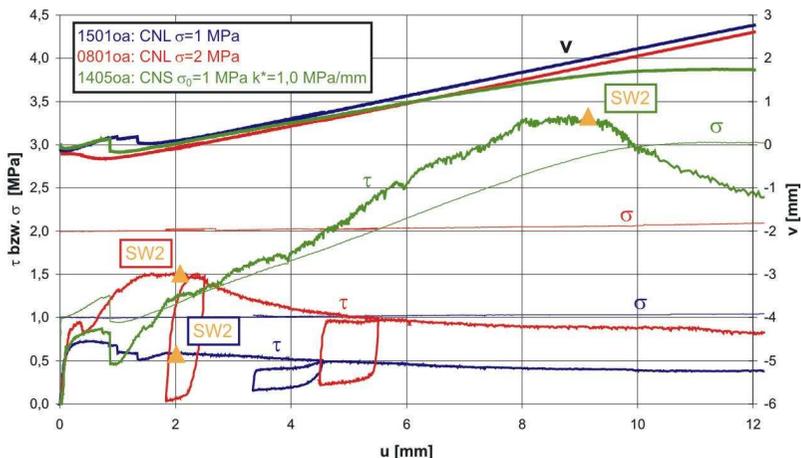


Abb. 5.71: Vergleich von Versuchen mit CNS bzw. CNL
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+15^\circ$
 Versuche 1501oa + 0801oa + 1405oa

Schermaximum erst erreicht wird, nachdem sich die Dilatationsrate merklich verkleinert hat. Das Volumen der Scherzone nimmt allerdings zu diesem Zeitpunkt noch zu. Das bedeutet also, daß das Maximum der Scherspannung vor dem Maximum der Normalspannung erreicht wird.

Zuletzt zeigt Abb. 5.71 im Vergleich zu den beiden Versuchen mit CNL bei dem dilatationsbehinderten Versuch wesentlich größere Verhältnisse von Scher- zur Normalspannung ($\tau / \sigma > 1$) in der Scherphase 2. Während bei den Vergleichsversuchen diese Scherphase von einem reinen Rollmechanismus geprägt wurde ($\varphi_{\text{kor}} \approx 22^\circ$) — was auch an den „Hysteresese“-Schleifen bei Scherrichtungswechsel erkannt werden kann —, wird Rollen bei dem Versuch 14050a behindert, so daß der Schermechanismus immer stärker durch Gleiten entlang der Risse gekennzeichnet wird (φ_{kor} nimmt in Scherphase 2 von 32° auf 42° zu). Aufgrund dieser Veränderung des Schermechanismus erfolgt die Steigerung des Scherwiderstandes SW2 und damit der Versagenssicherheit der Trennfläche nicht nur infolge der sich durch die Erhöhung der Auflast ausdrückenden Wirkung der Einspannung.

An dieser Stelle soll darauf hingewiesen werden, daß die in Abb. 5.71 dargestellten Versuche insofern Grenzfälle darstellen, daß der Rollmechanismus bei den beiden Versuchen mit CNL besonders stark ausgeprägt war und bei anderen gleichartigen Versuchen (besonders bei großer Normalspannung) weniger zum Tragen kam. Andererseits war auch bei anderen dilatationsbehinderten Versuchen (bei $i = +30^\circ$) der Mischreibungsvorgang aus Rollen und Gleiten stärker durch den ersten Mechanismus geprägt. Die Tendenz, die die Summe aller Versuche zeigt, wird durch dieses extreme Beispiel jedoch verdeutlicht: Je stärker die Einspannung bzw. je größer die einwirkende Normalspannung, desto schwieriger können Gesteinsbruchstücke zum Rollen gebracht werden bzw. sich fortgesetzt drehen, mit der Folge, daß der Scherwiderstand in der Scherphase 2 ansteigt bzw. besonders groß ist.

Das variable Zusammenspiel von Schermechanismus und Normalspannung bei Versuchen mit einer Normalsteifigkeit kann anhand von zwei Versuchen gezeigt werden, die an nahezu gleichen Proben durchgeführt worden sind (Abb. 5.72). Trotz der fast gleichen geometrischen und versuchstechnischen Randbedingungen ergaben sich vollständig unterschiedliche Meßergebnisse. Bei beiden Versuchen führt zwar eine Volumenzunahme zu höheren Normal- und Scherspannungen, allerdings in verschiedenem Ausmaß. Bei dem Versuch 1807_b erfolgte die Dilatation entlang der intakten Rißufer und führte daher zu recht großen, gleichbleibenden Dilatationsraten. Es wurde nach recht geringen Scherverschie-

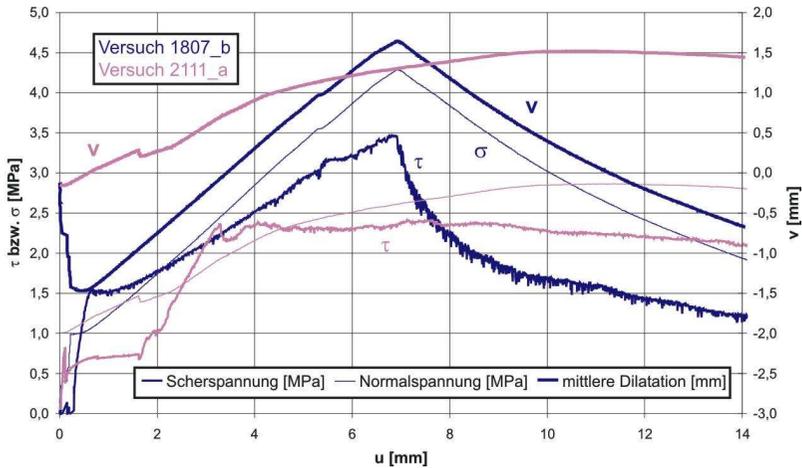


Abb. 5.72: Vergleich zweier Versuche mit „gleichen“ Randbedingungen mit CNS
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+30^\circ$; $k^*=1,0$ MPa/mm
 Versuche 1807_b + 2111_a

bungen von ca. 7 mm eine besonders große maximale Dilatation (bezogen auf den Anfangspunkt der dilatanten Phase) erreicht. Der dabei aktivierte maximale Scherwiderstand SW2 war um einiges größer als bei dem Vergleichsversuch 2111_a. Am Verhältnis von τ / σ kann man jedoch erkennen, daß der höhere SW2 beim Versuch 1807_b nur infolge der größeren aktivierten Normalspannung hervorgerufen wurde und bei einem durch Rollen geprägten Scherprozeß gemessen wurde ($\tau / \sigma < 1$), während das größere Verhältnis von τ / σ beim Versuch 2111_a einen dem Gleiten näherstehenden Schermechanismus verrät, der jedoch nur bei einer wesentlich kleineren Normalspannung wirkt. In Abb. 5.73, einem Scherspannungs-Normalspannungs-Diagramm, in das die beiden Versuche nach einer i -Winkel-Korrektur eingetragen wurden, kann der wirksame Schermechanismus anhand der unterschiedlichen Steigung von an die Versuchskurven in Scherphase 2 angepaßten Schergeraden nachgewiesen werden.

Da der effektive Schermechanismus a priori nicht feststeht und die bisherigen Erfahrungen nicht ausreichen, die Spanne der möglichen Ergebnisse zu überblicken, ist die Angabe der tatsächlichen Zunahme des Scherwiderstandes mit der Einspannung im Moment nicht möglich. Ermutigend scheint jedoch die Tatsache zu sein, daß die in ihrer Wirkung festigkeitssteigernde Volumenzunahme wahrscheinlich dann besonders groß ist, wenn der wirksame „Reibungswinkel“ klein ist

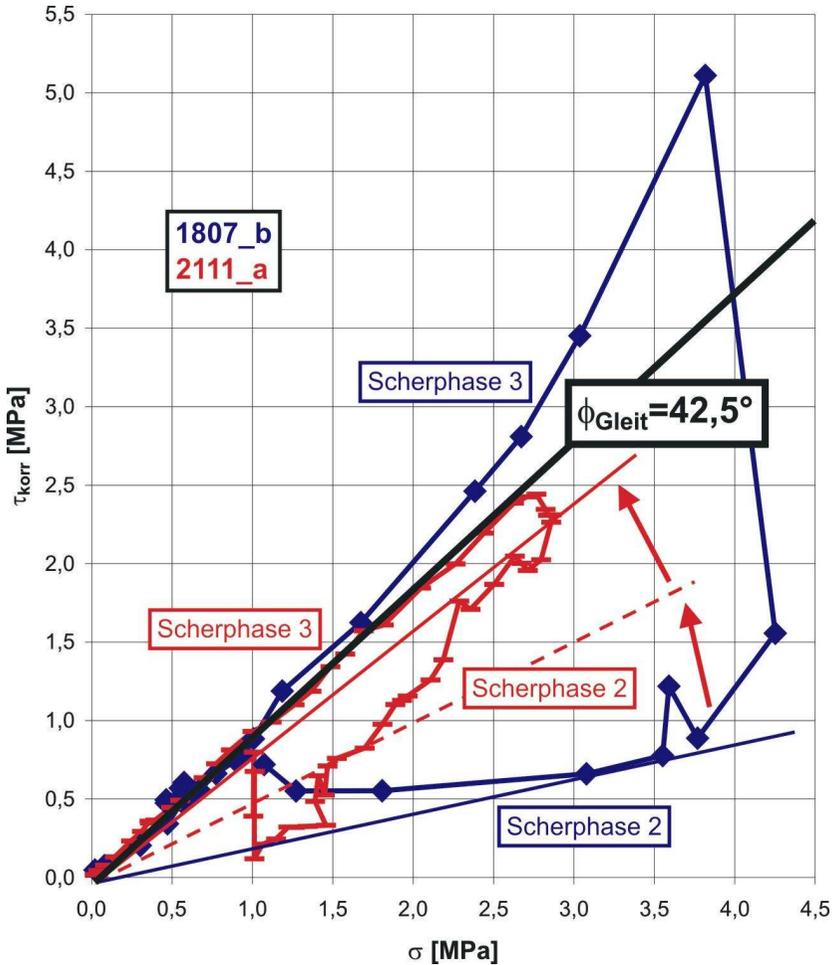


Abb. 5.73: Vergleich zweier Versuche mit „gleichen“ Randbedingungen mit CNS

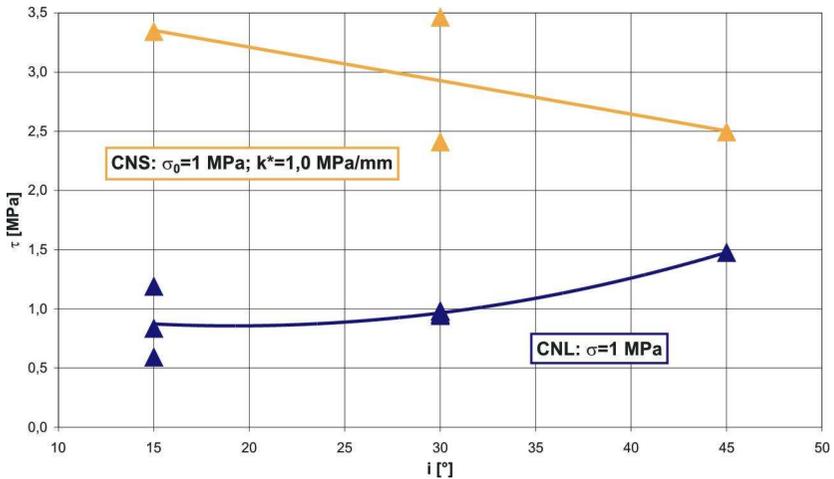
σ - τ_{korr} -Diagramm

$n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+30^\circ$; $k^*=1,0$ MPa/mm

Versuche 1807_b + 2111_a

(die Dilatation wird dann „weniger behindert“). Daraus würde in jedem Fall ein bestimmter Stabilisierungserfolg bei einer Einspannung gewährleistet, da sich zumindest ein Parameter (Normalspannung oder Reibungsmechanismus) infolge der Einspannung günstig auswirkte.

Die gerade miteinander verglichenen Versuche zeigen noch eine weitere wichtige Wirkung einer Normalsteifigkeit. Die zunehmende Normalspannung kann zu einer

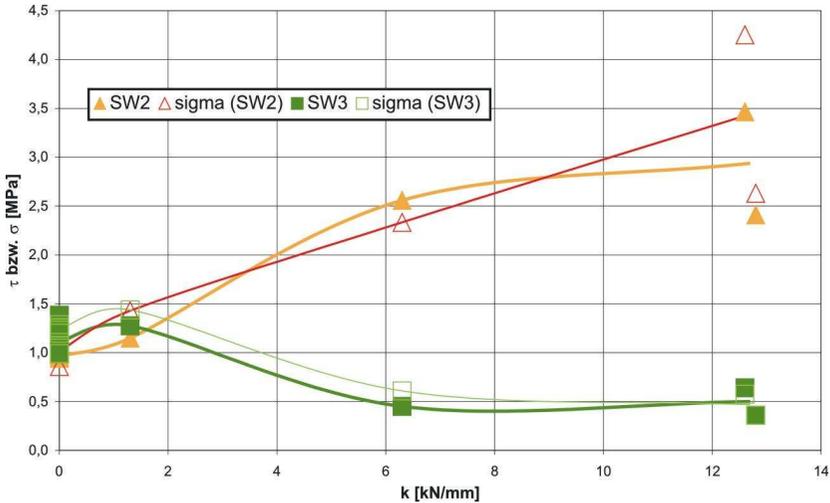


**Abb. 5.74: Vergleich von Versuchen mit CNS und CNL
SW2 als Funktion von Rißwinkel i
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma_{(0)}=1$ MPa; $k^*=1,0$ MPa/mm**

verringerten Dilatationsrate führen, da die Rißufer leichter nachgeben und weitere Gesteinsbruchstücke aus der Scherzone gelöst werden. Die große Bedeutung der Dilatationsrate für den Scherwiderstand wurde schon mehrfach betont. Eine Reduktion der Dilatationsrate hat somit einen festigkeitsmindernden Effekt. Dies hat wiederum eine Beeinflussung der maximal erreichbaren Volumenauflockerung Δv zur Folge, da diese mittels Integration der Dilatationsraten über den Scherweg berechnet wird. Durch deren direkte Kopplung mit der Größe der zusätzlichen Auflast $\Delta\sigma$ bei Versuchen mit CNS ergibt sich ein weiterer die Zunahme der Scherfestigkeit begrenzender Nebeneffekt.

Die Konsequenz aus den verschiedenen Faktoren, die den Scherwiderstand in der Scherphase 2 unterschiedlich beeinflussen, ist, daß bei gleicher Normalsteifigkeit der größte SW2 bei flach ansteigenden Rissen auftritt (Abb. 5.74). Die Wirkung der Einspannung ist daher gerade bei den Trennflächen maximal, deren Scherfestigkeit bei konstanter Normalspannung besonders klein ist.

Aus $+30^\circ$ geneigten Einzelrissen war die einzige Trennflächenkonfiguration zusammengesetzt, bei der Scherversuche bei verschiedenen Normalsteifigkeiten durchgeführt wurden. An dieser Versuchsreihe kann die Tendenz bestätigt werden, daß der aktivierbare SW2 mit der Größe der Einspannung steigt (Abb. 5.75). Andererseits machen die Ergebnisse auch deutlich, daß die Effektivität der



**Abb. 5.75: Einfluß der Normalsteifigkeit
SW2 und SW3
n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma_{(0)}$ =1 MPa**

Normalsteifigkeit nicht immer die gleiche ist. Bei großer Normalsteifigkeit scheint die Zunahme des Scherwiderstandes einer Trennfläche infolge der Einspannung weniger stark auszufallen als die der aktivierten Normalspannung. Zu weitergehenden abgesicherten Aussagen reichen die vorliegenden Versuche nicht aus.

Bei einer größeren Anfangsnormalspannung nimmt der Einfluß der Normalsteifigkeit ab, da der Volumenvergrößerung entsprechend stärker entgegengewirkt wird und daher die Erhöhung der Normalspannung begrenzt bleibt.

Das Aufbringen einer Normalsteifigkeit verändert das Scherverhalten von ursprünglich diskontinuierlichen Trennflächen bei großen Scherwegen grundlegend (z. B. Abb. 5.76). Während bei allen Versuchen mit konstanter Auflast in der Scherphase 3 ein weiteres Schermaximum erreicht worden ist, das hervorgerufen wird, wenn die Kompaktion der zerbrochenen und mylonitisierten Scherzone (weitgehend) abgeschlossen ist, kann dem Schervorgang bei eingespannten Scherzonen kaum noch Einhalt geboten werden, nachdem der SW2 überwunden worden ist. Der Grund für diese Abweichung liegt darin, daß bei Versuchen mit CNS in der kontrahierenden Scherphase die Normalspannung kontinuierlich sinkt. Davon abweichend ist das Verhalten einer Trennfläche mit $i = +15^\circ$, wo es wieder zu einem zwischenzeitlichen Anstieg des Scherwiderstandes kommt und ein SW3

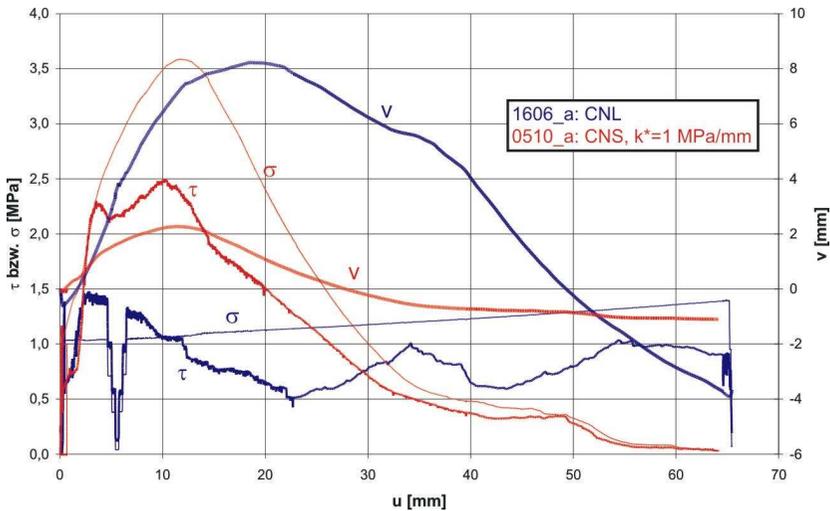


Abb. 5.76: Vergleich von Versuchen mit CNS und CNL
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+45^\circ$; $\sigma_{(0)}=1$ MPa
 Versuche 1606_a und 0510_a

erreicht wird, der sogar auf einem höheren Niveau liegt als bei Versuchen mit CNL.

Allgemein ist bei Versuchen mit CNS die zerkleinerte Scherzone tendenziell mächtiger und das Profil der angrenzenden Flächen stärker nivelliert worden.

Der grundsätzliche Einfluß, den eine Einspannung auf das Scherverhalten einer ursprünglich diskontinuierlichen Trennfläche ausübt, besteht darin, daß andere Scherwiderstände gegenüber dem in Scherphase 2 hervorgerufenen SW2 stärker zurückstehen und daß tendenziell mit großen Scherwegen ein fortschreitender Festigkeitsverlust einhergeht.

Das in Bezug auf die eventuelle Stabilisierung eines Scherprozesses unterschiedliche Verhalten einer Trennfläche bei konstant wirkender Normalsteifigkeit weist allerdings nicht auf einen generellen Unterschied des Schermechanismus in der Scherphase 3 hin. Statt dessen kann man den Mechanismus der Gleitreibung in einer mylonitisierten Scherzone eindeutig identifizieren. Im i -Winkel-korrigierten σ - τ -Diagramm liegen sämtliche Wertepaare (σ , τ_{korr}) nach Erreichen des Normalspannungsmaximums auf einer durch den Ursprung verlaufenden Geraden (s. a. Abb. 5.73). Deren Neigung gibt Auskunft über den effektiven Reibungswinkel, der mit $42,5^\circ$ ungefähr dem für Gleiten von Gipsmehl charakteristischen Wert ent-

spricht. Bei dem sehr gleichmäßigen Scherverhalten in dieser Scherphase erfolgt die Zerkleinerung des Füllmaterials besonders wirkungsvoll.

Sofern der Schermechanismus bei Versuchen mit CNL und CNS der gleiche ist, was in Scherphase 3 generell und in Scherphase 2 bei ähnlicher Normalspannung häufig der Fall ist, ist der aktivierte Scherwiderstand nur eine Funktion der Normalspannung (und der Dilatationsrate), d. h. bei gleicher Auflast ist es für die Scherfestigkeit unbedeutend, unter welcher Normalsteifigkeit die Scherung bis dahin erfolgt ist. Die Scherzone behält dann mit anderen Worten keine „Erinnerung“ an die beim vorausgegangenen Scherprozeß herrschenden Randbedingungen.

Obwohl dafür kein experimenteller Beweis erbracht wurde, wird im Zusammenhang mit einer Einspannung die Bedeutung eines zusätzlichen Maßstabeffektes zu berücksichtigen sein. Bei Versuchen mit CNS wird sich die Dauer der mit Volumenzunahme verbundenen Scherphase 2 auf den Scherwiderstand auswirken. Die bei längeren Rissen induzierte größere Dilatation (s. Kap. 5.1.2.3) wird zu einer stärkeren Erhöhung des Scherwiderstandes führen als bei kürzeren Rissen.

Aus den wenigen und schwierig interpretierbaren Versuchsergebnissen kann zusammenfassend geschlossen werden, daß der Einfluß einer Normalsteifigkeit auf das Scherverhalten mit der Größe der Steifigkeit zunimmt, daß er dazu führt, daß das Schermaximum 2 die größte Bedeutung erlangt, während der SW1 nahezu unbeeinflusst bleibt und der SW3 gar reduziert bzw. als eigenständiges Schermaximum eliminiert wird. Der Einfluß der Einspannung wird bei steil einfallenden Rissen sowie bei größerer Anfangsnormalspannung unbedeutender.

5.1.2.7. *Einfluß des Materials*

Um den Einfluß verschiedener Materialien auf das Scher- und Bruchverhalten von nicht-durchgehenden Trennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken zu erkunden, wurden neben den Versuchen an den Proben aus dem ein weniger festes Gestein modellierenden Hartformgips Scherversuche an Proben aus festem jurassischem Kalkstein (Handelsname „Jura Marmor gelb“) durchgeführt.

Um in die Kalksteinproben Risse von vorgegebener Geometrie einzubringen, mußten andere Methoden angewendet werden als bei der Herstellung der Trenn-

flächen in den Gipsproben. Der unterschiedliche Fertigungsprozeß (s. Kap. 4.4) hat zur Folge, daß die Ursprungsrissse bei Kalksteinproben mit ca. 2,5 bis 3 mm eine um ein Vielfaches größere Öffnungsweite besitzen. Weiterhin bedingt die Art der Rißherstellung bei Kalksteinproben weitere Besonderheiten wie z. B. zusätzlich in den Rissen integrierte Bohrlöcher, größere Toleranzen der Rißgeometrie sowie ggf. Schädigungen der Gesteinsstruktur durch den Bearbeitungsprozeß (Bohren, Sägen).

Damit die Versuche, die an Kalksteinproben durchgeführt wurden, zur Überprüfung und Erweiterung der an Gipsproben gewonnenen Erkenntnisse verwendet werden könnten, müßte sichergestellt sein, daß etwaige Unterschiede der Meßergebnisse nicht durch die unterschiedliche Geometrie der Rißzone verursacht werden, sondern nur von den Materialeigenschaften herrühren. Daher muß der originäre Einfluß der Rißgeometrie auf das Bruch- und Scherverhalten im besten Falle zu vernachlässigen oder wenigstens bekannt sein. Aus diesem Grund werden der Diskussion des Materialeinflusses die zur Erkundung des Einflusses der Rißherstellung und -geometrie unternommenen Untersuchungen vorangestellt.

5.1.2.7.1. Einfluß der Art der Rißherstellung

Um mindestens grobe Kenntnisse über die Art des Einflusses der veränderten Rißgeometrie zu erhalten, wurden zwei Trennflächen in Proben aus Hartformgips auf die gleiche Weise hergestellt wie bei den Kalksteinproben üblich, d. h. mit mittigen Bohrlöchern und breiten gesägten Rissen. Dabei wurde einmal eine Konfiguration mit horizontalen Rissen und das andere Mal eine mit +30° geneigten Rissen erzeugt.

Der Vergleich zwischen Scherversuchen an Gipsproben, die 5 horizontale Risse beinhalten, die entweder gegossen oder gesägt wurden, gibt Aufschluß darüber, daß der Scherwiderstand beim Durchreißen der Brücken nicht wesentlich von der Herstellungsart abhängt. Die Art der Rißbildung, die zunächst durch geschwungene Flügelrisse und schließlich durch schräge Verbindungsrisse gekennzeichnet ist, wird durch die Herstellung der Anfangsrissse nicht beeinflusst.

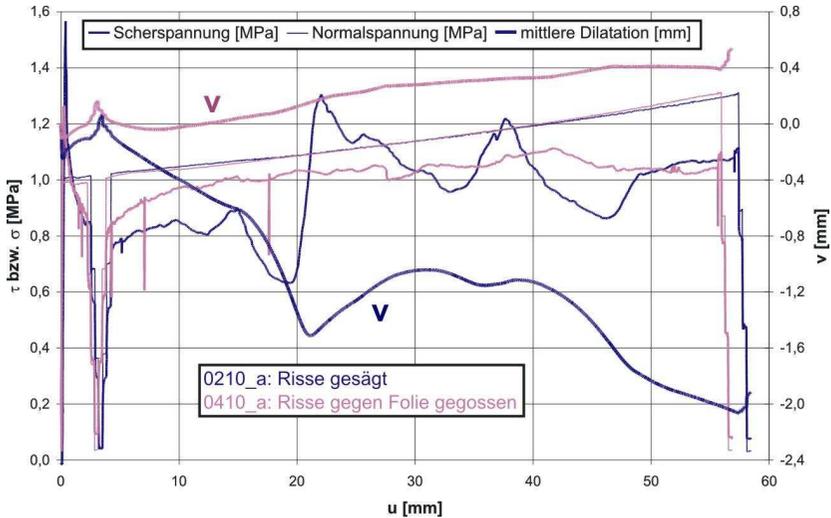


Abb. 5.77: Vergleich von Versuchen an Proben mit unterschiedlich weit geöffneten Anfangsrissen („gesägt“ bzw. „mit Folie“)
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=0^\circ$; $\sigma=1$ MPa; CNL
Versuche 0210_a und 0410_a

Auch nach dem Bruch unterscheidet sich das Scherverhalten zunächst nicht. Erst nach einigen Millimetern Scherverschiebungen machen sich schließlich deutliche Unterschiede zwischen dem Scherverhalten der verschiedenen hergestellten Trennflächen bemerkbar (Abb. 5.77). Während die Scherversuche an Proben mit gegossenen dünnen Rissen dauerhaft ein leicht dilatantes Verhalten zeigen, können die schmalen und hohen ehemaligen Brücken- und nachmaligen Kontaktbereiche zwischen den gesägten Rissen die hohen auf sie wirkenden Auflasten nicht schadlos aushalten, so daß Kontraktion erfolgt. Diese ist zunächst nur bescheiden, nimmt aber zu, wenn die hervorragenden, rauhen Bereiche der ehemaligen Gesteinsbrücken in die durch die Bohrlöcher vorgegebenen Kehlen eindringen. Wegen der sehr profilierten Trennflächen kommt es weiterhin zu stärkeren Schwankungen von Dilatation und Kontraktion und gleichzeitig bedeutenden Variationen des Scherwiderstandes. Auch wenn diese Variationen nur geringen Einfluß auf das Scherverhalten besitzen, das sich nach einer i -Winkel-Korrektur ergibt, muß konstatiert werden, daß bei horizontalen Trennflächen die Herstellungsart der Risse nur in der Anfangsphase des Scherprozesses ohne Belang ist.

Auch bei diskontinuierlichen Trennflächen mit $+30^\circ$ ansteigenden Rissen wird die Art der Rißbildungen nicht merklich von der Herstellungsart der Anfangsrisse beeinflusst. Die Rißbildungen bestanden erneut aus Flügelrissen und die Rißenden

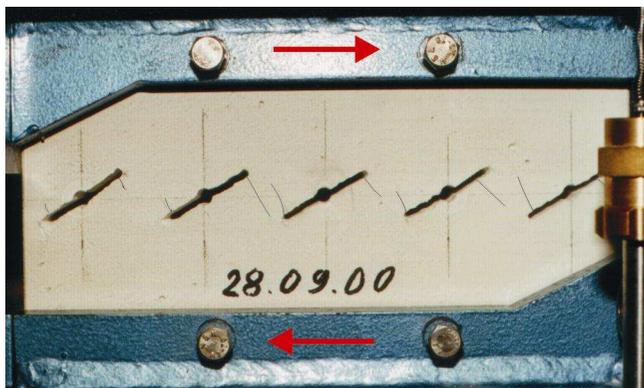


Abb. 5.78: Gesägte Anfangsrisse: erste Rißbildung (Risse nachgezeichnet)
Versuch 2809_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

geradlinig verbindenden Neurissen und unterschieden sich daher nicht von den bisher betrachteten Trennflächen (Abb. 5.78). Nach dem spröden Bruchereignis, das zu Beginn des Versuches aufgezeichnet wurde und zu der vollständigen Durchtrennung der Trennfläche führte, setzte nun abweichend zu den Beobachtungen bei dünnen Rissen ein kontrahierendes Verhalten ein (Abb. 5.79). Bei jenen Versuchen hatten die teilgelösten Gesteinsbrücken dafür gesorgt, daß das Schließen der Risse allmählich und bei einer kontinuierlichen Volumenvergröße-

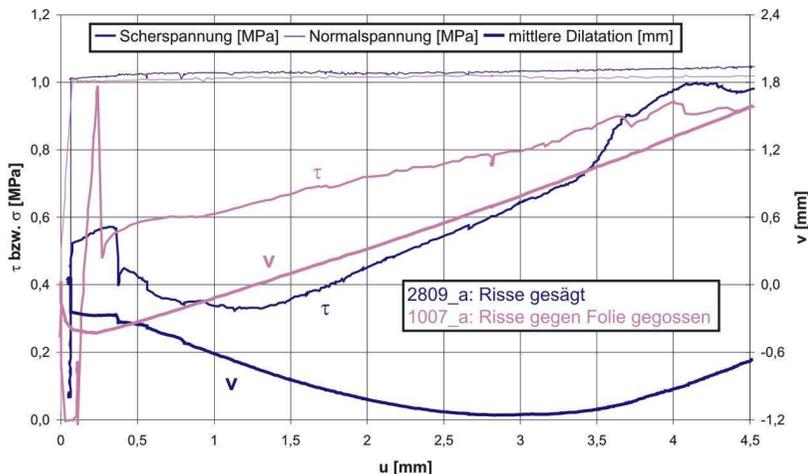


Abb. 5.79: Vergleich von Versuchen an Proben mit unterschiedlich weit geöffneten Anfangsrissen („gesägt“ bzw. „mit Folie“)
n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=1$ MPa; CNL
Versuche 2809_a und 1007_a

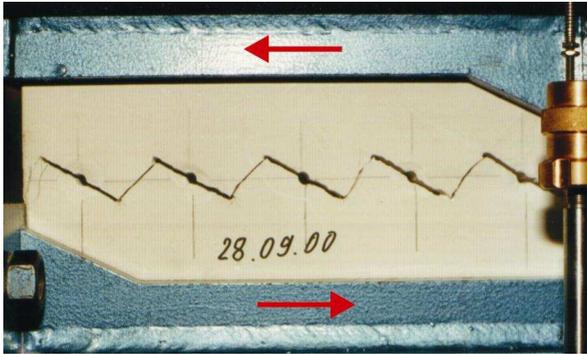


Abb. 5.80: Gesägte Anfangsrisse: Hinabgleiten entlang der Verbindungsrisse nach der Durchtrennung Versuch 2809_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

rung erfolgte. Bei weit geöffneten Rissen hingegen konnten die Gesteinsbrücken nach dem Bruch zunächst anscheinend nicht als Rollenelemente fungieren, da sie nicht mehr in gleicher Weise den Kraftschluß zwischen den Probenhälften herstellen konnten, solange sich die breiten Risse nicht (weitgehend) geschlossen hatten. Während der Phase des Schließens der Anfangsrisse kam es vielmehr zu einem Abgleiten entlang der Verbindungsrisse (Abb. 5.80).

Nach dem Schließen der Risse fing die Scherzone wieder an zu dilatieren. Die Scherspannung stieg an, und anhand des korrigierten Scherwiderstandes läßt sich nachweisen, daß bei Erreichen des ersten Schermaximums wieder ein maßgeblich durch Rollreibung geprägter Schermechanismus wirksam war. Dabei bestanden die als Rollenelemente wirkenden Bereiche der Gesteinsbrücken nicht (nur) aus durch Flügelrisse ausgeschnittenen Bruchstücken, sondern wurden überwiegend durch weitere Zugrisse senkrecht zur Bewegungsrichtung gebildet (Abb. 5.81a). Mit dem Scherweg wurden durch weitere Reißbildungen immer wieder neue Gesteinsbruchstücke gelöst, die als Rollkörper wirkten (Abb. 5.81b).

In der Summe hatte dies zur Folge, daß der Mischreibungsbeiwert mit dem Scherweg leicht anstieg, d. h. daß der Rollmechanismus stärker behindert wurde als bei Versuchen mit schmalen Rissen, bei denen die einmal gebildeten und i. d. R. gerundeten Gesteinsbruchstücke längere Zeit als Rollen genutzt wurden. Als Konsequenz war der SW2 bei dem Versuch mit den weit geöffneten Rissen deutlich größer bzw. stieg in der Scherphase 2 mit dem Scherweg sogar noch an.

Der Übergang von der Scherphase 2 zur Scherphase 3 erfolgte bei beiden Versuchsarten auf ähnliche Weise in Form einer raschen Scherwiderstandsabnahme

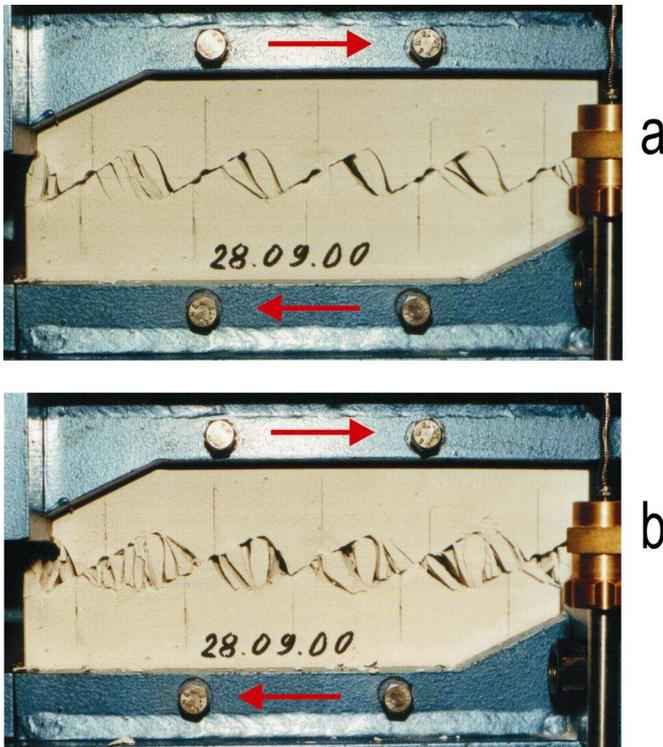


Abb. 5.81: Gesägte Anfangsrisse: Rißbilder in Scherphase 2
a) erste herausgelöste Gesteinsbruchstücke
b) fortgesetzte Herauslösung weiterer Bruchstücke
Versuch 2809_a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=1$ MPa; CNL)

und einer Zerlegung der umgekippten Gesteinsbruchstücke innerhalb der Scherzone.

In der Scherphase 3, d. h. nachdem sich nach großen Scherverschiebungen mit Gesteinsbruchstücken und –mehl gefüllte Scherzonen gebildet hatten und kompaktiert worden waren, wurde ein weiteres Schermaximum (SW3) erreicht, das scheinbar von der ursprünglichen Rißherstellung unbeeinflusst war.

Zusammenfassend muß der nicht zu vernachlässigende Einfluß der Ausgangsgeometrie der Risse hervorgehoben werden, da sich spätestens ab dem Bruch der Probe, vor allem aber in der entscheidenden zweiten Scherphase, das Scherverhalten je nach Herstellungsart bzw. –größe der Risse verändern kann. Inwieweit die entsprechenden Erkenntnisse verallgemeinert und auch auf andere

Anfangskonfigurationen übertragen werden können, ist aufgrund der Vergleichsversuche nicht klar. Weitere experimentelle Überprüfungen wären dazu erforderlich. Der Einfluß des Materials Kalkstein kann daher gegenwärtig nicht sicher von den Folgen der größeren Riößffnungsweite getrennt werden.

Untersuchungen an Proben aus anderen Materialien (z. B. Kalkstein) sind eigentlich nur dann als günstig anzusehen, wenn bei ihnen geringe, am besten gegen null tendierende Riößffnungsweiten gewährleistet werden könnten.

5.1.2.7.2. Einfluß des Probenmaterials Kalkstein

Die an Kalksteinproben durchgeführten Scherversuche (Tab. C.5 im Anhang C) sind nur von geringem Umfang (14!). Außerdem weisen einige dieser Proben geometrische Besonderheiten auf. Trotz dieses geringen verlässlichen Versuchsumfanges sollten anhand dieser Versuche exemplarisch die Einflüsse des Riößwinkels, des Grades der Durchtrennung, der Normalspannung sowie der Einspannung überprüft werden. Die quantitative Aussagesicherheit wird daher, insbesondere bei Berücksichtigung der im Vergleich zu den Gipsproben unterschiedlichen Riößgeometrie, von vorne herein eingeschränkt sein.

Die Versuche an teilweise durchtrennten Kalksteintrennflächen weisen jedoch trotz der oben angesprochenen nicht besonders günstigen Voraussetzungen bemerkenswerte Parallelen zu den an Gipsproben ermittelten Ergebnissen auf.

Zunächst ist das Riößverhalten bei den Kalksteintrennflächen qualitativ sehr ähnlich. Die Riößbildung setzt i. d. R. in Form von Flügelrissen ein (z. B. Abb. 5.82a). Die endgültige Durchtrennung ist das Ergebnis eines weiteren Bruchereignisses, bei dem Verbindungsrisse zwischen den Riößenden der Anfangsrisse entstehen (z. B. Abb. 5.82b). Ein Unterschied zu Gipstrennflächen ist die besonders große Sprödigkeit der Bruchereignisse, die z. T. zu einem kurzfristigen vollständigen Scherfestigkeitsverlust — auch weil Risse so weit geöffnet sind —, aber auch verstärkt zu Mischformen von Flügelriöß- und Verbindungsriößbildungen führt.

Ein weiterer Unterschied bei der Riößbildung ist, daß besonders bei steiler geneigten Anfangsrisen ($i \geq +30^\circ$) die neu entstehenden (Flügel-)Risse überwiegend von den meist in der Mitte der Anfangsrisse befindlichen Bohrlöchern ausgehen (Abb. 5.83). Diese Verlagerung der Riößwurzeln liegt wahrscheinlich an der im Bereich der Bohrlöcher vorhandenen Vorschädigung durch den Bohrprozeß und hängt daher nicht im eigentlichen Sinne mit dem Material zusammen.

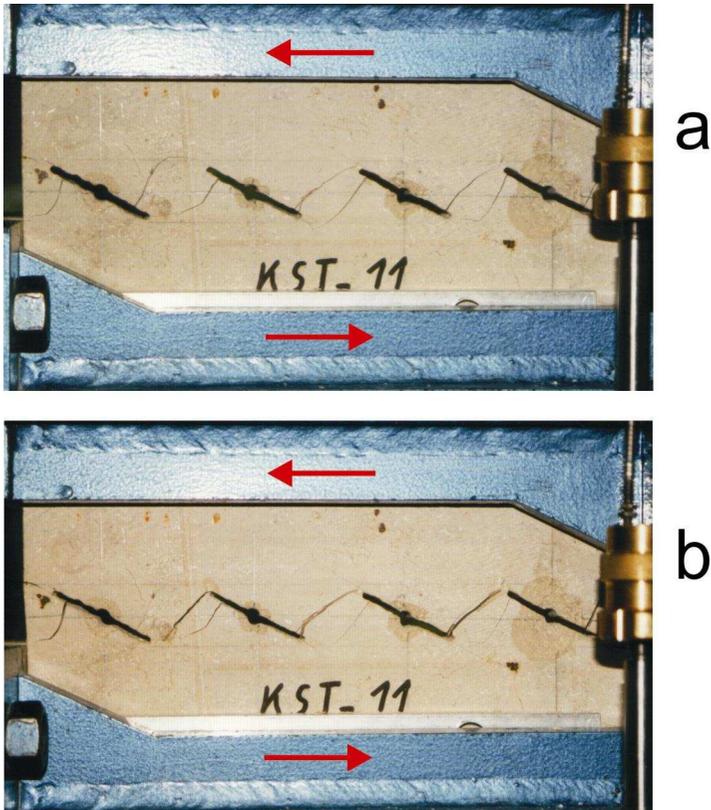


Abb. 5.82: Rißbildung bei Kalksteinproben
a) erste Rißbildung (Flügelrisse)
b) Durchtrennung (Verbindungsrisse)
 Versuch KSt11a ($n=4$; $l=40$ mm; $e=60$ mm; $i=+28^\circ$; $\sigma=1,9$ MPa; CNL)

Das verwandte Bruchverhalten der Trennflächen aus verschiedenen Materialien kann auch bei einer Gegenüberstellung der Scherwiderstände erkannt werden. Dazu werden in Abb. 5.84 die mit Rißbildungen verbundenen Scherwiderstände gegen den Rißwinkel aufgetragen. Da die Normalspannung bei den Kalkstein-trennflächen meist bei 2 MPa lag, wurden zum Vergleich die Versuche an Gipsproben mit gleicher Auflast herangezogen. Da die Spannungen beim Bruch ggf. im Verhältnis zu der Zugfestigkeit (σ_t) zu betrachten sind, sind zusätzlich die Versuche an Gipstrennflächen bei einer Normalspannung σ von 1 MPa aufgeführt, bei denen das Verhältnis von σ/σ_t etwa in der gleichen Größenordnung wie bei den Versuchen an Kalksteinproben liegt. Die Ergebnisse einiger von der gemeinsamen Trennflächenkonfiguration ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm) leicht abweichender

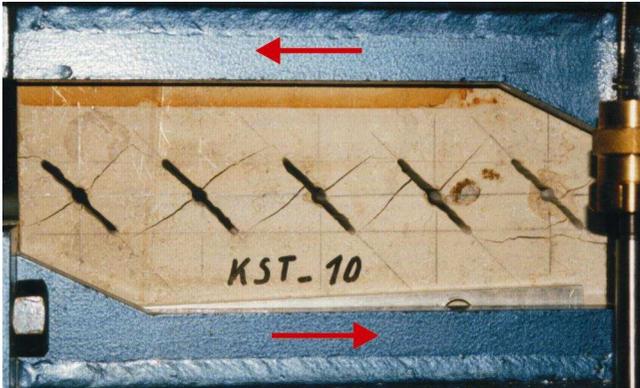


Abb. 5.83: Rißbildung von mittigen Bohrlochern
Versuch KSt10a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+45°; $\sigma=1,9$ MPa; CNL)

Versuche an Kalksteinproben wurden zur Ergänzung mit abgewandelten „hohlen“ Symbolen dargestellt.

Sowohl bei der ersten Rißbildung (SW0, nicht dargestellt) als auch bei Bruchereignissen (SW1a und SW1b) sind die Kurvenverläufe der durch die Ergebnisse vorgegebenen Trendlinien qualitativ ähnlich. Bei $-15^\circ \leq i \leq +15^\circ$ sind die entsprechenden Scherwiderstände bei Kalkstein um einen beinahe konstanten Faktor von ca. 2,5 größer als bei Gips. Bei $i > +15^\circ$ übersteigt der Scherwiderstand bei

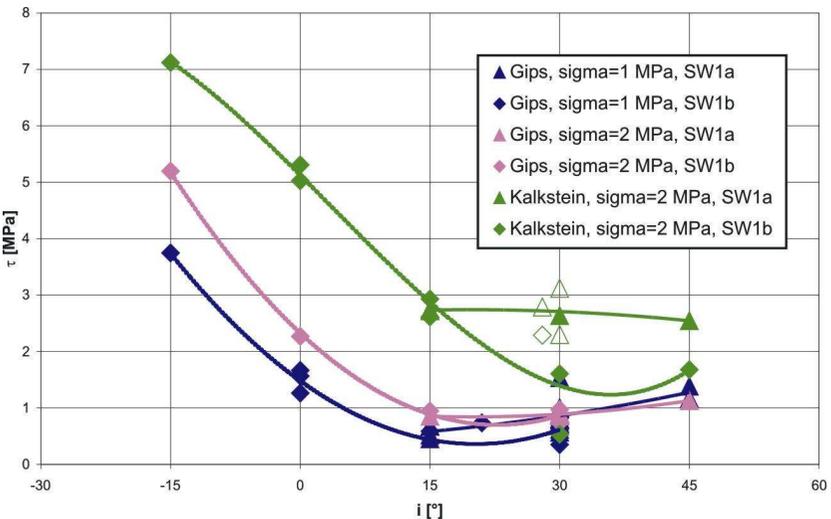


Abb. 5.84: Vergleich der SW1 bei Proben aus verschiedenen Materialien
i. d. R. n=5; l=40 mm; e=50 mm; CNL

der spröden Flügelrißbildung (SW1a) den bei der späteren vollständigen Durchtrennung gemessenen. Im Vergleich zu den SW1a bei Gipstrennflächen ist er ebenfalls ungefähr um das 2½-fache größer. Geringere Verhältniswerte beim SW0 bei $i \geq +30^\circ$ liegen vermutlich an der von den geschädigten Bereichen um die Bohrlöcher ausgehenden Rißbildung bzw. beim SW1b bei $i = -15^\circ$ an Variationen bei den zuvor entstandenen Rissen.

Der Verhältniswert der Bruchwiderstände von gleichgeformten diskontinuierlichen Kalkstein- und Gipstrennflächen liegt mit 2,5 in der Größenordnung des Verhältnisses der Zugfestigkeiten der beiden Materialien (2,8!). Dies kann als ein weiteres Indiz dafür gewertet werden, daß beide Arten von Bruchereignissen (Flügelrißbildung und Bildung der Verbindungsrisse) durch Zugversagen verursacht werden.

Kurz vor oder direkt nach dem endgültigen Bruch wird auch bei Kalksteintrennflächen ein mit Rotation von Gesteinsbruchstücken (bei offenen Anfangsrisse) verbundener Scherwiderstand SW2a gemessen. Dieser ist bei ähnlicher Beeinflussbarkeit durch den Rißwinkel größer als bei Gips (Abb. 5.85), was überwiegend an der größeren Dilatation(srate) bei der Rotation der weniger nachgiebigen Kalksteinbruchstücke liegt.

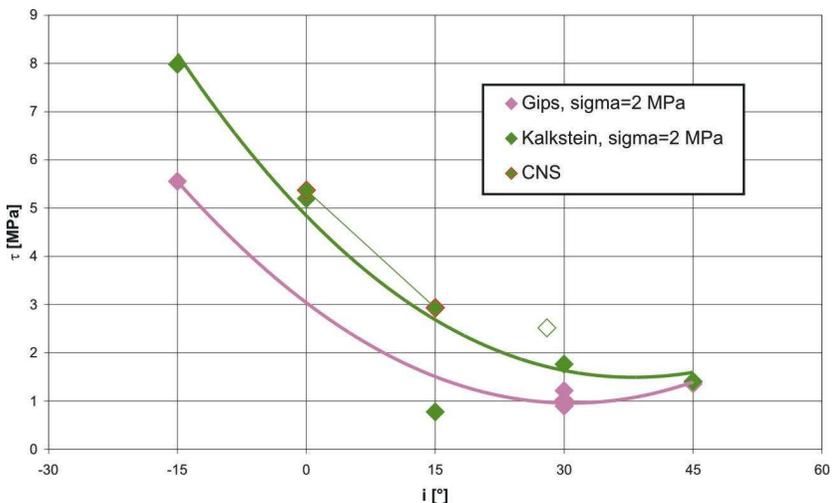


Abb. 5.85: Vergleich des SW2a bei Proben aus verschiedenen Materialien i. d. R. n=5; l=40 mm; e=50 mm; CNL

Die durch Volumenzunahme charakterisierte Scherphase 2 ist auch bei Trennflächen im festen Kalkstein die das Scherverhalten von ursprünglich diskontinuierlichen Trennflächen prägende Scherphase. Bevor es dazu kommt, müssen sich die breiten Anfangsrisse zunächst schließen. Dieser Vorgang ist entweder wie bei dem oben besprochenen Versuch an einer Gipsprobe mit gesägten Rissen mit

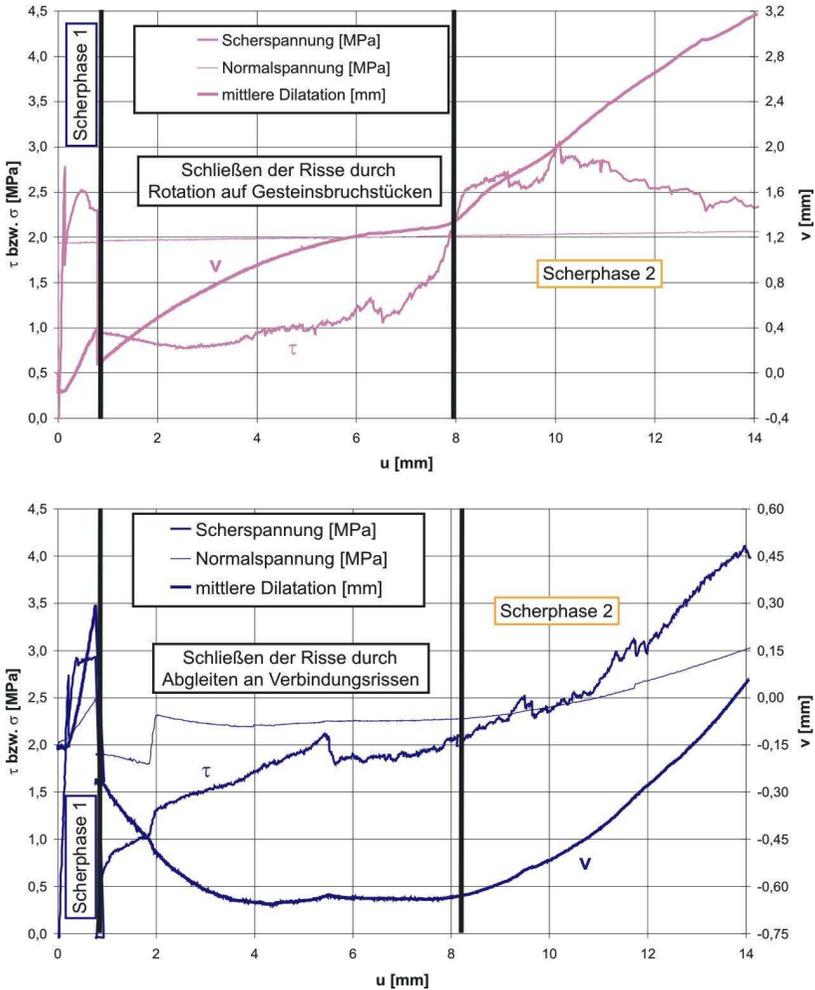


Abb. 5.86: Übergang von Scherphase 1 zu Scherphase 2
oben: Versuch KSt11a ($n=4$; $l=40$ mm; $e=60$ mm; $i=+30^\circ$;
 $\sigma=2$ MPa; CNL)
unten: Versuch KSt_4 ($n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $i=+15^\circ$;
 $\sigma_0=2$ MPa; CNS)

zwischenzeitlicher Kontraktion, d. h. einem Abgleiten auf den Verbindungsrissen, verbunden oder durch eine durch Rotation auf Gesteinsbruchstücken gesteuerte, ggf. mit Dilatation einhergehende Schließung der Risse. Vergleichsweise geringe Variationen des Reißbildes beim Bruch können demnach den Beginn der Scherphase 2 bzw. die Funktionen der herausgebrochenen Gesteinsbruchstücke deutlich beeinflussen. In beiden Fällen setzt allerdings wegen der weit geöffneten Risse die Scherphase 2 verzögert ein (Abb. 5.86).

Nach dem Schließen der Ursprungsrisse kommt es zur Scherverschiebung entlang der Risse. Wie bei den Proben aus Gips reißen auch bei den Kalksteinproben aufgrund der dabei auf den Kontaktflächen wirkenden Scherspannungen Gesteinsbruchstücke entlang von Zugrissen ab, die senkrecht zu den Anfangsrissen verlaufen. Diese Gesteinsbruchstücke unterstützen den Scherprozeß durch eine Reduktion des Mischreibungswinkels, indem sie zum Teil als Rollenelemente wirken. Die Reduktion des korrigierten Reibungswinkels ist jedoch bei Kalksteintrennflächen nicht ganz so effektiv wie bei Gips, weil die Gesteinsbruchstücke stengeliger ausgebrochen werden und sich daher der Lastabtragung z. T. bald wieder entziehen oder aber zum Rollen ungünstiger geformt sind (Abb. 5.87).

Bei Trennflächen mit flach ansteigenden Rissen ist weiterhin die durch Unterschiede im Reißbild resultierende Variabilität der Schermechanismen bei Kalkstein genau so bedeutend wie bei Gips. Besonders bei Versuchen, bei denen die Reißbildung maßgeblich von den mittig angeordneten Bohrlöchern aus stattfand, bildeten sich gedrungene Gesteinsbruchstücke, auf denen die obere Probenhälfte

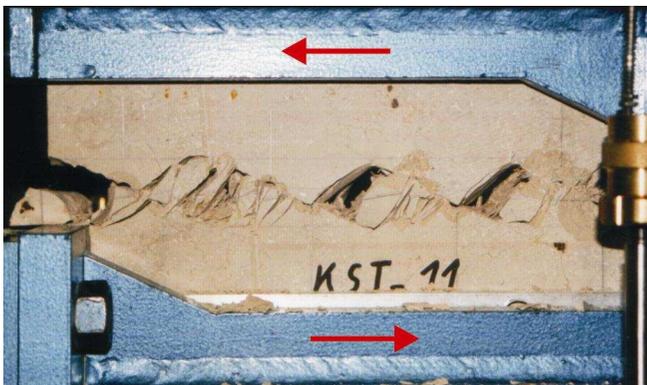


Abb. 5.87: Herauslösen von stengeligeren Gesteinsbruchstücken
Versuch KSt11a (n=4; l=40 mm; e=60 mm; i=+28°; $\sigma=1,9$ MPa; CNL)

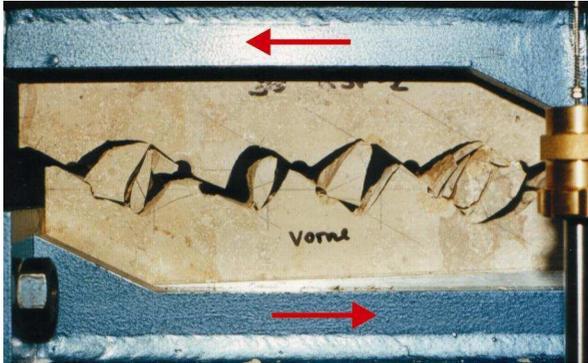


Abb. 5.88: Abheben von den Rissen und dauerhaftes Rotieren auf gedungenen Gesteinsbruchstücken
Versuch KSt_2 (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; $\sigma=2$ MPa; CNL)

unter extremer Volumenvergrößerung der Scherzone rollen konnte und die diese dabei sogar von den Anfangsrissen abhob (Abb. 5.88).

Der größere Mischreibungswinkel sowie eine etwas näher an den Reißwinkel i angelehnte Dilatationsrate v führen bei Kalksteintrennflächen zu einem höheren SW2 bei positiven Reißwinkeln als bei Trennflächen im weniger festen Gips (Abb. 5.89).

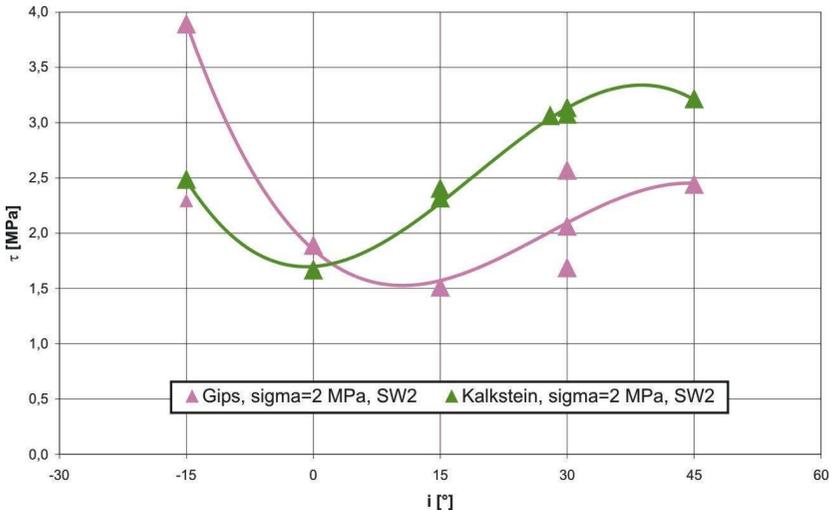


Abb. 5.89: Vergleich des SW2 bei Proben aus verschiedenen Materialien
i. d. R. n=5; l=40 mm; e=50 mm; CNL

Die Diskussion der Größe des Scherwiderstandes in Abhängigkeit von Material und Reißwinkel zeigt das Dilemma auf, daß es zwar möglich ist, die Ursachen für die materialbedingten Abweichungen zu identifizieren, daß es allerdings schwierig ist, deren entscheidende Ursachen — z. B. die stengeligere Form der Kalksteinbruchstücke bzw. die Rauigkeit der Bruchflächen — auf die üblichen Gesteinskenngößen (z. B. Festigkeit) zu beziehen und auf diese Weise zu quantifizieren. Die Vorhersage der Größe des Scherwiderstandes SW2 erweist sich daher als problematisch.

Auch beim festen Kalkstein ist der SW2 bei Trennflächen mit flach ansteigenden Reißwinkeln der größte Scherwiderstand und prägt damit die Festigkeit gerade der zuerst, d. h. bei geringeren Lasten, versagenden Trennflächen (Abb. 5.90).

Nach einer (bei $i > 0^\circ$) zwischenzeitlichen Scherwiderstandsabnahme um 50 bis 75% verdichtet sich die stark zerbrochene, aus zerkleinertem bzw. zermahlenem Gesteinsmehl bestehende Scherzone innerhalb der Kalksteinproben (Abb. 5.91) in ähnlicher Weise wie bei den Gipsproben. Bei der sich abschließend einstellenden geringen Kontraktionsrate bzw. erneuten Volumenzunahme wird als Scherwiderstandsmaximum innerhalb dieser Scherphase der SW3 erreicht. Dieser i. d. R. durch Gleiten in der mylonitisierten Scherzone geprägte Scherwiderstand liegt in der gleichen Größenordnung wie die für Gips typischen Werte.

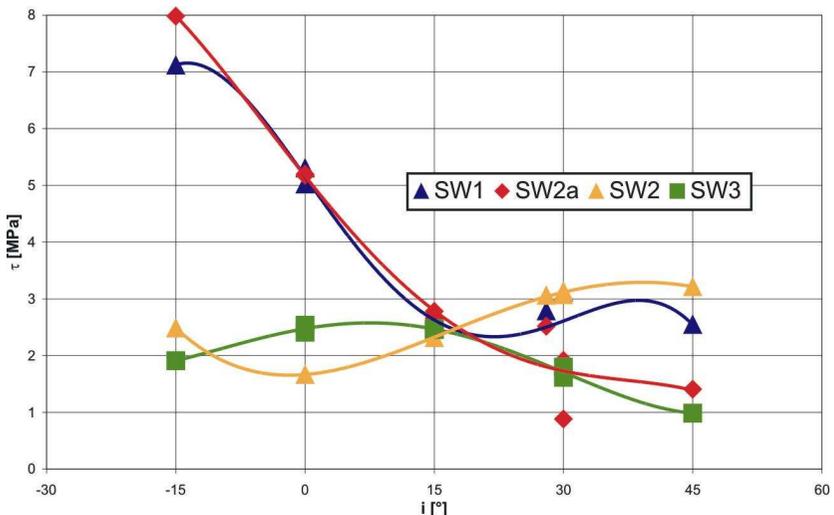


Abb. 5.90: Gegenüberstellung aller SW bei Kalksteintrennflächen i. d. R. n=5; l=40 mm; e=50 mm; $\sigma=2$ MPa; CNL

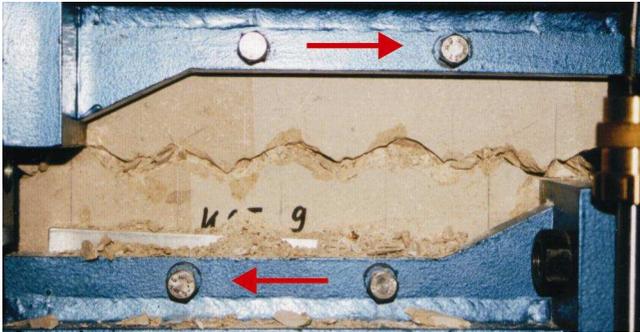


Abb. 5.91: Zerkleinerte Scherzone in Kalksteinproben
Versuch KSt9a (n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; σ =3,9 MPa; CNL)

Im Gegensatz zu Gips ist der SW3 bei Kalksteintrennflächen im Vergleich zu den in den früheren Scherphasen aktivierten Scherwiderständen weniger bedeutend (Abb. 5.90).

Die Untersuchung der Abhängigkeit der Scherwiderstände der einzelnen Scherphasen von dem Grad der Durchtrennung ist in dem engen mit Kalksteinproben untersuchten Bereich in Übereinstimmung mit den Ergebnissen, die an Trennflächen in Gipsproben gewonnen wurden. In dem Meßbereich relativ kleiner Durchtrennung (meist Unterlappung) ist der Einfluß der Durchtrennung begrenzt. Für scheinbar abweichende Trends können individuelle Ursachen (d. h. Besonderheiten bei einzelnen Versuchen) verantwortlich gemacht werden. Um diese nicht weiter vertiefen zu müssen, wird hier auf einen graphischen Beleg der die Durchtrennung betreffenden Versuchsergebnisse verzichtet.

Als Beispiel für die Beeinflussbarkeit des maßgebenden Scherwiderstandes SW2 durch den Grad der Durchtrennung sei hier nur auf zwei Trennflächen mit +30° geneigten Rissen hingewiesen, die weit auseinander stehende bzw. sich überlappende Risse besaßen. Bei der Trennfläche mit der geringeren Rißdichte werden flach liegende Gesteinsbruchstücke im Bereich der Materialbrücken herausgebrochen (Abb. 5.92a), bei der Trennfläche mit sich überlappenden Rissen hingegen gedrungene, steiler geneigte Bruchstücke (Abb. 5.92b). Die Bruchstücke können nur im zweiten Fall als Rollen fungieren, was direkte (ungünstige) Auswirkungen auf den aktivierbaren SW2 hat.

Ein in der Regel paralleles Verhalten, aber auch systematische Unterschiede zeigt der Vergleich der Beeinflussung des Scherwiderstands von diskontinuierlichen Trennflächen in Gips und Kalkstein durch die einwirkende Normalspan-

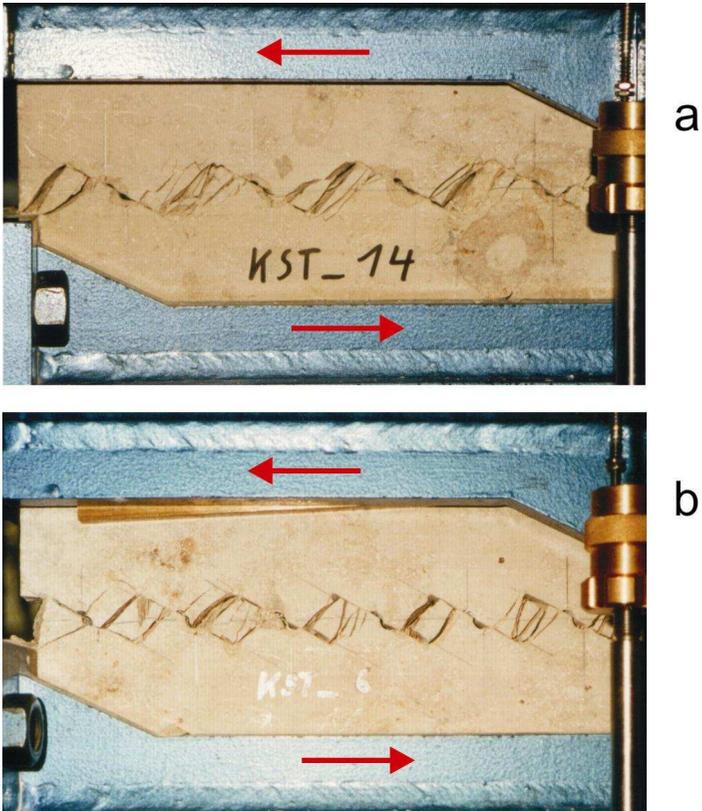


Abb. 5.92: Verschieden geformte Gesteinsbruchstücke bei Trennflächen mit unterschiedlichem Grad der Durchtrennung

- a) Versuch KSt14 ($n=4$; $l=40$ mm; $e=60$ mm; $i=+30^\circ$; $\sigma_0=1,8$ MPa; CNS)
 b) Versuch KSt_6 ($n=6$; $l=40$ mm; $e=40$ mm; $i=+30^\circ$; $\sigma_0=2,0$ MPa; CNS)

nung. Die Gegenüberstellung (Abb. 5.93a und Abb. 5.93b) weist unabhängig vom Material den SW2 als den am stärksten mit der Auflast veränderlichen Scherwiderstand aus, gefolgt vom SW3. Der Bruchwiderstand SW1a ist dagegen überwiegend durch von der Normallast unabhängige, „kohäsive“ Festigkeitsanteile geprägt.

Unterschiede zwischen den Materialien sind jedoch an den größeren Scherfestigkeitsparametern bei fast allen Scherwiderständen der Kalksteintrennflächen zu erkennen. Wie schon gezeigt wurde, sind die Ursachen dafür jedoch vielfältig (SW1: größere (Zug-)Festigkeit; SW2: geringere Aktivierung von Rollreibung;

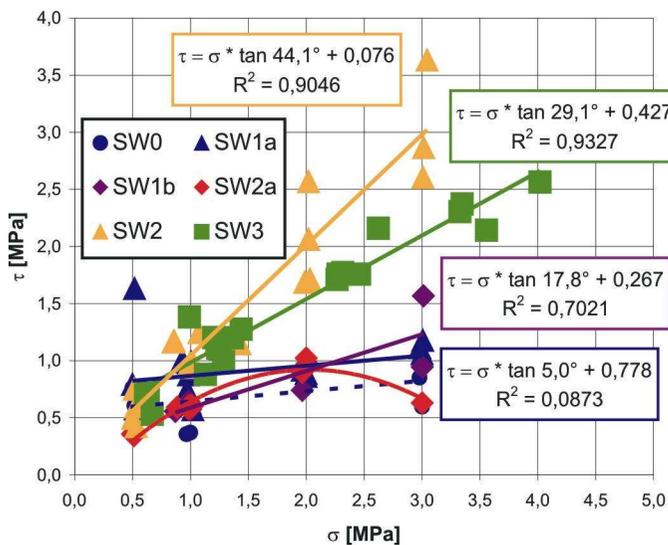
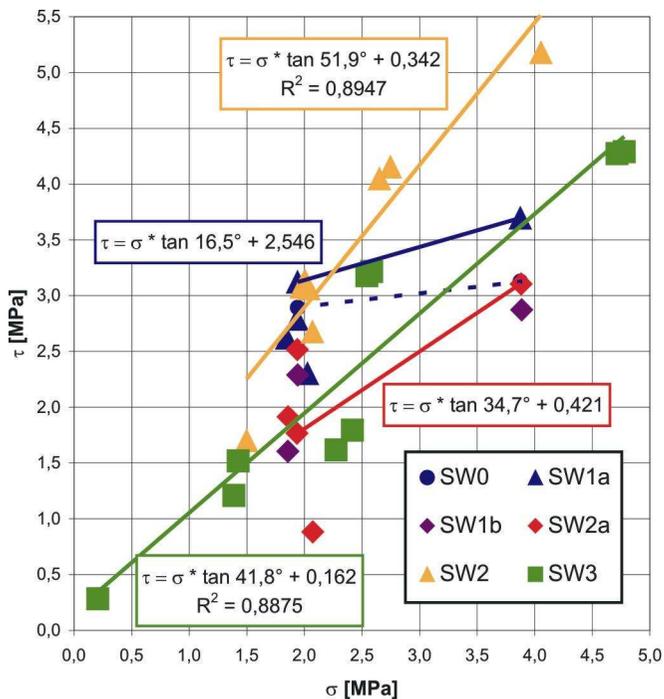


Abb. 5.93: Einfluß der Normalspannung auf Trennflächen
a) in Kalksteinproben b) in Gipsproben
 i. d. R. n=5; l=40 mm; e=50 mm; i=+30°; CNS

SW3: geringere Nachgiebigkeit bzw. geringere Zunahme der Kontraktionsrate mit der Auflast).

Zuletzt wurde auch der Einfluß der Normalsteifigkeit (CNS) auf das Scherverhalten von diskontinuierlichen Kalksteintrennflächen untersucht. Der Einfluß war insgesamt geringer, da die Normalsteifigkeit ($k^* \approx 0,9 \text{ MPa/mm}$) im Verhältnis zur Anfangsnormalspannung ($\sigma_0 = 2 \text{ MPa}$) kleiner war als bei den meisten an Gips-trennflächen durchgeführten Versuchen. Übereinstimmend war eine maßgebliche Beeinflussung erst nach größeren Aufgleitbeträgen und Scherwegen, d. h. in der Scherphase 2 zu beobachten. Dabei war auch bei den Trennflächen in Kalkstein der Scherwiderstandszuwachs insbesondere bei flach ansteigenden Rissen ($i = +15^\circ$) signifikant (Abb. 5.94). Demgegenüber kann bei einer Einspannung nach großen Scherverschiebungen nur noch ein geringerer SW3 aktiviert werden.

Bei einem Versuch mit CNS wurde abweichend zu dem üblichen Scherverhalten beobachtet, daß nach Erreichen des Schermaximums SW2 bei der folgenden kontinuierlichen Abnahme der Normalspannung die Scherspannung nicht nur aufgrund der verringerten Auflast abnahm, sondern daß zusätzlich durch einen neu einsetzenden Beitrag von Rollreibung auch der Schermechanismus abgewandelt und der Scherwiderstand weiter reduziert wird. Das deutet darauf hin, daß die auf

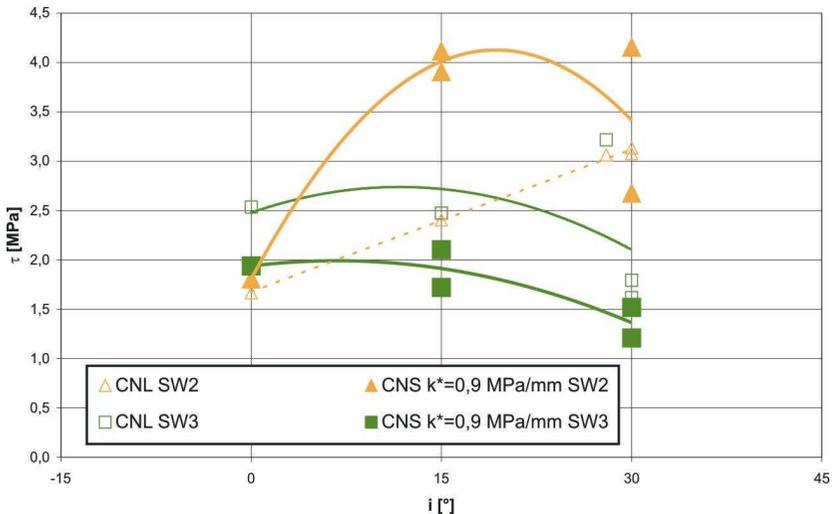


Abb. 5.94: Einfluß der Normalsteifigkeit bei Kalksteintrennflächen
i. d. R. $n=5$; $l=40 \text{ mm}$; $e=50 \text{ mm}$; $\sigma_0=1 \text{ MPa}$

der Grundlage der meisten Versuche fußende Erwartung, daß der Schermechanismus vom Rollen zum Gleiten übergeht, aufgrund ggf. neu entstehender günstig geformter Gesteinsbruchstücke nicht verläßlich sein muß bzw. daß nach größeren Scherwegen Rollen eventuell erneut auftritt.

Zuletzt soll noch auf einige weitere Besonderheiten des Verhaltens von nicht-durchgehenden Kalksteintrennflächen hingewiesen werden.

Das Reißbild, das sich nach dem ersten Bruchereignis (i. d. R. bei SW1a) einstellt, ist bei Kalksteintrennflächen meist unregelmäßiger als bei Gipstrennflächen. Diese Unterschiede im Reißbild von einer Gesteinsbrücke zur anderen sind der Hauptgrund dafür, daß häufig im weiteren Verlauf der Scherung eine progressive Bruchbildung stattfindet. Zum einen erfolgt dann die Durchtrennung jeder einzelnen Gesteinsbrücke auf andere Art, das heißt z. T. durch Verlängerung von Flügelrissen, z. T. durch neue Verbindungsrisse. Zum anderen ist jedes einzelne Bruchereignis weniger ausgeprägt. Wegen der progressiveren Bruchbildung ergeben sich beim endgültigen Bruch vergleichsweise geringere Scherwiderstände ($SW1b < SW1a$).

In der Scherphase 2 kann in Einzelfällen gerade bei festem Kalkstein das Rotieren auf gedrunghenen Gesteinsbruchstücken mit noch kleineren „Mischreibungswinkeln“ verbunden sein als beim verformbareren bzw. weicheren Gips. Dies weist auf die Abhängigkeit des Rollreibungswinkels von der an den Rollenelementen verrichteten (plastischen) Verformungsarbeit hin.

Da Kalkstein widerstandsfähiger als Gips ist, wird bei gleichen Randbedingungen während des Schervorgangs weniger Gestein aus den Brückenbereichen gelöst und zerkleinert. Als Folge sind zur Erreichung einer unveränderlichen, d. h. ausreichend nivellierten und mit Mylonit gefüllten Scherzone größere Scherverschiebungen erforderlich als bei weniger festem Material. Die während der Scherversuche maximal gefahrenen Scherwege von 65 mm sind daher bei Kalksteintrennflächen als noch unzureichender zu betrachten, um eine tatsächliche Restscherfestigkeit messen zu können.

Wie bei Gipsproben beschleunigt der Scherprozeß bei großen Auflasten bzw. bei großer Normalsteifigkeit den Zerkleinerungsprozeß des Gesteins im Bereich der Ausgangsrisse, so daß mächtigere Scherzonen entstehen und geringere Scherverschiebungen bis zur endgültigen Ausbildung einer mylonitisierten Scherzone erforderlich sind.

Die mittels direkter Scherversuche bestimmten materialabhängigen Unterschiede, die an durchgehenden, ebenen gesägten Trennflächen oder an aus Zerkleinerungsprodukten von Gips oder Kalkstein bestehenden Proben gemessen wurden, konnten beim Scherverhalten der nicht-durchgehenden Trennflächen nicht wiedergefunden werden.

Dabei ist es weniger verwunderlich, daß der kaum signifikante Unterschied der Materialreibungswinkel glatter Trennflächen in Gips (ca. 40°) sowie in Kalkstein (ca. 39°) verborgen blieb.

Größere Unterschiede sind hingegen bei Scherversuchen im bodenmechanischen Schergerät an Proben aus gröberen bzw. fein gemahlten Zerkleinerungsprodukten von Gips und Kalkstein gemessen worden (Tab. D.7 im Anhang D). Bei beiden Materialien wurde zwar eine Zunahme des Reibungswinkels mit der Mahlfeinheit festgestellt — die eventuell einen Übergang vom stärkeren Rollen zum Gleiten bzw. zum Rollen mit geringeren Rollradien widerspiegelt. Bei Kalksteintmehl war der Reibungswinkel jedoch deutlich kleiner als bei Gipsmehl und ebenfalls geringer als der bei Scherversuchen an ehemals diskontinuierlichen Trennflächen in der Scherphase 3 gemessene korrigierte Reibungswinkel. Das deutet darauf hin, daß entweder die Mahlfeinheit innerhalb der „natürlich“ entstandenen Scherzonen größer gewesen ist oder daß das Zerreibsel unter den dort größeren Normalspannungen stärker verfestigt wurde.

Eine (bei Gips- und Kalksteintmehl unterschiedliche) Verfestigung des Mehls konnte nämlich beim Ausbau der Proben aus dem bodenmechanischen Scherrahmen ertastet werden und könnte daher auch in den Scherzonen mechanisch relevant werden. Für ein stark unterschiedliches Verfestigungsverhalten von Myloniten in Abhängigkeit vom Ausgangsgestein gibt es zahlreiche Hinweise (Weißbach, 1979; Shimamoto & Logan, 1981).

Bei entsprechenden Randbedingungen und Materialien ist es im Gebirge durchaus möglich, daß es zu einer Verfestigung bzw. gar Verheilung der Trennfläche kommt oder daß Verwitterung bzw. Erosion zu einer deutlichen Abnahme der Scherfestigkeit führen.

Die hier gegenübergestellten Ergebnisse geben zunächst nur das Bruch- und Scherverhalten von Trennflächen in Gips und Kalkstein wieder. Es ist gegenwärtig unklar, inwieweit diese Erkenntnisse auf andere Gesteinsarten übertragen werden können. Das im allgemeinen parallele Scherverhalten bei diesen beiden gegen-

sätzlichen Materialien läßt vermuten, daß größere prinzipielle Unterschiede bei anderen Gesteinen nicht zu erwarten sind.

Fraglich sind jedoch noch die Beeinflussung der Art der Bildung der Gesteinsbruchstücke bzw. ihrer Größe von der Gesteinsstruktur (Mineralbestand, Vorschädigungen, Anisotropie) bzw. die Auswirkungen der Gesteinsart auf die Zerkleinerungsprodukte und deren mechanische Eigenschaften. Daher ist die quantitative Vorhersage der Scherwiderstände in den späteren Scherphasen für andere Gesteine z. Z. nicht möglich.

Ermutigend ist die Tatsache, daß sich die größte gesteinsunähnliche Eigenschaft des Hartformgipses, d. h. seine große Porosität bzw. die Kartenhausstruktur der Gipsminerale i. d. R. nicht ungünstig auswirkt. Lediglich unter großer Belastung konnten in den gebrochenen Gesteinsbrücken zwischen horizontalen Rissen der Zusammenbruch dieser Mineralstruktur bzw. eine neue Einregelung zu harnischartigen Flächen z. T. mechanisch wirksam werden. Die Wahl des Modellmaterials konnte somit nachträglich gerechtfertigt werden.

5.1.2.8. Zum Einfluß weiterer Faktoren

Auf einige spezielle Versuche, die außerhalb der eigentlichen Versuchsserien zur Erkundung bestimmter Einflußfaktoren durchgeführt wurden, die jedoch zum besseren Verständnis der Scherversuchsergebnisse beitragen können, soll hier aufmerksam gemacht werden. Zudem konnten aus verschiedenen Versuchen indirekte Hinweise auf zusätzliche versuchstechnische oder den Scherprozeß beeinflussende Faktoren gewonnen werden, die im folgenden mit aufgeführt werden.

5.1.2.8.1. Schergeschwindigkeit

In der Literatur wird verschiedentlich über einen geringen Einfluß der Schergeschwindigkeit bzw. von Scherpausen auf die Scherfestigkeit berichtet (Weißbach, 1979; Hobbs et al., 1990; Lajtai & Gadi, 1989; Morrow & Byerlee, 1989). Bei den direkten Scherversuchen waren praktisch bei jedem Versuch Variationen der Scherrate vorgenommen worden (s. Kap. 4.2). Bei der stufenweisen Vergrößerung der Scherrate wurde jedoch keine signifikante Veränderung des Scherwiderstandes gemessen. Bei der Reduktion der Scherrate um den Faktor 10 konnte in der Aufzeichnung des Scherwiderstandes zwar eine geringe Erhöhung der Scher-

festigkeit festgestellt werden. Diese Erhöhung beträgt allerdings nur wenige Prozent und kann daher bei der Interpretation der Versuchsergebnisse vernachlässigt werden.

5.1.2.8.2. Volle Durchtrennung am Anfang des Scherversuchs

Um zu ermitteln, welchen Einfluß die Ursache des Bruchs bzw. der vollständigen Durchtrennung der Gesteinsbrücken auf die später gemessenen Scherwiderstände ausübt, wurden Versuche an Proben mit diskontinuierlichen Trennflächen, bei denen die Durchtrennung durch die „natürlichen“ Rißbildungen erfolgte, mit einem Versuch an einer Sägezahnprobe ($i = +15^\circ$) verglichen, bei der die Gesteinsbrücken bei der Herstellung der Probe künstlich durchtrennt wurden. Mit dieser Untersuchung soll auch der Fragestellung nachgegangen werden, ob es für das Scherverhalten einer Trennfläche von Belang ist, ob sie durch eine oder mehrere verschiedene Ursachen erzeugt und abgesichert wurde.

Wie schon in Kap. 5.1.2.2 näher ausgeführt wurde, ist das Scherverhalten in der Scherphase 2 von ehemals diskontinuierlichen Trennflächen mit $+15^\circ$ geneigten Rissen sehr variabel, wobei die anfängliche Rißbildung von besonderem Einfluß ist. In keinem Falle wird jedoch der Rollmechanismus in der Scherphase 2 bei diesen Versuchen ganz unterdrückt. Bei der durchtrennten Sägezahnprobe wurden zwar auch Gesteinsbruchstücke aus dem Verband gelöst, diese waren jedoch so ungünstig geformt, daß sie kaum zu einer Reduktion des Schermechanismus durch Mischreibung führten und daher Reibungswiderstände knapp unterhalb des Gleitreibungswinkels resultierten. Daher ist der Scherwiderstand in Scherphase 2 bei ursprünglich nicht-durchgehenden Trennflächen i. d. R. geringer als bei einer Sägezahntrennfläche. Aufgrund der durch Flügelrißbildung erfolgenden Herauslösung abgerundeter Gesteinsblöcke, die später als Rollenelemente fungieren, können gerade ursprünglich nicht-durchgehende Trennflächen die Voraussetzungen für eine stark reduzierte Scherfestigkeit nach der Durchtrennung der Gesteinsbrücken schaffen.

Ein wesentlicher Einfluß der Gesteinsbrücken auf das Scherverhalten von Trennflächen liegt also oft nicht in dem mobilisierbaren Bruchwiderstand begründet, sondern darin, daß die sich bildenden Risse über ihre Wechselwirkung mit dem Schermechanismus den maßgebenden Scherwiderstand in der auf die Durchtrennung folgenden Scherphase beeinflussen.

5.1.2.8.3. Oberflächenqualität bei Gipstrennflächen

Unter bestimmten Umständen kann die Scherfestigkeit von Gipstrennflächen durch die Oberflächenqualität des Gipses ungünstig beeinflusst werden.

Bei Scherversuchen, die den vorgenannten Auswertungen zugrunde liegen, war die Oberflächenqualität ausreichend groß, so daß die Annahme gerechtfertigt scheint, auf glatten Kontaktflächen einen Gleitreibungswinkel von 40° anzusetzen.

Einige Versuche zeigten jedoch, daß es möglich ist, das Scherverhalten durch geringe Änderungen der Herstellungsbedingungen grundlegend zu ändern. So setzte eine durch zu große Lagerungstemperaturen hervorgerufene Dehydratation (s. Anhang A) den Reibungswinkel einer ebenen, glatten Trennfläche auf bis zu 11° herab (Versuch 0601_b). Diese Reduktion wurde vermutlich durch ein Versagen der Kristallstruktur und ein scherrichtungsparalleles Einregeln der Gipskristalle bewirkt. Letzteres kam durch eine progressive Verringerung des Scherwiderstandes, eine den Zusammenbruch des Korngerüsts ankündigende Kontraktion sowie durch die Beschaffenheit der Trennfläche nach dem Versuch zum Ausdruck.

Ein weiterer Versuch („gegoss“), bei dem mit dem Scherweg eine extreme Reduktion des korrigierten Reibungswinkels auf ca. 17° einherging, wurde an einer Trennfläche durchgeführt, die als Abdruck einer rauhen Gesteinstrennfläche hergestellt worden war. Bei dieser Trennfläche wird das absonderliche Scherverhalten mit einer Ansammlung von Wasser im Bereich der Oberfläche und damit einer Qualitätseinbuße des Gipses, die auch visuell deutlich wurde, in Zusammenhang gebracht.

Diese Erkenntnisse unterstreichen, daß gerade bei der Verwendung von Gips als Modellmaterial für Trennflächen eine sorgfältige Qualitätskontrolle sowie eine kritische Hinterfragung der Meßergebnisse erforderlich ist. Weiterhin zeigen diese Ergebnisse auf, daß Vergleiche mit unter unbekanntem Randbedingungen durchgeführten Untersuchungen an Gipstrennflächen i. d. R. fragwürdig sind.

5.1.2.8.4. Scherwiderstand einer monolithischen Gipsprobe

Ein direkter Scherversuch wurde an einer monolithischen Gipsprobe durchgeführt. Dabei wurde ein Scherverhalten gemessen, das qualitativ dem von Trennflächen mit negativ geneigten Einzelrissen ähnelt. Das Versagen der Probe erfolgte überwiegend durch indirekte Zugrisse. Das Reißbild wurde im Verlauf des Scherversuchs

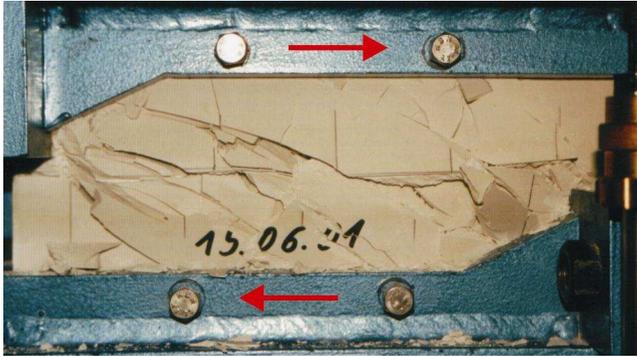


Abb. 5.95: Rißbild der monolithischen Scherprobe
Weitgreifende Zerlegung
Versuch 1506ob (keine Risse; $\sigma=3,4$ MPa; CNL)

ches sehr komplex und die Probe tiefgreifend zerlegt. Im Gegensatz zu dem Verhalten diskontinuierlicher Trennflächen konzentriert sich die der Zerlegung unterworfenen Zone nicht so stark im Bereich der theoretischen Scherebene, sondern umfaßt große Teile des Probenvolumens (Abb. 5.95).

Von einigem Interesse ist jedoch, daß der Bruchwiderstand bei diesem Versuch nicht wesentlich (nur ca. 25%) größer war als bei den ungünstigst orientierten diskontinuierlichen Trennflächen, obwohl letztere aus offenen Rissen zusammen-

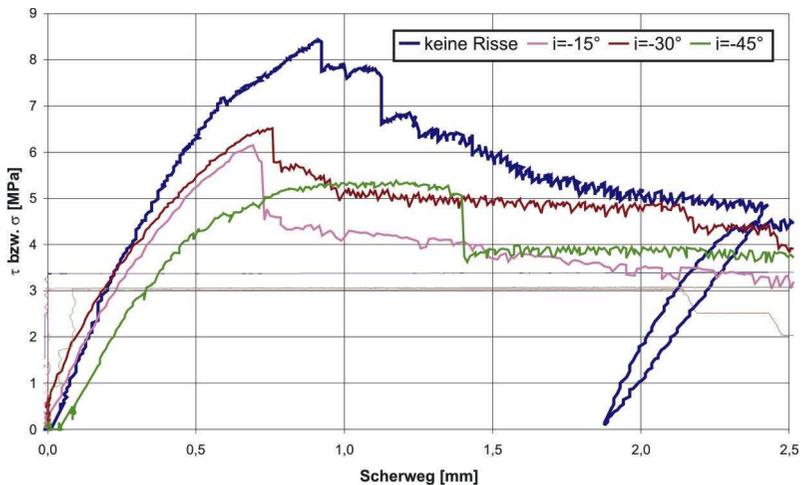


Abb. 5.96: „Obere“ Grenze des Scherwiderstandes
Vergleich des Scherverhaltens einiger Trennflächen mit einer
monolithischen Probe
keine Risse bzw. $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma\approx 3$ MPa

gesetzt waren (Abb. 5.96). Das heißt, daß die vorliegende Untersuchung trotz der durchweg geöffneten Risse und trotz einer nicht zu vernachlässigenden Rißdichte auch zur Abschätzung der Scherfestigkeit bei einem extrem geringen Grad der Durchtrennung herangezogen werden kann. Die obere Grenze der Scherfestigkeit eines Gebirgsvolumens unbekannter (geringer) Zerlegung dürfte daher die im Rahmen einer vergleichbaren Versuchsserie an idealisierten Trennflächen gemessene kaum übersteigen.

Andererseits ist mit dem Versuch an der monolithischen Probe auch eine obere Grenze für die Scherfestigkeit von Trennflächen mit geschlossenen bzw. gar verheilten Rissen vorgegeben, deren Bruch- und Scherverhalten hier nicht weiter untersucht werden konnte.

5.1.2.9. Einfluß bei verschiedenen Rißneigungen innerhalb einer Trennfläche

Da es in der Realität nahezu ausgeschlossen ist, daß entlang einer Versagenszone die Geometrie der Klüfte und ihre gegenseitigen Anordnung starr und schematisch ausgebildet ist, stellt es natürlich eine extreme Idealisierung dar, wenn man Anordnungen von Rissen wie in den oben beschriebenen direkten Scherversuchen unmittelbar in die Realität überträgt.

Als Anregung sollte anhand eines Versuches erforscht werden, welchen Scherwiderstand Trennflächen aktivieren, die aus verschiedenen geneigten Rissen zusammengesetzt sind, und von welcher Art von Rissen der größte Einfluß auf die Scherfestigkeit der gesamten Trennfläche ausgeübt wird. Für diesen Versuch wurde eine Trennfläche aus je drei -30° , 0° sowie $+30^\circ$ geneigten, 20 mm langen Rissen im gegenseitigen Rißmittenabstand von 25 mm zusammengesetzt (Abb. 5.97). Dabei wurden von den geneigten Rissen jeweils zwei gleiche nebeneinander angeordnet, um die Trennfläche zum Teil aus bekannten Brückegeometrien zusammensetzen. Im Vergleich mit den Versuchen an Trennflächen, die ausschließlich aus den Rissen aufgebaut waren, die auch in der variablen Trennfläche Verwendung fanden ($i = -30^\circ$; 0° bzw. $+30^\circ$), sollten deren mechanisch prägendsten Bestandteile identifiziert werden.

Zu Beginn des Scherprozesses fällt besonders die progressive Bruchbildung auf. Die Rißbildung beginnt in den am günstigsten angeordneten Gesteinsbrücken bzw. bei den günstig geneigten Anfangsrissen (hier bei $i = 0^\circ$ bzw. $i = +30^\circ$), d. h. bei den Rissen, die sich bekanntermaßen (s. Abb. 5.28 in Kap. 5.1.2.2) unter

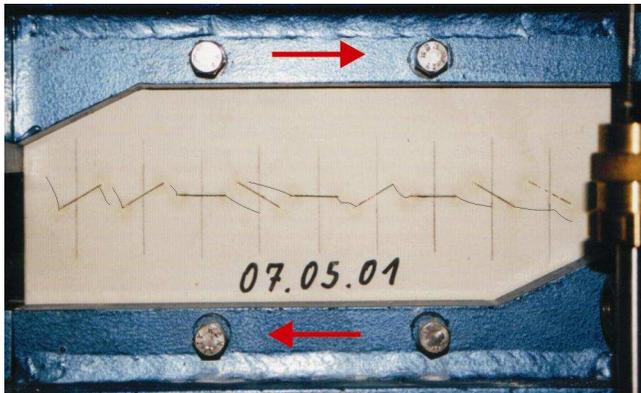


Abb. 5.97: Aus drei verschiedenen Rißarten zusammengesetzte Trennfläche
 Rißbild nach erster Rißbildung (Risse nachgezeichnet)
 Versuch 07050a ($n=9$; $l=20$ mm; $e=25$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL)
 $i=-30^\circ$, 0° bzw. $+30^\circ$

besonders geringen Scherspannungen fortpflanzen. Innerhalb des sich dann einstellenden Rißbildes kann man lokal die für die entsprechenden Gesteinsbrücken typischen Flügelrißausbildungen wiederfinden (Abb. 5.97). Nach erfolgter Rißbildung (hier: SW1a) wird das darauffolgende Scherverhalten zunächst überwiegend

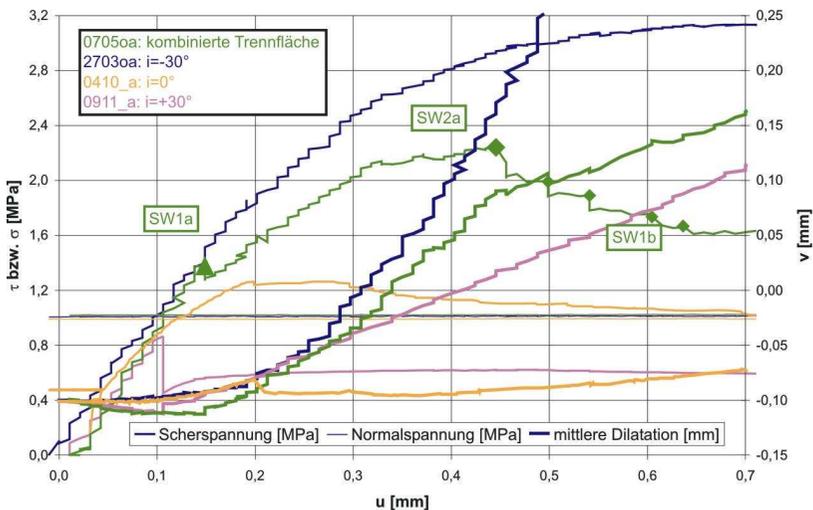


Abb. 5.98: Vergleich des Scherverhaltens einer aus drei verschiedenen
 Rißarten zusammengesetzten Trennfläche mit entsprechenden
 „homogenen“ Trennflächen
 Beginn der Scherversuche

von den negativ geneigten Rissen geprägt, d. h. der weitere Anstieg der Scherspannung sowie der Dilatation erfolgt parallel zu dem bei einem Versuch an einer ausschließlich aus solchen Rissen zusammengesetzten Trennfläche (Abb. 5.98).

Von bestimmten Rißtypen besonders geprägte Scherphasen sind für den Scherversuch an der kombinierten Trennfläche charakteristisch. Nachdem die negativ geneigten Risse für einen von Dilatation begleiteten Anstieg des Scherwiderstandes bis zum SW2a gesorgt haben und die progressive Durchtrennung der Gesteinsbrücken anhand von mehreren plötzlichen Scherspannungsabnahmen (s. Rautensymbole in Abb. 5.98) erfolgt ist, wird das Scherverhalten in der Scherphase 2 durch die Führung entlang der $+30^\circ$ geneigten Risse gekennzeichnet. Die Volumenänderung mit dem Scherweg ist dann ähnlich wie bei dem Versuch 0911_a an einer Trennfläche aus ausschließlich positiv geneigten Rissen (Abb. 5.99). Aufgrund der z. T. kleineren Radien der als Rollen agierenden Gesteinsbruchstücke und der an anderen Kontaktstellen auftretenden Gleitreibung (Abb. 5.100) ist der (korrigierte) Scherwiderstand bei der kombinierten Trennfläche allerdings größer.

Bei der aus verschiedenen geneigten Rissen zusammengesetzten Trennfläche werden die den Aufgleit- bzw. Aufrollvorgang steuernden Rißufer, da es nur

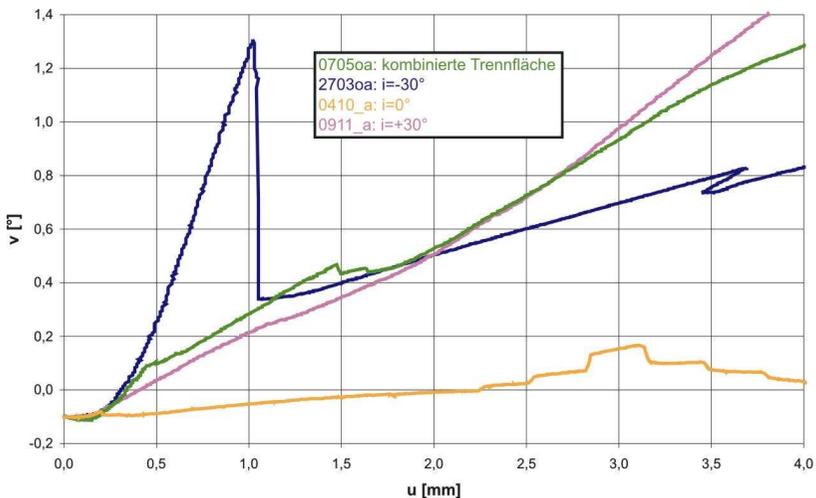


Abb. 5.99: Vergleich des Dilatationsverhaltens einer aus drei verschiedenen Rißarten zusammengesetzten Trennfläche mit entsprechenden „homogenen“ Trennflächen Scherphasen 1 und 2

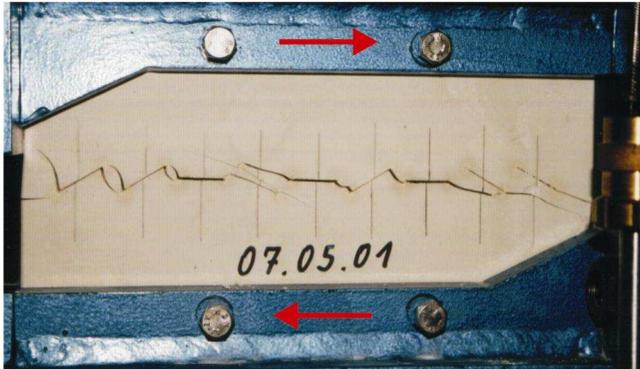


Abb. 5.100: Aus drei verschiedenen Rißarten zusammengesetzte Trennfläche: Rißbild in Scherphase 2
 Versuch 07050a ($n=9$; $l=20$ mm; $e=25$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL)
 $i=-30^\circ$, 0° bzw. $+30^\circ$

wenige sind, stärker belastet, so daß sie eher brechen und die durch Gleiten und Scherzonenbildung gekennzeichnete Scherphase 3 nach relativ geringen Scherverschiebungen einsetzt. Aber auch danach können insbesondere anhand der Aufzeichnung der Dilatation verschiedene Phasen identifiziert werden, in denen ein bestimmtes, vermutlich von jeweils einer Rißneigung dominiertes Verhalten vorherrscht. Aufgrund des unterschiedlichen Bruch- und Scherverhaltens innerhalb der Trennfläche konzentriert sich die Produktion und Ansammlung von Mylonit an bestimmten Stellen der Scherzone (Abb. 5.101).

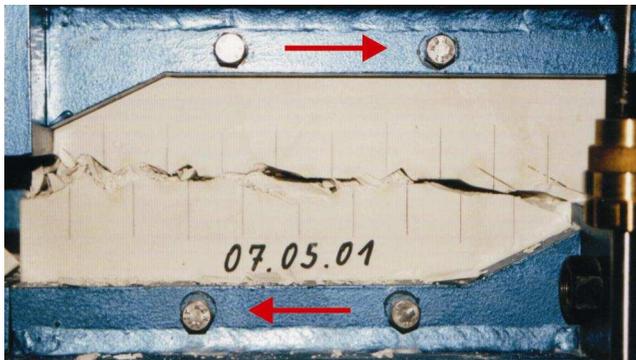


Abb. 5.101: Aus drei verschiedenen Rißarten zusammengesetzte Trennfläche: Rißbild in Scherphase 3
 Versuch 07050a ($n=9$; $l=20$ mm; $e=25$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL)
 $i=-30^\circ$, 0° bzw. $+30^\circ$

Verallgemeinernd kann abschließend festgestellt werden, daß Trennflächen, die aus verschiedenen Einzelrissen und Gesteinsbrücken zusammengesetzt sind, vermutlich am stärksten von denjenigen Anfangsrissen bzw. Brücken beeinflusst werden, die die größte Dilatationsrate hervorrufen. Dafür können im Verlauf des Schervorgangs jeweils verschiedene Risse verantwortlich sein, z. B. vor dem Bruch negativ und nach dem Bruch positiv geneigte Risse.

Allgemein sind daher innerhalb einer Trennfläche die Abschnitte von besonderer Bedeutung, die durch eine vergleichsweise hohe Scherfestigkeit gekennzeichnet sind. Dies hat zur Folge, daß z. B. schon wenige einzelne besonders „scherfeste“ Abschnitte eine reale diskontinuierliche Trennfläche stabilisieren können. Es darf allerdings auch nicht vernachlässigt werden, daß der Beginn des Zusammenwachsens der Trennfläche von den „schwächsten“ Brücken ausgeht. Da allerdings manche Gesteinsbrücken einen mehrfach größeren Bruchschwerwiderstand aufweisen als andere (s. z. B. Abb. 5.29 in Kap. 5.1.2.2), können sie den Ausfall einiger an anderer Stelle frühzeitig gebrochener Brücken kompensieren.

In der Regel kann anhand der im realen Gebirge aufnehmbaren Gefügedaten im günstigsten Fall abgeschätzt werden, aus welchen Elementtypen eine potentielle Trennfläche wahrscheinlich zusammengesetzt ist. Die Form und Größe der die Tragfähigkeit einer Trennfläche am stärksten prägenden Gesteinsbrücken werden dagegen kaum mit akzeptabler Sicherheit zu ermitteln sein. Dies dürfte die genaue Abschätzung der Scherfestigkeit von diskontinuierlichen Trennflächen in situ nahezu unmöglich machen.

Das hier vorgestellte Ergebnis deutet darauf hin, daß bei realen Trennflächen die von den „tragfähigsten“ Gesteinsbrücken geprägte Bruchfestigkeit (SW1 (bzw. SW2a)!) innerhalb des gesamten Scherprozesses vermutlich dominanter sein wird als bei vielen der idealisierten Trennflächen, bei denen der SW2 der größte aller gemessenen Scherwiderstände war.

Auf alle Fälle wird durch variable Trennflächenabschnitte das Bruch- und Scherverhalten der kompletten diskontinuierlichen Trennfläche wesentlich komplexer als bei den in dieser Arbeit schwerpunktmäßig untersuchten Modellen.

5.2. Numerische Untersuchungen

Anhand der direkten Scherversuche an diskontinuierlichen Trennflächen konnte deren Bruch- und Scherverhalten relativ zuverlässig systematisiert werden. Um das Scherversagen jedoch vorherzusagen zu können, ist es erforderlich, Modelle zu finden bzw. entwickeln, die in den einzelnen Scherphasen angewendet werden können.

Zur Untersuchung der Modellierbarkeit des realen Bruchverhaltens unter Scherbeanspruchung und zum besseren Verständnis der dieses steuernden Faktoren wurde eine exemplarische numerische Studie mit dem Programm FRACOD^{2D} (2001) („Fracture propagation code, 2 dimensional“) durchgeführt.

Bei FRACOD^{2D} handelt es sich um ein Programm, das nach der Methode der Randelemente (Boundary Element Method = BEM) konzipiert und speziell zur Simulation der zweidimensionalen Rißfortpflanzung in hartem Gestein vorgesehen ist (Shen, 2001). Dazu ist ein von Shen & Stephansson (1993) entwickelter spezieller Rißwachstumsmechanismus implementiert. Dieses sogenannte F-Kriterium ist eine Modifikation des Konzepts der Energiefreisetzungsrate G_i (strain energy release rate), das bei Überschreiten eines Schwellenwertes ein Rißwachstum in die Richtung vorhersagt, bei dem ein Maximum an zuvor elastisch gespeicherter Dehnungsenergie freigesetzt wird. Dieser Schwellenwert ist eine material- und belastungsart-abhängige Größe, die sogenannte kritische Energiefreisetzungsrate G_{mc} . Dabei ist „m“, wie in Kap. 3.1.2 näher ausgeführt wurde, die Nummer des Modus der Rißöffnungsart.

Die spezielle Modifikation des F-Kriteriums liegt darin, daß die Energiefreisetzungsrate G in die Komponenten G_I und G_{II} zerlegt wird, die zur Rißöffnung

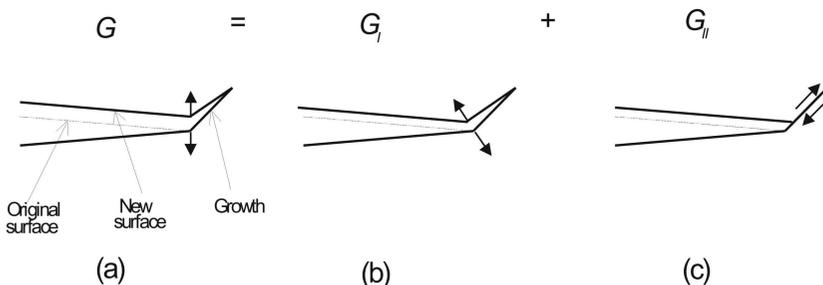


Abb. 5.102: Definition von G_I und G_{II} für Rißwachstum. (a) G , Wachstum hat Anteile von Öffnungs- und Scherverschiebungen; (b) G_I , Wachstum hat nur Öffnungsverschiebung; (c) G_{II} , Wachstum hat nur Scherverschiebung (Quelle: Shen, 2001)

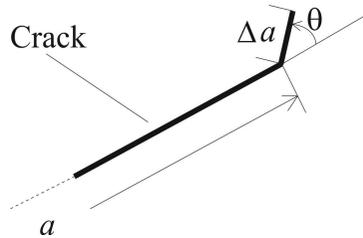


Abb. 5.103: Fiktive Rißverlängerung Δa in Richtung θ in Bezug zur initialen Rißorientierung (Quelle: Shen, 2001)

infolge Zug bzw. Scherung in Gleitebene beitragen können (Abb. 5.102; Modus III wird nicht berücksichtigt). Rißwachstum tritt dann ein, wenn die Summe der in Komponenten aufgeteilten Verhältniswerte von vorhandenen zu kritischen Freisetzungsraten den Wert „1“ erreicht oder überschreitet:

$$F(\theta) = \frac{G_I(\theta)}{G_{Ic}} + \frac{G_{II}(\theta)}{G_{IIc}} \geq 1,0 \quad (5.2)$$

θ ist die Orientierung der betrachteten Richtung an der Rißspitze (Abb. 5.103). Die Orientierung, in der die Rißfortpflanzung erfolgt, wird durch Maximierung von $F(\theta)$ ermittelt:

$$F(\theta) \Big|_{\theta=\theta_0} = \max \quad (5.3)$$

Bei Kombination der Gleichungen (5.2) und (5.3) gilt dann als Voraussetzung für das Rißwachstum:

$$F(\theta) \Big|_{\theta=\theta_0} = 1,0 \quad (5.4)$$

Es muß hervorgehoben werden, daß dieses Konzept allein Rißwachstum von den Enden vorhandener Risse aus vorsieht.

Die Energiefreisetzungsraten, die auch als Rißausbreitungskraft bezeichnet wird, kann in Beziehung zur Spannungsintensität K_m gesetzt werden:

$$G_m = (1 - \nu^2) \cdot \frac{K_m^2}{E} \quad (5.5)$$

mit den elastischen Materialparametern Poissonzahl ν und E-Modul E (Mang, 1995 (S. 33)). Über die gleiche Beziehung können kritische Energiefreisetzungsraten G_{mc} und Rißzähigkeiten K_{mc} verknüpft werden.

Mit den in Kap. 4.3 angegebenen Materialkenngrößen konnten die kritischen Energiefreisetzungsraten im Modus I für Gips zu $G_{Ic} = 15,3 \text{ Nm/m}^2$ und für Kalk-

stein zu $G_{Ic} = 24,6 \text{ Nm/m}^2$ berechnet werden. Die kritischen Energiefreisetzungs-raten im Modus II wurden geschätzt, indem der Verhältniswert von G_{IIc} / G_{Ic} von Gesteinen aus Shen (2001) mit 20 übernommen wurde. Damit wäre G_{IIc} vorsichtig abgeschätzt, da nach Shen & Stephansson (1994) bei Gesteinen $G_{IIc} > 100 * G_{Ic}$ ist. Wie Parameterstudien ergaben, ist der Bruchwiderstand gegenüber dem genauen Wert von G_{IIc} nicht besonders sensitiv, da selbst bei dessen Verringerung um ein bis zwei Größenordnungen das Rißwachstum nicht wesentlich beeinflusst wird. Daher konnte auf eine genaue Bestimmung dieses Wertes verzichtet werden. (Bei extremer Reduzierung von G_{IIc} resultierte ein von den Beobachtungen abweichendes Rißwachstum, was zusätzlich verdeutlicht, daß solch geringe Werte nicht realistisch sind.)

Bei den Parameterstudien mit dem Programm FRACOD^{2D} wurden die Ursprungsrisse mit ihrer Geometrie vorgegeben. Zur Ausnutzung von Symmetriebeziehungen wurde die genaue Anzahl der Risse auf den nächst höheren geraden Zahlenwert erhöht (z. B. $n = 6$). Die Risse wurden so definiert, daß sie weder Normal- noch Scherspannungen übertragen konnten („offene“ Risse). Als äußere Belastungen wurden im Fernfeld eine entsprechend große Normalspannung und eine Scherspannung aufgebracht. Letztere wurde iterativ solange erhöht, bis Rißwachstum auftrat. Die Iterationsschritte betragen 0,05 MPa und geben die maximale rechnerische Ungenauigkeit an.

Die Randbedingungen in den Modellberechnungen weichen von denen im direkten Scherversuch auf zweifache Weise ab. Zum einen wird das numerische Modell außer durch eine vertikale Normalspannung durch eine gleichverteilte „reine“ Scherbelastung beaufschlagt (Abb. 5.104a), während die Scherlasten in die Scherproben an den Seiten konzentriert eingeleitet werden (Abb. 5.104b). Dadurch resultieren im Modell i. d. R. steilere Hauptspannungsrichtungen als in den Proben. Weiterhin stellen die in einer Reihe angeordneten modellierten Risse nur eine örtlich begrenzte, auf die Mitte des Modells beschränkte Schwächung des unendlich großen Modells dar (Abb. 5.104a). Dagegen sind bei den direkten Scherversuchen die Proben entlang der gesamten Länge der Scherfläche mit Rissen durchsetzt (Abb. 5.104b).

Trotz dieser Einschränkungen wurde erwartet, daß die Modellrechnungen zur Simulation des Beginns des realen Bruchverhaltens der diskontinuierlichen Trennflächen geeignet sind.

Nach den experimentell gemachten Erfahrungen hängt das Scherverhalten einer Trennfläche von den bei einem bestimmten Scherweg erfolgten Rißbildungen ab.

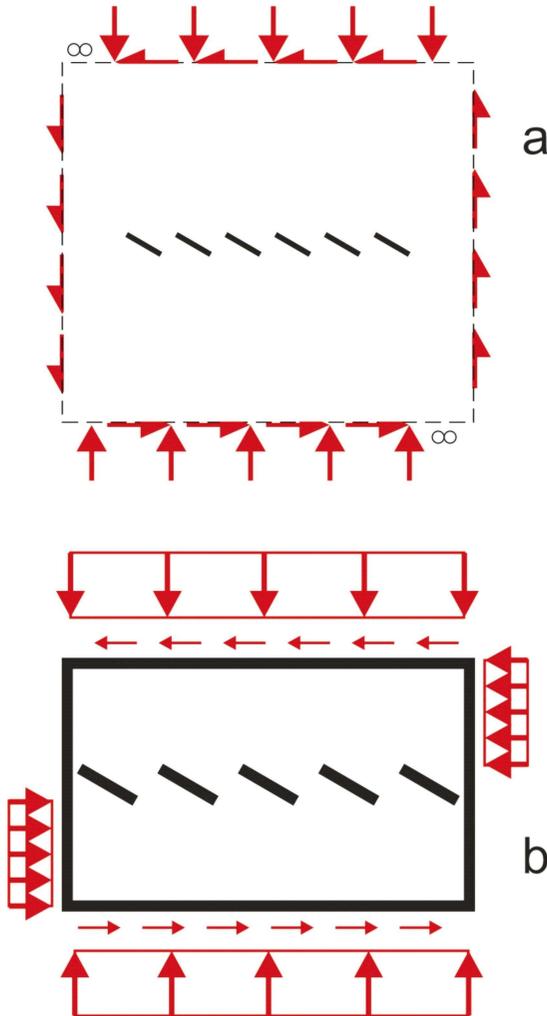


Abb. 5.104: Belastungsarten im numerischen Modell (a) bzw. im direkten Scherversuch (b)
a) reine Scherbelastung und vertikale Hauptspannung
b) konzentrierte Scherlasteinleitung an den Seiten sowie vertikale Normallast

Daher ist eine Modellierung des Scherverhaltens bei größeren Scherverschiebungen erst dann sinnvoll, wenn die ersten Rißbildungen sowie der Bruch der Gesteinsbrücken zufriedenstellend nachgebildet werden können. Daraus ergibt sich die grundlegende Bedeutung der folgenden Untersuchungen zur Modellierung des Bruchverhaltens diskontinuierlicher Trennflächen.

5.2.1. Umfang der Modellrechnungen

Mit dem Programm FRACOD^{2D} wurden zu den meisten auch im Rahmen der Versuche behandelten Einflußfaktoren Modellrechnungen durchgeführt. Dazu wurden nicht alle Einzelversuche simuliert, sondern es wurden einige exemplarische Berechnungen bei ausgewählten Randbedingungen vorgenommen, die zum Studium der Einflüsse verschiedener Parameter besonders geeignet waren.

Weiterhin wurden einige Berechnungen zur Erkundung der Sensitivität einiger numerischer Randbedingungen durchgeführt.

Insgesamt wurden ca. 90 verschiedene Modelle berechnet.

5.2.2. Allgemeine Ergebnisse der Modellrechnungen

Bei den durchgeführten Modellrechnungen trat ausschließlich Rißwachstum infolge Zug bzw. im Modus I auf. Das sich bildende Rißbild aus Flügelrissen war i. d. R. von regelmäßiger Gestalt, d. h. das Rißwachstum erfolgte in allen Gesteinsbrücken in ähnlicher, jedoch nicht identischer Form.

Sehr häufig entstanden die Flügelrisse durch instabiles Rißwachstum. Sie wuchsen bis zu einer bestimmten Länge, ohne daß die Scherbelastung erhöht werden mußte.

Auch wenn es die Regel war, daß bei einem bestimmten Spannungsniveau das Rißwachstum in allen Gesteinsbrücken gleichzeitig vorangetrieben wurde, konnte auch progressives Rißwachstum beobachtet werden. Dabei trat zum einen der Beginn der Rißfortpflanzung lokal begrenzt, d. h. an einzelnen Rissen, und in Form stabilen Rißwachstums auf. Alternativ setzt bei einer bestimmten Scherbelastung zwar ein instabiles Rißwachstum in mehreren bzw. allen Gesteinsbrücken ein, dessen Initiierung kann dank der iterativen Berechnungsart dann jedoch einer bestimmten Anfangsrißspitze zugeordnet werden. Falls der Beginn der Rißbildung lokalisiert werden konnte, wurde die Stelle der zuerst auftretenden Risse vermerkt, da sie ggf. Auskunft über die Auswirkungen der Modellrandbedingungen gibt. Insbesondere wenn das Rißwachstum innen, also nicht an den äußeren Enden der ganz außen liegenden Risse beginnt, sollte der Einfluß der nur teilweisen Durchtrennung bei den numerischen Modellen zu vernachlässigen sein. Bei Rißbeginn am äußeren Ende kann dagegen nicht ausgeschlossen werden, daß diese Rißbildung durch die im Modell um die begrenzte Rißreihe herumge-

leiteten Spannungen hervorgerufen wird und nicht mit der im direkten Scherversuch auftretenden übereinstimmt.

Von besonderem Interesse ist die Tatsache, daß bei den die realen Scherversuche simulierenden Modellrechnungen i. d. R. keine vollständige Durchtrennung der Gesteinsbrücken erfolgte.

Diese Unfähigkeit des numerischen Modells zur Beschreibung der in den Scherversuchen aufgetretenen Bruchbildung weist auf zweierlei hin. Zum einen war es gerechtfertigt, das Bruchverhalten in zwei unterschiedliche Einzelereignisse, die durch SW0/SW1a sowie SW1b symbolisiert wurden, zu unterteilen. Beide werden durch gesonderte Bruchmechanismen charakterisiert. Von diesen Bruchmechanismen können zum anderen nur die Flügelrißbildungen (SW1a bzw. SW0) mit dem Inventar des Rißfortpflanzungsmodells von FRACOD^{2D} nachvollzogen werden.

5.2.3. Einfluß der Rißorientierung

Das Rißwachstum als Funktion vom Rißwinkel i zeigt Abb. 5.105. Dabei sind sowohl Auflast als auch Rißgeometrien in Übereinstimmung mit den Randbedingungen der in Kap. 5.1.2.2 beschriebenen direkten Scherversuche.

Die Ergebnisse zeigen, daß bei Rißwinkeln zwischen -45° und 0° die Scherspannung bei der ersten Rißbildung deutlich unter der die komplette Rißbildung veran-

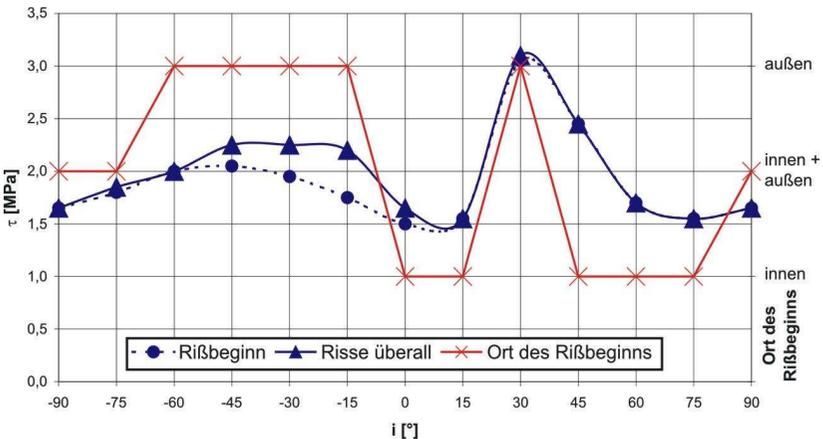


Abb. 5.105: FRACOD^{2D}-Modellrechnungen
Rißwinkel variabel
 $n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

lassenden Scherspannung zurückbleibt. Bei allen anderen Rißorientierungen fällt die erste Rißbildung mit dem instabilen Rißwachstum in allen Gesteinsbrücken (nahezu) zusammen. Die Kurve der Bruchwiderstände (SW1a) über den Rißwinkel besitzt zwei Maxima bei $-45^\circ \leq i \leq -15^\circ$ bzw. $i = +30^\circ$ sowie zwei Minima bei $i = +15^\circ$ bzw. $i = +75^\circ$.

Bei Rißwinkeln, bei denen besonders große Scherwiderstände errechnet wurden, ist die Rißbildung von den äußeren Enden der außenliegenden Risse ausgegangen und kann daher ggf. von den Modellrandbedingungen (s. o.) beeinflusst worden sein. Ansonsten hat das Rißwachstum (auch) in den zwischen den Rissen liegenden Gesteinsbrücken begonnen.

Die resultierenden Rißbilder unterscheiden sich je nach Rißorientierung grundlegend. Bei den meisten Rißwinkeln ($+45^\circ \leq i \leq +90^\circ$ bzw. $-90^\circ \leq i \leq 0^\circ$) wachsen die ersten Risse von den oberen Enden der Anfangsrisse schräg nach oben bzw. von den unteren Enden nach unten (Abb. 5.106, s. nächste Seite). Eine grundlegende Eigenschaft der Modellrechnungen ist die reine Scherbelastung, die bei unbegrenztem Rißwachstum dazu führt, daß diese Risse mit der Horizontalen einen Winkel von mehr als 45° einschließen. Dementsprechend wachsen die Flügelrisse stärker von der eigentlichen Scherzone weg als bei der direkten Scherung.

Bei flach ansteigenden Ursprungsrissen wachsen die Flügelrisse dagegen von einem Rißende in Richtung des nächsten Endes des Nachbarrisisses und schließen zwischen sich eine wie ein Faß geformte Gesteinsbrücke ein (z. B. Abb. 5.107).

$n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL; $i=+30^\circ$

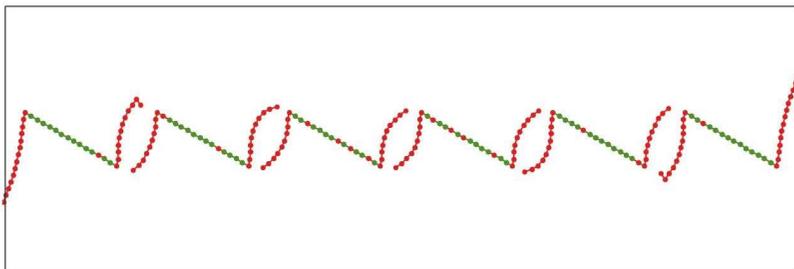
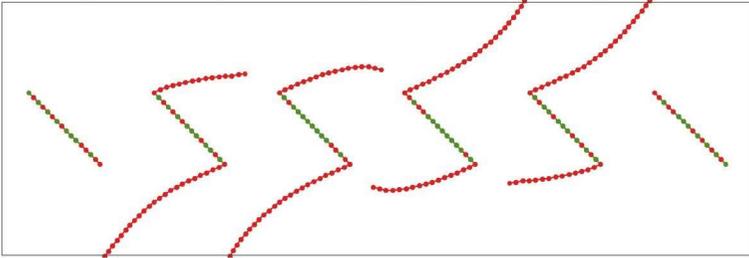
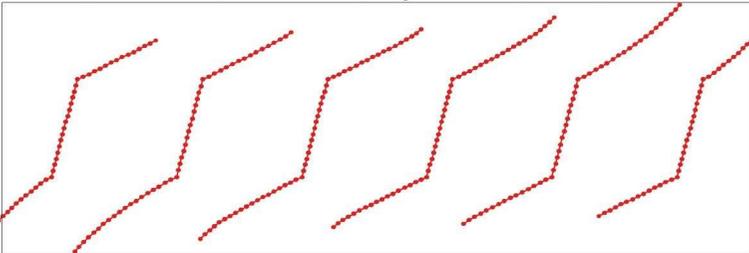


Abb. 5.107: Rißbild bei Modellrechnung mit $i=+30^\circ$
rote Rißabschnitte werden auseinander gezogen
grüne Rißabschnitte weisen Scherverschiebungen auf

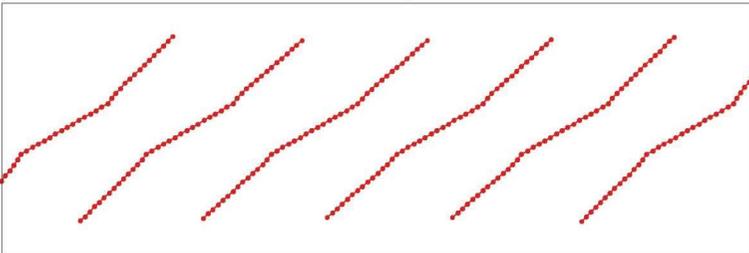
$n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL; $i=+45^\circ$



$n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL; $i=-90^\circ$



$n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL; $i=-30^\circ$



$n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL; $i=0^\circ$



**Abb. 5.106: Rißbilder bei Modellrechnungen mit $i=+45^\circ$, -75° , -30° bzw. 0°
rote Rißabschnitte werden auseinander gezogen
grüne Rißabschnitte weisen Scherverschiebungen auf**

5.2.4. Einfluß des Maßstabs

Zum Einfluß des Maßstabs wurden bei vier verschiedenen Rißorientierungen Maßstabsvariationen vorgenommen. Dabei wurden statt der 40 mm langen Risse halb so kurze Risse bei gleicher Rißdichte modelliert.

Die Modellberechnungen weisen einen signifikanten Maßstabseffekt aus (Abb. 5.108). Die doppelt so langen Risse wachsen bei deutlich geringeren Scherspannungen. Das Verhältnis der Scherwiderstände von Trennflächen aus kurzen bzw. langen Anfangsrissen ist allerdings nicht konstant, sondern beträgt bei den vorliegenden Berechnungen 1,24 bis 1,41. Der größere Wert ($\sqrt{2}$) beschreibt auch den aus dem Bruchmodell resultierenden Maßstabfaktor für das Rißwachstum von isolierten Rissen.

Weiterhin wurde untersucht, ob und inwieweit die genaue Anzahl der Risse im numerischen Modell einen Einfluß auf die simulierten Bruchwiderstände ausübt, da ja die Risse nur im mittleren Bereich des Modells angeordnet sind. Eine Verdopplung der Rißanzahl hatte allerdings keine gravierende Änderung der rißauslösenden Scherspannungen zur Folge, so daß dieser Einfluß zu vernachlässigen ist.

In einer letzten Modifikation wurde als ein weiterer modelltechnischer Gesichtspunkt der Grad der Diskretisierung der Risse untersucht. Die Länge der Rißele-

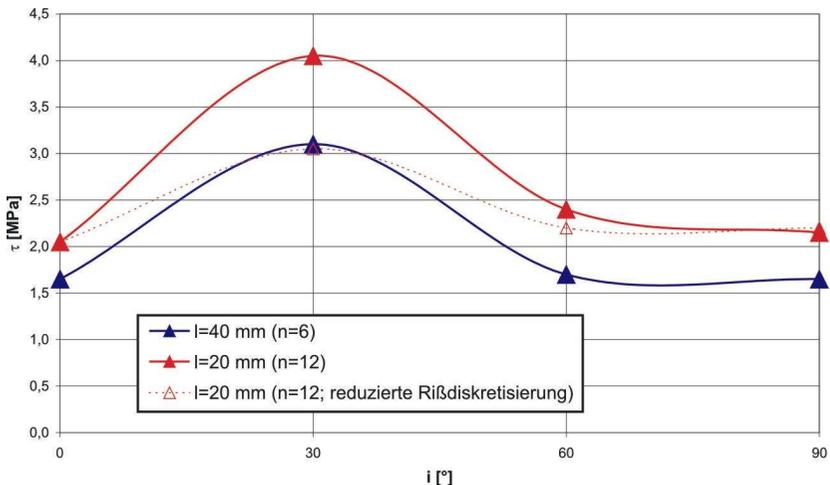


Abb. 5.108: FRACOD^{2D}-Modellberechnungen
Einfluß des Maßstabs
 $l/e=0,8$ mm/mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

mente, in die ein Anfangsriß eingeteilt bzw. diskretisiert wird, bestimmt über die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse an den Rißspitzen bzw. an den Seiten der Risse (Shen & Stephansson, 1995).

Aus Abb. 5.108 kann abgelesen werden, daß eine reduzierte Rißdiskretisierung großen Einfluß auf das Berechnungsergebnis haben kann. Dieser Einfluß ist speziell bei $i=+30^\circ$ sehr groß. Die Modelleigenschaften spielen also nachweislich eine nicht zu unterschätzende Rolle und zwingen zur Vorsicht bei der Interpretation von Modellberechnungen (s. a. Kap. 5.2.9).

5.2.5. Einfluß des Grads der Durchtrennung

Die numerische Untersuchung des Einflusses der Rißdichte bzw. des Grads der Durchtrennung (l/e) auf den Scherwiderstand wurde nur exemplarisch anhand einiger ausgewählter Rißkonfigurationen durchgeführt. Dabei wurden die Rißdichten bei Trennflächen aus -15° , 0° sowie $+30^\circ$ geneigten Anfangsrissen ungefähr in dem Umfang der Scherversuche variiert.

Als ein Ergebnis wurde ermittelt, daß unter der Bedingung ausreichender Überlappung positiv geneigter Ausgangsrisse die Flügelrisse zur vollständigen Durchtrennung der Gesteinsbrücken und damit zu einem instabilen Bruchereignis führen (Abb. 5.109).

Die Gegenüberstellung der Scherwiderstände bei verschiedenen Rißdichten zeigt jedoch das überraschende Ergebnis, daß gerade Trennflächen, die bei großer Anfangsrißdichte durch Flügelrisse vollständig durchtrennt werden können (hier: $i = +30^\circ$), im Falle einer solchen großen Rißdichte beim Bruch höhere Scherwiderstände aufweisen als bei weiter auseinander stehenden Rissen (Abb. 5.110). Die Ergebnisse zeigen zudem, daß der Einfluß des Grads der Durchtrennung je nach Rißorientierung unterschiedlich ist. Der Einfluß der Rißdichte auf den Bruchschерwiderstand kann daher nicht durch einfache Beziehungen beschrieben werden.

Gemäß den durchgeführten Modellberechnungen scheint die Sensitivität des Scherwiderstands bei Riß- bzw. Bruchbildung gegenüber der Rißdichte insgesamt nicht sehr groß zu sein.

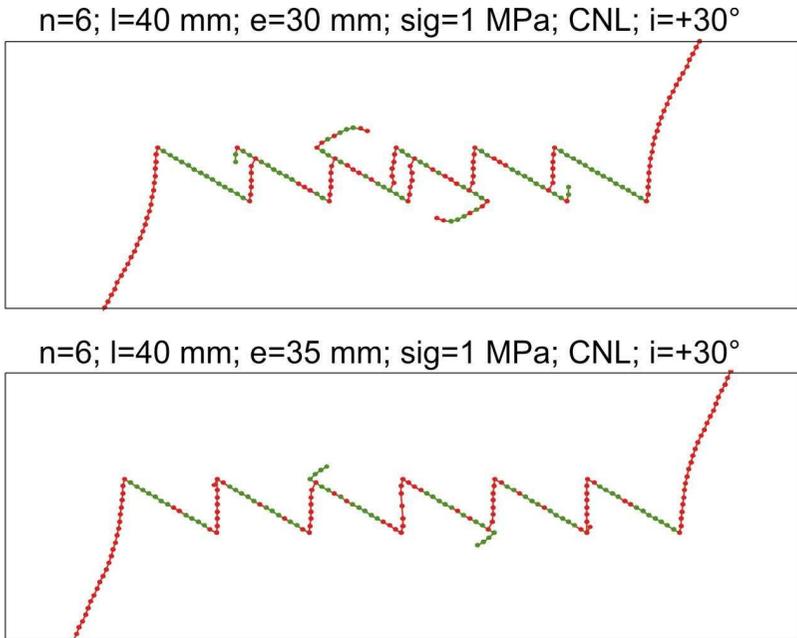


Abb. 5.109: Rißbild bei hoher Rißdichte (Überlappung) bei $i=+30^\circ$
rote Rißabschnitte werden auseinander gezogen
grüne Rißabschnitte weisen Scherverschiebungen auf

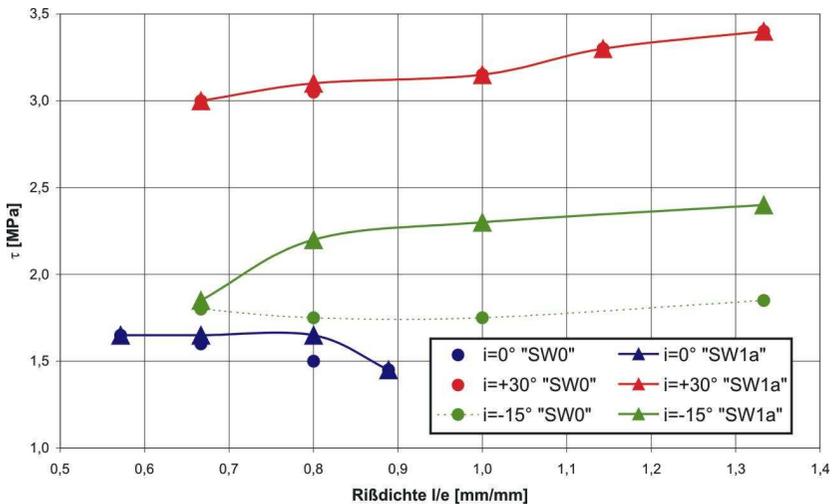


Abb. 5.110: FRACOD^{2D}-Modellberechnungen
Grad der Durchtrennung variabel
n=6; l=40 mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

5.2.6. Einfluß der Normalspannung

Der Einfluß der senkrecht auf eine diskontinuierliche Trennfläche einwirkenden Normalspannung auf deren Scherwiderstand wurde beispielhaft bei drei verschiedenen Rißorientierungen durch Modellberechnungen untersucht (Abb. 5.111).

Die Ergebnisse zeigen, daß dieser Einfluß je nach Trennflächengeometrie sehr unterschiedlich sein kann. Zum Beispiel läßt sich feststellen, daß bei einigen Riß-

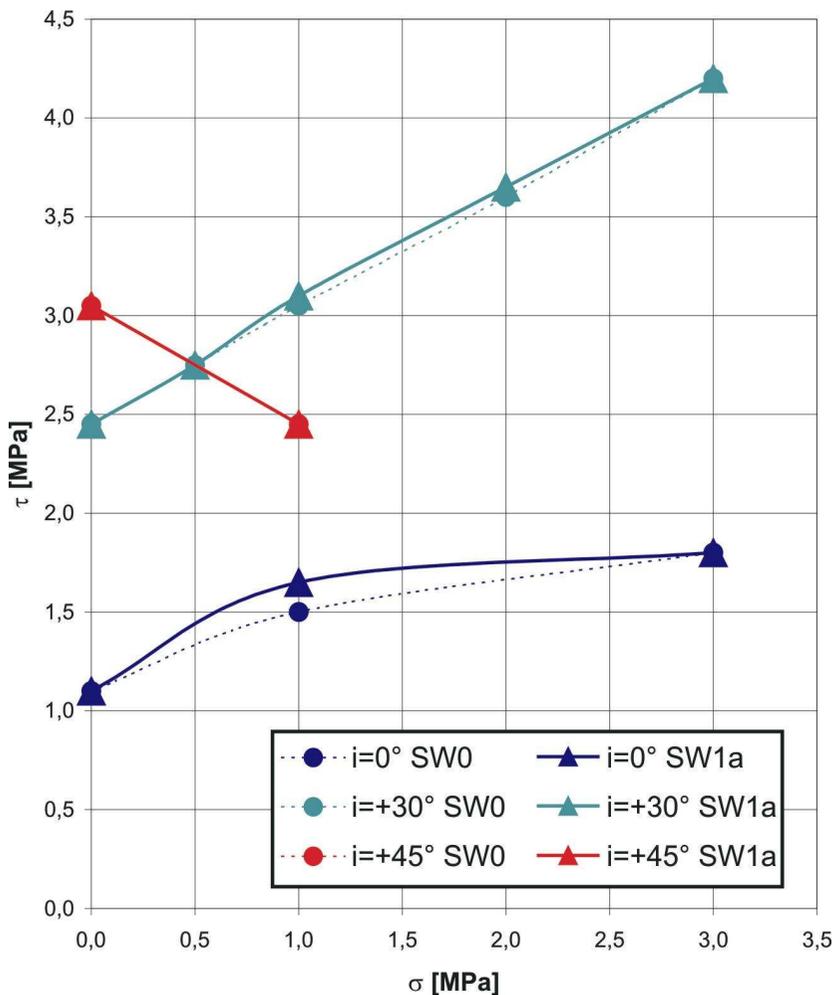
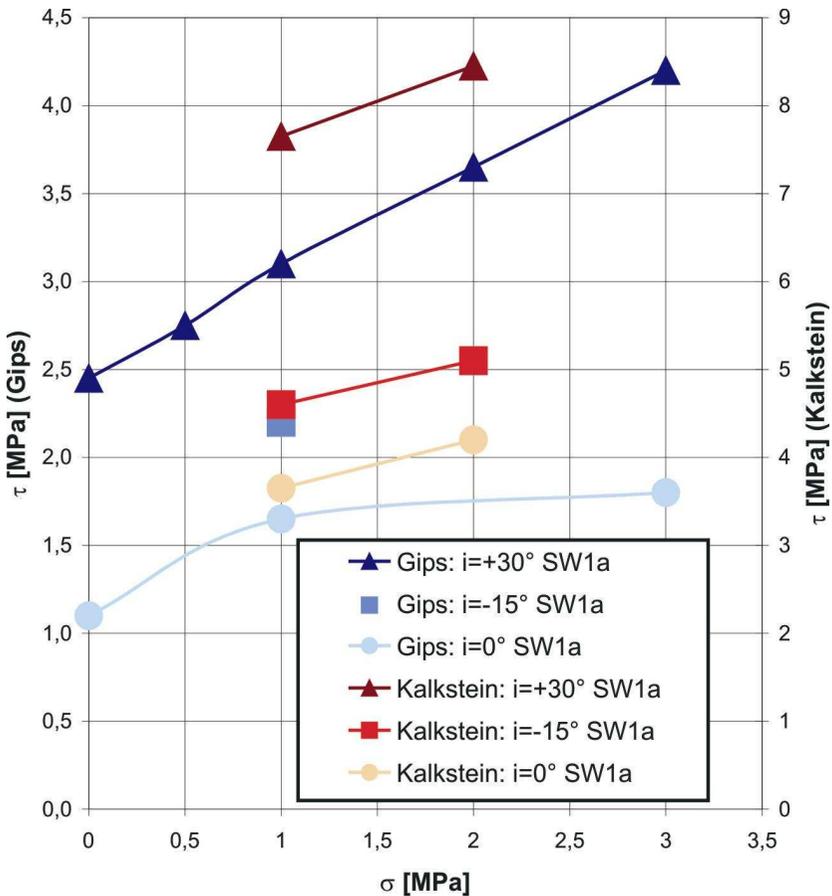


Abb. 5.111: FRACOD^{2D}-Modellberechnungen
Einfluß der Normalspannung
n=6; l=40 mm; e=50 mm; CNL

konfigurationen (hier $i = +45^\circ$) die Spannungskonzentrationen bzw. -intensitäten an den Rißspitzen sowohl durch Scher- als auch durch Normalbelastung vergrößert werden, so daß dort die Rißbildungen durch Lasten jeglicher Art befördert werden.

Bei steigender Normalspannung wechselt bei $i=0^\circ$ der Ort der ersten Rißbildung im Modell von den innen liegenden Gesteinsbrücken zu den äußeren Enden des Rißensembles. Ähnliche Variationen treten wahrscheinlich auch bei anderen Rißorientierungen auf.



**Abb. 5.112: FRACOD^{2D}-Modellberechnungen
Materialien Hartformgips und Kalkstein
n=6; l=40 mm; e=50 mm; CNL**

5.2.7. Einfluß des Materials

Der Einfluß verschiedener Materialien wurde anhand von Modellierungen untersucht, bei denen die mechanischen Eigenschaften von Hartformgips und Kalkstein bei gleichen Reißkonfigurationen eingesetzt wurden. Abb. 5.112 veranschaulicht die Ergebnisse der exemplarischen Realisationen. Die Scherwiderstände für Gips und Kalkstein sind dort in unterschiedlichem Maßstab dargestellt.

Die Ergebnisse lassen auf ein ähnliches Bruchverhalten bei Gips und Kalkstein schließen. Die Scherwiderstände bei Kalksteintrennflächen sind deutlich größer. Das Verhältnis der Scherwiderstände bei der ersten Reiß- bzw. Bruchbildung von Kalkstein und Gips ist allerdings nicht konstant, sondern liegt bei den hier gezeigten Beispielanwendungen zwischen 2,1 und 2,5.

Entsprechend des in FRACOD^{2D} integrierten Reißfortpflanzungskonzepts würde ohne Beeinträchtigung einer Reißspitze durch benachbarte Risse — d. h. bei isolierten Rissen — das Verhältnis der Scherwiderstände mit dem Quotienten der Reißähigkeiten (2,9!) übereinstimmen. Durch die numerischen Modellrechnungen kommt daher klar zum Ausdruck, daß das Bruchverhalten durch die Interaktion der benachbarten Risse geprägt wird. Durch den Einfluß verschiedener Faktoren auf die Interaktion kann das materialspezifische Verhalten jedoch nicht durch einfache Beziehungen ausgedrückt werden.

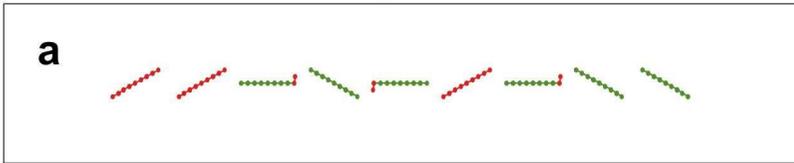
5.2.8. Einfluß bei verschiedenen Reißneigungen innerhalb einer Trennfläche

Ein Vorteil von numerischen Untersuchungen liegt darin begründet, daß man mit wesentlich weniger Aufwand beliebige Trennflächenkonfigurationen untersuchen kann.

Als Beispiel der Möglichkeiten von Modellberechnungen wird hier nur eine Anwendung an einer Reißkombination aus verschiedenen geneigten Rissen aufgeführt. Dabei handelt es sich um die gleiche Trennfläche wie bei dem Versuch, der in Kap. 5.1.2.9 beschrieben wurde, d. h. sie ist aus -30° , 0° und $+30^\circ$ geneigten Rissen zusammengesetzt.

Der prinzipielle Vorteil bei dieser Anwendung ist, daß die Reihenfolge der Reißbildungen deutlicher als im Versuch nachvollzogen werden kann und auf diese Weise die Bedeutung der einzelnen Risse für die Scherfestigkeit der zusammengesetzten Trennfläche erkannt werden kann.

$n=9$; $l=20$ mm; $e=25$ mm; $\text{sig}=1$ MPa; CNL; $i=+30^\circ, 0^\circ, -30^\circ$



$n=9$; $l=20$ mm; $e=25$ mm; $\text{sig}=1$ MPa; CNL; $i=+30^\circ, 0^\circ, -30^\circ$



$n=9$; $l=20$ mm; $e=25$ mm; $\text{sig}=1$ MPa; CNL; $i=+30^\circ, 0^\circ, -30^\circ$



Abb. 5.113: Sukzessive Rißentwicklung bei kombinierter Trennfläche

a) Rißinitiiierung an horizontalen Anfangsrissen

b) weiterführendes Rißwachstum

c) instabiles Rißwachstum bei einigen Rissen, während andere noch im ursprünglichen Zustand sind

Die Rißbildung setzt bei den horizontalen Rissen ein (Abb. 5.113a), springt aber in der folgenden Phase instabilen Rißwachstums auch auf einige $+30^\circ$ geneigte Risse über (Abb. 5.113b).

An den -30° geneigten Rissen kann selbst bei Scherbeanspruchungen, die zu einem instabilen Wachstum einiger von den horizontalen Rissen ausgehenden Flügelrisse führen, noch keine Flügelrißbildung induziert werden (Abb. 5.113c).

$n=9$; $l=20$ mm; $e=25$ mm; $\text{sig}=1$ MPa; CNL; $i=+30^\circ, 0^\circ, -30^\circ$



Abb. 5.114: Rißbild bei kombinierter Trennfläche bei sehr großer Scherspannung (FRACOD^{2D}-Modellberechnung nach 5 Iterationsläufen abgebrochen!)

Erst bei wesentlich größerer Scherbelastung wachsen alle Anfangsrisse. Bei einem vorzeitigen Abbruch der Modellberechnung nach einigen Iterationen ergibt sich dann das in Abb. 5.114 dargestellte Rißbild. Bei einer größeren Anzahl von Iterationen würden sich die Flügelrisse weiter fortpflanzen, ohne jedoch zusammenzuwachsen.

Es stellt sich daher auch bei der aus verschiedenen Rißelementen zusammengesetzten Trennfläche heraus, daß mittels FRACOD^{2D} keine vollständige Durchtrennung modelliert werden kann.

Die numerischen Modellberechnungen verdeutlichen u. a., daß bei einer aus verschiedenen Elementen zusammengesetzten Trennfläche die Rißbildung progressiv erfolgt und komplexer ist als bei aus identischen Elementen zusammengesetzten Trennflächenkonfigurationen.

5.2.9. Zusammenfassung und Bewertung der numerischen Untersuchungen

Die Ergebnisse der numerischen Modellberechnungen weisen mit den Versuchsergebnissen zahlreiche Übereinstimmungen, aber auch signifikante Unterschiede auf.

Zunächst ist es von besonderer Bedeutung festzustellen, daß das verwendete Modell ausschließlich ermöglicht, die ersten Flügelrißbildungen an den Ausgangsrissen innerhalb der diskontinuierlichen Trennflächen und die dabei auftretenden Scherwiderstände SW0 bzw. SW1a nachzubilden. Dies ist zum einen an der Art der Rißbildungen zu erkennen, die in den meisten Fällen nicht zu einer vollständigen Durchtrennung der Gesteinsbrücken führt, so daß der damit verbundene Scherwiderstand SW1b und alle später auftretenden Scherwiderstände nicht mit diesem numerischen Modell beschrieben werden können. Zum anderen stimmt die Größe der berechneten Scherspannungen, die mit dem Beginn der Rißbildung bzw. mit der mit einem Scherspannungsverlust verbundenen Rißfortpflanzung zusammenfallen, für viele Konfigurationen der diskontinuierlichen Trennflächen gut mit den gemessenen Scherwiderständen SW0 bzw. SW1a überein. Dies wird im folgenden an einigen Beispielen belegt.

Die prinzipielle Eignung des numerischen Modells zur Vorhersagbarkeit von SW0 und SW1a kann besonders gut beim Vergleich der Abhängigkeiten der Scherwiderstände in der Scherphase 1 vom Rißwinkel i im direkten Scherversuch sowie im Modell verdeutlicht werden. Wie in Abb. 5.115 zu erkennen ist, gibt es eine

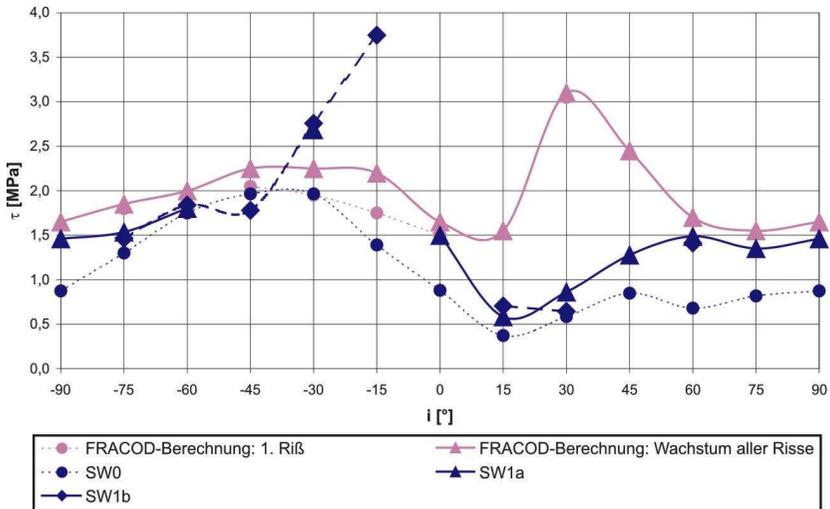


Abb. 5.115: Abhängigkeit der SW bei der Rißbildung vom Rißwinkel i
Vergleich der FRACOD2D-Modellberechnungen mit
Ergebnissen der direkten Scherversuche

gute Übereinstimmung zwischen den numerisch ermittelten Scherwiderständen, bei denen Flügelrisse an allen Anfangsrissen wachsen, und den gemessenen Scherwiderständen bei entsprechendem Rißwachstum (SW1a ($i = 0^\circ$ und $+60^\circ \leq i \leq 90^\circ$ und $-90^\circ \leq i \leq -60^\circ$) sowie SW0 ($-45^\circ \leq i \leq -15^\circ$)).

In dem aufgeführten Bereich ist die Parallelität der Kurven der berechneten und gemessenen Scherwiderstände frappierend (Abb. 5.115). Mit nur geringen Streuungen werden numerisch um ca. 14% zu große Werte vorausgesagt. Bei Berücksichtigung der Unsicherheiten, die die Größe der Eingangsparameter des Rechenmodells betreffen — E , ν und K_{Ic} —, sind diese Unterschiede irrelevant. Man bedenke nur, daß die Rißzähigkeit K_{Ic} , an sich schon eine schwierig zu bestimmende Größe (ISRM, 1988), hier nur über eine Korrelation mit dem Punktlastindex abgeschätzt wurde und zudem in die dem numerischen Modell zugrundeliegende kritische Energiefreisetzungsrates im Quadrat eingegangen ist. Zudem liegt die Differenz der berechneten und gemessenen Scherwiderstände genau in der Größenordnung, die in Kap. 4.1 als wahrscheinliche Abweichung zwischen den Eigenschaften der zylindrischen Vergleichsproben und der größeren Scherproben angegeben wurde.

Die prinzipielle Eignung, die Rißbildung mit dem verwendeten Modell zu simulieren sowie den Materialparameter Rißzähigkeit über die Punktlast- bzw. indirekte

Zugfestigkeit abzuleiten, unterstreichen die Ergebnisse an Kalksteintrennflächen. Sowohl bei den Versuchen als auch bei den numerischen Modellierungen wurden etwa 2,5 mal so große Scherwiderstände ermittelt wie bei Gips (s. Abb. 5.84 in Kap. 5.1.2.7.2 bzw. Abb. 5.112 in Kap. 5.2.7).

Als weitere Übereinstimmungen zwischen den numerischen und experimentellen Untersuchungen können einige Parallelen beim Einfluß der Normalspannung auf den SW1a (z. B. die Abnahme des SW1a bei $i = +45^\circ$ mit zunehmender Normalspannung sowohl in Abb. 5.58 in Kap. 5.1.2.5 als auch in Abb. 5.111 in Kap. 5.2.6) sowie bei der Art der Rißbildung angeführt werden. Letztere führte nur bei Überlappung der Anfangsrisse direkt zur vollständigen Durchtrennung der Gesteinsbrücken.

Diese Beispiele liefern den Beweis, daß es sich, wie schon bei der Interpretation der Versuchsergebnisse behauptet wurde, bei den zuerst entstehenden Flügelrissen um eine durch Zug induzierte Rißbildung handelt, die mit bruchmechanischen Ansätzen nachgebildet werden kann.

Da also die Ursachen des Rißwachstums verstanden werden, ist zu vermuten, daß die scheinbare Diskrepanz zwischen den hinsichtlich eines eventuellen Maßstabeffekts durchgeführten Untersuchungen (s. Abb. 5.47 in Kap. 5.1.2.3 bzw. Abb. 5.108 in Kap. 5.2.4) eher an den Eigenheiten der Scherversuche (z. B. Meßungenauigkeit, unterschiedliches Verhältnis zwischen Öffnungsweite und Rißlänge, inhomogene Lasteinleitung bzw. große elastische Verformungen) liegt. Der von dem numerischen Modell bzw. dem ihm zugrundeliegenden Rißfortpflanzungskonzept (F-Kriterium) vorhergesagte Maßstabeffekt dürfte daher das Bruchverhalten von diskontinuierlichen Trennflächen prägen.

Nachdem bisher die Möglichkeiten in den Vordergrund gestellt wurden, das tatsächliche Rißverhalten mit dem in FRACOD^{2D} implementierten Modell zu beschreiben, sollen im folgenden die Grenzen seines Einsatzes aufgezeigt werden. Wie Abweichungen zwischen den numerischen und experimentellen Ergebnissen besonders bei flach ansteigenden Rißwinkeln ($+15^\circ \leq i \leq +45^\circ$) z. B. in Abb. 5.115 erkennen lassen, ist das von den Rißspitzen ausgehende Flügelrißmodell nicht für alle Fälle zutreffend. Besonders bei den Trennflächenkonfigurationen, bei denen ein Scherversagen bei geringen Scherspannungen auftrat, überschätzen die numerisch berechneten Ergebnisse die tatsächlichen Scherwiderstände gravierend.

Die Ursache für diese fehlerhafte Vorhersage der Scherwiderstände SW_0 bzw. SW_{1a} liegt hauptsächlich darin, daß Rißwachstum realer Proben auch fern der Rißspitzen auftreten kann. Ein solches Flügelrißwachstum wurde zum einen bei zahlreichen Versuchen beobachtet (z. B. Abb. 5.116). Zum anderen konnte mittels Spannungsberechnungen mit FRACOD^{2D} sowie mit einem Finite-Element-Programm (XSCHEIBE, 2000) gezeigt werden, daß die maximalen Zugspannungen im Bereich der Risse bei den Rißkonfigurationen, bei denen die oben angesprochenen Abweichungen festgestellt wurden, nicht an den Spitzen der Anfangsrisse, sondern an deren Seiten auftreten.

In Fällen, bei denen in FRACOD^{2D} die Flügelrisse an Rißspitzen initiiert wurden, die in Bereichen der Probe lagen, die durch die Interaktion benachbarter Anfangsrisse abgeschirmt, also entlastet bzw. überdrückt wurden, trat zudem von den numerischen Randbedingungen, z. B. dem Grad der Diskretisierung der Risse, ein deutlicher Einfluß auf die Größe der rißauslösenden Scherwiderstände auf (s. z. B. $i = +30^\circ$ in Abb. 5.108 (Kap. 5.2.4)). Je gröber die Diskretisierung, d. h. je länger die fiktiven Rißelemente, für die die Energiefreisetzungsraten berechnet werden (Shen, 2001), desto eher greifen diese Elemente aus dem überdrückten Bereich um die Rißspitze heraus und desto geringer ist der berechnete Scherwiderstand.

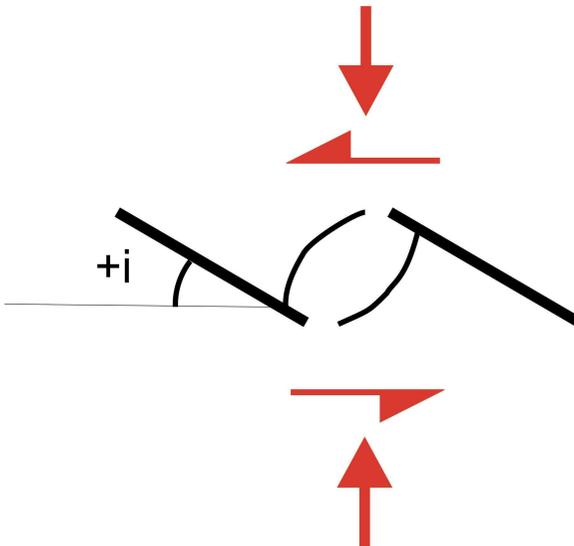


Abb. 5.116: Bildung der Flügelrisse von den Seiten der Anfangsrisse aus (aus Beobachtungen abgeleitete Skizze)

Weitere Ursachen für Abweichungen zwischen den Versuchsergebnissen und den numerischen Berechnungen sind in den unterschiedlichen Belastungsarten (s. Kap. 5.2) begründet, die zu unterschiedlich steilen Flügelrissen führen, so daß das für das weitere Scherverhalten (endgültiger Bruch bzw. Scherphase 2) maßgebende Rißbild nicht zu vernachlässigende Differenzen aufweisen dürfte.

Das verwendete numerische Modell kann daher zwar helfen, die Ursachen des Rißwachstums zu verstehen, und kann auch partiell zur Vorhersage der mit Rißbildungen zusammenhängenden Scherwiderstände Verwendung finden, ist in der vorliegenden Form jedoch in seinen Anwendungsmöglichkeiten beschränkt und kann u. U. gar grob fehlerhafte Ergebnisse liefern.

Zur Modellierung des gesamten Scherverhaltens von nicht-durchgehenden Trennflächen mit dazwischenliegenden Gesteinsbrücken ist das hier verwendete Programm FRACOD^{2D} also nicht in der Lage. Selbst bei der Vorhersage der Rißbildung erwies sich das zugrundeliegende Modell als nur teilweise erfolgreich. Der zur vollen Durchtrennung erforderliche Bruch sowie das darauf folgende Scherverhalten kann mit diesem Programmsystem nicht nachvollzogen werden.

Es soll betont werden, daß der Zweck der numerischen Anwendungen hier allerdings nicht in erster Linie darin bestand, vorhandene Programmsysteme hinsichtlich ihrer Eignung zur Modellierung des Bruch- und Scherversagens zu überprüfen oder gar entsprechend zu modifizieren, sondern daß sie zuvorderst dem Verständnis des Bruchverhaltens dienen sollten. Daher wurden hier außer FRACOD^{2D} und XSCHEIBE keine weiteren Programme angewendet. Insbesondere kann daher nicht ausgeschlossen werden, daß andere Programme existieren, die dem Bruch- und eventuell sogar dem anschließenden Scherverhalten diskontinuierlicher Trennflächen (besser) gerecht werden können. Es ist denkbar, daß insbesondere mittels Programmen auf der Grundlage der Diskreten bzw. Distinkten Elementmethoden (DEM) (s. Kap. 3.1.3 bzw. Kap. 3.2.3) prinzipiell alle Prozesse der Riß- und Bruchbildung, des Gleitens bzw. Rollens entlang von vorgegebenen Rissen sowie der Mylonitisierung der Scherzone nachgebildet werden könnten.

6. Möglichkeiten zur Abschätzung der Scherwiderstände einer diskontinuierlichen Trennfläche

Da bislang keine Methode gefunden wurde, mit der das komplette Bruch- und Scherverhalten einer Gesteinstrennfläche mit dazwischenliegenden Materialbrücken beschrieben bzw. modelliert werden kann, sollen in diesem Kapitel für die Scherwiderstände, die das Bruch- und Scherverhalten der direkten Scherversuche an nicht-durchgehenden Trennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken prägen und für die in Kap. 5.1.1 die Notationen SW0, SW1a, SW1b, SW2a, SW2 und SW3 eingeführt wurden, jeweils einzeln zutreffende Modellvorstellungen gesucht werden. Diese sollen dazu dienen, die Größe der Scherwiderstände und damit die Scherfestigkeit einer diskontinuierlichen Trennfläche bei Kenntnis der Randbedingungen vorherzusagen. Auch wird hier kurz auf die Einschränkungen hingewiesen, die eine Vorhersage erschweren oder gegenwärtig unmöglich machen.

6.1. SW0 bzw. SW1a

Die Scherwiderstände, die gemessen werden, wenn erste Anzeichen auf eine beginnende Reißbildung hindeuten (SW0) bzw. wenn ein von Reißbildung in allen Gesteinsbrücken sowie einer deutlichen Scherspannungsabnahme begleitetes erstes Bruchereignis eintritt (SW1a), werden hier gemeinsam behandelt, weil sie beide durch eine Flügelreißbildung charakterisiert sind. Außerdem beruht ihre Unterscheidung z. T. nur auf der Bedingung der nachfolgenden Scherspannungsabnahme, die z. B. bei negativen Reißwinkeln durch andere Mechanismen (s. u.) ausgeschlossen wird.

Die vorstehende numerische Modellierung mit dem Programm FRACOD^{2D} hat verdeutlicht, daß die Ursachen für die ersten Reißbildungen Zugspannungen sind. Sofern diese besonders an den Spitzen der Ausgangsrisse konzentriert sind, ist eine Modellierung des Reißwachstums mittels entsprechender bruchmechanischer Modelle wie z. B. solchen mit auf die Energiefreisetzungsraten bezogenen Kriterien wie bei FRACOD^{2D} möglich.

Sofern die größten Zugspannungen an den Seiten der Anfangsrisse auftreten, müßte mittels eines weiteren Kriteriums die Reißgefahr überprüft werden. Wie anhand von Modellrechnungen an solchen Trennflächen, bei denen mit FRACOD^{2D} das Wachstum der Flügelrisse nur unrealistisch nachgebildet werden

konnte (z. B. $i = +30^\circ$), ermittelt wurde, ergeben sich bei einer Scherbelastung, die im Versuch zur Rißbildung geführt hatte, Spannungsverteilungen mit maximalen Zugspannungen im Bereich der Seiten der Anfangsrisse in der Größenordnung von 2,9 MPa. Dieser Wert ist nur etwas größer als die Zugfestigkeit von Gips ($\sigma_t \approx 2,7$ MPa). Dies unterstreicht, daß ein Nachweis, ob lokal die Zugfestigkeit des Materials überschritten ist ($|\sigma_{\min}| \geq \sigma_t!$), als zusätzliches Rikriterium geeignet ist und daher möglichst in entsprechende numerische Modelle integriert werden sollte.

Eine genauere Festlegung der rißauslösenden lokalen Zugspannung konnte mit FRACOD^{2D} nicht unternommen werden, da die graphische Ausgabe dieses Programms auf die Rißbildung zugeschnitten ist und die Analyse-möglichkeiten der Spannungsergebnisse begrenzt sind. Außerdem sind bei Randelement-Programmen die Berechnungsfehler nahe der Randelemente (hier Rielemente), also da, wo die Nachweise geführt werden müßten, aufgrund der angesetzten Diskretisierung am größten (Hartmann, 1995 (S. 285)).

6.2. SW1b

Die endgültige Durchtrennung von Gesteinsbrücken zwischen Anfangsrissen konnte mit FRACOD^{2D} i. d. R. nicht modelliert werden. Es muß daher für dieses Bruchereignis ein gesonderter Mechanismus gefunden werden.

Der Bruch erfolgt in einer durch die vorausgegangene Rißbildung schon stark veränderten Rißzone. Zu seiner Modellierung ist daher eine möglichst zutreffende Kenntnis dieses veränderten Rißbildes notwendig.

In der Abb. 6.1 sind die ungefähren Hauptspannungstrajektorien innerhalb der teilgelösten Gesteinsbrücken dargestellt. Es ist daraus zu erkennen, daß konzentrierte Druckkräfte durch die Gesteinsbrücken geleitet werden, die z. B. verhindern, daß die Flügelrisse bis zu den Nachbarrissen weiterwachsen. Durch die bauchige Form der Brckenbereiche fächern sich die Druckspannungen in ihrem Innern auf. Das hat zur Folge, daß die senkrecht wirkenden kleineren Hauptspannungen dort als Zugspannungen ausgebildet sind. Diese Spannungsverteilung geht auch aus Abb. 6.2 hervor.

Bei einer detaillierten Kenntnis des aktuellen Rißbildes und bei Verwendung eines ausreichend genauen Modells zur Spannungs-berechnung sollte die Initiierung des Bruchs durch Vergleich der vorhandenen und zulässigen Zugspannungen im

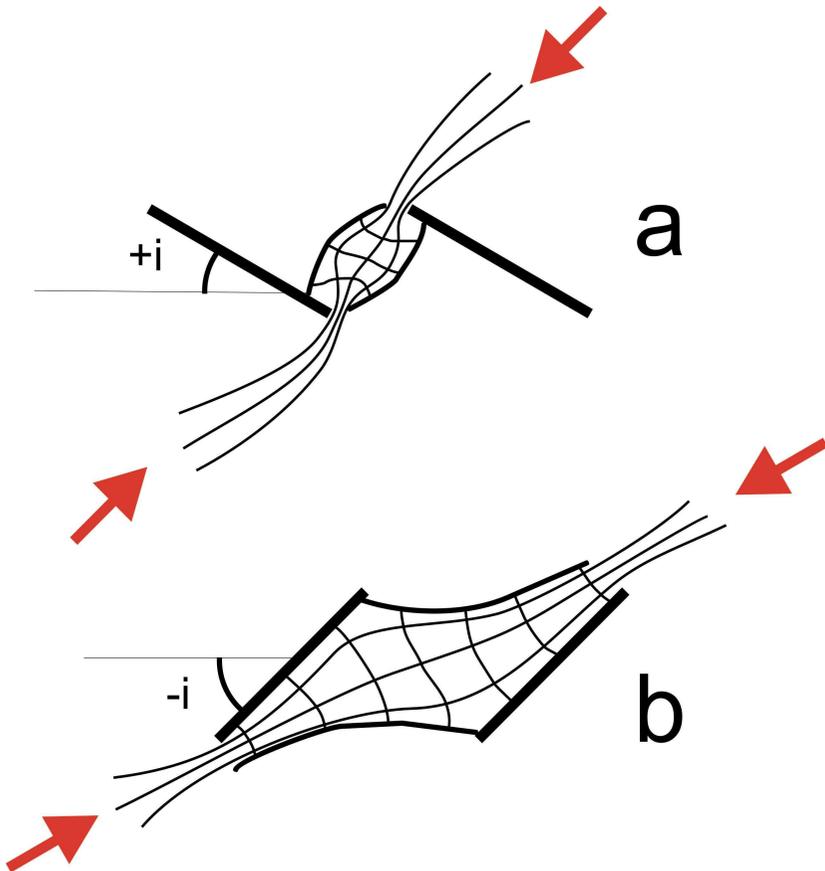
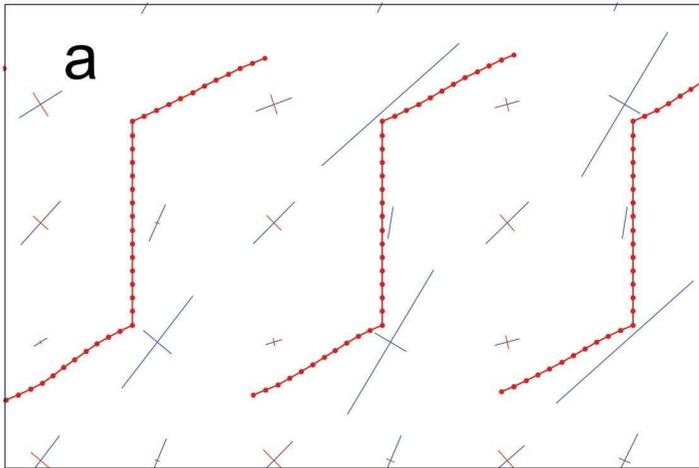


Abb. 6.1: Spannungstrajektorien innerhalb der Gesteinsbrücken direkt vor dem endgültigen Bruchereignis (Flügelrisse und Trajektorien sind realistisch skizziert)
 a) positive Anfangsrißneigung; b) negative Anfangsrißneigung

Innern der Gesteinsbrücke vorhersagbar sein. Als ein Beispiel für die prinzipielle Möglichkeit der Modellierung dieses Scherwiderstandes sei auf Shen (1995) verwiesen (Abb. 3.14 in Kap. 3.1.3), der (in einem ähnlichen numerischen Modell) an der in der Mitte der Gesteinsbrücke liegenden Stelle mit der höchsten Zugspannung (die etwas größer als die Zugfestigkeit war (s. Shen, 1995)) einen kleinen Zugriß erzeugte, worauf die vollständige Durchtrennung der Gesteinsbrücke numerisch simuliert werden konnte.

Im Prinzip müßte also mit der zusätzlichen Implementierung des gleichen Zugfestigkeitskriteriums sowohl die Initiierung von Flügelrisen an den Rißseiten

$n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma_g=1$ MPa; CNL; $i=-90^\circ$



$n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma_g=1$ MPa; CNL; $i=+30^\circ$

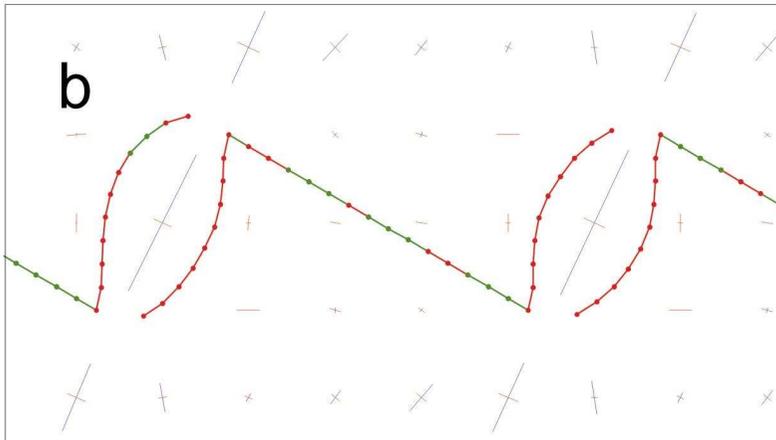


Abb. 6.2: FRACOD2D-Modellberechnung: Hauptspannungen im Bereich der Gesteinsbrücken direkt vor dem endgültigen Bruchereignis
 Länge der Striche: Größe der Hauptspannungen
 Farbe der Striche: blau = Druck; rot = Zug

(SW1a) als auch die endgültige Durchtrennung der Gesteinsbrücken in einem zweiten Bruchereignis (SW1b) zu modellieren sein.

Da das Rißbild mit den verwendeten numerischen Hilfsmitteln nicht ausreichend genau modelliert werden konnte, wurde versucht, äquivalente Modelle zu entwickeln bzw. zu überprüfen. Dabei wurde die Tatsache genutzt, daß die Gesteinsbrücken beim endgültigen Bruch hinsichtlich der Belastungs- bzw. Versagensart (axial verlaufende indirekte Zugrisse) eine enge Verwandtschaft mit Proben im indirekten Zugversuch (bzw. Brasilianer-Versuch) aufweisen.

Eine besonders einfache Modellbildung sieht vor, die Gesteinsbrücken zwischen den Ursprungsrissen als ideale zylindrische Modellkörper zu verstehen, die an den Rißspitzen mit konzentrierten Linienlasten beaufschlagt werden. Die Belastungsachse wird von der Verbindungslinie der Rißenden gebildet (Abb. 6.3). Nun wird die Analogie dieser Belastungsanordnung mit dem indirekten Zugversuch genutzt, um aus ihr die Belastung beim Bruch abzuleiten.

Die Scher- und Normallasten, die über eine Gesteinsbrücke abgeleitet werden, werden dazu in Komponenten parallel und senkrecht zu der Belastungsachse bzw. späteren Bruchfläche zerlegt. Die Anteile, die senkrecht zur Bruchfläche wirken, addieren sich mit der Zugfestigkeit des Gesteins zu einer wirksamen Zugfestigkeit. Mit dieser berechnet sich die axiale Bruchlast der Gesteinsbrücke analog zum Brasilianer-Versuch zu

$$F_{zul} = K \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \left[\sigma_t + (\sigma \cdot \cos \theta - \tau \cdot \sin \theta) \cdot \frac{e}{d} \right] \cdot b \cdot d \quad (6.1)$$

mit Zugfestigkeit σ_t (hier mit $\sigma_t \approx 2,7$ MPa (Tab. 4.1) gleichgesetzt), Probenbreite b , der von der Rißkonfiguration abhängigen Länge der Diagonalen der Gesteinsbrücke d , deren Neigungswinkel θ sowie dem Rißmittenabstand e als Einflußbreite einer Gesteinsbrücke (Abb. 6.3). Als zusätzliche Größe wurde der Wert K eingefügt, der eine Art Korrekturfaktor darstellt und der den Einfluß der Unterschiede zwischen der realen Lasteinbringung und den speziellen Randbedingungen beim Indirekten Zugversuch bzw. Brasilianer-Versuch berücksichtigt soll.

Die Linienlast ergibt sich aus den entsprechenden Komponenten von Normal- und Scherlast zu

$$F = (\sigma \cdot \sin \theta + \tau \cdot \cos \theta) \cdot b \cdot e \quad (6.2)$$

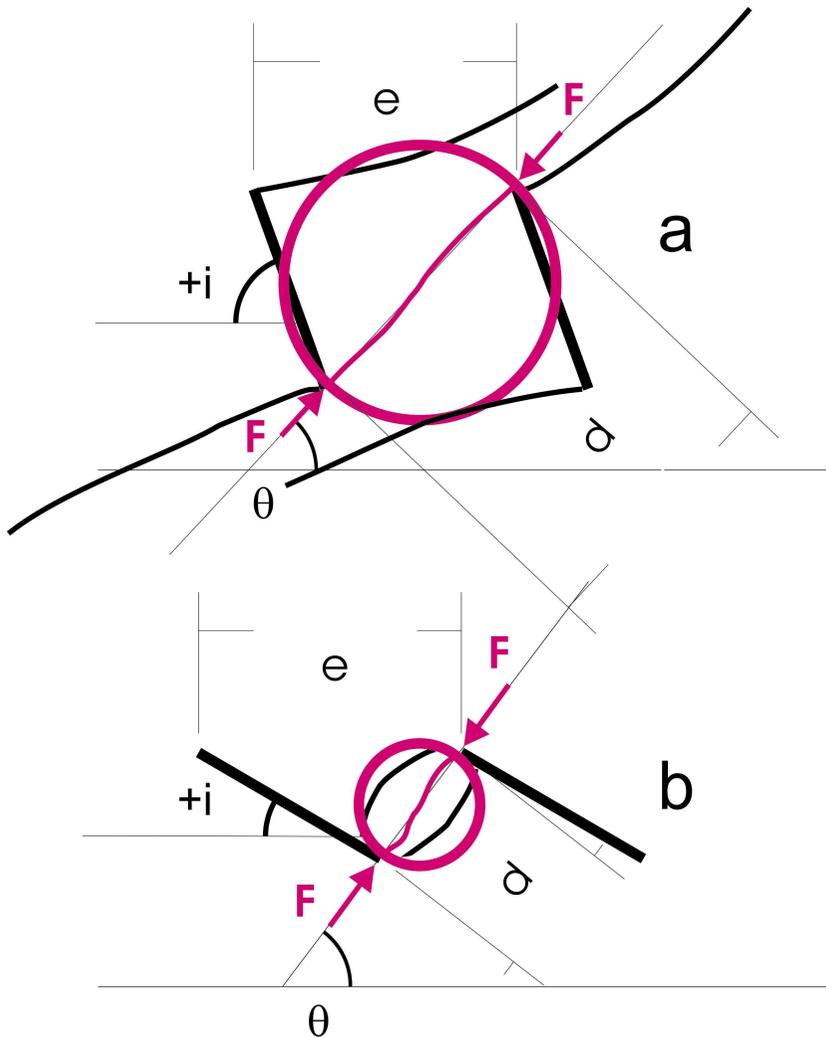


Abb. 6.3: Idealisierte Modellierung des endgültigen Bruchs als indirektes Zugversagen eingeschriebener zylindrischer Modellkörper unter linienförmiger Belastung (wie im Brasilianer-Versuch) zwischen a) steil bzw. b) flach ansteigenden Anfangsrissen

Durch Gleichsetzen der beiden Gleichungen und Umformen nach τ ergibt sich der Scherwiderstand beim Bruch zu

$$\tau = \frac{K \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \sigma_t \cdot \frac{d}{e} + \sigma \cdot \left(K \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \cos \theta - \sin \theta \right)}{K \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \sin \theta + \cos \theta} \tag{6.3}$$

Bei der Modellierung der Scherversuche muß berücksichtigt werden, daß nur zwischen den Anfangsrissen, d. h. im Inneren der Proben, die hier zugrundegelegten Gesteinsbrücken vorhanden sind und daher bei Vernachlässigung der außen liegenden Gesteinsbrücken in der obigen Gleichung der Rißmittenabstand e zu ersetzen ist durch

$$\lambda \cdot e = e^2 \cdot \frac{n_{\text{Brücken}}}{L} \tag{6.4}$$

mit der Anzahl der (inneren) Gesteinsbrücken $n_{\text{Brücken}}$ und der Probenlänge L (hier: $0,72 \leq \lambda \leq 0,9$).

Die mit dieser vereinfachten Abschätzung ermittelten Scherwiderstände wurden den entsprechenden Meßwerten gegenübergestellt (Abb. 6.4). Es ergaben sich ähnliche qualitative Veränderungen des modellierten Scherwiderstandes mit dem Rißwinkel i wie bei den Meßwerten. Mit einem Korrekturfaktor $K = 1$ waren die

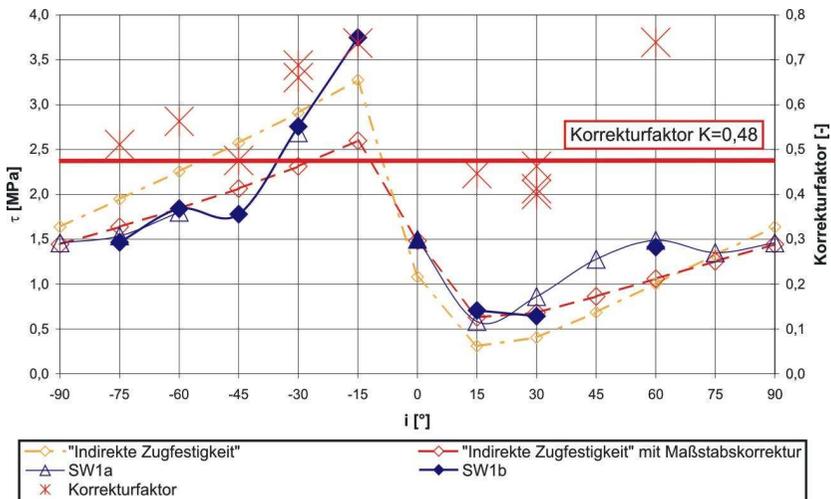


Abb. 6.4: Vereinfachte Modellierung des Bruchwiderstandes
Gegenüberstellung von Modell und Meßwerten
 $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

modellierten Werte allerdings zu groß. Bei einer Reduktion mit einem Faktor $K = 0,48$ konnte das Modell besser angepaßt werden (Abb. 6.4: gelb gestrichelte Kurve).

Die schon gute Übereinstimmung kann noch verbessert werden, wenn die Zugfestigkeit in Anlehnung an die Formel von Greminger (1982) für den Punktlastindex mit einer Größenkorrektur zu

$$\sigma_{t \text{ wirksam}} = \sigma_t \cdot \sqrt{\frac{50 \text{ mm}}{d}} \quad (6.5)$$

abgewandelt wird (Abb. 6.4: rot gestrichelte Kurve).

Die mit diesem einfachen Ansatz noch nicht so gut simulierten Werte von Scherwiderständen SW1b beim Bruch konnten weiter verbessert werden, wenn man bei einem (aus Versuchen) bekannten Rißbild vor dem Bruch die tatsächlichen (z. B. „ θ^* “) und nicht idealisierte („ θ “) geometrische Beziehungen zugrundelegt (Abb. 6.5).

Die Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus Modell und Experiment ist bemerkenswert gut, so daß die Grundlage des Modells, d. h. die Annahme des Bruchversagens infolge von Querzugspannungen, im wesentlichen als zutreffend beurteilt werden kann. Damit können für die hier untersuchten Fälle andere Modellvorstellungen, die von unrealistischerem Versagen, z. B. in Form eines einzelnen Bruchereignisses, ausgehen, als widerlegt betrachtet werden. Dies trifft auf viele der in Kap. 3.1.2 vorgestellten Ansätze (z. B. Einstein et al. (1983)) zu. Besonders ist es auch nicht erforderlich, zur Modellierung des Versagens unter einer Scherbelastung Scherrisse heranzuziehen, wie dies z. B. von Jennings (1970) oder Wong & Chau (1998) getan wurde. Selbst Neurisse, die nahezu in einer Linie mit den Ausgangsrissen liegen (z. B. bei $i = 0^\circ$) — obwohl diese Art der Durchtrennung von Jung et al. (1995) als Modus II-Versagen beschrieben und zur Grundlage der Ermittlung der Rißzähigkeit K_{IIc} verwendet wurde —, können mit dem Versagensmechanismus Querzug modelliert werden (Abb. 6.4). Außerdem treten die maximalen Scherspannungen (auch lokal an den Spitzen der Ausgangsrisse) nicht in der Richtung des sich bildenden Verbindungsrisses auf (Abb. 6.6).

Mit Hilfe des oben beschriebenen Modells kann in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen gezeigt werden, daß bei bestimmten Konfigurationen und großer Normalspannung schon geringe geometrische Variationen große Konsequen-

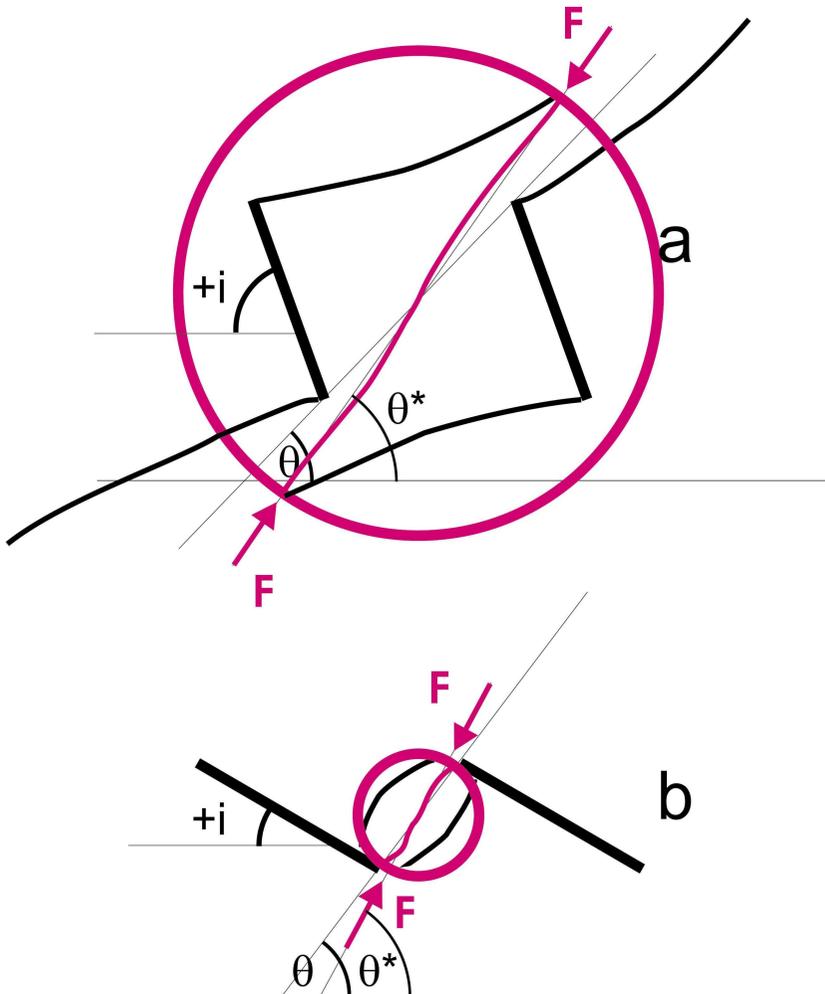
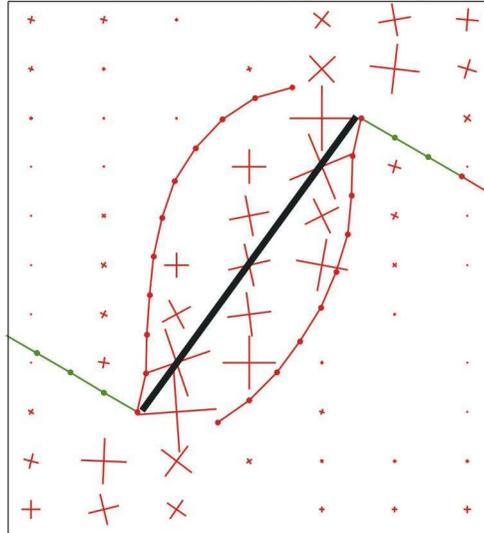


Abb. 6.5: Modellierung des endgültigen Bruchs als indirektes Zugversagen bei Berücksichtigung der tatsächlichen Rißbildungen (wie im Brasilianer-Versuch) zwischen a) steil bzw. b) flach ansteigenden Anfangsrissen

zen haben können. Beispielsweise kann bei geringen Veränderungen der durch die Flügelrisse vorgegebenen Gestalt der Gesteinsbrücken bei leicht ansteigenden Rissen ($i = +15^\circ$ bzw. $+30^\circ$) die Neigung der tatsächlichen Rißverbindungslinie θ^* stark variieren. Dann können nach Glg. (6.3) Bruchscherwiderstände berechnet werden, die ggf. sogar negative Werte annehmen. Das kann erklären, warum bei einigen Versuchen an solchen Trennflächen wegen geringfügiger

$n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma_g=1$ MPa; CNL; $i=+30^\circ$

a



$n=6$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma_g=1$ MPa; CNL; $i=0^\circ$

b

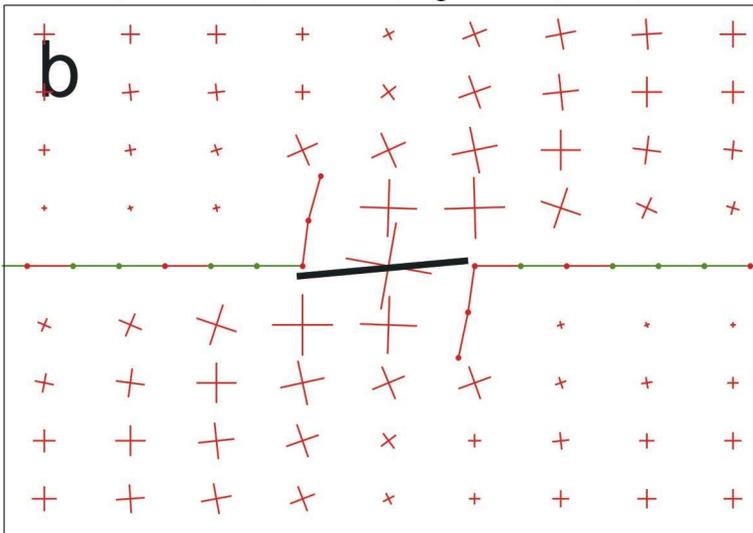


Abb. 6.6: Berechnung der Scherspannungen im Bereich der Gesteinsbrücken nach der Bildung von Flügelrissen
 Rote Kreuze zeigen Richtungen und Größe der maximalen Scherspannungen an.
 Schwarze Striche geben Richtungen der in Versuchen aufgetretenen Bruchbildungen an. a) $i = +30^\circ$; b) $i = 0^\circ$

Variationen der Flügelrißausbildungen kein eigenständiges zweites Bruchereignis (SW1b) festgestellt werden konnte und dort besonders große Variationen des Scherverhaltens beobachtet wurden.

In der Modellgleichung (6.3) war ein Korrekturfaktor K eingeführt worden. Bei der oben angeführten Anpassung der Modellierung (gelb bzw. rot (Glg. (6.5)) gestrichelte Kurven in Abb. 6.4) war er als Konstante eingeführt worden. Wie aus Abb. 6.4 ferner hervorgeht, ist dieser Faktor tatsächlich nicht konstant, sondern nimmt — bezogen auf das maßstabskorrigierte Rechenmodell — (je nach Orientierung der Risse) Werte zwischen 0,40 und 0,74 an. K ist als ein Reduktionsfaktor anzusehen, der die Folgen der auch von der Geometrie abhängigen Abweichungen zwischen der tatsächlichen Belastungsart und der Modellvorstellung des Brasilianer-Versuches unterdrücken sollte. Diese Unterschiede zwischen Modell und Wirklichkeit betreffen vorrangig die Lasteinleitung in die Gesteinsbrücken. Zum einen erfolgt die Rißbildung senkrecht zur Probenebene nie vollständig eben, so daß die Annahme eines zweidimensionalen Belastungsfalles und Rißwachstums nicht zutrifft. Als eine Folge wird eine teilgelöste Gesteinsbrücke immer an einer Stelle stärker belastet, als es bei der Annahme von konstanten Linienlasten vorgesehen wird. Unter solchen konzentrierteren Lasten versagt ein Gesteinsbruchstück eher.

Eine andere Ursache dafür, daß die berechneten Bruchwiderstände abzumindern sind, liegt darin begründet, daß in den Scherproben nicht alle Gesteinsbrücken gleichmäßig belastet werden, sondern daß aufgrund der konzentrierten Einleitung der Scherlasten die in der Mitte der Scherfläche liegenden Bereiche konzentrierter belastet werden als äußere Gesteinsbrücken. Auf diese Weise wird der dann progressivere Bruch bei kleineren Lasten einsetzen als bei idealisierter Spannungsverteilung. In ähnlicher Weise dürfte die Tatsache, daß in jeder Gesteinsbrücke die Rißbildung im Detail variiert, dazu führen, daß die sich durch Rotationsbewegungen in steter Veränderung befindenden Brücken in unterschiedlichem Maße Lasten anziehen.

Bei Rißwinkeln von $i = -30^\circ$ und $i = -15^\circ$ deutet das tatsächliche Versagen auf einen anderen Bruchmechanismus hin. Mit großer Wahrscheinlichkeit handelt es sich dabei um ein Druckversagen, was auch Vergleiche von Druckspannungen und -festigkeit nahelegen. Bei den entsprechenden Gesteinsbrücken liegen die

Bruchscherwiderstände infolge Querkzug- sowie Druckversagen in der gleichen Größenordnung. Beide Versagensarten sind daher prinzipiell möglich.

6.3. SW2a

Der SW2a, der durch eine Rotation der Gesteinsbrücken bei geöffneten Anfangsrissen gekennzeichnet ist, ist bei einigen Trennflächen mit dem absoluten Schermaximum identisch. Seine Größe wird zu großen Teilen durch eine bedeutende Volumenzunahme bestimmt und nur zu einem kleinen Anteil ($\varphi_{\text{kor}} \leq 15^\circ$) durch „Rollreibung“ (Abb. 6.7).

Als Näherung für die Größe des SW2a, der als Scherwiderstand kurz vor oder direkt nach dem Bruch erfolgt, kann i. d. R. der SW1b verwendet werden, auch wenn beide Größen von ihrer Herkunft her nicht verwandt sind.

Für eine genauere Abschätzung des SW2a ist die Kenntnis von φ_{kor} und v erforderlich. Beim jetzigen Kenntnisstand sind beide Größen nur qualitativ einzugrenzen. Der Rollwiderstand ist klein und beträgt bei kleinen Normalspannungen nur wenige Grad ($0 < \varphi_{\text{kor}} \ll \varphi_{\text{gleit}}$). Die maximale Dilatationsrate hängt von der Gestalt der teilgelösten Gesteinsbrücken ab. Diese ist, wie schon im vorangegangenen Kapitel angesprochen wurde, mit den verwendeten numerischen Verfahren

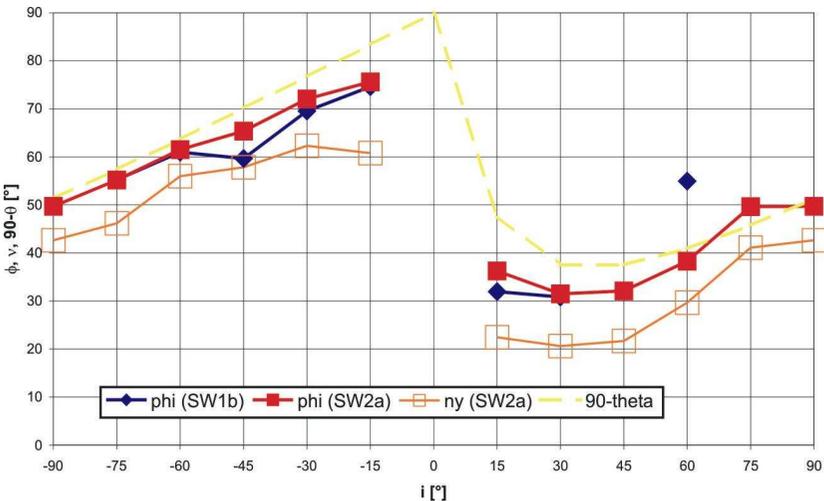


Abb. 6.7: Gegenüberstellung des SW2a mit der zugehörigen Dilatationsrate v ($=ny$) bzw. der Geometrie der Gesteinsbrücken (θ =theta) SW2a und SW1b sind als scheinbare Reibungswinkel angegeben. $n=5$; $l=40$ mm; $e=50$ mm; $\sigma=1$ MPa; CNL

nicht zuverlässig zu bestimmen. Als Abschätzung kann wiederum die direkte Verbindungslinie zwischen den Enden benachbarter Risse herangezogen werden, deren Neigung θ beträgt. Die Drehbewegung erfolgt senkrecht zu den Rollendurchmessern und wird daher hier mit $90^\circ - \theta$ abgeschätzt (Abb. 6.7). Die Abb. 6.7 zeigt, daß diese Abschätzung die eigentliche Dilatationsrate überschätzt, da die Systemlinien durch die realen Gesteinsbrücken steiler geneigt sind ($\theta^* > \theta$).

Die Differenz zwischen abgeschätzter und tatsächlicher Dilatationsrate ($(90^\circ - \theta) - \nu$) ist bei den dargestellten Randbedingungen etwa so groß wie der Rollreibungswinkel ($\varphi_{SW2a\text{ korrr}} = \varphi_{SW2a} - \nu$), so daß der Scherwiderstand SW2a näherungsweise mit der abgeschätzten Dilatationsrate abgeleitet werden kann zu

$$\tau_{SW2a} = \sigma \cdot \tan(90^\circ - \theta). \quad (6.6)$$

Eine zuverlässigere bzw. allgemeingültige Ableitung des SW2a kann nach dem gegenwärtigen Kenntnisstand nicht vorgenommen werden.

6.4. SW2

Der nach dem Bruch auf der nun durchgehenden Trennfläche aktivierbare Scherwiderstand SW2 ist von Volumenzunahme und Reibung geprägt.

Die zahlreichen Modelle zur Beschreibung der Scherfestigkeit von rauhen Trennflächen (z. B. Ladanyi & Archambault (1970), Patton (1966), Barton (1973); s. a. Kap. 3.2.2) helfen zwar, das Verhalten des Scherwiderstandes in dieser Scherphase zu verstehen, ihre direkte Anwendung auf die Ergebnisse der Scherversuche ist jedoch nicht erfolgreich.

Beim Einsatz der oben genannten Ansätze zur Modellierung der Scherfestigkeit führt insbesondere die Verwendung des Gleitreibungswinkels zu einer gravierenden Überschätzung des Scherwiderstandes. Der Einfluß der Dilatationsrate wird zwar von diesen Modellen richtigerweise als wesentlicher Anteil des Scherwiderstandes berücksichtigt und bei Ladanyi & Archambault (1970) sowie Barton (1973) in Abhängigkeit von der Geometrie und der Auflast der Trennfläche festgelegt. Die falsche Einschätzung des wirksamen Schermechanismus mindert jedoch ihren Nutzen für ursprünglich diskontinuierliche Trennflächen oder blockhaftes Gebirge.

Wie schon von Ladanyi & Archambault (1972) erkannt wurde, kann bei Rotation von Gesteinsblöcken oder herausgelösten Gesteinsbruchstücken der effektive Reibungswinkel geringer sein als der Gleitreibungswinkel. Die genannten Autoren vernachlässigten diesen Einfluß, da er bei den von ihnen durchgeführten Scherversuchen weniger gravierende Auswirkungen hatte ("the value of the angle is rarely lower than 30°." (Ladanyi & Archambault, 1972)).

Die hier durchgeführten Versuche zeigen deutlich, daß der effektive Reibungswinkel (nach Korrektur um den Anteil der Volumenveränderung) z. T. wesentlich kleiner ist als der Gleitreibungswinkel. Da er aus verschiedenen Anteilen von Roll- und Gleitreibung zusammengesetzt ist, ist seine Bestimmung schwierig. Die Form und Größe der potentiellen Rollenelemente sowie die wirksame Normallast wurden als die die Größe dieses „Mischreibungswinkels“ steuernden Einflußfaktoren identifiziert. Bei großen Normalspannungen sowie sehr kleinen, kantigen Bruchstücken ist seine Abweichung vom Gleitreibungswinkel marginal.

Daraus läßt sich auch ableiten, warum bei den Versuchen von Ladanyi & Archambault (1970, 1972), die überwiegend bei großen Normalspannungen durchgeführt wurden, dieser Rotationseinfluß nur untergeordnet war. Auch bei rauhen, ebenen oder welligen durchgehenden Trennflächen ist die Geometrie von abgeriebenen oder abgebrochenen Rauigkeitselementen solcherart, daß sie den Reibungswinkel kaum beeinflussen. Bei Trennflächen, die großformatige Stufen beinhalten oder die aus verschiedenen, zueinander versetzten Kluftabschnitten bestehen, sowie bei aus Blöcken zusammengesetzten Scherzonen kommt der Einfluß der Rollreibung jedoch voll zum Tragen.

Bei den durchgeführten Versuchen war der effektive Reibungswinkel stark variabel und dabei von der Rißkonfiguration und dem Rißabstand abhängig. Er konnte im Minimum nur mit ca. 10° nachgewiesen werden (s. z. B. Abb. 5.34 in Kap. 5.1.2.2). Eine zuverlässige Vorhersage seiner Größe bei Kenntnis der Randbedingungen (Geometrie, Gesteinsart sowie Auflast) ist auf der Grundlage der durchgeführten direkten Scherversuche nicht möglich. Wegen der großen Auswirkungen durch kleine Variationen der Rißbildung bei sonst gleichen Ausgangsbedingungen werden die effektiven Reibungswinkel größeren Schwankungen unterliegen.

Zur Abschätzung der Dilatationsrate kann unter bestimmten Voraussetzungen (leicht ansteigende, möglichst lange Einzelemente sowie geringe Auflast) die Orientierung der dominanten Trennflächenabschnitte (hier: der Ausgangsrisse) herangezogen werden (s. a. Abb. 5.36 in Kap. 5.1.2.2). Je größer die Normal

spannung und je weicher das Material, desto bedeutsamer ist die Differenz zwischen dieser Orientierung („ i “) und der effektiven Scherrichtung („ v “). Wenn die Voraussetzungen nicht gegeben sind (z. B. $i > +60^\circ$ bzw. $i < 0^\circ$), kann die Dilatationsrate nur sehr ungenau eingegrenzt werden.

Aus dem Gesagten folgt, daß trotz des grundsätzlichen Verständnisses des Scherverhaltens für viele aus verschiedenen Einzelementen (Anfangs- und Neurissen bzw. quasi senkrecht aufeinanderstehenden Trennflächenabschnitten) zusammengesetzte Trennflächen die Scherfestigkeit gegenwärtig nicht oder nur ungenau vorhergesagt werden kann. Allerdings können Modelle, die auf bekannten Ansätzen für raue Trennflächen basieren, prinzipiell zur Abschätzung der oberen Grenze der Scherfestigkeit herangezogen werden. Als untere Grenze dürfte ein Abscheren entlang der dominanten Trennflächenabschnitte (sofern $0^\circ \leq i \leq +45^\circ$) mit einem sehr kleinen Reibungswinkel festzulegen sein. Der durch diese Grenzen vorgegebene Unsicherheitsbereich umfaßt damit fast den gesamten folgenden, hier mittels des einfachen Ansatzes nach Patton (1966) beschriebenen Bereich:

$$\sigma \cdot \tan i \leq \tau = \sigma \cdot \tan (\varphi_{\text{misch}} + v) \leq \sigma \cdot \tan (\varphi_{\text{gleit}} + i) \quad (6.7)$$

Bei eingespannten Trennflächen (bzw. bei einem Einfluß einer durch das umgebende Gebirge vorgegebenen Normalsteifigkeit) wird das Scherverhalten zusätzlich noch von dem Betrag der Dilatation beeinflusst. Dadurch wird es noch komplexer, da die geometrischen Randbedingungen wie Rißlänge oder Rißwinkel nicht nur auf den Schermechanismus, sondern auch auf die Volumenänderung Einfluß nehmen. Zudem wirkt sich das vorangegangene Bruchverhalten so stark auf das Scherverhalten der eingespannten Trennflächen aus, daß eine Modellbildung von dessen vollen Verständnis abhängt und deshalb beim gegenwärtigen Kenntnisstand wenig sinnvoll ist.

6.5. SW3

Das Scherverhalten nach großen Scherverschiebungen kann vom Prinzip her durch einen einfachen Mohr-Coulomb'schen Reibungsansatz zu

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi_{\text{Mylonit}} \quad (6.8)$$

modelliert werden. Dieser Ansatz gilt jedoch erst nach so großen Scherwegen, bei

denen die Zerkleinerung und Komprimierung der Scherzone abgeschlossen sowie die Profilierung des die Scherzone begrenzenden Festgesteins unwirksam geworden ist (durch Nivellierung der Begrenzungen bzw. bei großer Mächtigkeit der mit Lockergestein gefüllten Scherzone).

Bei geringeren Scherverschiebungen bewirkt die Volumenveränderung, die überwiegend durch geringe bis mäßige Kontraktion gekennzeichnet ist, Variationen in der Größenordnung der Dilatationsrate:

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi_{\text{Mylonit}} + \nu) \quad (6.9)$$

Die Füllung der Scherzone ist zu einem Lockergestein umgewandelt worden. Im Rahmen dieses Prozesses ist besonders unter Berücksichtigung von Verwitterungsprozessen und des Einwirkens von Wasser eine tiefgreifende Veränderung des Ausgangsmaterials möglich. Als Ergebnis dieser „Bodenbildung“ kann ein autochthones Material mit völlig veränderten mechanischen Eigenschaften resultieren. Daher ist das die Scherfestigkeit einer solchen Scherzone beschreibende Modell zu verallgemeinern:

$$\tau = c_{\text{Füllung}} + \sigma \cdot \tan \varphi_{\text{Füllung}} \quad (6.10)$$

Auch ohne einen Verwitterungseinfluß waren die Reibungswinkel der zu Mylonit zerriebenen Ausgangsmaterialien von den Gleitreibungswinkeln der Trennflächen verschieden. Daher sind jeweils gesonderte Untersuchungen an ihnen erforderlich. Über Korrelationen zwischen den mechanischen Eigenschaften von Gesteinstrennflächen und Gesteinszerreißel liegen keine Erkenntnisse vor.

Bei tiefgreifenderen Umwandlungen („Bodenbildung“) ist eine eigenständige Bestimmung der Scherparameter des Füllmaterials obligatorisch.

In solchen Fällen ist die Vorhersage des Scherverhaltens nach großen Scherverschiebungen im voraus, d. h. solange keine Scherzonen gebildet sind, nur unvollständig möglich.

7. Diskussion der Ergebnisse in Hinblick auf die Beurteilung der Scherfestigkeit diskontinuierlicher Trennflächen in situ am Beispiel der Böschungsstabilität

Eine ausschlaggebende Motivation für die Untersuchung des Bruch- und Scherverhaltens von Gesteinstrennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken lag darin, das Versagen bzw. die Versagensmechanismen von Felsbauwerken besser zu verstehen. Wegen seiner großen Bedeutung und Anschaulichkeit wird im folgenden in besonderem Maße auf das Versagen von Felsböschungen eingegangen.

Die in den Versuchen beobachteten und z. T. auch in den numerischen Untersuchungen unterscheidbaren Bruch- und Schermechanismen umfassen eine größere Anzahl, als üblicherweise bei vorhandenen Ansätzen zur Abschätzung der Böschungssicherheit berücksichtigt wird. Gleichwohl ist schon seit langem bekannt, daß bei Böschungen neben einem Gleitversagen bei entsprechender Orientierung der Trennflächen auch weitere Versagensarten vorkommen, die z. B. mit dem Verdrehen von Blöcken und Schichten verbunden sind (Abb. 7.1) (Savely, 1987; Sjöberg, 1999; Cavers, 1981). Deren bekannteste Vertreter, die überwiegend durch Blockverdrehungen gekennzeichnet sind, sind das Kipp- sowie das Knickversagen (Hoek & Bray, 1977; Kutter, 1974b). Für diese Versagensarten bestehen für durchgehend durchklüftetes Gebirge zahlreiche analytische Ansätze (bzgl. Knicken: Kutter, 1974b; Cavers, 1981; Foldi & Lunardi, 1995; bzgl. Kippen: Kutter, 1974b; Hoek & Bray, 1977; Aydan et al., 1989; Mongiovi et al., 1995). Neben dem Kippen von auf ihrer Unterseite durchtrennten Blöcken ist auch das Biegekippen (flexural toppling) bekannt, bei dem zum Erreichen des Versagens die Zugfestigkeit der intakten bzw. angerissenen Schichten überschritten werden muß (Aydan & Kawamoto, 1992; Adhikary et al., 1995b; Chen, 1995).

Im Gegensatz zu durchgehend durchklüftetem Gebirge scheinen auf der Grundlage der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen die Versagensmechanismen von diskontinuierlichen Bruchflächen weniger deutlich durch die Orientierung der Einzelklüfte vorgegeben zu sein. Bei einzelnen Konfigurationen können nacheinander sowohl Bruch- als auch Rotations- und Gleitphänomene auftreten. Eine vereinfachte Einordnung der Versagensmechanismen in Abhängigkeit von der Kluftorientierung, wie sie z. B. von Aydan et al. (1989) für

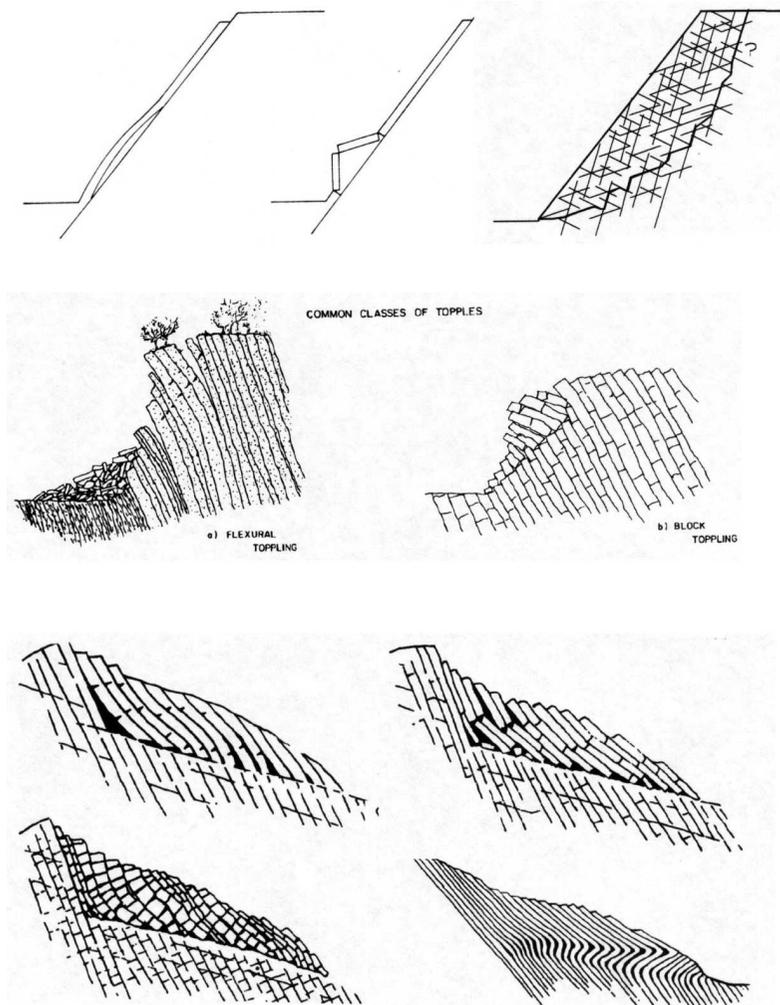


Abb. 7.1: Verschiedene vom Gleiten entlang von Trennflächen abweichende Versagensarten von Felsböschungen
oben links: Knickversagen; oben rechts: zusammengesetzte Bruchfläche; unten: verschiedene Arten des Kippversagens
 (Quellen: Cavers (1981), Sjöberg (1999))

geschichtetes Gebirge beobachtet bzw. modelliert wurde, kann somit das tatsächliche Verhalten nicht wiedergeben.

Weiterhin sind die vorhandenen analytischen Ansätze, die explizit das Versagen von nicht vollständig durchtrenntem Gebirge behandeln, ausschließlich auf die

Annahme beschränkt, daß es zu einem Gleiten auf den durchtrennten Abschnitten und zum Scher- oder Zugversagen der Gesteinsbrücken kommt (Jennings, 1970; Kutter, 1974a; Stimpson, 1978; Glynn et al., 1979; Einstein et al., 1983; Korgan & Ozgenoglu, 1999; Baczynski, 2000). Selbst wenn diese Modelle den Bruch von Gesteinsbrücken korrekt simulieren würden, — was, wie in dieser Arbeit nachgewiesen wurde, nicht der Fall ist — könnte mit diesen Modellen nur in Ausnahmefällen ein realistisches Böschungsversagen beschrieben werden.

Aus den genannten Ansätzen können allerdings wichtige Punkte aufgegriffen werden. Einigen Verfahren zur Berechnung der Böschungsstabilität bei begrenzten Klüfterstreckungen liegen Prozeduren zur Auffindung eines kritischen Pfades zugrunde (z. B. Glynn et al. (1979); s. a. Überblick in Einstein (1993) und Einstein & Stephansson (2000)), mit denen man bei bekannter Anordnung der Trennflächen innerhalb einer Böschung die Aufeinanderfolge der Trennflächen bzw. den Pfad bestimmt, entlang der bzw. dem das Versagen der Böschung bei der geringsten Bruchlast erfolgt. In solche Programme sollten zutreffendere Bruchmodelle implementiert werden. Einige Vorschläge für solche Modelle können dem vorstehenden Kap. 6 entnommen werden.

Zu einer abgesicherten Modellierung des Böschungsversagens ist es erforderlich, daß zunächst das komplette, mehrphasige Bruch- und Scherverhalten von diskontinuierlichen Trennflächen nachgebildet werden kann. Es konnte gezeigt werden, daß die in dieser Arbeit eingesetzten numerischen Verfahren dazu nicht in der Lage sind. Aus einigen Arbeiten zur Modellierung der Kippversagens von Böschungen geht hervor, daß mit der diskreten Elementmethode (DEM) das in Modellversuchen beobachtete und sowohl Rotationen als auch Gleitprozesse von Kluttkörpern beinhaltende Versagen zumindest qualitativ simuliert werden kann (Barla et al., 1995; Jiang et al., 1995; Qun et al., 1990). Barla et al. (1995) haben aufgezeigt, daß es zur genauen quantitativen Simulation des Versagens allerdings erforderlich ist, die Entwicklung von lokalen Schadenszonen an den Kontaktpunkten benachbarter Blöcke sowie die Verlängerung von Rissen innerhalb der Blöcke berücksichtigen zu können. Diese Möglichkeiten eröffnen die meisten DEM-Programme bislang noch nicht. Es erscheint lohnenswert, die Anstrengungen auf dieses Gebiet zu konzentrieren, da diese numerische Methode am ehestens geeignet erscheint, die komplexen experimentellen Befunde zu beschreiben.

Andere numerische Verfahren, die verschiedene Mechanismen (z. B. Gleiten und Rotieren) berücksichtigen, wie dies z. B. durch den Cosserat-Ansatz ermöglicht wird, scheinen dagegen auf Spezialfälle (z. B. das Biegekippen von homogen geklüfteten Böschungen) beschränkt zu bleiben (Adhikary et al., 1995a; Adhikary & Dyskin, 1998; Sulem & Cerrolaza, 2000).

Solange der Versagensprozeß noch nicht umfassend modelliert werden kann, kann das tatsächliche Böschungsversagen nur grob abgeschätzt werden. Aus Zusammenstellungen experimentell ermittelter in den verschiedenen Scherphasen auftretender Scherwiderstände (z. B. Abb. 5.45) geht hervor, daß verschiedene Schermechanismen für den jeweils maximalen Scherwiderstand einer Trennfläche verantwortlich sein können. Um abschätzen zu können, welche dieser Schermechanismen auf das Versagen von Felsböschungen besonders große Einflüsse ausüben können, soll im folgenden eine stark idealisierte Böschungsberechnung durchgeführt werden. Dazu wird angenommen, daß eine senkrechte Böschung entlang von geraden Bruchflächen versagt (keine kreisförmigen Bruchnischen!) (Abb. 7.2). Die untersuchten Bruchflächen sind 15° , 30° , 45° , 60° und 75° steil. Entlang dieser Bruchflächen seien begrenzte, zueinander parallele Klüfte in beliebiger Orientierung (die mit der Horizontale einen ein Vielfaches von 15° betragenden Winkel α_0 einschließt) angeordnet. Die Anordnung erfolge genauso wie bei den direkten Scherversuchen, d. h. alle Risse seien 4 cm lang und jeweils um 5 cm auf der potentiellen Bruchfläche versetzt. Der Einfachheit halber wird zudem angenommen, daß die Böschung aus dem verwendeten Modellmaterial Hartformgips mit den oben beschriebenen Eigenschaften besteht.

Auf eine Umrechnung auf ein realistischeres Material wird verzichtet, obwohl nach einer herkömmlichen Dimensionsanalyse (s. z. B. Barton, 1970; Hobbs, 1966; Obert & Duvall, 1967; Wong & Chau, 1998) ein Gestein mit geringer Festigkeit bei (entsprechend dem Verhältnis der Wichten von Gips und Gestein) reduzierten Längenmaßen durch das Modellmaterial modelliert werden könnte. Es stellt sich allerdings die Frage, ob für die verschiedenen Schermechanismen jeweils die selben Modellgesetze Gültigkeit besitzen, da die auf eine solche Weise veränderten Längenmaße indirekt — und auf unterschiedliche Weise — auf die Größe der Rollreibung sowie anderer Faktoren (z. B. der Reißzähigkeit) Einfluß nehmen (s. Kap. 5).

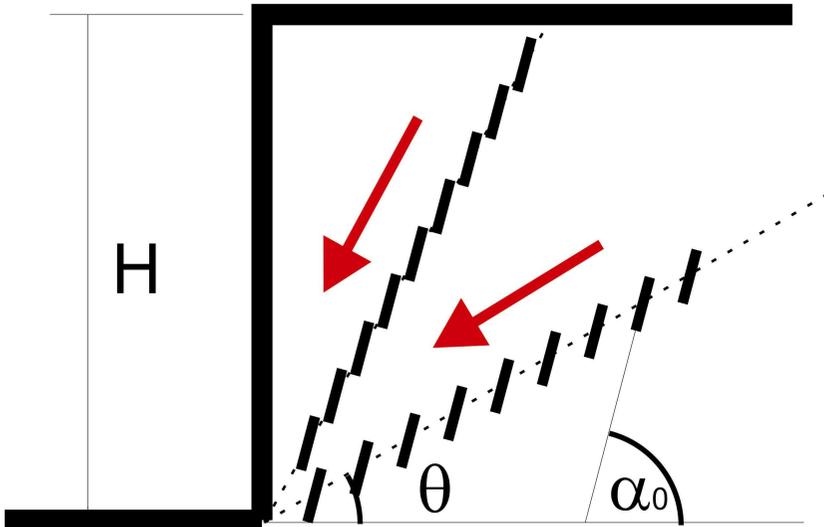


Abb. 7.2: Geometrische Beziehungen bei der idealisierten Böschungsberechnung

θ : Neigungswinkel der geraden Bruchflächen

α_0 : Orientierung (Einfallen) der begrenzten Kluftabschnitte

i : auf die Bruchfläche bezogene Orientierung der begrenzten Kluftabschnitte ($i = \theta - \alpha_0$)

Bei der Annahme eines ebenen Böschungsversagens im Grenzgleichgewicht können die vorhandenen gemittelten Scher- und Normalspannungen auf der Scherfläche berechnet werden. Die bei bestimmten Normalspannungen aktivierbaren Scherwiderstände längs einer bestimmten Trennflächenkonfiguration wurden hier jeweils für die einzelnen Scherphasen aus den Versuchsergebnissen abgeleitet, wobei besonders auf Abbildungen wie im Kapitel 5.1.2.5 („Einfluß der Normalspannung“) zurückgegriffen wurde. Sofern erforderlich wurden die aus den Messungen abgeleiteten Beziehungen zwischen Scher- und Normalspannung auch extrapoliert. Bei Konfigurationen, die nur bei einer Normalspannung untersucht worden waren (z. B. $i \geq +75^\circ$ sowie $i \leq -60^\circ$), wurde das einzelne Meßergebnis verallgemeinert. Diese Einschränkungen sollen davor warnen, die im folgenden anzusprechenden Ergebnisse zu detailliert zu interpretieren.

Vereinfachte Stabilitätsberechnungen wurden für drei verschieden hohe Böschungen ($H = 100 \text{ m}$, 300 m und 500 m) durchgeführt. Die Sicherheitsbeiwerte F wurden zu

$$F = \frac{\tau_{\text{vorh}}}{\tau_{\text{erf}}} \quad (7.1)$$

mit aktivierbarer Scherfestigkeit τ_{vorh} und erforderlicher Scherfestigkeit τ_{erf} berechnet. Für jede der 60 einzelnen Kombinationen aus der Neigung der Scherfläche θ und der Orientierung der Einzelklüfte α_0 bzw. der daraus abgeleiteten Reißwinkel i wurden für alle einzelnen Scherwiderstände (SW0, SW1a, SW1b, SW2a, SW2, SW3) die Sicherheitsbeiwerte ermittelt. Der jeweils größte Sicherheitsbeiwert ist für die entsprechende Kombination dann maßgebend. Die Ergebnisse wurden weiter zusammengefaßt, indem angenommen wurde, daß sich bei einer bestimmten Kluftorientierung α_0 entlang jeder der untersuchten Scherflächen die Risse so anordnen wie bei den direkten Scherversuchen ($l = 40 \text{ mm}$; $e = 50 \text{ mm}$) und daß von den untersuchten Scherflächen dann die Bruchfläche maßgebend wird, bei der sich die geringste Sicherheit ergibt. In Abb. 7.3a sind diese geringsten Sicherheitsbeiwerte für die unterschiedlich hohen Böschungen für alle möglichen Kluftorientierungen angegeben. Anhand der Symbole können dort auch die jeweils maßgebenden Scherwiderstandsarten erkannt werden. Abb. 7.3b gibt darüber Auskunft, entlang welcher Bruchfläche diese geringste Sicherheit berechnet wurde.

Ein überraschendes Ergebnis ist die Tatsache, daß das Versagen auffallend häufig infolge von spröden Bruchereignissen (SW0 oder SW1a) erfolgt, obwohl z. B. nach Abb. 5.45 häufig ein anderer Scherwiderstand (bei $\sigma \approx 1 \text{ MPa}$) größer war. Dies ist nur zum Teil die Folge davon, daß bei den Böschungsberechnungen die Normalspannungen gering sind (bei $H = 100 \text{ m}$ ist $\sigma < 1 \text{ MPa}$), sondern hängt auch damit zusammen, daß die Sicherheitsbeiwerte von potentiellen Scherflächen, bei denen andere Scherwiderstände (insbesondere SW2a oder SW2) maßgebend werden (wenn $i = \theta - \alpha_0$ leicht negativ oder 60° bzw. 75° groß ist), so groß sind, daß nicht diese, sondern anders geneigte Scherflächen die geringste Böschungssicherheit aufweisen. Daher ergibt es sich, daß der Scherwiderstand beim Bruch der Gesteinsbrücken häufig eine überraschend große Bedeutung erlangt. Aus den Abb. 7.3a und Abb. 7.3b kann man weiter entnehmen, daß bei niedrigeren Böschungen zur Luftseite hin einfallende Kluftorientierungen besonders ungünstig sind, wohingegen bei höheren Böschungen ein weiteres Sicherheitsminimum bei steil gegen die Böschung einfallenden Klüften ($\alpha_0 \approx 120^\circ$) liegt. Dann liegen die maßgebenden Scherflächen tief in der Böschung (θ ist klein!),

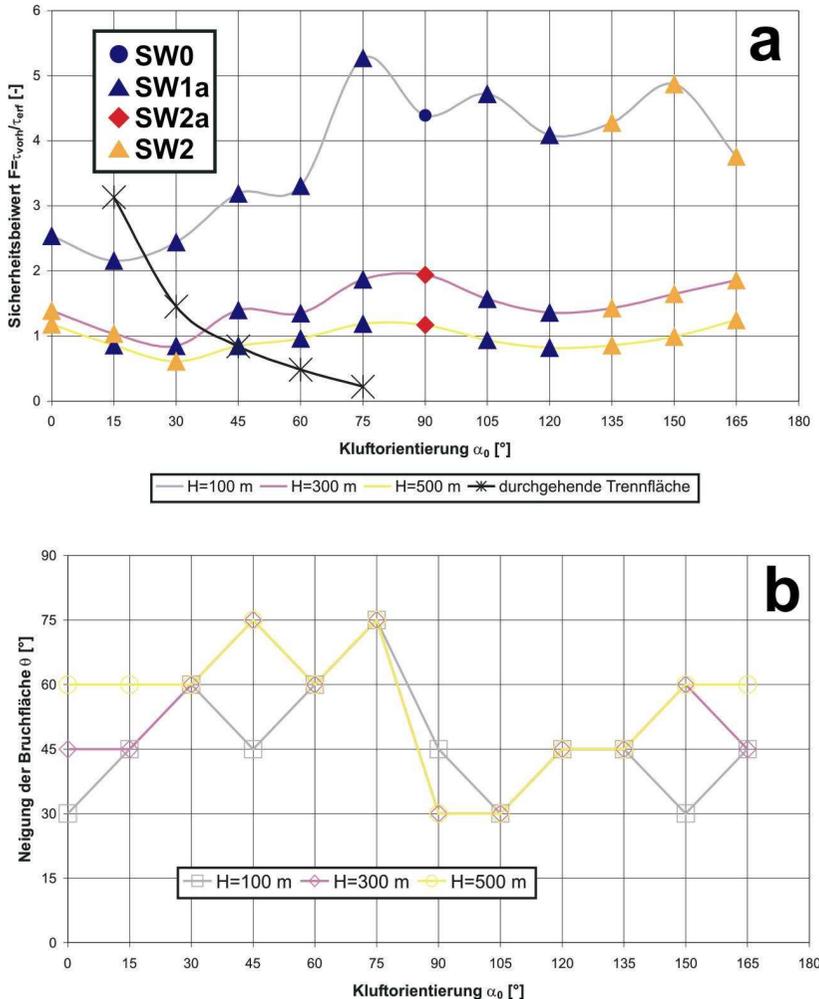


Abb. 7.3: Berechnung der Böschungssicherheit (Berücksichtigung aller SW)
a) Berechnung der Sicherheitsbeiwerte
b) Neigung der zugehörigen Bruchfläche

was für Kippversagen typisch ist (z. B. Aydan & Kawamoto, 1992). Besonders günstig verhalten sich saigere oder flach einfallende Trennflächen.

Um für die gerade aufgeführten Beispiele angeben zu können, welchen Einfluß die unvollständige Durchtrennung auf die Sicherheit einer Felsböschung ausübt, werden der Abb. 7.3 in Abb. 7.4 Sicherheitsberechnungen gegenübergestellt, die sich bei der Annahme ergeben, daß die Bruchwiderstände (SW0, SW1a und

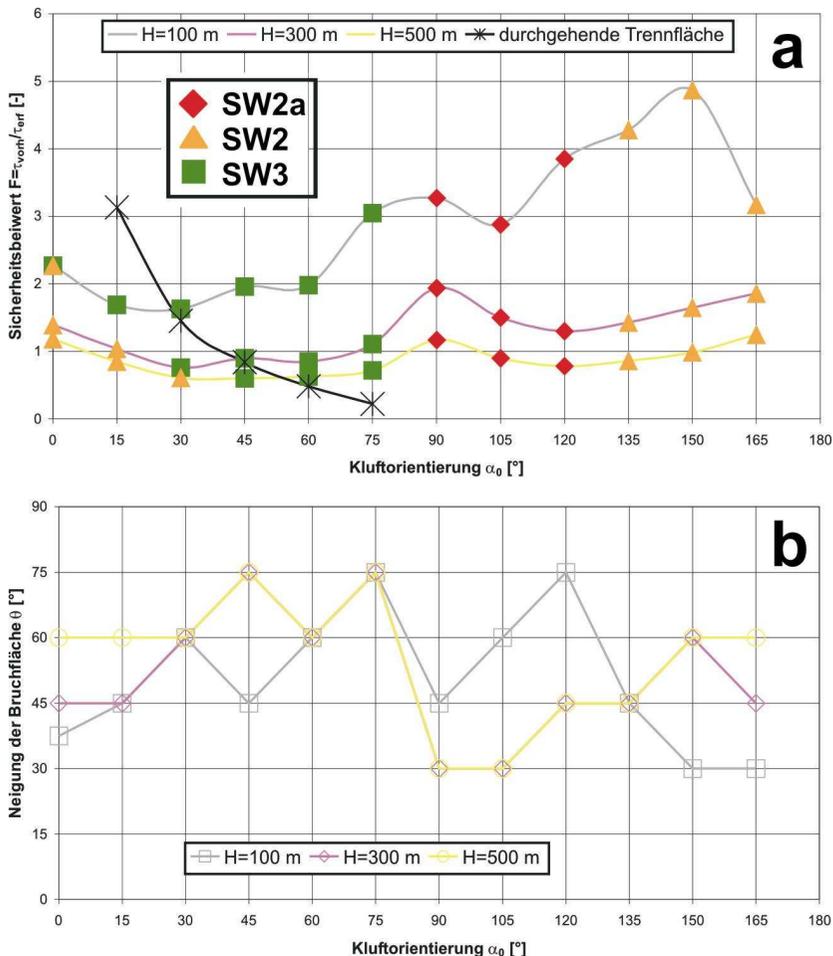


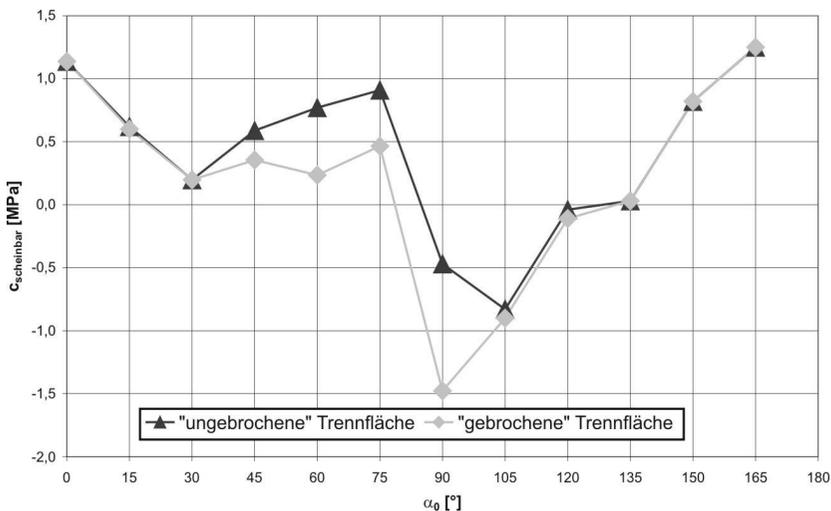
Abb. 7.4: Berechnung der Böschungssicherheit, nachdem Gesteinsbrücken gebrochen sind
a) Berechnung der Sicherheitsbeiwerte
b) Neigung der zugehörigen Bruchfläche

SW1b) „nicht mehr“ aufgebracht werden können (z. B. weil die Gesteinsbrücken schon gebrochen sind). Beim Vergleich von Abb. 7.4a mit Abb. 7.3a wird ersichtlich, daß sich die Böschungssicherheit nur in einzelnen Fällen stark reduziert (z. B. bei $\alpha_0 = 75^\circ$), meist jedoch nur geringfügig kleiner ist als bei der Aktivierung des Bruchwiderstands. Das deutet also darauf hin, daß der Einfluß des spröden Bruchwiderstands der Gesteinsbrücken auf die Böschungssicherheit nicht überzubewerten ist.

Interessant ist auch der Vergleich mit zur Böschung hin einfallenden durchgehenden Trennflächen, denen in der Berechnung ein Reibungswinkel von $\varphi = 40^\circ$ zugewiesen wurde. Dieser zeigt, daß bei flach einfallenden Trennflächen die kontinuierlichen Trennflächen wesentlich höhere Sicherheiten aufweisen als das teilgeklüftete Gebirge, wohingegen bei steil einfallenden durchgehenden Trennflächen die Böschungssicherheit deutlich unter „1“ liegen würde (Abb. 7.3a bzw. Abb. 7.4a). Der Einfluß der unvollständigen Durchtrennung kann sich also durchaus unterschiedlich auswirken (wobei nicht zu vernachlässigen ist, daß sich auch parallele durchgehende Trennflächen stufen- oder staffelförmig verbinden und wie nicht-durchgehende Trennflächen versagen können). Zu beachten ist besonders, daß das teilgeklüftete Gebirge auch dann versagen kann, wenn die einzelnen Trennflächen flacher als der Reibungswinkel einfallen (z. B. $H \geq 300$ m; $\alpha_0 = 30^\circ$), so daß man nach herkömmlichen Bemessungsmethoden eine solche Gefahr nicht befürchten würde.

Die genauen Zahlenwerte der berechneten Sicherheitsbeiwerte sind bei dieser idealisierten Böschungsberechnung an sich nicht sehr aussagekräftig. Die angesetzten Rißabmessungen von wenigen Zentimetern unterschätzen die Trennflächenlänge im Gebirge um ein Vielfaches. Bei einer Berücksichtigung von Maßstabeffekten dürften die realen Böschungssicherheiten wesentlich geringer sein. Mit dem Maßstabeffekt, der z. B. von der bruchmechanischen Theorie vorausgesagt wird, ergäben sich beispielsweise für 100 mal längere Teilklüfte (4 m statt 4 cm lang) um 9/10 kleinere Bruchwiderstände. Auch die Scherwiderstände in den weiteren Scherphasen könnten dann z. T. entscheidend verringert sein, so daß schon niedrigere Böschungen versagen und dabei andere Schermechanismen maßgebend werden könnten. Der Maßstabeffekt (bei wesentlich veränderter Klüftlänge) erweist sich daher als ein Faktor, der im Fokus weiterer Untersuchungen stehen sollte.

Zuletzt soll dargestellt werden, wie zweifelhaft es sein kann, den diskontinuierlichen Trennflächen scheinbare Mohr'sche Festigkeitsparameter $c_{\text{scheinbar}}$ sowie $\varphi_{\text{scheinbar}}$ zuzuweisen. Dieser z. B. von Jennings (1970) verfolgte Ansatz, der in abgewandelter Form auch bei der Rückrechnung von Böschungsversagen zum Einsatz kommt (Barton, 1971b; Hoek & Bray, 1977; Reik & Teutsch, 1976), führt für die 500 m hohe Böschung bei der Annahme eines konstanten $\varphi_{\text{scheinbar}} = 40^\circ$



**Abb. 7.5: Berechnung der scheinbaren Kohäsion des Gebirges
H=500 m; $\varphi_{\text{scheinbar}}=40^\circ$**

(= Gleitreibungswinkel der Gipstrennflächen) entlang der Versagensfläche zu den in Abb. 7.5 dargestellten scheinbaren Kohäsionen. Diese rein empirischen Werte verdeutlichen, daß Rückrechnungen zwar Scherparameter zum Ergebnis haben können, die in realistischen Größenordnungen liegen (z. B. $c_{\text{scheinbar}} \geq 200$ kPa für $\alpha_0 \leq 75^\circ$ bzw. $\alpha_0 \geq 150^\circ$), allerdings nichts über die tatsächlichen Versagensmechanismen aussagen und sogar unsinnige Werte ergeben können ($c_{\text{scheinbar}} < 0$ bei $90^\circ \leq \alpha_0 \leq 120^\circ$). Dabei ist es zweitrangig, ob die Scherfläche von Anfang an schon durchgerissen („gebrochen“) ist oder nicht.

Diese idealisierten Berechnungen geben lediglich einen ersten Überblick, wie Böschungen mit diskontinuierlichen Trennflächen versagen. Eine bedeutende Abwandlung des Bruch- und Scherversagens ergibt sich vermutlich dadurch, daß sich Versagensflächen in situ i. d. R. nicht aus immer gleichen Kluft-Gesteinsbrücken-Elementen, sondern aus verschiedenen großen Gesteinsbrücken und unterschiedlich geneigten Klüften zusammensetzen. Wie in Kap. 5.1.2.9 an einem Versuch gezeigt wurde, wird dadurch das Versagen progressiver erfolgen und dabei von den besonders tragfähigen Elementen dominiert werden. Der Böschungsbruch wird in hohen Böschungen zudem auch durch die unterschiedlichen Spannungsgrößen am Fuß, im Mittelbereich und am Kopf der Böschung sowie aufgrund der nicht zu vernachlässigenden Nachgiebigkeit des Gebirges

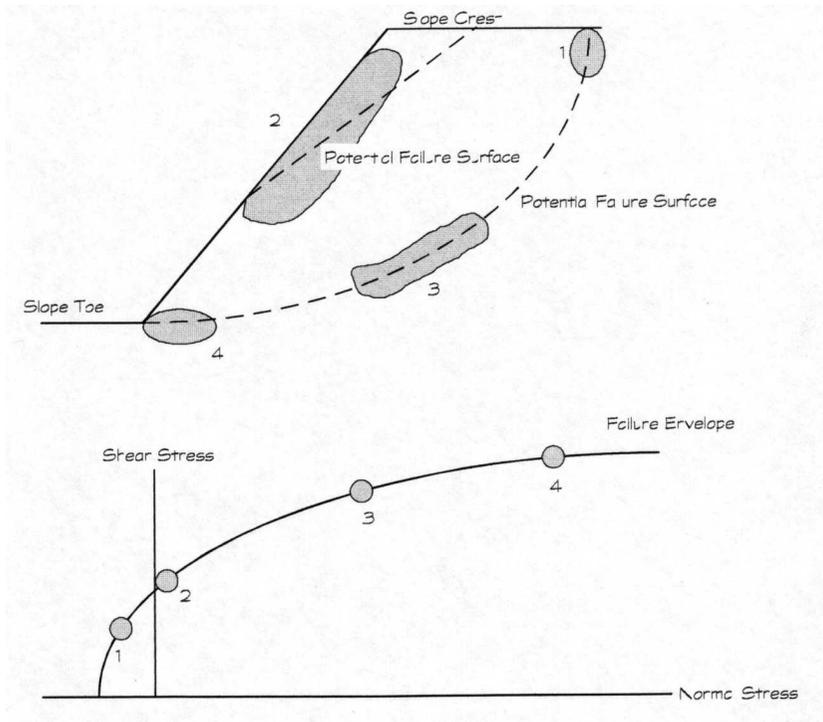


Abb. 7.6: Schematische Illustration der Spannungszustände an verschiedenen Punkten entlang zweier potentieller Bruchflächen in einer Felsböschung und auf einer entsprechenden gekrümmten Bruchkurve (Quelle: Sjöberg, 1999)

progressiv verlaufen (Abb. 7.6). Ein solches progressives Böschungsversagen, bei dem zudem mehrere Schermechanismen an verschiedenen Orten gleichzeitig bzw. an der gleichen Stelle aufeinander folgend beobachtet wurden, ergab sich auch bei zahlreichen Versuchen an geklüfteten Böschungsmodellen am Kipptisch bzw. am Base Friction-Tisch (Ashby, 1971; Müller & Hofmann, 1970; Hofmann, 1974; Reik & Teutsch, 1976; Barla et al., 1995). Auch zahlreiche numerische Böschungsberechnungen, die nicht der Grenzgleichgewichtsmethode zuzurechnen sind, vollziehen ein progressives Böschungsversagen nach. In diesem Zusammenhang sei besonders auf die umfassende Arbeit von Sjöberg (1999) verwiesen.

Weitere Faktoren, die dazu führen, daß Böschungen dazu tendieren, nicht abrupt, sondern progressiv zu versagen, können mit der Veränderung der Belastungen innerhalb der Böschungen zusammenhängen. Hier spielt besonders der Kluftwas-

serdruck eine entscheidende Rolle. Da die während der Scherversuche gemachten Beobachtungen nahelegen, daß das Versagen von diskontinuierlichen Gesteinstrennflächen sowohl aufgrund des Aufreißens der Gesteinsbrücken als auch wegen der starken Volumenauflockerungen mit gravierenden Änderungen der hydraulischen Wegsamkeiten und vermutlich einer Dränage der Böschung einhergeht, dürfte der ungünstige Einfluß des Kluftwassers auf die Böschungstabilität (vorübergehend) abnehmen. Das hat eine Verstärkung des Effektes zur Folge, nach dem die nach dem eigentlichen Bruch der Gesteinsbrücken aktivierten Scherwiderstände zu einer erneuten Stabilisierung der Böschung führen.

Gleichzeitig gehen einem solchen progressiven Böschungsversagen große Verformungen voraus, an denen die drohende Instabilität erkannt werden kann, so daß ggf. ausreichend Zeit verbleibt, die Böschung künstlich zu stabilisieren oder wenigstens passive Schutzmaßnahmen zu ergreifen (Sjöberg, 1999).

Beim gegenwärtigen Kenntnisstand kann noch kein neues Verfahren zur Bemessung von Böschungen im teilgeklüfteten Fels präsentiert werden. Bei der Verwendung von herkömmlichen Ansätzen ist nach der bisherigen Erfahrung mit diskontinuierlichen Trennflächen z. T. (z. B. bei flach einfallenden Klüften) mit Vorsicht vorzugehen. Es dürfte allerdings auch bei teilgeklüftetem Gebirge ausreichend konservativ sein, auf der Grundlage von Erfahrungswerten entworfene Verfahren einzusetzen. Dazu gehören besonders einige Gebirgsklassifikationen (z. B. Barton et al., 1974; Bieniawski, 1993; Hoek & Brown, 1997). Ihr Einsatz für Böschungen bzw. ggf. dazu erforderliche Modifikationen wurde von Romana (1993 bzw. 1995), Barton (1999) sowie Sjöberg (1999) demonstriert. Diese Verfahren wurden und werden wiederholt an realen Böschungen, die meist diskontinuierliche Trennflächen beinhalten, angewendet bzw. geeicht. Darüber hinaus berücksichtigen sie explizit (Romana, 1993) oder implizit (Hoek & Brown, 1997) auch Rotationsmechanismen innerhalb des Gebirges.

Als ein Ergebnis der in dieser Arbeit durchgeführten Versuche und auch der oben vorgestellten idealisierten Böschungsberechnungen kann festgehalten werden, daß die Festigkeitsanisotropie schon durch kurze Unterbrechungen von Trennflächen durch Festgesteinsbrücken stark abnimmt (z. B. tritt zwischen der günstigsten und ungünstigsten Orientierung in Abb. 7.3a ein Anisotropiefaktor F_{\max}/F_{\min} von gerade 2 auf). Daraus ließe sich beim jetzigen Kenntnisstand ableiten, daß eine Böschungsberechnung an einem isotropen Gebirgs-Kontinuum z. B. mit Festigkeitsparametern nach Hoek & Brown nach dem GSI-Konzept (Hoek &

Brown, 1997; Sjöberg, 1999) eine bei sachgemäßer Anwendung zulässige Idealisierung darstellen dürfte.

Während selbst in hohen Böschungen relativ geringe Normalspannungen auf potentiellen Scherflächen wirken, können in anderen Situationen (Trennflächen in der Umgebung von untertägigen Hohlräumen, Risse im mehrachsigen Druckversuch, Störungen in der Tektonik) höhere Spannungsniveaus erreicht werden. Dies kann als Konsequenz eine andere Wertigkeit der Schermechanismen bedeuten, da die Scherwiderstände bei der ersten Reißbildung dann gegenüber den nachfolgenden Reibungswiderständen zurückstehen. Ohne hier detailliert das Verhalten solcher diversen Trennflächen diskutieren zu wollen, bilden die innerhalb dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen und deren Auswertung das erste Rüstzeug zum Verständnis des Bruch- und Scherverhaltens diskontinuierlicher Trennflächen unterschiedlicher Provenienz und Umgebung.

8. Zusammenfassung und Ausblick

Das Bruch- und Scherverhalten von Gesteinstrennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken prägt in vielen Situationen das Versagen von Fels. Dabei bewirkt die Unterbrechung der Trennflächen durch Gesteinsbrücken einen mehrphasigen Versagensmechanismus. Nachdem zunächst die Gesteinsbrücken durch Reißbildungen geschwächt und schließlich durchtrennt worden sind, behält die Trennfläche eine Scherfestigkeit bei, die zunächst durch die stufige Anordnung der Trennfläche charakterisiert ist, während nach größeren Scherverschiebungen eine Restscherfestigkeit innerhalb einer stark zerbrochenen Scherzone aktiviert wird.

Um den Scherprozeß in seiner ganzen Ausbildung versuchstechnisch zu erfassen, wurden direkte Scherversuche an idealisierten Trennflächenkonfigurationen durchgeführt, wobei sich deren Gestalt an realistischen Anordnungen von Trennflächen in situ ausrichtete. Dazu wurde zunächst ein neuartiges Schergerät entwickelt, das sowohl eine Beschränkung der kinematischen Freiheitsgrade der Scherkästen als auch eine optimale Beobachtbarkeit des Bruchprozesses innerhalb der resultierenden Scherzone gewährleistete. Da eine kritische Analyse vielfältiger in der Literatur veröffentlichter sowie im Rahmen einer Vorstudie gewonnener Ergebnisse darauf hinwies, daß zahlreiche Modellmaterialien gerade bei der Bildung von Rissen Phänomene aufweisen, die üblicherweise bei Gesteinen nicht beobachtet werden, wurde zudem die Eignung des eingesetzten Modellmaterials nachgewiesen.

An Probekörpern aus Hartformgips und Kalkstein, in die nach verschiedenen Methoden zueinander parallele offene Risse eingebracht worden waren, die zusammen mit den zwischen ihnen liegenden Gesteinsbrücken die diskontinuierlichen Trennflächen bildeten, wurden zahlreiche direkte Scherversuche durchgeführt, wobei durch entsprechende Variationen verschiedener geometrischer und Spannungsgrößen deren Einfluß auf das Bruch- und Scherverhalten untersucht wurde.

Die Scherversuche bestätigten zunächst, daß das Scherverhalten diskontinuierlicher Trennflächen tatsächlich aus mehreren Phasen zusammengesetzt ist. Die Scherphasen wurden entsprechend der sie kennzeichnenden Schermechanismen eingeteilt in eine Bruchphase (Scherphase 1), in der die Gesteinsbrücken durchtrennt werden, eine mit einer Volumenvergrößerung in der Trennfläche verbun-

dene Scherphase 2 sowie eine nach großen Scherwegen durch Gleiten in einer zerbrochenen bzw. mylonitisierten Scherzone charakterisierte Scherphase 3. Die detaillierte Analyse der Versuchsaufzeichnungen führte zudem zu einer weiteren Verfeinerung der in den ersten beiden Scherphasen wirkenden Bruch- und Schermechanismen, so daß insgesamt bis zu sechs charakteristische Scherwiderstände den Scherprozeß einer solchen Trennfläche beschreiben. Dabei erwies sich der mit dem Ende des linear-elastischen Scherverhaltens einhergehende Scherwiderstand (SW0) nur selten als mit dem Scherwiderstandsmaximum beim eigentlichen Bruch der Trennflächen identisch. Zwei verschiedene Bruchereignisse traten zusammen mit maximalen Scherspannungen auf, wobei bei dem ersten (SW1a) in allen Gesteinsbrücken gleichzeitig von den Anfangsrisen aus Flügelrisse wuchsen — ohne allerdings i. d. R. zu einer Verbindung benachbarter Risse zu führen —, während bei dem zweiten (SW1b) ggf. quer durch die Gesteinsbrücken laufende Verbindungsrisse entstanden und zur Bildung einer meist stufigen durchgehenden Trennfläche führten. Durch diesen Bruchprozeß hatten sich in den Gesteinsbrücken Bruchstücke gelöst, die sich für den weiteren Scherprozeß als bedeutsam erwiesen.

In der zweiten Scherphase stellten die Stufen innerhalb der Trennfläche Hindernisse dar, denen die entlang der Trennflächen scherenden Probenhälften unter Auflockerung ausweichen mußten. Dabei kam es allerdings nur unter bestimmten Bedingungen zu einem Aufgleiten entlang der Kontaktflächen, sondern eher zu einem Rotationsmechanismus der zuvor oder durch weitere sekundäre Rißbildungen gelösten Bruchstücke. Dadurch wurden häufig wesentlich kleinere Scherwiderstände aktiviert, als bei der weit verbreiteten Annahme eines Gleitmechanismus resultieren würde. Aufgrund der zur Festigkeit beitragenden Dilatation der Trennfläche gegen die Wirkungsrichtung einer Auflast konnten die in dieser Scherphase gemessenen Scherwiderstände (SW2a und SW2) jedoch durchaus größer sein als die Scherwiderstände beim Bruch.

Nach relativ großen Scherverschiebungen endete die mit der Auflockerung der Scherzone verbundene Scherphase, und es kam zu einer intensiven Zerlegung der gelösten Gesteinsbruchstücke und einer starken Kontraktion der Scherzone. Nach deren Abschluß kam die zwischenzeitliche z. T. beträchtliche Festigkeitsreduktion zum Abschluß, und es wurde beim nachfolgenden Gleiten in einer stark verdichteten mylonitisierten Scherzone ein weiteres Scherwiderstandsmaximum (SW3) erreicht, das teilweise in der gleichen Größenordnung wie die früheren Scherwiderstände lag.

Die genaue Größe sowie z. T. auch das Auftreten einzelner Scherwiderstände hing sehr stark von den Randbedingungen der Scherversuche ab, wobei die einzelnen Einflußfaktoren auf jede Art der Scherwiderstände unterschiedlich einwirkten. Von dominierendem Einfluß auf das Bruch- und Scherverhalten diskontinuierlicher Trennflächen stellte sich die auf die Scherrichtung bezogene Orientierung der Einzelrisse (der sogenannte Reißwinkel) heraus. Besonders leicht versagten Trennflächen, bei denen die Risse in Scherrichtung flach anstiegen, während flach abfallende Reißorientierungen wesentlich größere Scherwiderstände verursachten. Der Einfluß der Ausgangskonfiguration nahm mit dem Scherweg und den dabei auftretenden Reißbildungen im Bereich der Trennfläche ab, so daß er sich in der letzten Scherphase kaum noch auswirkte.

Der zweite einflußreiche Faktor auf die Größe der Scherwiderstände war die wirksame Normalspannung. Deren Bedeutung war jedoch in der zweiten und dritten Scherphase, die durch Reibungsprozesse gesteuert wurden, deutlich größer als in der Bruchphase, so daß bei großer Auflast die nach größeren Scherwegen aktivierten Scherwiderstände den Scherprozeß dominierten.

Die Bedeutung der Größe der Normalspannung in der zweiten, dilatanten Scherphase war besonders bei Versuchen ausgeprägt, bei denen eine Einspannung der Trennfläche durch das umgebende Gebirge bzw. Sicherungsmittel simuliert wurde, indem die wirksame Auflast direkt mit der Dilatation gekoppelt wurde. Dann wuchs der entsprechende Scherwiderstand auf ein den gesamten Scherprozeß dominierendes Niveau an. Die Effektivität dieser Einspannung wurde dadurch limitiert, daß unter großer Normalspannung die Auflockerung der Scherzone begrenzt sowie der Schädigungsprozeß intensiviert wurde.

Gegenüber den beschriebenen Einflußfaktoren treten die weiteren untersuchten Parameter zurück. Der gegenseitige Abstand der Risse wirkt sich i. d. R. nur untergeordnet aus. Bei den untersuchten Reißgrößen konnte nur in der zweiten Scherphase ein geringer Maßstabeffekt festgestellt werden.

Eine reibungsmindernde Füllung der Ausgangsrisse wirkt sich nur in seltenen Ausnahmefällen auf das Scherverhalten einer diskontinuierlichen Trennfläche aus.

An direkten Scherversuchen an Kalksteinproben konnten die an Gipsproben ermittelten Ergebnisse bestätigt werden. Der Bruch der Gesteinsbrücken erfolgte beim festeren Kalkstein bei deutlich größerer Belastung, die geringere Nachgie-

bigkeit der Rauigkeitselemente führte allerdings auch zu einer gewissen Zunahme der Scherwiderstände in der zweiten Scherphase.

Der Beginn des Scherprozesses konnte auch durch numerische Untersuchungen mit dem Randelementmethoden-Programm FRACOD^{2D} nachgebildet werden. Dabei konnten deutliche Parallelen bei den Rißbildungen und den zugehörigen Scherwiderständen mit den Versuchsergebnissen festgestellt werden. Die Flügelrißbildungen erfolgten durchweg infolge Zug und führten wie beim Scherversuch nur selten zu einer vollständigen Durchtrennung der Gesteinsbrücken. Das endgültige Versagen konnte mit dem eingesetzten Programm zwar nicht modelliert werden, die nach Abschluß des Flügelrißwachstums durchgeführten Spannungsberechnungen machten aber deutlich, daß es sich bei diesem Bruchereignis auch um ein Zugversagen handeln wird. Die programmtechnische Einschränkung, daß Risse nur durch Spannungskonzentrationen an den Spitzen von Ausgangsrissen, allerdings nicht durch Zugspannungen an anderen Stellen des Systems initiieren können, ist auch für einige andere Abweichungen zwischen dem Bruchverhalten in Versuch und Rechenmodell verantwortlich. Die im ganzen gute Übereinstimmung zwischen den Meßergebnissen und der Modellierung klärt darüber auf, daß es sich bei den im direkten Scherversuch erzeugten Rissen im Gegensatz zu manchen gegenteiligen Interpretationen in der Literatur (immer) um Zugrisse und nicht um Scherrisse handelt.

Zur Simulation der endgültigen Durchtrennung der Gesteinsbrücken mittels eines die benachbarten Anfangsrisse verbindenden Zugrisses wurde ein einfaches Modell vorgeschlagen, das auf der Ähnlichkeit der Spannungsverteilung innerhalb der Gesteinsbrücken mit der in Proben unter indirekter Zugbelastung basiert.

Auch wurden Anhaltspunkte für die Abschätzung der Scherwiderstände in den späteren Scherphasen vorgeschlagen. Dabei war für die zweite Scherphase allerdings bislang nur eine grobe Eingrenzung möglich, da die Frage, wie genau sich die gleichzeitig wirkenden Roll- und Gleitreibungswiderstände anteilig zu einem Scherwiderstand zusammensetzen, nicht abschließend beantwortet werden konnte.

Eine zusammenfassende Möglichkeit, das Bruch- und Scherverhalten von diskontinuierlichen Trennflächen in allen aufeinanderfolgenden Scherphasen zu modellieren, existiert noch nicht. Es wurden allerdings mögliche Wege aufgezeigt, auf denen zukünftig am ehesten dieses Ziel erreicht werden kann. Dazu dürfte der Einsatz der diskreten Elementmethode am vielversprechendsten sein.

Zuletzt wurden mögliche Auswirkungen des beobachteten Bruch- und Scherverhaltens auf die Stabilität von Felsböschungen aufgezeigt. Die vorhandenen Berechnungsmethoden zur Abschätzung des Scherwiderstandes von Gesteinstrennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken berücksichtigen das tatsächliche Bruchversagen nicht angemessen. Ihr Einsatz ist zudem nur auf bestimmte Trennflächenanordnungen beschränkt. Eine sinnvolle Fortführung der in dieser Arbeit vorgenommenen Untersuchungen könnte darin bestehen, die identifizierten Bruch- und Scherbeziehungen in vorhandene Modelle zu integrieren. Die in solchen Modellen explizite Berücksichtigung von begrenzten Trennflächen, die im Inneren der Böschung ggf. stochastisch generiert werden, würde es erlauben, aus den an idealisierten diskontinuierlichen Trennflächen gewonnenen Ergebnissen zuverlässige Auswirkungen auf die Böschungsstabilität abzuleiten.

In dieser Arbeit wurden solche Auswirkungen zunächst nur anhand stark vereinfachter Berechnungen der Böschungssicherheit abgeschätzt. Diese Berechnungen deuten darauf hin, daß die größte Sicherheit gegen das Versagen niedriger und mittlerer Böschungen häufig schon mit dem Bruch der Gesteinsbrücken erreicht wird, meist jedoch nach diesem Aufreißen der Gesteinsbrücken eine nur geringfügig kleinere „Rest“-Festigkeit der Böschung aktiviert wird, so daß ein — insbesondere durch Kluftwasserdruck induziertes — Böschungsversagen wieder stabilisiert werden kann.

Zur weiteren Übertragbarkeit der Ergebnisse dieser Arbeit auf Felsbauwerke ist es vordringlich, die mit den Abmessungen der Trennflächen verbundenen Auswirkungen genauer zu erforschen. Bei den direkten Scherversuchen konnte zwar kein ausgeprägter Maßstabeffekt festgestellt werden, die Größenunterschiede zum Prototyp sind jedoch wesentlich bedeutender als die experimentell durchgeführten Variationen. Außerdem deuten die analytischen Beziehungen, die erfolgreich zur Beschreibung der Scherwiderstände eingesetzt wurden, darauf hin, daß bei größeren Erstreckungen der Trennflächenabschnitte die Scherfestigkeit diskontinuierlicher Trennflächen abnehmen sollte.

Da es sich weiterhin herausgestellt hat, daß das Versagen von Gebirge oft von Rotationen von Kluftkörpern begleitet wird und dieser Mechanismus für besonders kleine Scherwiderstände verantwortlich ist, sollten zukünftig den Voraussetzungen für Rollreibung und den Möglichkeiten ihrer Quantifizierung vertiefende Untersuchungen gewidmet werden. Solche Untersuchungen könnten sowohl experimentell als auch — mittels der diskreten Elementmethode — numerisch erfolgen.

Schließlich konnten im Rahmen dieser Arbeit nur offene Risse innerhalb der diskontinuierlichen Trennflächen realisiert werden. Kommende Forschungen sollten den sicherlich nicht unbedeutenden Einfluß der Reibung bei geschlossenen Rissen auf das Scherverhalten zusammengesetzter Trennflächen in den Mittelpunkt stellen. Darüber hinaus dürften zusätzliche direkte Scherversuche an unterschiedlichen Probenmaterialien sowie gleichen oder abgewandelten Trennflächenkonfigurationen die bislang gewonnenen Erkenntnisse absichern und ggf. statistisch abgesicherte Ableitungen empirischer bzw. analytischer Beziehungen zur Quantifizierung der Scherwiderstände von Gesteinstrennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken erlauben.

Zuletzt sollte als ein Fernziel die Beschreibung des Bruch- und Scherverhaltens von diskontinuierlichen Trennflächen im dreidimensionalen Raum angestrebt werden, die aus allseits begrenzten Einzelklüften bestehen. Aufgrund erster Erkenntnisse ergeben sich dann z. T. deutlich andere Interaktionsbeziehungen zwischen den benachbarten Trennflächen, so daß sich das resultierende Verhalten stark von dem in der vorliegenden Arbeit behandelten zweidimensionalen Fall unterscheiden könnte.

Literaturverzeichnis

19th U. S. Symposium on Rock Mechanics. Session II: „Probabilistic Approaches in Rock Mechanics“, Stateline, Nevada, 23-76, 1978.

Adams, M. & Sines, G.: Crack extension from flaws in a brittle material subjected to compression. **Tectonophysics.**, **49**, 97-118, 1978.

Adhikary, D. P. & Dyskin, A. V.: A continuum model of layered rock masses with non-associative joint plasticity. **Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.**, **22**, 245-261, 1998.

Adhikary, D. P., Dyskin, A. V. & Jewell, R. J.: Analysis of fracture and deformation processes during flexural toppling in foliated rock slopes. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed.)**, **1995**, Balkema, Rotterdam, 611-616, 1995a.

Adhikary, D. P., Dyskin, A. V. & Jewell, R. J.: Modelling of flexural toppling failures of rock slopes. **Proc. 8th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Tokyo**, **Vol. 1**, 379-382, 1995b.

Anderson, T. B.: Kink bands and related geological structures. **Nature**, **202**, 272-274, 1964.

Antonellini, M. A., Aydin, A. & Pollard, D. D.: Microstructure of deformation bands in porous sandstones at Arches National Park, Utah. **J. Struct. Geol.**, **16(7)**, 941-959, 1994.

Archambault, G.: **Comportement mécanique des massifs rocheux**. Thèse de doctorat, Ecole polytechnique, Montréal, 1970.

Archambault, G., Fortin, M., Gill, D. E., Aubertin, M. & Ladanyi, B.: Experimental investigations for an algorithm simulating the effect of variable normal stiffness on discontinuities shear strength. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 141-148, 1990.

Archambault, G. & Ladanyi, B.: Failure of jointed rock masses by kink zone instability: An important and dangerous mode of rupture. **Scale Effects in Rock Masses 93**, Pinto da Cunha (ed.), Balkema, Rotterdam, 761-769, 1993.

Ashby, J. P.: **Sliding and Toppling Modes of Failure in Models and Jointed Rock Slopes**. M.Sc. Thesis, Imperial College, Rock Mechanics Research Report No. T.3, 1971.

Ashby, M. F. & Hallam, S. D.: The failure of brittle solids containing small cracks under compressive stress states. **Acta Metallurgy**, **34**, 497-510, 1986.

Ashby, M. F. & Sammis, C. G.: The damage mechanics of brittle solids in compression. **Pure Appl. Geophys.**, **133(3)**, 489-521, 1990.

Aydan, Ö., Ichikawa, Y., Ebisu, S., Komura, S. & Watanabe, A.: Studies on interfaces and discontinuities and an incremental elasto-plastic constitutive law. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 595-602, 1990.

Aydan, Ö. & Kawamoto, T.: Discontinuities and their effect on rock mass. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 149-156, 1990.

Aydan, Ö. & Kawamoto, T.: The stability of slopes and underground openings against flexural toppling and their stabilization. **Rock Mechanics and Rock Engineering, 25(3)**, 143-165, 1992.

Aydan, Ö., Shimizu, Y. & Ichikawa, Y.: The effective failure modes of rock slopes with two discontinuity sets. **Rock Mechanics and Rock Engineering, 22**, 163-188, 1989.

Aydin, A. & Johnson, A. M.: Development of faults as zones of deformation bands and as slip surfaces in sandstone. **Pure Appl. Geophys., 116**, 931-942, 1978.

Aydin, A. & Schultz, R. A.: Effect of mechanical interaction on the development of strike-slip faults with echelon patterns. **J. Struct. Geol., 12**, 123-129, 1990.

Baczynski, N. R. P.: STEPSIM4 „step-path“ method for slope risks. **GeoEng2000, Int. Conf. on Geotechnical & Geological Engineering, 19-24 November 2000, Melbourne, Australia, 2000**.

Bagheripour, M. H. & Mostyn, G. R.: Strength of a discontinuously jointed rock mass in shear. **Proc. 8th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Tokyo, Vol. 3**, 1209-1212, 1995.

Bandis, S. C.: Engineering properties and characterisation of rock discontinuities. **Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice & Projects. Vol. 1: Fundamentals**. Pergamon Press, Oxford, 155-183, 1993.

Bandis, S. C.: Mechanical properties of rock joints. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 125-140, 1990.

Bandis, S., Lumsden, A. C. & Barton, N. R.: Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 18(1)**, 1-21, 1981.

Bankwitz, P.: Über die Klüfte II. **Geologie, 15**, 896-941, 1966.

Barla, G., Borri-Brunetto, M., Devin, P. & Zaninetti, A.: Validation of a distinct element model for toppling rock slopes. **Proc. 8th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Tokyo, Vol. 1**, 417-421, 1995.

Barton, N. R.: A low strength material for the simulation of the mechanical properties of intact rock in rock mechanics models. **Proc. 2nd Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Belgrade**, 3-15, 1970.

Barton, N. R.: A relationship between joint roughness and joint shear strength. **Rock Fracture, Symp. ISRM, Nancy**, 1-8, Nancy, 1971a.

Barton, N. R.: Estimation of in situ shear strength from back analysis of failed rock slopes. **Rock Fracture, Symp. ISRM, Nancy**, 11-27, 1971b.

Barton, N.: General report concerning some 20th century lessons and 21st century challenges in applied rock mechanics, safety and control of the environment. **Proc. 9th Int. Congr. on Rock Mech., ISRM, Paris, Vol. 3**, 1999.

Barton, N.: Review of a new shear-strength criterion for rock joints. **Engineering Geology**, **7**, 287-332, 1973.

Barton, N. & Bandis, S.: Effect of block size on the shear behavior of jointed rock. **Proc. 23rd U. S. Symp. on Rock Mechanics, Berkeley, California, Society of Mining Engineers of AIME**, 739-760, 1982.

Barton, N. & Bandis, S.: Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 603-610, 1990.

Barton, N., Bandis, S. C. & Bakhtar, K.: Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **22(3)**, 121-140, 1985.

Barton, N. & Choubey, V.: The shear strength of rock joints in theory and practice. **Rock Mechanics**, **10(1-2)**, 1-54, 1977.

Barton, N., Lien, R. & Lunde, J.: Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**, **6(4)**, 189-236, 1974.

Baud, P., Reuschlé, T. & Charlez, P.: An improved wing crack model for the deformation and failure of rock in compression. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **33(5)**, 539-542, 1996.

Bauer, E. & Tejchman, J.: Numerical study of the effect of grain rotations on material behavior in a fault zone. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed.)**, 1995, Balkema, Rotterdam, 317-322, 1995.

Beach, A.: The geometry of en-echelon vein arrays. **Tectonophysics**, **28**, 245-263, 1975.

Bearman, R. A.: The use of the point load test for the rapid estimation of mode I fracture toughness. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **36**, 257-263, 1999.

Benjelloun, Z. H., Boulon, M. & Billiaux, D.: Experimental and numerical investigation on rock joints. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 171-178, 1990.

Bieniawski, Z. T.: Classification of rock masses for engineering. The RMR system and future trends. **Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice & Projects. Vol. 3: Rock Testing and Site Characterization.** Pergamon Press, Oxford, 553-574, 1993.

Bilham, R. & King, G.: The morphology of strike-slip faults: examples from the San Andreas Fault, California. **J. Geophys. Res., 94(B8)**, 10204-10216, 1989.

Bobet, A.: **Fracture Coalescence in Rock Materials: Experimental Observation and Numerical Predictions.** Sc.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1997.

Bobet, A. & Einstein, H. H.: Fracture coalescence in rock-type materials under uniaxial and biaxial compression. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 35(7)**, 863-888, 1998a.

Bobet, A. & Einstein, H. H.: Numerical modeling of fracture coalescence in rock materials. **Int. J. Fracture, 92**, 221-252, 1998b.

Bock, H.: **Geometrische Eigenschaften von Klüftflächen und ihr Einfluß auf die Festigkeit geologischer Körper.** Habilitationsschrift. Ruhr-Universität Bochum, 1976.

Bombolakis, E. G.: Photoelastic investigation of brittle crack growth within a field of uniaxial compression. **Tectonophysics, 1**, 343-351, 1964.

Bombolakis, E. G.: Photoelastic study of initial stages of brittle fracture in compression. **Tectonophysics, 6(6)**, 461-473, 1968.

Bonzel, J. & Hilsdorf, H. K.: Beton. **Betonkalender 1991, Teil I, A**, J. Eibl (Hrsg.), Ernst & Sohn, Berlin, 1-108, 1991.

Brace, W. F. & Bombolakis, E. G.: A note on brittle crack growth in compression. **J. Geophys. Res., 68(2)**, 3709-3713, 1963.

Brockhaus, Naturwissenschaften und Technik, Bd. 2 + 4, Brockhaus, Mannheim, 1989.

Brosch, F. J.: Großscherversuche beim Bau des Murkraftwerkes Rabenstein. **Felsbau, 8**, 38-46, 1990.

Brown, E. T.: Modes of failure in jointed rock masses. **Proc. 2nd Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Belgrade**, 3-42, 1970.

Brown, E. T. & Trollope, D. H.: Strength of a model of jointed rock. **J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM 2**, 685-704, 1970.

Call, R. D. & Nicholas, D. E.: Prediction of step path failure geometry for slope stability analysis. **Proc. 19th U. S. Symp. on Rock Mechanics, Stateline, Nevada, 1978.**

Carter, J. P., Desai, C. S., Potts, D. M., Schweiger, H. F. & Sloan, S. W.: Computing and computer modelling in geotechnical engineering. **GeoEng2000, Int. Conf. on Geotechnical & Geological Engineering, 19-24 November, 2000, Melbourne, Australia, 2000.**

Castro, L. A. M., Grabinsky, M. W. & McCreath, D. R.: Damage initiation through extension fracturing in a moderately jointed brittle rock mass. **Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.** **34:3-4**, 110, 1997.

Cavers, D. S.: Simple methods to analyze buckling of rock slopes. **Rock Mechanics**, **14**, 87-104, 1981.

CFMR (Comité Français de Mécanique des Roches): Manuel de Mécanique des Roches. Tome 1: Fondements. Les Presses de l'École des Mines, Paris, 2000.

Chen, G., Kemeny, J. M. & Harpalani, S.: Fracture propagation and coalescence in marble plates with pre-cut notches under compression. **Symp. on Fractured and Jointed Rock Masses, Myer, Cook, Goodman & Tsang (eds.), Lake Tahoe, CA, Balkema, Rotterdam, 435-439, 1995.**

Chen, Z.: Recent developments in slope stability analysis. **Proc. 8th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Tokyo, Vol. 3**, 1041-1048, 1995.

Cloos, E.: Experimental analysis of fracture patterns. **Bull. Geol. Soc. Am.**, **66**, 241-256, 1955.

Collier, M.: Ultimate locking angles for conjugate and monoclinical kink bands. **Tectonophysics**, **48**, T1-T6, 1978.

Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow [et al.]: Rock Fractures and Fluid Flow. Contemporary Understanding and Applications. National Academic Press, Washington, D.C., 1996.

Conrad, R. E. & Friedman, M.: Microscopic feather-fractures in the faulting process. **Tectonophysics**, **33**, 187-198, 1976.

Coquard, P. & Boistelle, R.: Water and solvent effects on the strength of set plaster. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **31(5)**, 517-524, 1994.

Cox, S. J. D. & Scholz, C. H.: On the formation and growth of faults: an experimental study. **J. Struct. Geol.**, **10(4)**, 413-430, 1988.

Cramer, H., Wunderlich, W., Kutter, H. K. & Rahn, W.: Finite element analysis of stress distribution, induced fracture and post-failure behaviour along a shear zone in rock. **Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, 2-6 April 1979**, 505-513, 1979.

Crouch, S. L. & Starfield, A. M.: **Boundary Element Methods in Solid Mechanics (with applications in rock mechanics and geological engineering).** George Allen & Unwin, London, Boston, Sydney, 1983.

Cuisiat, F. D. E., Hyett, A. J. & Hudson, J. A.: Numerical investigation of the boundary effect on rock joints. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 611-616, 1990.

Cundall, P. A.: A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. **Rock Fracture, Symp. ISRM, Nancy, II-8**, 1971.

Dershowitz, W. S. & Einstein, H. H.: Characterizing rock joint geometry with joint system models. **Rock Mechanics and Rock Engineering, 1(1)**, 21-51, 1988.

de Toledo, P. E. C. & de Freitas, M. H.: Laboratory testing and parameters controlling the shear strength of filled rock joints. **Géotechnique, 43(1)**, 1-19, 1993.

Dey, T. N. & Wang, C.-Y.: Some mechanisms of microcrack growth and interaction in compressive rock failure. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 18**, 199-209, 1981.

Dight, P. M. & Chiu, H. K.: Prediction of shear behaviour of joints using profiles. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 18**, 369-386, 1981.

DIN 4022, Teil 1: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben im Boden und im Fels, 1987.

Du, Y. J. & Aydin, A.: The maximum distortional strain-energy density criterion for shear fracture propagation with applications to the growth paths of en échelon faults. **Geophys. Res. Letters, 20(11)**, 1091-1094, 1993.

Dyskin, A. V. & Germanovich, L. N.: A model of fault propagation in rocks under compression. **Proc. 35th U. S. Symp. Rock Mech., Lake Tahoe, Nevada**, 731-738, 1995.

Dyskin, A. V., Germanovich, L. N., Jewell, R. J., Joer, H., Krasinski, J. S., Lee, K. K., Roegiers, J.-C., Sahouryeh, E. & Ustinov, K. B.: Some experimental results on three-dimensional crack propagation in compression. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmannith (ed.)**, 1995, Balkema, Rotterdam, 91-96, 1995.

Eberstein, A. B.: **Untersuchungen zum Scherverhalten von diskontinuierlichen Gesteinstrennflächen.** Diplomarbeit, Ruhr-Universität Bochum, Arbeitsgruppe Felsmechanik, 1987.

Einstein, H. H.: Modern developments in discontinuity analysis – The persistence-connectivity problem. **Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice & Projects. Vol. 3: Rock Testing and Site Characterization.** Pergamon Press, Oxford, 193-213, 1993.

Einstein, H. H. & Baecher, G. B.: Probabilistic and statistical methods in engineering geology. Specific methods and examples. Part I: Exploration. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, **16**, 39-72, 1983.

Einstein, H. H. & Dershowitz, W. S.: Tensile and shear fracturing in predominantly compressive stress fields - A review. **Engineering Geology**, **29(2)**, 149-172, 1990.

Einstein, H. H. & Hirschfeld, R. C.: Model Studies on Mechanics of Jointed Rock. **J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, **99(SM3)**, 229-248, 1973.

Einstein, H. H. & Stephansson, O.: Fracture systems, fracture propagation and coalescence. **GeoEng2000, Int. Conf. on Geotechnical & Geological Engineering, 19-24 November 2000, Melbourne, Australia**, 2000.

Einstein, H. H., Veneziano, D., Baecher, G. B. & O'Reilly, K. J.: The effect of discontinuity persistence on rock slope stability. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **20(5)**, 227-236, 1983.

Engelder, J. T.: Cataclasis and the generation of fault gouge. **Geol. Soc. Am. Bull.**, **85**, 1515-1522, 1974.

Erdogan, F. & Sih, G. C.: On the crack extension in plates under plane loading and transverse shear. **J. Basic Eng.**, **85**, 519-527, 1963.

Esaki, T., Nakahara, K., Jiang, Y. & Mitani, Y.: Effects of preceding shear history on shear-flow coupling properties of rock joints. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock**, **Rossmannith (ed.)**, 1995, Balkema, Rotterdam, 501-506, 1995.

Etchecopar, A., Granier, T. & Larroque, J.-M.: Origine des fentes en échelon: propagation des failles. **C. R. Acad. Sc. Paris**, **t. 302, Série II, no. 7**, 479-484, 1986.

Fairhurst, C.: On the validity of the „Brazilian“ test for brittle materials. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **1**, 535-546, 1964.

Fairhurst, C. & Cook, N. G. W.: The phenomenon of rock splitting parallel to the direction of maximum compression in the neighbourhood of a surface. **Proc. 1st Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, Vol. 1**, 687-692, 1966.

Fecker, E. & Reik, G.: **Baugeologie**. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1987.

Fishman, Y. A.: Investigations into the mechanics of the failure of concrete dams rock foundations and their stability analysis. **4th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Montreux, Vol. 2**, 147-152, 1979.

Fishman, Y. A.: General regularities of shear failure in rocks. **Proc. 6th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Montreal**, 359-362, 1987.

- Fishman, Y. A.:** Failure mechanism and shear strength of joint wall asperities. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 627-631, 1990.
- Fishman, Y. A.:** Formation of compression cracks in brittle materials. **Proc. of the Eurock 2000 Symp., Aachen**, DGGT (Hrsg.), 617-622, 2000.
- Fleck, N. A.:** Brittle fracture due to an array of microcracks. **Proc. Roy. Soc. London, Series A**, 432, 55-76, 1991.
- Fonseka, G. M., Murrell, S. A. F. & Barnes, P.:** Scanning electron microscope and acoustic emission studies of crack development in rocks. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **22(5)**, 273-289, 1985.
- Froldi, P. & Lunardi, P.:** Buckling failure phenomena and their analysis. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed.)**, 1995, Balkema, Rotterdam, 595-604, 1995.
- Gaul L. & Fiedler, C.:** **Methoden und Berechnung in Statik und Dynamik**. Vieweg, Braunschweig/Wiesbaden, 1997.
- Gay, N. Y.:** Fracture growth around opening in large block of rock subjected to uniaxial and biaxial compression. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **13**, 231-243, 1976.
- Germanovich, L. N., Ring, L. M., Carter, B. J., Ingraffea, A. R., Dyskin, A. V. & Ustinov, K. B.:** Simulation of crack growth and interaction in compression. **Proc. 8th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Tokyo, Vol. 1**, 219-226, 1995.
- Gill, D. E., Beauchamp, Y. & Ladanyi, B.:** A non-deterministic aspect of the simulation of rock mass failure. **22nd U. S. Symp. Rock Mech., Cambridge, Mass.**, 184-192, 1981.
- Glynn, E. F., Veneziano, D. & Einstein, H. H.:** The probabilistic model for shearing resistance of jointed rock. **Proc. 19th U. S. Symp. on Rock Mechanics, Stateline, Nevada**, 66-76, 1979.
- Goodman, R. E. & Dubois, J.:** Duplication of dilatancy in analysis of jointed rocks. **J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, **98(SM4)**, 399-422, 1972.
- Greminger, M.:** Experimental studies of the influence of rock anisotropy on size and shape effects in point-load testing. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **19**, 241-246, 1982.
- Griffith, A. A.:** The phenomena of rupture and flow in solids. **Phil. Trans. Roy. Soc., London**, **A221**, 163-198, 1921.
- Groß, D.:** Werkstoffmechanik. **Der Ingenieurbau: Grundwissen. Bd. 4: Werkstoffe, Elastizitätstheorie, Mehlhorn (Hrsg.)**, Ernst & Sohn, Berlin, 133-163, 1996.

Haberfield, C. M. & Johnston, I. W.: A mechanically-based model for rough rock joints. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **31(4)**, 279-292, 1994.

Haberfield, C. M., Seidel, J. P. & Baycan, S.: A new approach to the prediction of rock anchor capacity. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed.)**, 1995, Balkema, Rotterdam, 879-884, 1995.

Haggert, K., Cox, S. J. D. & Jessell, M. W.: Observation of fault gouge development in laboratory see-through experiments. **Tectonophysics**, **204**, 123-136, 1992.

Handanyan, J. M., Danek, E. R., D'Andrea, R. A. & Sage, J. D.: The role of tension in failure of jointed rock. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 195-202, 1990.

Hartmann, F.: Die Methode der Randelemente. **Der Ingenieurbau: Grundwissen. Bd. 6: Rechnerorientierte Baumechanik, Mehlhorn (Hrsg.)**, Ernst & Sohn, Berlin, 249-291, 1995.

Hayashi, M.: Strength and dilatancy of brittle jointed mass - The extreme value stochastics and anisotropic failure mechanism. **Proc. 1st Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, Vol. 1**, 295-302, 1966.

Helff, C.-D. (Autorenkollektiv): **Der Baustoff Gips: Stoffliche Grundlagen, Herstellung und Anwendung von Gipsbauelementen.** Institut für Baustoffe der Bauakademie der DDR (Hrsg.), Verlag für Bauwesen, VEB, Berlin, 1978.

Hencher, S. R. & Richards, L. R.: Laboratory direct shear testing of rock discontinuities. **Ground Engineering**, **22(2)**, 24-31, 1989.

Hendrichs, W. & Voß, G.: Fahrdynamik. **Der Ingenieurbau: Grundwissen. Bd. 3: Fahrdynamik, Verkehrsfluß, Mehlhorn (Hrsg.)**, Ernst & Sohn, Berlin, 1-80, 1995.

Henning, O. & Knöfel, D.: **Baustoffchemie: eine Einführung für Bauingenieure und Architekten.** 4. Aufl., Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1989.

Hertzberg, R. W.: **Deformation and Fracture Mechanics of Engineering Materials.** John Wiley & Sons, New York, Santa Barbara, London, Sydney, Toronto, 1976.

Heuzé, F. E.: Dilatant effects of rock joints. **Proc. 4th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Montreux, Vol. 1**, 169-175, 1979.

Hobbs, B. E., Ord, A. & Marone, C.: Dynamic behaviour of rock joints. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 435-445, 1990.

- Hobbs, D. W.:** Scale model studies of strata movement around mine roadways. Apparatus, technique and some preliminary results. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **3**, 101-127, 1966.
- Hoek, E.:** Strength of jointed rock mass. **Géotechnique**, **33(3)**, 187-223, 1983.
- Hoek, E. & Bieniawski, Z. T.:** Fracture propagation mechanism in hard rock. **Proc. 1st Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, Vol. 1**, 243-249, 1966.
- Hoek, E. & Bray, J. W.:** **Rock Slope Engineering**. Revised second edition. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1977.
- Hoek, E. & Brown, E. T.:** Empirical Strength Criterion for Rock Masses. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106 (GT9)**, 1013-1035, 1980.
- Hoek, E. & Brown, E. T.:** Practical estimates of rock mass strength. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **34(8)**, 1165-1186, 1997.
- Hofmann, H.:** Zum Verformungs- und Bruchverhalten regelmäßig geklüfteter Felsböschungen. **Rock Mech., Suppl. 3**, 31-43, 1974.
- Holzhausen, G. R. & Johnson, A. M.:** Analyses of longitudinal splitting of uniaxially compressed rock cylinders. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **16**, 163-177, 1979.
- Horii, H. & Nemat-Nasser, S.:** Compression-induced microcrack growth in brittle solids: Axial splitting and shear failure. **J. Geophys. Res.**, **90(B4)**, 3105-3125, 1985.
- Horii, S. & Nemat-Nasser, S.:** Brittle failure in compression: Splitting, faulting and brittle-ductile transition. **Phil. Trans. Roy. Soc., London**, **319(1549)**, 337-374, 1986.
- Huang, J., Chen, G., Zhao, Y. & Wang, R.:** An experimental study of the strain field development prior to failure of a marble plate under compression. **Tectonophysics**, **175**, 269-284, 1990.
- Huang, X., Haimson, B. C., Plesha, M. E. & Qiu, X.:** An investigation of the mechanics of rock joints - Part I. Laboratory investigation. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **30(3)**, 257-269, 1993.
- Hung, J. J & Lee, T. T.:** A study on the shear strength of rock joint of partial continuity. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 219-225, 1990.
- Hussain, M. A., Pu, S. L. & Underwood, J. U.:** Strain energy release rate for a crack under combined mode I and mode II. **Fract. Anal., ASTM STP**, **560**, 2-28, 1974.

Indraratna, B., Aziz, N. I. & Dey, A.: Modeling of bolted joint behaviour under constant normal stiffness conditions – laboratory study. **GeoEng2000, Int. Conf. on Geotechnical & Geological Engineering, 19-24 November, 2000, Melbourne, Australia, 2000.**

Indraratna, B. & Haque, A.: Experimental study of shear behavior of rock joints under constant normal stiffness conditions. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 34:3-4, 141, 1997.**

Indraratna, B., Haque, A. & Aziz, N.: Shear behaviour of idealized infilled joints under constant normal stiffness. **Géotechnique, 49(3), 331-355, 1999.**

Ingraffea, A. R.: Mixed-mode fracture initiation in Indiana Limestone and Westerley Granite. **Proc. 22nd U. S. Symp. Rock Mech., Cambridge, Mass., 186-191, 1981.**

Ingraffea, A. R.: Theory of crack initiation and propagation in rock. **Fracture Mechanics of Rock, B. K. Atkinson (ed.), Academic Press, London, 1987.**

ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests: Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15, 99-103, 1978a.**

ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests: Suggested methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15, 319-368, 1978b.**

ISRM Commission on Testing Methods: Suggested method for determining point load strength. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 22(2), 51-60, 1985.**

ISRM Commission on Testing Methods: Suggested method for determining the fracture toughness of rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 25(2), 71-96, 1988.**

Jaeger, J. C.: Friction of rocks and stability of rock slopes. **Géotechnique, 21, 97-134, 1971.**

Jaeger, J. C. & Cook, N. G. W.: **Fundamentals of Rock Mechanics.** Chapman and Hall, London, 3rd edition, 1979.

Jennings, J. E.: A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mines. **Planning Open Pit Mines, Proc. Symp. on the Theoretical Background to the Plannings of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability, Johannesburg 1970, 87-102, 1970.**

Jiang, Y., Esaki, T., Nagatomi, M. & Okada, T.: Studies on toppling failure mechanism of slope in discontinuous rock mass. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed.), 1995, Balkema, Rotterdam, 605-610, 1995.**

- Jing, L.:** A two-dimensional constitutive model of rock joints with pre- and post-peak behaviour. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 633-638, 1990.
- John, K. W.:** **Festigkeit und Verformbarkeit von druckfesten, regelmäßig gefügten Diskontinuen.** Veröffentl. Inst. Bodenmech. u. Felsmech., Universität Karlsruhe, Heft 37, 1969.
- Jung, S. J., Enbaya, M. M. & Whyatt, J. K.:** The study of fracture of brittle rock under pure shear loading. **Proc. Conf. on Fractured and Jointed Rock Masses, Lake Tahoe, CA, USA, 3-5 June 1992**, Myer, Cook, Goodman & Tsang (eds.), Balkema, Rotterdam, 457-463, 1995.
- Jütte, H.:** **Festigkeitsverhalten anisotroper Gesteine bei biaxialer Punktbelastung.** Diplomarbeit, Ruhr-Universität Bochum, Arbeitsgruppe Felsmechanik, 1986.
- Kawamoto, T.:** Macroscopic shear failure of jointed and layered brittle media. **Proc. 2nd Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Belgrade, 3-31, 1970.**
- Keshan, Z., Dongyan, L. & Jingwei, F.:** Strength properties of rock mass with bidirectional intermittent cross joints. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 791-796, 1990.
- Khan, A.:** Numerical modeling of rock joints and fractures. **Proc. 8th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Tokyo, Vol. 3, 1183-1189, 1995.**
- Kimura, T. & Esaki, T.:** A new model for the shear strength of rock joints with irregular surfaces. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed.), 1995**, Balkema, Rotterdam, 133-138, 1995.
- Knoblauch, H. & Schneider, U.:** **Bauchemie.** 2. Aufl., Werner, Düsseldorf, 1987.
- Kodikara, J. K. & Johnston, I. W.:** Shear behaviour of irregular triangular rock-concrete joints. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 31(4), 313-322, 1994.**
- Korgan, H. & Ozgenoglu, O.:** Estimation of probability of failure for stepped path sliding with three joint sets. **Proc. 9th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Paris, 115-118, 1999.**
- Kranz, R. L.:** Crack-crack and crack-pore interactions in stressed granite. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 16, 37-47, 1979.**
- Kranz, R. L.:** Microcracks in rocks: A review. **Tectonophysics, 100, 449-480, 1983.**
- Kulatilake, P. H. S. W., He, W., Um, J. & Wang, H.:** A physical model study of jointed rock mass strength under uniaxial compressive loading. **Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., 34:3-4, 165, 1997.**

Kulatilake, P. H. S. W., Ucpirti, H., Wang, S., Rådberg, G. & Stephansson, O.: Use of the distinct element method to perform stress analysis in rock with non-persistent joints and to study the effect of joint geometry parameters on the strength and deformability of rock masses. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, **25(4)**, 253-274, 1992.

Kusumi, H., Nishida, K. & Suzuki, T.: Shear behaviour of joint roughness with two types of asperities. **Proc. EUROCK 96**, Barla (ed.), A. A. Balkema, Rotterdam, 127-134, 1996.

Kutter, H. K.: Stress distribution in direct shear test samples. **Rock Fracture, Symp. ISRM, Nancy**, II-6, 1971.

Kutter, H. K.: Analytical methods for rock slope analysis. **Rock Mechanics, International Center for Mechanical Sciences, Courses and Lectures, No. 165**, L. Müller (ed.), Springer, New York, 197-211, 1974a.

Kutter, H. K.: Mechanisms of slope failure other than pure sliding. **Rock Mechanics, International Center for Mechanical Sciences, Courses and Lectures, No. 165**, L. Müller (ed.), Springer, New York, 213-220, 1974b.

Kutter, H. K.: Rotary shear testing of rock joints. **Proc. 3rd Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Denver, Vol. II-A**, 254-262, 1974c.

Kutter, H. K.: Zusammenhang zwischen Anfangsrauigkeit und Restscherfestigkeit einer Kluft. **Festschrift Leopold Müller-Salzburg zum 65. Geburtstag**, 45-55, 1974d.

Kutter, H. K. & Otto, F.: Influence of parallel and cross joints on shear behaviour of rock discontinuities. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 243-250, 1990.

Kutter, H. K. & Rautenberg, A.: The residual shear strength of filled joints in rock. **Proc. 4th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Montreux, Vol. 1**, 221-227, 1979.

Ladanyi, B. & Archambault, G.: Simulation of shear behavior of a jointed rock mass. **Proc. 11th Symp. on Rock Mech. AIME, New York**, 105-125, 1970.

Ladanyi, B. & Archambault, G.: Evaluation of shear strength of a jointed rock mass (Übersetzung von: Evaluation de la résistance au cisaillement d'un massif rocheux fragmenté). **Proc. 24th Int. Geological Congress, Montreal, 1972, Sec. 130**, 249-260, 1972.

Ladanyi, B. & Archambault, G.: Shear strength and deformability of filled indented joints. **Proc. 1st Int. Symp. on the Geotechnics of Structural Complex Formations, CAPRI, 1977**, 317-326, 1977.

Ladanyi, B. & Archambault, G.: Direct and indirect determination of shear strength of rock mass. **AIME Annual Meeting, Las Vegas**, 80-25, 1980.

- Lajtai, E. Z.:** The influence of interlocking rock discontinuities on compressive strength (model experiments). **Felsmechanik und Ingenieurgeologie**, **5**, 217-228, 1967.
- Lajtai, E. Z.:** Shear strength of weakness planes in rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **6**, 499-515, 1969a.
- Lajtai, E. Z.:** Strength of discontinuous rocks in direct shear. **Géotechnique**, **19(2)**, 218-233, 1969b.
- Lajtai, E. Z.:** Mechanics of second order faults and tension gashes. **Geol. Soc. Amer. Bull.**, **80**, 2253-2272, 1969c.
- Lajtai, E. Z.:** A theoretical and experimental evaluation of the Griffith theory of brittle fracture. **Tectonophysics**, **11**, 129-156, 1971.
- Lajtai, E. Z.:** Brittle fracture in compression. **Int. J. Fracture**, **10(4)**, 525-536, 1974.
- Lajtai, E. Z., Carter, B. J. & Duncan, E. J. S.:** En echelon crack-arrays in Potash salt rock. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, **27(2)**, 89-111, 1994.
- Lajtai, E. Z. & Gadi, A. M.:** Friction on a Granite interface. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, **22**, 25-49, 1989.
- Lajtai, N. V. & Lajtai, E. Z.:** Fracture from compressive stress concentrations around elastic flaws. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **10**, 265-284, 1973.
- Lam, S. K. & Johnston, I. W.:** Shear behavior of regular triangular concrete/rock joints - Evaluation. **ASCE Journal of Geotechnical Engineering**, **115(5)**, 728-740, 1989.
- Lama, R. D.:** **Influence of thickness of fill on shear strength of planar and rough joints.** Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Australia, Institute of Earth Resources, Division of Applied Geomechanics, Technical Report No. 106, 1980.
- La Pointe, P. R.:** Pattern analysis and simulation of joints for rock engineering. **Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice & Projects. Vol. 3: Rock Testing and Site Characterization.** Pergamon Press, Oxford, 215-239, 1993.
- Lechnitz, W.:** Mechanical properties of rock joints. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **22(5)**, 313-321, 1985.
- Li, C., Stephansson, O. & Savilahti, T.:** Behaviour of rock joints and rock bridges in shear testing. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 259-266, 1990.

Long, J. C. S.: Construction of equivalent discontinuum models für fracture hydrology. **Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice & Projects. Vol. 3: Rock Testing and Site Characterization.** Pergamon Press, Oxford, 241-295, 1993.

Ma, J., Du, Y. & Liu, L.: The instability of en-echelon cracks and its precursors. **J. Phys. Earth, 34, Suppl.,** S141-S157, 1986.

Makurat, A., Barton, N., Tinbridge, L. & Vik, G.: The measurement of the mechanical and hydraulic properties of rock joints at different scales in the Stripa project. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990,** N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 541-548, 1990a.

Makurat, A., Barton, N., Vik, G., Chryssanthakis, P. & Monsen, K.: Jointed rock mass modelling. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990,** N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 647-656, 1990b.

Mandl, G.: Tectonic deformation by rotating parallel faults: the „bookshelf“ mechanism. **Tectonophysics, 141,** 277-316, 1987.

Mandl, G.: **Mechanics of Tectonic Faulting. Models and Basic Concepts.** Elsevier, Amsterdam, Oxford, New York, Tokyo, 1988.

Mandl, G., de Jong, L. N. J. & Maltha, A.: Shear zones in granular material. **Rock Mechanics, 9(2-3),** 95-144, 1977.

Mang, H.: Flächentragwerke. **Der Ingenieurbau: Grundwissen. Bd. 6: Rechnerorientierte Baumechanik, Mehlhorn (Hrsg.),** Ernst & Sohn, Berlin, 1-139, 1995.

Martel, S. J.: Formation of compound strike-slip fault zones, Mount Abbot quadrangle, California. **J. Struct. Geol., 12,** 869-882, 1990.

Martel, S. J., Pollard, D. D. & Segall, P.: Development of simple strike-slip fault zones, Mount Abbot quadrangle, Sierra Nevada, California. **Bull. Geol. Soc. Am., 100,** 1451-1465, 1988.

Martinez, A.: **Fracture Coalescence in Natural Rocks.** M.Sc. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1999.

McClintock, F. A. & Walsh, J. B.: Friction on Griffith cracks under pressure. **Proc. 4th U. S. Nat. Congress of Appl. Mech.,** 1015-1021, 1962.

Mongiovì, L., Bosco, G. & De Gennaro, V.: Analysis of complex rotational and translational failure mechanisms in jointed rock slopes. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Rossmanith (ed.), 1995,** Balkema, Rotterdam, 617-622, 1995.

Morrow, C. A. & Byerlee, J. A.: Experimental studies of compaction and dilatancy during frictional sliding on faults containing gouge. **J. Struct. Geol., 11,** 815-825, 1989.

Moss, W. C. & Gupta, Y. M.: A constitutive model describing dilatancy and cracking in brittle rocks. **J. Geophys. Res.**, **87(B4)**, 2985-2998, 1982.

Mühlhaus, H.-B.: Continuum models for layered and blocky rock. **Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice & Projects. Vol. 2: Analysis and Design Methods.** Pergamon Press, Oxford, 209-230, 1993.

Mühlhaus, H.-B. & Vardoulakis, I.: The thickness of shear bands in granular materials. **Géotechnique**, **37**, 271-283, 1987.

Müller, K. E. H.: Zur Definition des Durchtrennungsgrades. **Rock Mechanics, Suppl. 3**, 17-29, 1974.

Müller, L.: Der progressive Bruch in geklüfteten Medien. **Proc. 1st Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, Vol. 1**, 679-686, 1966.

Müller, L. & Hofmann, H.: Selection, compilation and assessment of geological data for the slope problem. **Planning Open Pit Mines, Proc. Symp. on the Theoretical Background to the Plannings of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability, Johannesburg 1970**, 153-170, 1970.

Müller, L. & Pacher, F.: Modellversuche zur Klärung der Bruchgefahr geklüfteter Medien. **Felsmechanik und Ingenieurgeologie., Suppl. II**, 7-24, 1965.

Müller L., Tess, C., Fecker, E. & Müller, K.: Kriterien zur Erkennung der Bruchgefahr geklüfteter Medien – Ein Versuch. **Rock Mechanics, Suppl. 2**, 71-92, 1973.

Nascimento, U. & Teixeira, H.: Mechanisms of internal friction in soils and rocks. **Rock Fracture, Symp. ISRM, Nancy, II-3**, 1971.

Nemat-Nasser, S. & Horii, H.: Compression induced nonplanar crack extension with application to splitting, exfoliation, and rockburst. **J. Geophys. Res.**, **87(B8)**, 6805-6821, 1982.

Nguyen, T. S. & Sevadurai, A. P. S.: A model for coupled mechanical and hydraulic behaviour of a rock joint. **Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.**, **22**, 29-48, 1998.

Nur, A., Ron, H. & Scotti, O.: Fault mechanics and the kinematics of block rotations. **Geology**, **14**, 746-749, 1986.

Obert, L., Brady, B. T. & Schmechel, F. W.: The effect of normal stiffness on the shear resistance of rock. **Rock Mechanics**, **8(2)**, 57-72, 1976.

Obert, L. & Duvall, W. I.: **Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock.** Wiley, New York, 1967.

Oda, M. & Kazama, H.: Microstructure of shear bands and its relation to the mechanism of dilatancy and failure of dense granular soils. **Géotechnique**, **48(4)**, 465-481, 1998.

Ohnishi, Y. & Dharmaratne, P. G. R.: Shear behaviour of physical models of rock joints under constant normal stiffness conditions. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 267-273, 1990.

Ohnishi, Y., Herda, H. & Yoshinaka, R.: Shear strength scale effect and the geometry of single and repeated rock joints. **Scale Effects in Rock Masses 93**, Pinto da Cunha (ed.), Balkema, Rotterdam, 167-173, 1993.

Olson, J. E. & Pollard, D. D.: The initiation and growth of en échelon veins. **J. Struct. Geol.**, **13**, 595-608, 1991.

Otto, F.: Das mechanische Verhalten multipler Gesteinsscherflächen. Bochumer geologische und geotechnische Arbeiten, Heft 36, 1991.

Pacher, F.: Kennziffern des Flächengefüges. **Geologie und Bauwesen**, **24**, 224-227, 1959.

Papaliangas, T. T., Hencher, S. R. & Lumsden, A. C.: A comprehensive peak shear strength criterion for rock joints. **Proc. 8th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Tokyo, Vol. 1**, 359-366, 1995.

Parry, R. H. G.: Shear strength of geomaterials – a brief historical perspective. **GeoEng2000, Int. Conf. on Geotechnical & Geological Engineering, 19-24 November, 2000, Melbourne, Australia, 2000**.

Paterson, M. S.: **Experimental Rock Deformation – The Brittle Field**. Springer, Berlin, Heidelberg, New York, 1978.

Patton, F. D.: Multiple modes of shear failure in rock. **Proc. 1st Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, Vol. 1**, 509-513, 1966.

Paul, B.: Macroscopic criteria for plastic flow and brittle fracture. **Fracture: An Advanced Treatise, Vol. II**, H. Liebowitz (ed.), Academic, New York, 315-349, 1968.

Pearce, H. A. & Haberfield, C. M.: Direct shear testing of melbourne mudstone joints under constant normal stiffness conditions. **GeoEng2000, Int. Conf. on Geotechnical & Geological Engineering, 19-24 November, 2000, Melbourne, Australia, 2000**.

Peng, S. S. & Johnson, A. M.: Crack growth and faulting in cylindrical specimens of Chelmsford granite. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **9**, 37-86, 1972.

Pereira, J. P.: Mechanics of filled discontinuities. **Mechanics of Jointed and Faulted Rock**, Rossmannith (ed.), 1995, Balkema, Rotterdam, 375-380, 1990.

Pereira, J. P.: Rolling friction and shear behaviour of rock discontinuities filled with sand. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **34:3-4**, 244, 1997.

- Pereira, J. P.:** Direct shear tests of granite discontinuities filled with sandy gouges. **Proc. 9th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Paris, 727-730, 1999.**
- Pereira, J. P. & de Freitas, M. H.:** Mechanisms of shear failure in artificial fractures of sandstone and their implications for models of hydromechanical coupling. **Rock Mechanics and Rock Engineering, 26(3), 195-214, 1993.**
- Petit, J.-P.:** Normal stress dependent rupture morphology in direct shear tests on sandstone with applications to some natural fault surface features. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 25(6), 411-419, 1988.**
- Petit, J.-P. & Barquins, M.:** Can natural faults propagate under mode II conditions? **Tectonics, 7(6), 1243-1256, 1988.**
- Plesha, M. E.:** Constitutive modeling of rock joints with dilation. **Proc. 26th U. S. Symp. on Rock Mechanics, Rapid City, SD, 387-394, 1985.**
- Pollard, D. D. & Aydin, A.:** Progress in understanding jointing over the past century. **Bull. Geol. Soc. Am., 100, 1181-1204, 1988.**
- Pollard, D. D. & Segall, P.:** Theoretical displacements and stresses near fractures in rock with applications to faults, joints, veins, dykes, and solution surfaces. **Fracture Mechanics of Rock, B. K. Atkinson (ed.), Academic Press, London, 277-349, 1987.**
- Pollard, D. D., Segall, P. & Delaney, P. T.:** Formation and interpretation of dilatant echelon cracks. **Bull. Geol. Soc. Am., 93, 1291-1303, 1982.**
- Priest, S. D.:** The collection and analysis of discontinuity orientation data for engineering design, with examples. **Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice & Projects. Vol. 3: Rock Testing and Site Characterization.** Pergamon Press, Oxford, 167-192, 1993.
- Priest, S. D. & Hudson, J. A.:** Discontinuity spacings in rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 13, 135-148, 1976.**
- Priest, S. D. & Hudson, J. A.:** Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 18, 183-197, 1981.**
- Qiu, X., Plesha, M. E., Huang, X. & Haimson, B. C.:** An investigation of the mechanics of rock joints - Part II. Analytical investigation. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 30(3), 271-287, 1993.**
- Qun, W., Guangting, L. & Xinhua, C.:** The discrete element method and its application in jointed rock stability of hydropower projects. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 759-765, 1990.**

Rao, Q.: **Pure Shear Fracture of Brittle Rock. - A theoretical and laboratory study.** Doctoral Thesis, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, Sweden, 1999.

Reches, Z. & Lockner, D. A.: Nucleation and growth of faults in brittle rocks. **J. Geophys. Res.**, **99B**, 18159-18173, 1994.

Rehse, H.: **Bestimmung geotechnischer Parameter.** Unveröffentlichter Bericht, 1997.

Reik, G. & Teutsch, C.: The use of equivalent models in slope stability investigation. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **13**, 321-330, 1976.

Reik, G. & Zacas, M.: Strength and deformation characteristics of jointed media in true triaxial compression. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **15**, 295-303, 1978.

Rengers, N.: Das Scherverhalten von verzahnten Trennflächen in Granit. **Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe: Heft 55, Vorträge anlässlich eines Rundgespräches des Sonderforschungsbereiches 77 "Felsmechanik" über "Bruchmechanismen in Gesteinen" am 16. und 17. April 1971 in Bochum, Karlsruhe**, 124-138, 1972.

Reyes, O.: **Experimental Study and Analytical Modelling of Fracture Coalescence in Brittle Materials.** Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1991.

Reyes, O. & Einstein, H. H.: Failure mechanism of fractured rock. - A fracture coalescence model. **Proc. 7th Int. Congr. of Rock Mechanics, ISRM, Montreal, Vol. 1**, 333-340, 1991.

Rispoli, R.: Stress fields about strike-slip faults inferred from stylolites and tension gashes. **Tectonophysics**, **75**, T29-T36, 1981.

Robertson, A. MacG.: The interpretation of geological factors for use in slope theory. **Planning Open Pit Mines, Proc. Symp. on the Theoretical Background to the Plannings of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability, Johannesburg 1970**, 55-71, 1970.

Roering, C.: The geometrical significance of natural en-echelon crack-arrays. **Tectonophysics**, **5(2)**, 107-123, 1968.

Roll, F.: Materials for structural models. **Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, ST6**, 1353-1381, 1968.

Romana, M.: A geomechanical classification for slopes: Slope mass rating. **Comprehensive Rock Engineering. Principles, Practice & Projects. Vol. 3: Rock Testing and Site Characterization.** Pergamon Press, Oxford, 575-600, 1993.

- Romana, M.:** The geomechanical classification SMR for slope correction. **Proc. 8th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Tokyo, Vol. 3**, 1085-1092, 1995.
- Rosenblad, J. L.:** Development of a rocklike model material. **Proc. 10th Symp. on Rock Mechanics, Austin, Texas**, 331-361, 1972.
- Rosso, R. S.:** A comparison of joint stiffness measurements in direct shear, triaxial compression, and in-situ. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **13**, 167-172, 1976.
- Saeb, S. & Amadei, B.:** Modelling rock joints under shear and normal loading. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.**, **29(3)**, 267-278, 1992.
- Savelly, J. P.:** Probabilistic analysis of intensely fractured rock masses. **Proc. 6th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Montreal, 1987, Vol. 1**, 509-514, 1987.
- Savilähti, T., Nordlund, E. & Stephansson, O.:** Shear box testing and modelling of joint bridges. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 295-300, 1990.
- Scavia, C.:** A method for the study of crack propagation in rock structures. **Géotechnique**, **45(3)**, 447-463, 1995.
- Scavia, C. & Castelli, M.:** Analysis of propagation of natural discontinuities in rock bridges. **Proc. EUROCK 96**, Barla (ed.), A. A. Balkema, Rotterdam, 445-451, 1996.
- Schneider, H. J., Mühlhaus, H. B. & Sonntag, G.:** Die Spannungsverteilung in der Probe mit vorgegebener Gleitfläche beim direkten Scherversuch. **Rock Mechanics**, **11**, 87-106, 1978.
- Scholz, C. H.:** **The Mechanics of Earthquakes and Faulting**. Cambridge University Press, New York, 1990.
- Scholz, C. H.:** Scaling properties of faults and their populations. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **34:3-4**, 273, 1997.
- Segall, P. & Pollard, D. D.:** Mechanics of discontinuous faults. **J. Geophys. Research**, **85(B8)**, 4337-4350, 1980.
- Segall, P. & Pollard, D. D.:** Nucleation and growth of strike slip faults in granite. **J. Geophys. Research**, **88 (B1)**, 555-568, 1983.
- Seidel, J. P. & Haberfield, C. M.:** The application of energy principles to the determination of the sliding resistance of rock joints. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, **28(4)**, 211-226, 1995.
- Shen, B.:** The mechanism of fracture coalescence in compression - experimental study and numerical study. **Eng. Fract. Mech.**, **51(1)**, 73-85, 1995.

Shen, B.: FRACOD 2D. Two dimensional fracture propagation code. User's manual. Fracom Ltd., 2001.

Shen, B. & Stephansson, O.: Numerical analysis of mixed mode I and mode II fracture propagation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **30(7)**, 861-867, 1993.

Shen, B. & Stephansson, O.: Modification of the G-criterion for fracture propagation subjected to compression. *Eng. Fract. Mech.*, **47(2)**, 177-189, 1994.

Shen, B. & Stephansson, O.: Deformation and propagation of finite joints in rock masses. *Symp. on Fractured and Jointed Rock Masses*, Myer, Cook, Goodman & Tsang (eds.), Lake Tahoe, CA, Balkema, Rotterdam, 303-309, 1995.

Shen, B., Stephansson, O., Einstein, H. H. & Ghareman, B.: Coalescence of fractures under shear stress experiments. *J. Geophys. Research*, **100**, 5975-5990, 1995.

Shimamoto, T. & Logan, J. M.: Effects of simulated fault gouge on the sliding behavior of Tennessee Sandstone: Nonclay gouges. *J. Geophys. Res.*, **86(B4)**, 2902-2914, 1981.

Sibson, R. H.: Stopping of earthquake ruptures at dilational fault jogs. *Nature*, **316**, 248-251, 1985.

Sjöberg, J.: *Analysis of Large Scale Rock Slopes.* Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics, 1999.

Skempton, A. W.: Some observations on tectonic shear zones. *Proc. 1st Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, Vol. 1*, 329-335, 1966.

Skinas, C. A., Bandis, S. C. & Demiris, C. A.: Experimental investigations and modeling of rock joint behaviour under constant stiffness. *Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990*, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 301-308, 1990.

Stein, E.: Technische Mechanik. Teil (I) Starrkörperstatik. *Der Ingenieurbau: Grundwissen. Bd. 1: Mathematik/Technische Mechanik, Mehlhorn (Hrsg.)*, Ernst & Sohn, Berlin, 317-431, 1999.

Stephansson, O. & Jing, L.: Testing and modeling of rock joints. *Mechanics of Jointed and Faulted Rock*, Rossmanith (ed.), 1995, Balkema, Rotterdam, 37-47, 1995.

Stesky, R. M. & Hannan, S. S.: Growth of contact area between rough surfaces under normal stress. *Geophys. Res. Lett.*, **14(5)**, 550-553, 1987.

Stewart, K. G. & Alvarez, W.: Mobile-hinge kinking in layered rocks and models. *J. Struct. Geol.*, **13(3)**, 243-259, 1991.

Stimpson, B.: Modelling materials for engineering rock mechanics. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **7**, 77-121, 1970.

Stimpson, B.: Failure of slopes containing discontinuous planar joints. **Proc. 19th U. S. Symp. on Rock Mechanics, Stateline, Nevada**, 296-302, 1978.

Sulem, J. & Cerrolaza, M.: Slope stability analysis in blocky rock. **GeoEng2000, Int. Conf. on Geotechnical & Geological Engineering, 19-24 November 2000, Melbourne, Australia**, 2000.

Swanson, M. T.: Fault structure, wear mechanisms and rupture processes in pseudotachylite generation. **Tectonophysics**, **204**, 223-242, 1992.

Tang, C. A., Lin, P., Wong, R. H. C. & Chau, K. T.: Analysis of crack coalescence in rock-like materials containing three flaws - Part II: numerical approach. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **38**, 925-939, 2001.

Tchalenko, J. S.: Similarities between shear zones of different magnitude. **Bull. Geol. Soc. Am.**, **81**, 1625-1640, 1970.

Triantafyllidis, Th. & Niemunis, A.: Offene Fragen zum zyklischen Verhalten von nichtbindigen Böden. **Beiträge zum Workshop "Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse", Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32**, 109-134, 2000.

Tsang, C.-F.: Coupled behavior of rock joints. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 505-518, 1990.

Ueng, T.-S. & Chang, W.-C.: Shear strength of joint surface profiles. **Proc. 31st U. S. Symp. Rock Mechanics, Golden**, 245-251, 1990.

van Baars, S.: **Discrete Element Analysis of Granular Materials**. Proefschrift Technische Universiteit Delft, 1996.

Van Sint Jan, M. L.: Shear tests of model rock joints under stiff normal loading. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 323-327, 1990.

Van Sint Jan, M. & Silva P., M.: A model to simulate the stress-displacement behavior of rock joints sheared at constant normal stiffness. **Proc. 8th Int. Congr. on Rock Mechanics, ISRM, Tokyo, Vol. 1**, 245-247, 1995.

Vásárhelyi, B.: Influence of normal load on joint dilatation rate. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, **31(2)**, 117-123, 1998.

Vásárhelyi, B. & Bobet, A.: Modeling of crack initiation, propagation and coalescence in uniaxial compression. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, **33(2)**, 119-139, 2000.

Voellmy, A. & Albrecht, W.: Die Prüfung der Gipse und Gipsmörtel. **Handbuch der Werkstoffprüfung, E. Siebel (Hrsg.)**, 2. Aufl., Springer, Berlin / Göttingen / Heidelberg, 1957.

Vutukuri, V. S. & Moomivand, H.: Development of a brittle rock-like material having different values of porosity, density and strength. **EUROCK 96**, Barla (ed.), Balkema, Rotterdam, 213-220, 1996.

Wang, R., Zhao, Y., Chen, Y., Yan, H., Yin, Y.-Q., Yao, C.-Y. & Zhang, H.: Experiment and finite element simulation of X-type shear fractures from a crack in marble. **Tectonophysics**, **144**, 141-150, 1987.

Wang, S. & Kulatilake, P. H. S. W.: Linking between joint geometry models and a distinct element method in 3D to perform stress analyses in rock masses containing non-persistent joints. **Symp. on Fractured and Jointed Rock Masses, Myer, Cook, Goodman & Tsang (eds.)**, Lake Tahoe, CA, Balkema, Rotterdam, 351-358, 1995.

Weißbach, G.: Die Veränderlichkeit des Restscherwiderstandes von Gesteinstrennflächen. Bochumer geologische und geotechnische Arbeiten, Heft 1, 1979.

Wittke, W.: **Felsmechanik. Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels.** Unter Mitarbeit von S. Semprich & B. Plischke, Springer, Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1984.

Wong, R. H. C. & Chau, K. T.: The coalescence of frictional cracks and the shear zone formation in brittle solids under compressive stresses. **Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.** **34:3-4**, 335, 1997.

Wong, R. H. C. & Chau, K. T.: Crack coalescence in a rock-like material containing two cracks. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **35(2)**, 147-164, 1998.

Wong, R. H. C., Chau, K. T., Tang, C. A. & Lin, P.: Analysis of crack coalescence in rock-like materials containing three flaws - Part I: experimental approach. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **38**, 909-924, 2001.

Wong, R. H. C., Chau, K. T., Tsoi, P. M. & Tang, C. A.: Pattern of coalescence of rock bridge between two joints under shear testing. **9th Int. Congr. on Rock Mech., ISRM, Paris, Vol. 2**, 735-738, 1999.

Xing, Z.: Two-dimensional model of en-echelon jointed rock masses with multi-discontinuity geometry parameters. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, **22**, 231-242, 1989.

Xu, S. & de Freitas, M. H.: Kinematic mechanisms of shear deformation and the validity of Barton's shear models. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 767-774, 1990a.

Xu, S. & de Freitas, M. H.: The complete shear stress –vs- shear displacement behaviour of clean and infilled rough joints. **Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Loen, Norway, 1990**, N. Barton & O. Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam, 341-348, 1990b.

Yang, Z. Y., Chen, J. M. & Huang, T. H.: Effect of joint sets on the strength and deformation of rock mass models. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **15(1)**, 75-84, 1998.

Yang, Z. Y. & Chiang, D. Y.: Technical Note: An experimental study on the progressive shear behavior of rock joints with tooth-shaped asperities. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci.**, **37**, 1247-1259, 2000.

Zhao, Y. H., Liang, H. H., Huang, J. F., Geng, J. D. & Wang, R.: Development of subcracks between en echelon fractures in rock plates. **Pure and Applied Geophysics**, **145**, 759-773, 1995.

Internetliteratur:

<http://www.physik.uni-wuerzburg.de/videos/Vorlesung1/Kapitel3/drehbew/Vorl37.htm>, 2000.

<http://zebu.uoregon.edu/~js/glossary/friction.html>, 1998.

Wiltschko, D.V., Morse, J.W., Sharp, Z.D., Lamb, W.M.: Analysis of veins in low temperature environments. Introduction for Structural Geologists. Geol. Society of America, 1998 Annual Meeting short course, Toronto, 1998. (**Internet-publikation:** <http://geoweb.tamu.edu/Faculty/Wiltschko/shortcourse/GSACourseChpt4.pdf>)

Software:

FRACOD^{2D}, Version 1.0 – a FRACOM product, CopyRight 2001, Fracom Ltd., 2001.

D.I.E. XFEMily, 2000: XSCHEIBE – 5.55. Copyright 1996-2000, A&T Wölfer Software, 2000.

Anhang A (zu Kap. 4.1): Untersuchungen zum Versuchsmaterial

Das Ziel aller felsmechanischen Untersuchungen im Labor ist es, anhand von idealisierten Versuchen Erkenntnisse zu gewinnen, die auf das reale Verhalten von Gestein und Gebirge übertragen werden können. Die Versuchsmaterialien, an denen die Laborversuche durchgeführt werden, müssen daher die Anforderung der mechanischen Ähnlichkeit zum Prototyp erfüllen.

Die Verwendung von Proben aus natürlichem Gestein kann sich jedoch als unzweckmäßig erweisen, da deren Inhomogenität und Variabilität häufig relativ groß ist. Falls wie in dem vorliegenden Fall das Ziel der Untersuchungen darin liegt, den Einfluß verschiedener Trennflächengeometrien und Belastungsanordnungen zu erforschen, ist ein möglichst isotropes und homogenes Modellmaterial wünschenswert. Da die präzise Implementierung realistischer Rißkonfigurationen in natürliches Gestein zudem aufwendig bzw. unmöglich ist, schied Festgestein als ideales Modellmaterial aus.

Der Vorteil der mechanischen Identität der mechanischen Eigenschaften bei Festgesteinsproben relativiert sich zudem durch die Tatsache, daß sich verschiedene Gesteinsarten nicht nur durch Herkunft und Erscheinung, sondern auch durch eine große Bandbreite von mechanischen Eigenschaften unterscheiden und daher an einzelnen Gesteinen ermittelte Ergebnisse nur beschränkt übertragbar sind.

Zur Herstellung von Proben mit an genau vorgegebenen Stellen liegenden geschlossenen bzw. leicht geöffneten Trennflächen mußte folglich ein analoges künstliches Modellmaterial verwendet werden, das im flüssigen Zustand verarbeitet und in vorgegebene Formen gegossen werden kann.

Für die zu untersuchende Problemstellung wurde ein Modellmaterial gesucht, dessen mechanische Eigenschaften möglichst weitgehend mit denen von Gesteinen übereinstimmen. Es sollte insbesondere sowohl das Zug- und Scherversagen von Gestein als auch das Scherverhalten entlang rauher Trennflächen sowie den die Veränderung einer Trennfläche beschreibenden Degradationsprozeß mit dem Scherweg nachbilden können. Es mußte daher nicht nur homogen sein und qualitativ, sondern möglichst quantitativ den mechanischen Kennwerten von Gestein entsprechen. Die für die geplante Untersuchung wichtigsten mechanischen Eigenschaften waren eine hohe Sprödigkeit, die sich in einer spontanen Entfestigung durch Bruchbildung widerspiegelt, ein geringes Verhältnis von Zug-

zur Druckfestigkeit (1:10 bis 1:16 (Jaeger & Cook, 1979) bzw. 1:8 bis 1:20 (CFMR, 2000)) sowie ein Verhältnis vom E-Modul zur Druckfestigkeit in der Größenordnung von ca. 300 (Jaeger & Cook, 1979) bzw. ca. 550 (Fecker & Reik, 1987). Weiterhin sollte das Modellmaterial tendenziell weniger fest als Gestein sein, damit zum Scherversagen der Trennflächen geringere Kräfte von der Belastungsapparatur aufgebracht werden mußten und letztere daher sparsam dimensioniert werden konnte.

Bei Berücksichtigung dieser Anforderungen kamen von den zahlreichen im felsmechanischen Versuchswesen verwendeten Materialien (z. B. Roll, 1968; Barton, 1970; Stimpson, 1970; Vutukuri & Moomivand, 1996) für die beabsichtigte Anwendung besonders solche mit Gips und Zement als Bindemittel in Frage. Auf der Suche nach einem optimal geeigneten Modellmaterial wurden in einer ersten Voruntersuchung Gips, Wasser und ggf. Sand sowie Zement, Wasser und Sand in unterschiedlichen Mischungsverhältnissen verarbeitet. Manchen Mischungen wurde als Erstarrungsverzögerer Borax (Natriumtetraborat) zugegeben. Aus diesen Mischungen wurden zylindrische Proben gegossen, die nach Abschluß der Aushärtung in einaxialen und dreiaxialen Druckversuchen zu Bruch gefahren wurden. Die Ergebnisse dieser ersten Versuchsreihe zeigt Tab. A.1.

Modellmaterialien auf der Basis von Zement wurden trotz der geringen Streuung der Versuchsergebnisse verworfen, da sie zum einen zu duktil waren (Abb. A.1) und zum anderen, auch wenn dies aus Tab. A.1d wegen des Einflusses von

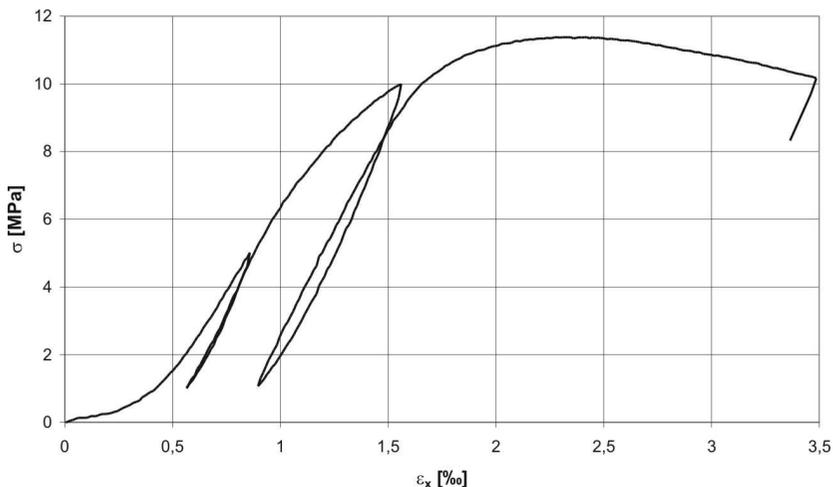


Abb. A.1: Einaxialer Druckversuch. Probekörper aus Zement, Sand und Wasser im Verhältnis 1,67:5:1

Überblick über Modellmaterialien aus Gips, Sand und Wasser															
Versuche	Anzahl	Gewichtsanteile		Wa/Gl	Sa/(Gt+Sa)	σ_c	E_v	E_o	E_w	E_v/σ_c	E_o/σ_c	E_w/σ_c	c	ϕ	Besonderheit
		Gt:Sa:Wa				[MPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[-]	[-]	[GPa]	[MPa]	[°]	
SA_Gl_WA 2,12_x	3; 2	4:0:1	0,25	0,00	56,4 (±5,1%)	16,5 (±4,6%)	18,5 (±1,0%)	17,3 (±4,6%)	295	330	12,5	42,9			
SA_Gl_WA 7,12_x	3; 2	4:0:1 (1% Borax)**	0,25	0,00	53,6 (±1,2%)	16,6 (±0,8%)	18,7 (±1,2%)	17,6 (±1,0%)	310	350	8,7	54,4			
SA_Gl_WA 04,03_x	2; 0	7:3:2	0,29	0,30	54,2 (±1,2%)	18,6 (±1,3%)	20,9 (±0,8%)	20,1 (±0,8%)	345	385					
SA_Gl_WA 17,11_x	5; 2	2,7:0:1	0,37	0,00	32,3 (±8,7%)	11,4 (±5,4%)	12,8 (±2,6%)	12,0 (±4,8%)	355	395	8,0	38,2			
SA_Gl_WA 23,02_x	2; 0	2,7:0:1	0,37	0,00	40,1 (±7,9%)	12,2 (±2,6%)	13,1 (±4,1%)	12,7 (±3,4%)	305	325					neuer Clips
SA_Gl_WA 26,11_7/10/11	3; 0	2,7:0:1	0,37	0,00	31,9 (±4,7%)	10,1 (±1,6%)	12,9 (±7,8%)	11,6 (±1,7%)	315	405					wassergesättigte Probe, ofengetrocknet
Gl_Wa 5,10,99_1/2	2; 0	2,7:0:1	0,37	0,00	31,4 (±5,4%)	11,7 (±0,3%)	13,4 (±1,3%)	12,4 (±1,4%)	375	425					
Gl_Wa 5,10,99_3/4	2; 0	2,7:0:1	0,37	0,00	35,9 (±3,4%)	11,0 (±0,6%)	13,4 (±0,5%)	12,6 (±0,5%)	305	375					wassergesättigte Probe, bei Zimmer- temperatur getrocknet
Gl_Wa 24,9,99_1/2	2; 0	2,7:0:1	0,37	0,00	33,5 (±5,5%)	12,0 (±3,2%)	13,5 (±1,5%)	12,7 (±1,7%)	360	405					bei Zimmertemperatur getrocknet
Gl_Wa 24,9,99_3/4	2; 0	2,7:0:1	0,37	0,00	33,2 (±1,1%)	11,9 (±0,3%)	13,4 (±0,8%)	12,6 (±0,6%)	360	405					Probe araluxgetränk bei Zimmertemperatur getrocknet
Gl_Wa 15,10,99_x	4; 0	2,7:0:1	0,37	0,00	34,6 (±3,7%)	10,0 (±0,5%)	12,8 (±1,5%)	12,0 (±0,5%)	290	370					
SA_Gl_WA 17,11_x + 26,11_7/10/11	8; 2	2,7:0:1	0,37	0,00	32,2 (±7,1%)	10,9 (±7,8%)	12,8 (±4,7%)	11,9 (±4,2%)	340	400					
SA_Gl_WA 17,11_x + 26,11_7/10/11 + 23,02_x	10; 2	2,7:0:1	0,37	0,00	33,8 (±11,9%)	11,2 (±8,2%)	12,9 (±4,4%)	12,0 (±4,7%)	330	380					

Tab. A.1a: Überblick über Versuche an Modellmaterialien.

Angabe der Variationskoeffizienten [%] in Klammern.

* Zahlenwerte in Klammern sind unsicher

** Prozentangabe von Borax bezieht sich auf Wassermenge

Überblick über Modellmaterialien aus Gips, Sand und Wasser													
Versuche	Anzahl	Gewichtsanteile	Wa/Gl	Sa/(Gt+Sa)	σ_c	E_v	E_e	E_w	E_y/σ_c	E_f/σ_c	c	ϕ	Besonderheit
	1ax: 3ax	Gi:Sa:Wa	[-]	[-]	[MPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[-]	[-]	[MPa]	[°]	
Gi_Wa 5.10.99_x	4; 0	2.7:0:1	0,37	0,00	33,6 (±8,4%)	11,3 (±4,9%)	13,4 (±0,8%)	12,5 (±1,1%)	335	400			bei Zimmertemperatur getrocknet
Gi_Wa 24.9.99_x	4; 0	2.7:0:1	0,37	0,00	33,3 (±3,3%)	12,0 (±2,0%)	13,5 (±0,8%)	12,6 (±1,2%)	360	405			bei Zimmertemperatur getrocknet
Gi_Wa 24.9.99_x + 5.10.99_x	8; 0	2.7:0:1	0,37	0,00	32,7 (±4,6%)	11,9 (±2,0%)	13,4 (±0,9%)	12,6 (±1,4%)	365	410			bei Zimmertemperatur getrocknet
SA_Gl_WA 26.11.3/4/5	3; 0	2.7:0:1	0,37	0,00	11,8 (±1,8%)	4,0 (±2,2%)	10,7 (±0,9%)	7,0 (±3,1%)	340	905			Probe naß gefahren
Gi_Wa 27.9.99_x	4; 0	2.7:0:1	0,37	0,00	5,2 (±26,3%)	2,6 (±10,5%)	4,4 (±3,2%)	3,7 (±0,5%)	500	845			ofengetrocknet bei bis zu 90°C
SA_Gl_WA 18.11.x	3; 2	2.7:0:1 (1% Borax)**	0,37	0,00	27,5 (±8,6%)	10,8 (±4,6%)	12,1 (±2,1%)	11,6 (±0,2%)	395	440	(6,1)*	(42,2)*	
SA_Gl_WA 24.6.x	3; 2	2.3:0,75	0,37	0,60	23,0 (±2,5%)	16,5 (±2%)	20,8 (±0,5%)	18,0 (±1,5%)	715	905			
SA_Gl_WA 3.7.x	3; 2	2.3:0,75 (1% Borax)**	0,37	0,60	26,3 (±3%)	17,6 (±5%)	21,8 (±2%)	19,3 (±2%)	670	830	(8,5)*	(26)*	
SA_Gl_WA 14.12.x	3; 2	4.7:1,5	0,37	0,64	28,0 (±5,0%)	18,0 (±3,2%)	21,5 (±1,4%)	19,8 (±2,1%)	645	770	6,1	44,5	
Gi_Wa 16.9.99_x	4; 0	2:0:1	0,50	0,00	3,8 (±6,3%)	1,5 (±11,6%)			395				ofengetrocknet bei bis zu 90°C
SA_Gl_WA 17.12.x	3; 2	3.1:1,5	0,50	0,25	17,0 (±3,3%)	7,8 (±3,2%)	10,0 (±0,6%)	9,1 (±1,0%)	460	590	(5,6)*	(25,2)*	
SAGI_AX, SAGI_AXA, SAGI_AXB	4; 6	2:3:1	0,50	0,60	19,0 (±9%)	10,2 (±9%)	13,5 (±3,5%)	11,8 (±6%)	535	710	(7,9)*	(6,5)*	
SA_Gl_WA 10.6.x, 12.6.x, 15.6.x, 16.6.x	11; 6	2:3:1	0,50	0,60	14,9 (±16%)	11,1 (±1,5%)	15,0 (±0,5%)	12,9 (±0,9%)	745	1005	5,3	20	
SA_Gl_WA 19.6.x	1; 0	2:6:1	0,50	0,75	(7,2)*								

Tab. A.1b: Überblick über Versuche an Modellmaterialien.

Angabe der Variationskoeffizienten [%] in Klammern.

* Zahlenwerte in Klammern sind unsicher

** Prozentangabe von Borax bezieht sich auf Wassermenge

Überblick über Modellmaterialien aus Gips, Sand und Wasser												
Versuche	Anzahl	Gewichtsanteile		σ _c	E _v	E _g	E _w	E _f /σ _c	E _f /σ _c	c	φ	Besonderheit
	1ax; 3ax	Gi:Sa:Wa	Wa/Gi	Sal(Gi+Sa)	[MPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[-]	[MPa]	[°]	
SA_Gl_WA 23.11_x	3; 0	1:3:0,5 (1% Borax)**	0,50	0,75	18,0 (±4,0%) (±3,9%)	16,5 (±2,2%) (±1,7%)	21,7 (±2,2%) (±1,7%)	19,2 (±1,7%)	915	1205		
SA_Gl_WA 30.11_x	3; 2	1:3:0,5 (1% Borax)**	0,50	0,75	17,4 (±4,6%) (±3,9%)	16,1 (±3,9%)	20,1 (±3,8%)	18,1 (±3,0%)	925	1155	(33,2)*	
SA_Gl_WA 23.11_x 30.11_x	6; 2	1:3:0,5 (1% Borax)**	0,50	0,75	17,7 (±4,2%) (±3,7%)	16,3 (±3,7%)	20,9 (±4,8%)	18,6 (±3,8%)	920	1180		
SA_Gl_WA 11.11_x	3; 2	3:7:2	0,67	0,70	9,8 (±2,1%) (±0,8%)	8,9 (±3,2%)	13,2 (±0,8%)	11,7 (±1,3%)	910	1345	(2,9)*	(31,6)*
SA_Gl_WA 05.03_x	2; 0	3:7:2	0,67	0,70	12,3 (±5,2%) (±5,5%)	11,7 (±2,5%)	15,8 (±6,5%)	14,1 (±8,8%)	950	1285		
SA_Gl_WA 08.03_x	2; 0	3:7:2	0,67	0,70	14,2 (±4,5%)	13,1 (±0,5%)	15,2 (±1,2%)	14,1 (±0,8%)	925	1070		
SA_Gl_WA 05.03_x + 08.03_x	4; 0	3:7:2	0,67	0,70	13,2 (±2,2%) (±4,5%)	12,4 (±1,5%)	15,5 (±4,5%)	14,1 (±5,1%)	940	1175		
SA_Gl_WA 11.11_x + 05.03_x + 08.03_x	7; 2	3:7:2	0,67	0,70	11,7 (±1,7%)	10,9 (±2,2%)	14,5 (±0,1%)	13,1 (±10,4%)	930	1240		
SA_Gl_WA 13.11_x SA_Gl_WA 4.11_x	4; 2	3:7:2 (1% Borax)**	0,67	0,70	11,0 (±12,2%)	9,1 (±2,1%)	14,5 (±12,3%)	11,5 (±25,3%)	825	1320	2,9	36,0
SA_Gl_WA 4.11_x	4; 2	1:3:0,67 (1% Borax)**	0,67	0,75	13,8 (±6,4%)	13,0 (±2,7%)	18,4 (±10,0%)	16,0 (±15,5%)	940	1335	(6,6)*	(5,5)*
SA_Gl_WA 16.9_x SA_Gl_WA 17.9_x	3; 2	1:3:0,75 (1% Borax)**	0,75	0,75	7,1 (±6,5%)	4,6 (±5,5%)	10,6 (±4,5%)	9,1 (±5,5%)	650	1495		
SA_Gl_WA 17.9_x	2; 2	1:3:0,75 (1% Borax)**	0,75	0,75	19,0 (±1,5%)	13,0 (±1%)	16,0 (±0,5%)	14,8 (±0,5%)	685	840	(7,2)*	(17,3)*
SA_Gl_WA 2.11_x	4; 2	1:3:0,75 (1% Borax)**	0,75	0,75	8,2 (±4,8%)	8,7 (±5,9%)	14,3 (±5,1%)	11,5 (±3,0%)	1060	1745	3,0	14,2

Tab. A.1c: Überblick über Versuche an Modellmaterialien.

Angabe der Variationskoeffizienten [%] in Klammern.

* Zahlenwerte in Klammern sind unsicher

** Prozentangabe von Borax bezieht sich auf Wassermenge

Überblick über Modellmaterialien aus Gips, Sand und Wasser													
Versuche	Anzahl	Gewichtsanteile	Wa/Gi	Sa/(Gi+Sa)	σ_c	E_v	E_e	E_w	E_y/σ_c	E_f/σ_c	c	ϕ	Besonderheit
	1ax: 3ax	Gi:Sa:Wa	[-]	[-]	[MPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[-]	[-]	[MPa]	[°]	
fSA_GI_WA	3; 2	2:7:1,75 (1% Borax)**	0,88	0,78	8,2 (±14,5%)	3,8 (±21%)	12,7 (±5,5%)	10,5 (±10,5%)	465	1550	(3,3/4,0)*	(15,1/7,3)*	Feinsand
SA_GI_WA	3; 2	2:7:1,75 (1% Borax)**	0,88	0,78	7,5 (±4%)	9,1 (±6,5%)	12,3 (±1%)	11,1 (±7%)	1215	1640	(3,1)*	(12,2)*	
gSA_GI_WA	3; 2	2:7:1,75 (1% Borax)**	0,88	0,78	7,3 (±11%)	11,2 (±15%)	15,4 (±1,5%)	12,9 (±7%)	1535	2110	(2,7/2,8)*	(18,8/19,3)*	Grobsand
SA_GI_WA	3; 2	2:7:1,75 (1% Borax)**	0,88	0,78	6,7 (±7,5%)	3,2 (±7,2%)	12,3 (±10,5%)	9,8 (±14,5%)	480	1835	(2,6)*	(16,8)*	Ofentrocknung bei -30°C
SA_GI_WA	3; 2	1:3:1	1,00	0,75	5,3 (±24,5%)	4,5 (±104,5%)	10,7 (±16%)	9,1 (±17,5%)	850	2020	(1,9)*	(18,1)*	
SA_GI_WA	3; 0	1:0:1	1,00	0,00	3,9 (±7,5%)	0,3 (±60,0%)	4,6 (±10,5%)	3,9 (±17,5%)	75	1180			

Überblick über Modellmaterialien aus Zement, Sand und Wasser													
Versuche	Anzahl	Gewichtsanteile	Wa/Ze	Sa/(Ze+Sa)	σ_c	E_v	E_e	E_w	E_y/σ_c	E_f/σ_c	c	ϕ	Besonderheit
	1ax: 3ax	Ze:Sa:Wa	[-]	[-]	[MPa]	[GPa]	[GPa]	[GPa]	[-]	[-]	[MPa]	[°]	
SA_ZE_WA	3; 2	2:6:1,2	0,60	0,75	11,5 (±1%)	10,1 (±7%)	17,9 (±4,5%)	13,7 (±6%)	880	1555	(2,7/3,9)*	(42,5/32,9)*	27 Tage Wasserlagerung
SA_ZE_WA	3; 2	2:6:1,2 (1% Borax)**	0,60	0,75	12,5 (±5,5%)	9,7 (±4%)	17,0 (±2%)	13,2 (±2,5%)	775	1360	(3,5/3,7)*	(32,5/31,3)*	8 Tage Wasserlagerung
SA_ZE_WA	3; 2	2:6:1,2 (1% Borax)**	0,60	0,75	11,3 (±2,5%)	9,8 (±4%)	19,8 (±3%)	14,3 (±3%)	865	1750	(2,5/3,9)*	(46,6/36,8)*	28 Tage Wasserlagerung

Tab. A.1d: Überblick über Versuche an Modellmaterialien.

Angabe der Variationskoeffizienten [%] in Klammern.

* Zahlenwerte in Klammern sind unsicher

** Prozentangabe von Borax bezieht sich auf Wassermenge

Borax nicht sicher hervorgeht, mit dem Probenalter wachsende Festigkeiten aufweisen (Bonzel & Hilsdorf, 1991). Um die geplanten Versuchsreihen flexibel durchführen zu können, mußten zeitlich konstante Probeneigenschaften gewährleistet sein. Daher könnten solche Materialien erst dann eingesetzt werden, wenn ihre Festigkeitsentwicklung größtenteils abgeschlossen ist, d. h. bei großem Probenalter. Dadurch würde auch die Dauer möglicher Vorversuchsserien zur Optimierung der Mischung unerwünscht lange.

Günstiger verhalten sich Probekörper, die auf Gipsbasis hergestellt wurden, da die Festigkeitsentwicklung von Gips nach dem Austrocknen der Probe im wesentlichen abgeschlossen ist (Stimpson, 1970). Für die Vorversuche wurde Hartformgips (Hartformgips 1 der Firma Börgardts) verwendet, der sich im Vergleich zu Baugipsen durch seine größere Reinheit und dadurch größere Festigkeit und Homogenität auszeichnet (Helff, 1978).

Die in Tab. A.1 dokumentierten Ergebnisse zeigen eindrucksvoll, daß die mechanischen Eigenschaften von Probekörpern auf der Basis von Gips je nach Art und Umfang der Ingredienzen sehr weit streuen. Die Probenmerkmale werden insbesondere durch das Verhältnis der Gewichtsanteile von Wasser und Gips (mit Wa:Gi abgekürzt), die Menge und die Art des zugegebenen Sandes, eventuelle Zusatzmittel (hier: Borax) sowie die Trocknungsbedingungen (soweit nicht anderes angegeben: einen Tag lang Lagerung bei 60°C im Ofen, darauf mehrere Tage bei Zimmertemperatur) bestimmt. Dabei ist die Festigkeit um so größer, je weniger Wasser zugegeben wird. Sandzugabe führt zu einer leichten Zunahme der Probensteifigkeit, jedoch zu einer Abnahme der Probenfestigkeit. Eine geringe Zugabe von Borax verbessert die Verarbeitbarkeit der feuchten Mischung und hat homogenere und festere Proben zur Folge, während eine größere Zugabe (z. B. 2% Borax bezogen auf das Gewicht des Wassers) dazu führt, daß die Mischung nicht erhärtet. Verschiedene Zuschlagssande scheinen ein unterschiedliches Gips-Sand-Gerüst zur Folge zu haben und damit auch die mechanischen Eigenschaften der Probekörper zu beeinflussen.

Festigkeit und Steifigkeit von gipsgebundenen Probekörpern werden außer durch das Mischungsverhältnis ihrer Inhaltsstoffe auch durch ihren Trocknungszustand bestimmt. Die in Tab. A.1 aufgeführten Festigkeitsunterschiede bei identischen Mischungsverhältnissen (bei Gi:Sa:Wa = 2:3:1 oder bei Gi:Sa:Wa = 2,7:0:1) weisen auf solche mit der Trocknung der Probekörper verbundene Einflüsse hin.

Eine wesentliche Erkenntnis, die aus der Voruntersuchung gewonnen werden konnte, war, daß durch die Zugabe von Sand die Modelleigenschaften gesteins-

Probenname	Probenmaterial	Wa/Gi	Punktlast	D	L	I_{SS0}	σ_c	σ_c/I_{SS0}
			[kN]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[-]
02.12.1998	Gi:Wa 4:1	0,25	4,8	36,1	59,5	1,79	56,4	31,4
07.12.1998	Gi:Wa 4:1 +1% Borax*	0,25	6,0	36,1	59,5	2,24	53,6	23,9
17.11.1998	Gi:Wa 2,7:1	0,37	4,3	36,3	60,1	1,59	32,3	20,3
18.11.1998	Gi:Wa 2,7:1 +1% Borax*	0,37	4,0	36,0	58,7	1,51	27,5	18,2
14.12.1998	Gi:Sa:Wa 4:7:1,5	0,375	4,9	36,0	59,4	1,84	28,0	15,2
25.05.1998	Gi:Sa:Wa 2:3:1	0,5	3,5	36,1	59,6	1,31		
03.06.1998	Gi:Sa:Wa 2:3:1	0,5	1,9	36,3	59,6	0,71		
23.11.1998	Gi:Sa:Wa 1:3:0,5 +1% Borax*	0,5	3,8	35,9	58,0	1,45	18,0	12,4
17.12.1998	Gi:Sa:Wa 3:1:1,5	0,5	4,8	36,0	57,9	1,84	17,0	9,3
04.11.1998	Gi:Sa:Wa 1:3:0,67 +1% Borax*	0,67	2,7	36,0	59,6	1,01	13,8	13,7

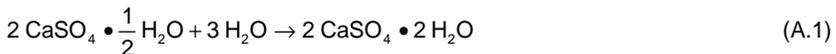
Tab. A.2: Einfluß der Mischungsverhältnisse auf die Druck- und Zugfestigkeit. * Prozentangabe von Borax bezieht sich auf Wassermenge

unähnlicher wurden. Dabei bewirkte der Zuschlag unmittelbar eine Zunahme des Verhältnisses von Steifigkeit zu Festigkeit. Weiterhin benötigen sandreiche Mischungen zur Verarbeitung einen technologisch größeren Wasserbedarf, der sich bei der Erhärtung der Proben festigkeitsmindernd auswirkt (Tab. A.1). Gegenüber wasserärmeren Mischungen nimmt bei solchen Proben zudem das Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit ab (Tab. A.2). Dreiaxiale Druckversuche an Proben aus sandreichen Mischungen zeigten darüber hinaus nur geringe Abhängigkeiten der axialen Last vom Manteldruck (entspricht kleinen Winkeln der inneren Reibung). Schließlich ergaben direkte Scherversuche im bodenmechanischen Schergerät, die an ebenen, gesägten Trennflächen in Proben aus einem sandreichen gipsgebundenen Material durchgeführt wurden ($\varphi \approx 34^\circ$), daß sich schon bei geringen Scherverschiebungen Sandkörner aus der Gipsmatrix gelöst und als loses Zerreibsel in der Trennfläche angesammelt hatten. Ein solches Verhalten wird zwar auch bei einigen weichen Sandsteinen beobachtet, ist jedoch nicht allgemein für Gestein typisch. Da es sich also gezeigt hatte, daß sich die Zugabe von Sanden nicht günstig auf die Eigenschaften von gipsgebundenen Probekörpern auswirkte, wurde als Modellmaterial eine reine Mischung aus Gips und Wasser gewählt.

Körper aus Mischungen von Gips und Wasser können je nach Wasserzugabe extrem unterschiedliche Festigkeiten aufweisen. Diese Tatsache ist bei der Interpretation von Versuchen an Gipsproben, über die in der Literatur berichtet wird, zu berücksichtigen, da sowohl Mischungen mit hohen (Gi:Wa = 1:1 (z. B. Lajtai, 1967 und 1969a)) als auch solche mit geringen Wasserzugaben (Gi:Wa = 2,7:1

(z. B. Otto, 1991; Bobet, 1997)) verwendet wurden. Außerdem stellen die Unterschiede zwischen verschiedenen Gipssorten eine weitere Ursache für variable Eigenschaften der Modellmaterialien dar. Weiterhin ist der Fragestellung nachzugehen, warum selbst bei der Verwendung von identischen Gipsarten und Mischungsverhältnissen immer wieder große Unterschiede der Probenfestigkeiten zu verzeichnen sind. Neben den Unterschieden, die in Tab. A.1 besonders bei Mischungsverhältnissen Gi:Wa = 2,7:1 zu erkennen sind, wurden nicht nur an der Arbeitsgruppe Felsmechanik von Otto (1991) und Rehse (1997) mit 20 MPa bzw. 26,3 MPa unterschiedlich große einaxiale Druckfestigkeiten für das gleiche Mischungsverhältnis ermittelt. Auch für (fast) gleiche Materialien, die von Reyes (1991) bzw. Bobet (1997) am Massachusetts Institute of Technology (MIT) verwendet wurden, wurden mit 23 MPa bzw. 34,5 MPa verschiedene einaxiale Druckfestigkeiten angegeben.

Der Schlüssel für das Verständnis dieses Verhaltens liegt in der Mineralogie von Gips. Bei der Herstellung von Gips kommt es bei einer Zugabe von Wasser zum Gipsgrundstoff Hemihydrat zu einer chemischen Reaktion (Hydratation), bei der verbunden mit einer Freisetzung von Wärme Dihydrat (=Gips) gebildet wird:



(Henning & Knöfel, 1989; Helff, 1978)

Bei der chemischen Umwandlung sowie bei dem nachfolgenden Erhärten des kristallisierenden Gipses ist Wasser in vielfältigen Funktionen beteiligt: Wasser ist das Reaktionsmittel, das zur Umwandlung von Hemihydrat zu Dihydrat führt. Gleichzeitig ist Wasser Bestandteil der übersättigten Gipslösung, aus der Dihydrat ausgefällt wird und in der Gipskristalle wachsen, und bestimmt dabei die Übersättigung der Lösung. Die festen Kristalle können entsprechend ihrer gegenseitigen Beeinträchtigung, die von der Verdünnung der sich bildenden „Suspension“ abhängt, sedimentieren. Gleichzeitig wachsen die Kristalle weiter und verfilzen miteinander (Helff, 1978; Knoblauch & Schneider, 1987), so daß ein erhärteter Stoff entsteht und die „Suspension“ ersetzt. Zur vollständigen chemischen Umsetzung des Hemihydrats wäre nur ein Wasseranteil von 15 bis 19% erforderlich. Um eine homogene, fließfähige und verarbeitbare Mischung zu erhalten, sind jedoch größere Wasserzugaben notwendig. Das überschüssige Wasser, das chemisch nicht gebunden ist, muß nachträglich verdunsten und hinterläßt einen unterschiedlich großen Porenraum (Helff 1978). Innerhalb dieses Porenraumes kann Feuchtigkeit zurückbleiben. Helff (1978) berichtet von hygroskopischen Gleich-

gewichtsfeuchten von 0,2 bis 2% der Trockenmasse, die von den Atmosphärenbedingungen (Umgebungstemperatur und relative Luftfeuchtigkeit) abhängen.

Die Festigkeit der Gipskörper wird schließlich von mehreren Faktoren beeinflusst, die durch das zu bestimmten Zeitpunkten verfügbare Wasser geprägt sind: Je dichter und intensiver die Kristalle miteinander verwachsen bzw. verfilzen können (d. h. je übersättigter die Gipslösung ist), desto fester ist der resultierende Gipskörper, der je nach den Sedimentationsbedingungen (wenn Kristallwachstum langsam fortschreitet bzw. in der „dünnen“) Suspension schwimmende Kristalle erst spät miteinander in Kontakt kommen) mit der Tiefe unterschiedlich dicht zusammenwächst. Der Porenraum des ausgehärteten Körpers, der durch verdunstetes überschüssiges Wasser entstanden ist, prägt dessen Festigkeit stark (Helff, 1978). Schließlich hat die im Gipsgerüst zurückbleibende Feuchtigkeit einen sehr großen Einfluß auf die mechanischen Eigenschaften der Gipsproben. Diese Feuchtigkeit liegt als adsorptiv gebundenes sowie als freies Porenwasser vor, wobei der Adsorptionswasseranteil weniger als 1 Masse-%, bezogen auf den Feststoffanteil, beträgt (Helff, 1978). Besonders dieser Adsorptionswasseranteil beeinflusst die Festigkeit von Gipsproben sehr stark, da schon ein Wassergehalt von 1% zu einer Herabsetzung der Druckfestigkeit um ca. 40% führt. Bei größeren Wassergehalten konvergiert die Festigkeit gegen einen Wert, der bei 35 bis 40% der Trockenfestigkeit liegt (Helff, 1978). Dies stimmt auch mit den Ergebnissen der Druckversuche an den feucht gefahrenen Proben SA_GI_WA 26.11_3/4/5 in Tab. A.1b überein.

Die Dichte der Gipsproben ist ein guter Anhaltswert, der über den Zustand der Probe Auskunft gibt und auf seine mechanischen Eigenschaften schließen läßt. Da sie leicht durch Wiegung sowie durch Messung der konstanten Körperabmessungen vorgenommen werden kann, wurde die Entwicklung der Proben in Abhängigkeit von Alter und Trocknungsbedingungen durch Dichtebestimmungen beobachtet. Da trockene Gipsproben mechanische Eigenschaften aufweisen, die im Vergleich mit denen wassergesättigter Gipsproben viel ähnlicher zu Gesteinseigenschaften sind (Abb. A.2), ist es erstrebenswert, vollständig trockene Proben zu erzeugen. Längere Zeit bei gleichen Bedingungen getrocknete Gipsproben erreichen ein konstantes „Trockengewicht“. Dieses ist jedoch von den Trocknungsbedingungen abhängig, da jeweils unterschiedlich große Ausgleichswassergehalte zurückbleiben. Bei einer Trocknung bei Zimmertemperatur bleibt z. B. ein um 0,2 Prozentpunkte größerer Wassergehalt zurück als bei einer Ofenlagerung bei 60°C. Wegen der großen Beeinflußbarkeit durch adsorptiv gebundenes

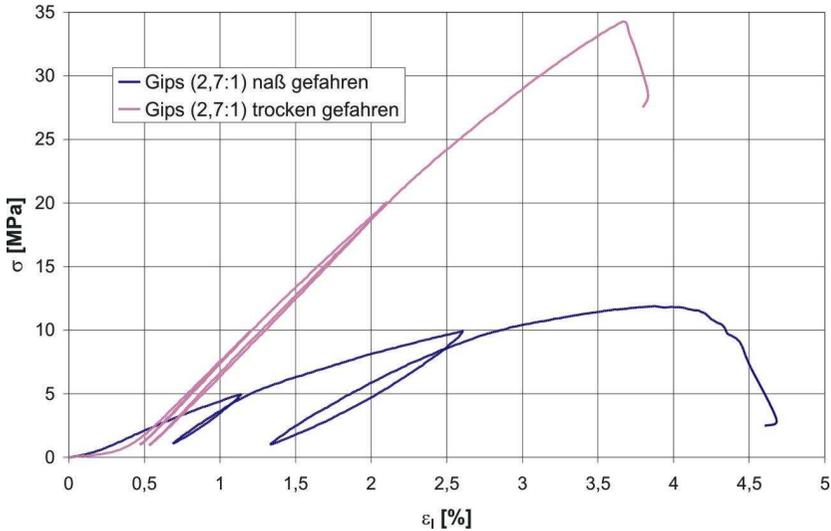
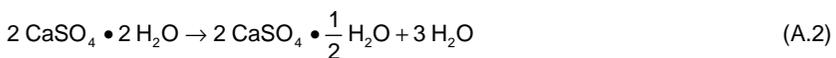


Abb. A.2: Einaxialer Druckversuch: Vergleich trockener und nasser Gips

Wasser, um dessen Freisetzung es sich bei der verschärften Trocknung vermutlich handelt, sind größere Beeinflussungen des mechanischen Verhaltens durch solche Unterschiede der Lagerungsbedingungen zu erwarten. Gerade diese Trocknungsbedingungen könnten für die gemessenen und in der Literatur angeführten Schwankungen von Probeneigenschaften verantwortlich sein. Die bislang beschriebenen Feuchtigkeitsänderungen durch Veränderung der Lagerung sind reversibel (s. a. Coquard & Boistelle, 1994 und Helff, 1978).

Verschärfte Trocknungsbedingungen, die in der Absicht durchgeführt werden, möglichst alles Wasser aus dem Porenraum der Gipsproben auszutreiben, sind allerdings nur bedingt erfolgversprechend, weil bei hohen Temperaturen chemische Umwandlungen einsetzen. Bei solchen Bedingungen wird auch das chemisch gebundene Wasser teilweise ausgetrieben und das Dihydrat zu Hemihydrat dehydratisiert, wobei sich die Feststoffstruktur verändert:



(Knoblauch & Schneider, 1987; Helff, 1978)

Diese Veränderung war bei den Versuchen an Proben, die bei 90°C im Ofen gelagert wurden, sowohl an der sehr starken Reduktion der Festigkeiten und Steifigkeiten (Tab. A.1b) als auch an einer starken Abnahme der Probendichte zu

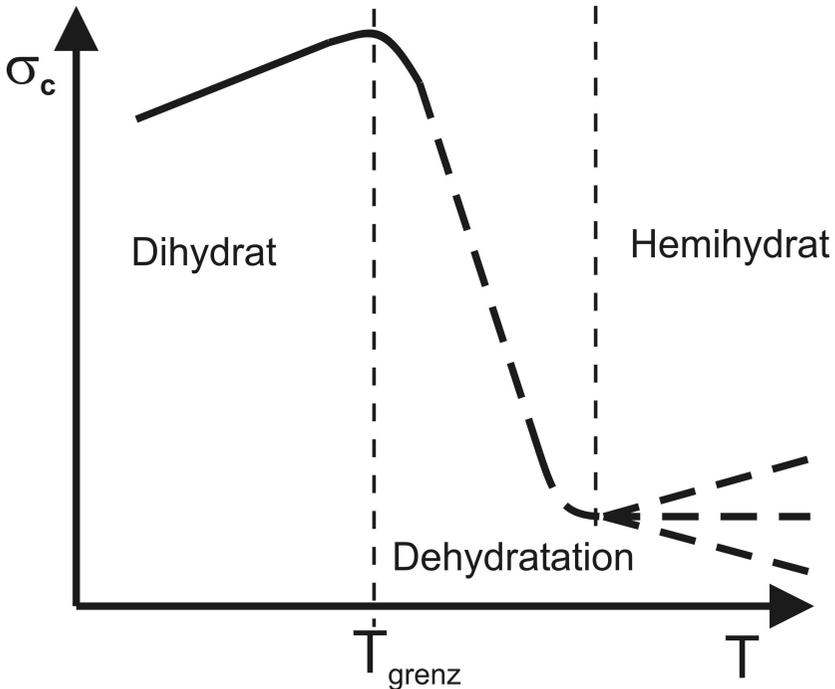


Abb. A.3: Beeinflussung der Druckfestigkeit von Gipsproben durch die Lagerungstemperatur

erkennen. Die Variation der Festigkeit der Gipsproben in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur wird in Abb. A.3 qualitativ verdeutlicht.

Ein Problem liegt nun darin, daß in der Literatur unterschiedlichste Angaben über die Grenztemperatur, bei der Dehydratisierung von Gips einsetzt und die gleichzeitig auch von der Luftfeuchtigkeit und Druck abzuhängen scheint, zu finden sind: 42°C (Helff, 1978), >45°C (Knoblauch & Schneider, 1987), 54,6°C (Rosenblad, 1972), 70°C (Barton, 1970), zwischen 30°C und 80°C (Hobbs, 1966), 97°C bzw. 107°C bzw. >50°C (Voellmy & Albrecht, 1957), 107°C (Henning & Knöfel, 1989). Die Kenntnis dieser Grenztemperatur ist jedoch von daher wünschenswert, um Gipsproben möglichst weitgehend zu entwässern bzw. eine minimale Ausgleichsfeuchte einzustellen, ohne die Proben dabei zu dehydratisieren. Infolge von Erfahrungen mit dem Trocknen von Proben aus Hartformgips, die an der Arbeitsgruppe Felsmechanik gemacht wurden (Otto, 1991), wurde angenommen, daß bei einer Trocknungstemperatur von 60°C noch keine Umwandlung zu Hemihydrat einsetzt. Eine erste Untersuchungsserie, bei der

Proben bis zu 14 Tage lang bei dieser Temperatur im Ofen gelagert wurden, bestätigte durch ein schnelles Erreichen und anschließendes Konstanthalten einer entsprechend großen Trockendichte diese Annahme. Folglich sollten alle Proben mindestens 7 Tage lang bis kurz vor den Beginn der an ihnen durchzuführenden Versuche bei diesen Verhältnissen gelagert werden.

Als die Hauptversuchsserie schon lief, stellte es sich heraus, daß auch bei 60°C gelagerte Proben der Dehydratation unterworfen sind, wenn die Lagerungsdauer einen großen Zeitraum (Monate) überschreitet. Daher wurden die Lagerungsbedingungen für alle Proben verändert. Sowohl im belüfteten Klimaschrank, in dem die Scherproben lagerten, als auch im belüfteten Ofen, in dem die zylindrischen Vergleichsproben (s. Kap. 4.5) aufbewahrt wurden, wurde dauerhaft eine Temperatur von 45°C eingestellt. Die relative Luftfeuchtigkeit wurde im Klimaschrank zu ca. 30% bestimmt, im Ofen lag sie geringfügig niedriger.

Ein prägendes Merkmal von Gipsproben, das diese zudem abweichend zu den meisten Gesteinen besitzen, ist ihr großer Porenraum. Abschätzungen des Porengehaltes (entsprechend der Gewichtsabnahme beim Trocknen) bei den verschiedenen in Tab. A.1 verwendeten Probekörpern sind in Tab. A.3 aufgeführt. Daraus

Probenname bzw. Gießdatum	Probenmaterial	Wasser/Gips	n
		[%]	[%]
SA_GI_WA 2.12_x	Gips:Wasser = 4:1	25	9,7
SA_GI_WA 7.12_x	Gips:Wasser = 4:1 +1% Borax*	25	9,6
SA_GI_WA 17.11_x	Gips:Wasser = 2,7:1	37	20,5
SA_GI_WA 26.11_7/10/11	Gips:Wasser = 2,7:1	37	20,6
SA_GI_WA 23.02_x	Gips:Wasser = 2,7:1	37	21,7
GI_Wa 24.9.99_x	Gips:Wasser = 2,7:1	37	27,0
GI_Wa 5.10.99_x	Gips:Wasser = 2,7:1	37	24,2
SA_GI_WA 18.11_x	Gips:Wasser = 2,7:1 +1% Borax*	37	12,1
SA_GI_WA 9.12_x	Gips:Wasser = 1:1	100	41,4

Tab. A.3: Porenanteil „n“ von Gipsproben

* Prozentangabe von Borax bezieht sich auf Wassermenge

wird ersichtlich, daß je nach Wasseranteil an der feuchten Gipsmischung der Porenanteil „n“ extrem unterschiedliche Werte annehmen kann. Durch diese poröse Struktur kann sich ein mehr oder weniger stark von Gestein abweichendes charakteristisches gipstypisches Verhalten einstellen. Dieses Verhalten wird vermutlich durch ein lokales Nachgeben der Kartenhausstruktur der Gipskristalle unter Druckbelastung geprägt. Eine Folge dieses Nachgebens können die z. B. von Lajtai & Lajtai (1973) oder Fishman (2000) beschriebenen „Druckrisse“ sein.

Daraus kann geschlossen werden, daß Gipsproben nur unter bestimmten Voraussetzungen als geeignete Modellmaterialien für Gesteine verwendet werden sollten. Bei Versuchsserien mit sehr wasserreichen Mischungsverhältnissen und daraus resultierenden sehr großen Porenräumen sollten die Ergebnisse mit großer Vorsicht interpretiert werden, ebenso dann, wenn unter Druck- oder Scherbeanspruchungen Reißphänomene beobachtet werden, die nicht von natürlichen Gesteinen bekannt sind. Die „Druckrisse“, die Fishman (2000) beobachtet, und ggf. auch die sekundären Scherrisse bei Untersuchungen von Bobet (1997) bzw. Wong et al. (2001) könnten sich daher als Artefakte erweisen. Auch die eigenen Ergebnisse bedürfen einer kritischen Betrachtung, insbesondere da im porösen Gipskörper mikroskopisch ganz andere Ursachen für (Griffith-)Risse bestehen als in idealen Festkörpern bzw. in kompakten Gesteinen. Zum Nachweis der Eignung von Gips als Modellmaterial sollten sich diese Phänomene im größeren Maßstab (in der „Mesoskala“) nicht widerspiegeln.

Gipsproben sollten also mit möglichst geringem Porenraum hergestellt und soweit wie möglich getrocknet werden.

Da andererseits das Modellmaterial nicht sehr fest sein sollte, damit die Bruchlasten bei den Versuchen möglichst klein bleiben und damit auch die Dimensionierung der zu errichtenden Schermaschine möglichst sparsam erfolgen konnte, wurde entschieden, die Gipsmodelle aus Mischungen von Hartformgips und Wasser im Verhältnis von 2,7 Teilen Gips zu einem Teil Wasser herzustellen. Wie in Tab. A.1a zu sehen ist, liegt für solche Mischungen das Verhältnis von Steifigkeit zu einaxialer Druckfestigkeit zwischen 300 und 400 und damit im Bereich natürlicher Gesteine. Anhand von Punktlastversuchen (Tab. A.2) kann festgestellt werden, daß auch das Verhältnis von Druck- und Zugfestigkeiten in einer realistischen Größenordnung liegt. Ein Vergleich zwischen einaxialen Druckversuchen an solchen Gipskörpern und an Proben aus Amphibolit (Abb. A.4) zeigt eindrucksvoll gesteinsähnliche Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und Sprödigkeit beim Bruch.

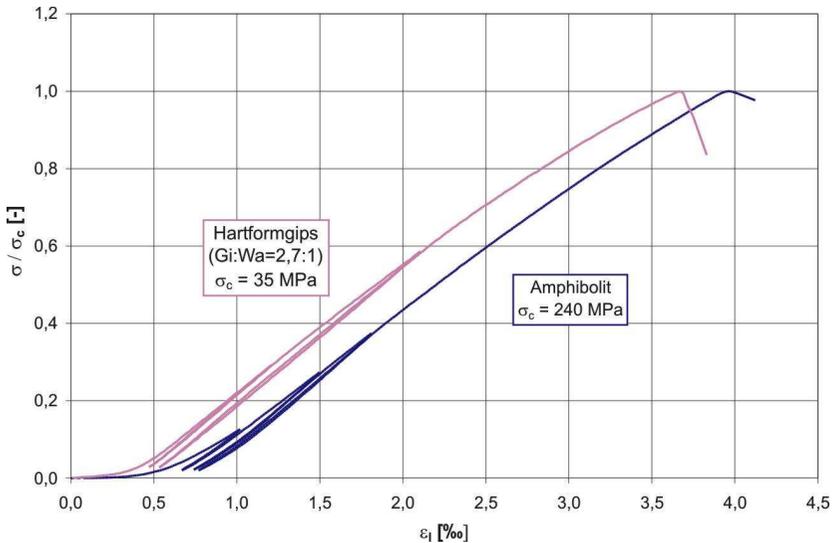


Abb. A.4: Spannungs-Dehnungs-Diagramm (auf σ_c bezogen) von Proben aus Gips und Amphibolit

Auf einige versuchstechnische Besonderheiten, bei denen nicht ausgeschlossen werden kann, daß durch sie ungewollte Beeinflussungen produziert werden, soll hier noch kurz hingewiesen werden.

Beim Aushärten von Gips können sich Volumenveränderungen ergeben. Einerseits ist als Folge der Hydratation von Gips das Kristallwachstum mit einer Volumenzunahme verbunden. Andererseits stellt die Sedimentation der Kristalle in der „Suspension“ einen zum Schrumpfen führenden Mechanismus dar. Anhand von Tab. A.4 kann unter Außerachtlassung der Proben, die durch den Zusatz des Verflüssigers Borax zum Schrumpfen neigten, gezeigt werden, daß große Mengen von Wasser den zweiten Effekt dominieren lassen und auch zu einer Entmischung von Gips und Wasser führen. Bei „mageren“ Gipsmischungen (z. B. Gi:Wa = 2,7:1) kommt es zu einer geringen Volumenzunahme, durch die eine maßhaltige Formgebung der Probekörper gewährleistet wird.

Die Wirkung der Sedimentation kann allerdings auch bei solchen „mageren“ Gipsmischungen nachgewiesen werden. Dieser Nachweis kann bei erhärteten zylindrischen Körpern erbracht werden, die in aufrechtstehenden Gießformen hergestellt wurden. Dazu wurden sie in mehrere Scheiben zersägt und deren Dichten bestimmt. In Abb. A.5 ist das auf diese Weise bestimmte mittlere Dichteprofil dargestellt, das durch Einzelmessungen an 17 verschiedenen Proben

Probenname	Probenmaterial	Wa/Gi	Volumenänderung
		[%]	[%]
02.12.1998	Gi:Wa = 4:1	25	0,6
07.12.1998	Gi:Wa = 4:1 +1% Borax*	25	-1,5
23.02.1999	Gi:Wa = 2,7:1	37	1,5
17.11.1998	Gi:Wa = 2,7:1	37	0,5
26.11.1998	Gi:Wa = 2,7:1	37	0,5
18.11.1998	Gi:Wa = 2,7:1 +1% Borax*	37	-2,6
16.09.1999	Gi:Wa = 2:1	50	-2,8
09.12.1998	Gi:Wa = 1:1	100	-25,3

Tab. A.4: Volumenänderung beim Aushärten

gewonnen wurde. Es geht aus der Abb. A.5 eindrucksvoll hervor, daß die Dichte mit der Tiefe zunimmt. Dabei zeichnen sich besonders das untere Fünftel der Proben durch eine höhere und das obere Fünftel durch eine niedrigere Dichte als im Probenmittel aus. Wenn man bedenkt, daß die Dichte mit der Festigkeit korreliert

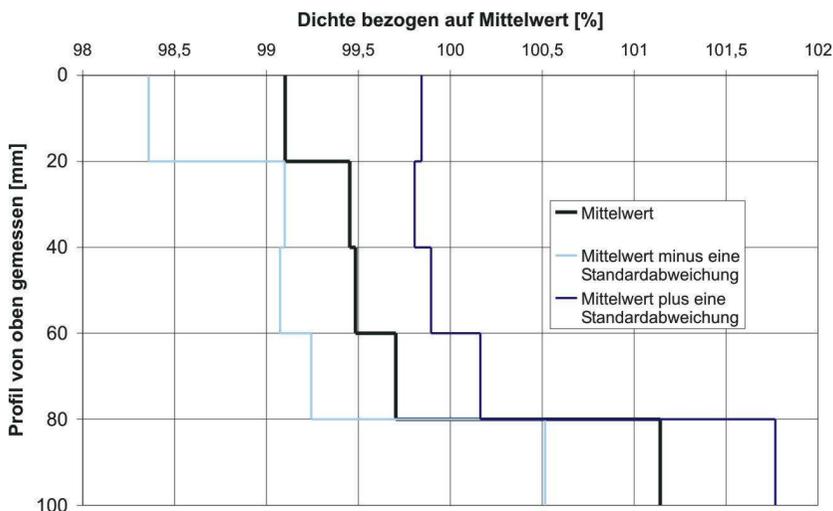


Abb. A.5: Dichteprofile von 17 Gipsproben

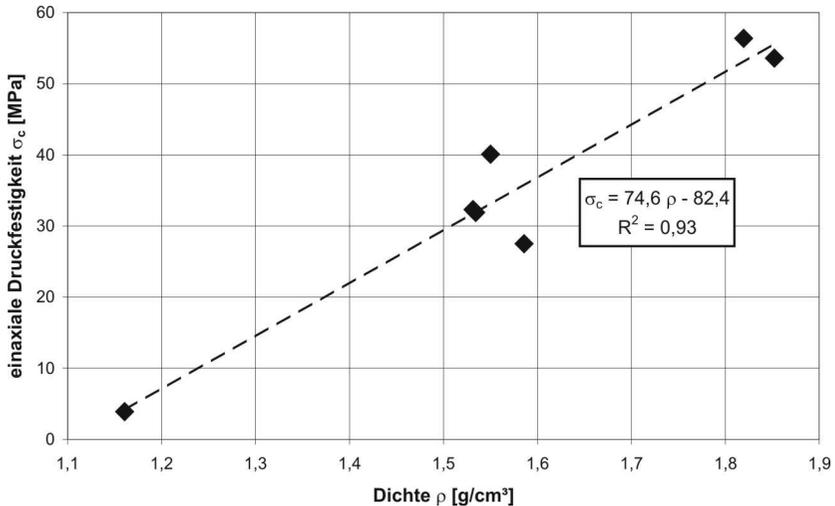


Abb. A.6: Abhängigkeit der Druckfestigkeit von Gipsproben von der Dichte

(Abb. A.6), bedeutet dies gleichzeitig eine Veränderung der lokalen Festigkeit. Daraus ergeben sich trotz fehlender makroskopisch sichtbarer Anzeichen innerhalb einer Probe systematische Festigkeitsunterschiede. Diese hängen besonders von der Form und Lage der Probe während der Herstellung ab.

Mit diesem Mechanismus beim Aushärten ist die Tatsache verbunden, daß verschieden große Probekörper, die gleichzeitig in unterschiedlichen Gießformen hergestellt wurden, eine voneinander abweichende Dichte besitzen. Die Dichten der großen quaderförmigen Scherproben (250 x 150 x 50 mm) sind im Mittel um 2,3% und damit signifikant kleiner als die der zylindrischen Vergleichsproben (\varnothing 41,2 x 110 mm) (Abb. A.7), da die Streubreiten der Dichten eines Körpertyps bei einem Variationskoeffizient von gut 1% relativ schmal sind. Als mögliche Ursachen für diese Abweichung kommen die unterschiedliche Höhe der Gießformen und die andere Hydratisationswärmeentwicklung in den verschieden großen Proben in Frage. Da die zylindrischen Proben in doppelt so hohen Gießformen hergestellt wurden wie die Scherproben, war bei ihnen der hydrostatische Druck und die damit verbundene Verdichtung im tiefsten der frisch gegossenen Probe größer. Ggf. verursacht auch die wesentlich größere Wärmeentwicklung in den großen Scherproben ein anderes, temperaturabhängiges Kristallwachstum.

Aus diesem Verhalten resultiert, daß die zylindrischen Vergleichsproben, an denen die mechanischen Eigenschaften der Scherproben bestimmt werden soll-

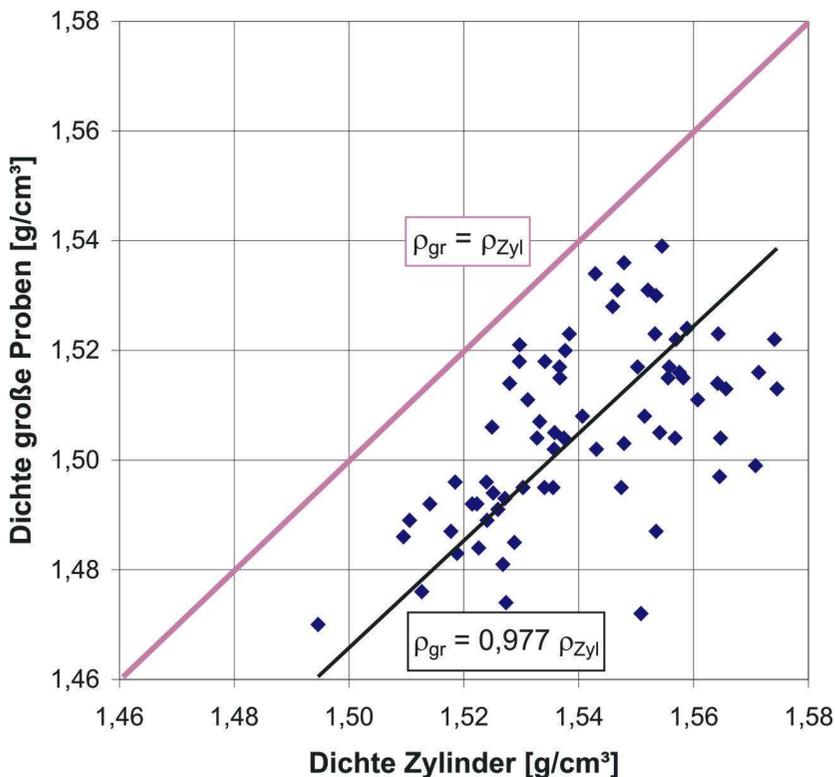


Abb. A.7: Vergleich der Dichten der zylindrischen Vergleichsproben und der großen Scherproben

ten, nicht nur dichter, sondern auch fester als die Scherproben waren. Eine direkte Anwendung von Abb. A.6 würde ergeben, daß bei der 2,3%igen Dichtereduktion die einaxiale Druckfestigkeit der Scherproben ca. 10% niedriger wäre als mit den Vergleichsproben gemessen. Die an anderer Stelle in dieser Arbeit gemachten Angaben zu den mechanischen Eigenschaften der Scherproben sind daher nicht genau zutreffend.

Möglicherweise werden die gemessenen mechanischen Eigenschaften der Gipsproben auch von dem verwendeten Schleifmittel Aralux, einem leicht flüchtigen Schmieröl, beeinflusst. Alle zylindrischen Proben wurden für die Druckversuche bearbeitet und kamen dabei mit diesem Stoff in Kontakt. Aralux drang bei ihnen in den Porenraum ein und konnte während der anschließenden Lagerung nicht mehr

vollständig entweichen. Die Temperaturen, bei denen die Proben lagerten, hatten dabei großen Einfluß auf das Ausmaß der Verdunstung von Aralux.

Der Einfluß von Aralux auf die mechanischen Eigenschaften der Proben konnte nur anhand von Punktlastversuchen untersucht werden, da bei dieser Versuchsart ein vorangehendes Schleifen unterbleiben konnte und daher Proben gezielt mit und ohne Kontakt zu Aralux verwendet werden konnten. Aus diesen Untersuchungen wurde eine Reduktion des Punktlastindex um ca. 10% bei den mit Aralux gesättigten Proben ermittelt.

Einaxiale Druckversuche, die an Proben mit unterschiedlich großen Araluxgehalten gefahren wurden, zeigten hingegen keine signifikanten Unterschiede. Der Einfluß der exakten Menge des Aralux scheint daher zweitrangig zu sein. Da nach Coquard & Boistelle (1994) der Einfluß nicht-polarer Flüssigkeiten, zu denen Aralux zählt, auf Härte und Festigkeit von Gips zu vernachlässigen ist, scheint die Wirkung dieses Öls eine indirekte zu sein, indem es Poren verschließt und damit das Austrocknen der Probe, d. h. die Reduktion des Porenwassergehalts, behindert. Dieser Effekt von Aralux macht die quantitativen Angaben über die Festigkeitsparameter der ungeschliffenen Scherproben noch unsicherer.

Am Rande erwähnt werden sollen hier die Erfahrungen, die bei Punktlastversuchen an unterschiedlich großen Gipskörpern gemacht wurden. Die Korrekturen, die von der ISRM (1985) oder von Greminger (1982) vorgeschlagen wurden, um Größeneffekte auszugleichen, scheinen für Gipsproben weniger geeignet zu sein als für Gestein. Die auf diese Weise korrigierten Punktlastindizes I_{S50} sind nämlich bei Gipsproben um so größer, je größer der eigentliche Probendurchmesser ist. D. h. der tatsächliche Größeneinfluß wird durch diese Korrekturen überschätzt. Um diesem Phänomen nicht weiter nachgehen zu müssen, wurden im weiteren Verlauf der Untersuchungen alle Punktlastversuche an Proben eines bestimmten Durchmessers ($\varnothing 41,2$ mm) durchgeführt. Die anschließend mittels der von Greminger (1982) vorgeschlagenen Korrektur berechneten I_{S50} waren daher untereinander vergleichbar.

Anhang B (zu Kap. 4.4): Herstellung der Scherproben und ihrer Risse

Die Proben, an denen die direkten Scherversuche an nicht-durchgehenden Trennflächen durchgeführt werden sollten, wurden aus Hartformgips sowie Kalkstein hergestellt (s. o.). Die scheibenförmigen Scherproben mit einer Länge von 250 mm und einer Höhe von 150 mm (Abb. B.1) konnten auf einfache Weise in die Scherkästen der neu entwickelten Schermaschine eingebaut werden. Dabei waren die Risse, aus denen die Trennflächen zusammengesetzt waren, entlang der durch die Scherapparatur vorgegebenen Scherfläche, d. h. in der Mitte der Probenhöhe, angeordnet.

Die Dicke der Proben aus Hartformgips sollte möglichst breit sein, um eine zweidimensionale Beanspruchung mit einer möglichst geringen Beeinflussung durch die freien Seitenränder zu gewährleisten. Es wurde die maximal mögliche aus der Scherkastenbreite resultierende Mächtigkeit von ca. 50 mm gewählt. Bei festeren Gesteinen kann bei dieser Breite die maximal zulässige Belastung der Schermaschine erreicht werden, weshalb sich die vorgegebene Dicke der Kalksteinplatten von ca. 31 mm als günstig erwies.

Für die Herstellung der Gipsproben wurde eine entsprechende Schalung (Abb. B.2) verwendet, in der liegende Proben erstellt werden konnten, deren vier Seiten die entsprechend hohen Anforderungen an die Ebenmäßigkeit und Winkel-

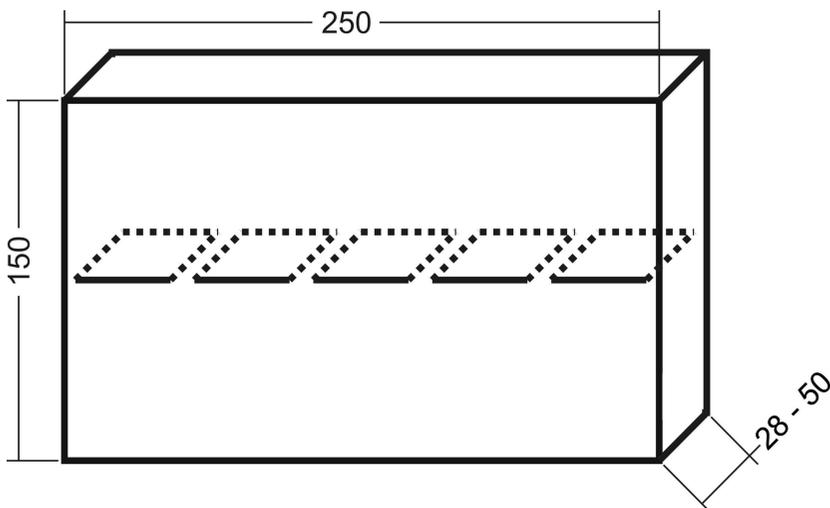


Abb. B.1: Abmessungen der Scherproben in mm

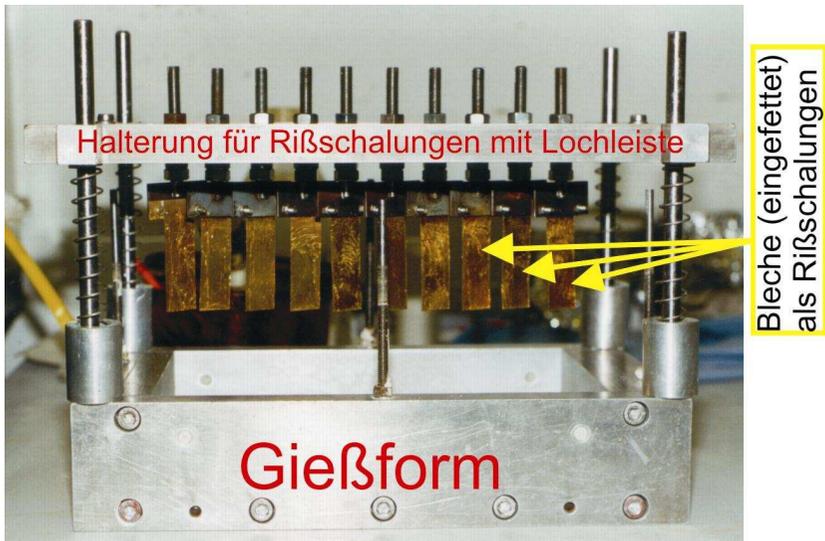


Abb. B.2: Ansicht der Gießform

haltigkeit der Belastungsflächen erfüllt. Durch die Schalungsart unterschieden sich die Seitenflächen der fertigen Proben. Die Seite, die gegen die Basisplatte der Schalung gegossen wurde, hatte eine entsprechend hohe Oberflächenqualität, während die Gegenseite nach dem Gießen nur glatt abgestrichen wurde, so daß die resultierende Oberfläche nicht ganz eben war. Dieser Qualitätsverlust schien ursprünglich einen zu vernachlässigenden Einfluß auf das mechanische Verhalten der Proben zu haben, so daß es nicht für notwendig erachtet wurde, die Proben von unten gegen eine Abdeckung zu gießen bzw. die erhärteten Proben nachzubearbeiten. Die einfache Schalungsform erleichterte die flexible Herstellung von Rissen.

Später wurden Indizien dafür gefunden, daß das Absetzverhalten von flüssigem Gips auch bei der verwendeten Gipsmischung meßbare Auswirkungen zur Folge hat (s. Anhang A). Hierin kann eine mögliche Ursache dafür gesehen werden, daß bei manchen Scherversuchen die Rißbildungen auf beiden Seiten der Scherproben leichte Unterschiede aufwiesen.

Die Herstellung der Risse erfolgte mit Hilfe einer einstellbaren Vorrichtung, die aus einem festen Rahmen und einer mittigen Lochleiste bestand (Abb. B.2 und Abb. B.3). In dieser Lochleiste konnten mehrere Halterungen befestigt, verschoben und ausgerichtet werden. An diesen Halterungen waren dünne Kupferbleche

Lochleiste mit Halterungen für Rißschalungen

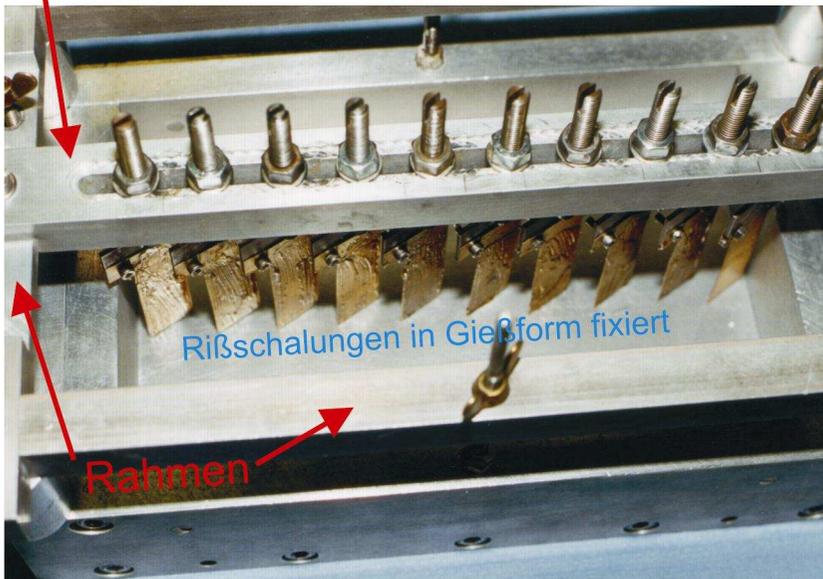


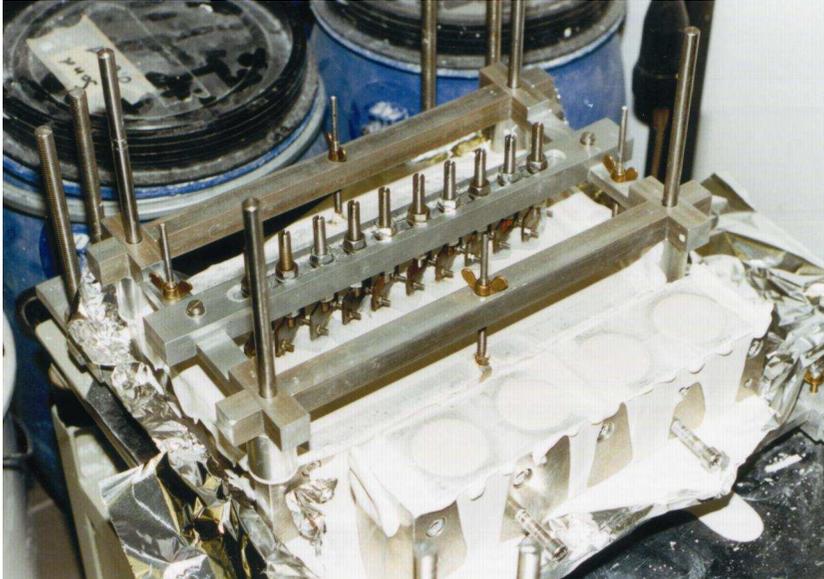
Abb. B.3: Gießform mit eingebrachten Blechen (hier Gießform ohne Gipsfüllung)

befestigt. Diese sollten als Aussparungskörper zur Herstellung der Risse in den flüssigen Gips gesteckt werden. Dazu konnte die beschriebene Einrichtung als Ganzes an Führungsstangen nach unten gedrückt und in der untersten Stellung fixiert werden (Abb. B.3). In dieser Lage reichten die Bleche bis (fast) zum Boden der Gießform und konnten ohne weitere Bewegungen während des Erhärtungsprozesses des Gipses an Ort und Stelle bleiben.

Durch die Einrichtung war es möglich, ohne großen Aufwand die Blech- bzw. Rißkonfigurationen zu verändern und so Trennflächen mit verschiedenen Geometrien herzustellen. Die Toleranzen der geplanten Rißgeometrien betragen bezüglich der Rißwinkel i. d. R. weniger als $\pm 1^\circ$, bezüglich der Lage maximal 1 bis 2 mm.

Die Herstellung der Gipsproben folgte einem starren Schema (Tab. B.1). Zu vorgegebenen Zeitpunkten, die sich als günstig erwiesen hatten, wurden die einzelnen Bearbeitungsschritte eingeleitet.

Zeitpunkt	Bearbeitungsschritt
Vorbereitungsphase	Einsprühen aller mit Gips in Berührung kommender Teile der Gießformen mit Gleitlack sowie Aushärtenlassen über Nacht; Zusammenbau der Gießformen; Vorbereitung der Blechkonfigurationen
0 min	Einstreuen von Gips in Wasser, Sumpfenlassen
1 min	Beginn des Mischprozesses in einem Labormixer
2 min	Ende des Mischprozesses
bis 3 min	Gießen des flüssigen Gipses in die Gießformen für die Scherprobe und für vier zylindrische Probekörper
anschließend	Abziehen der freien Oberflächen
anschließend 1 min lang	dynamische Anregung auf einem Rütteltisch, um Luftblasen auszutreiben.
anschließend	erneutes Abziehen der Oberfläche
nach ca. 7 min	Einbringen der Bleche in den immer noch flüssigen Gips
nach 20 min oder nach dem vollständigem Erhärten des Gipses (s. u.)	Herausziehen der Bleche
nach dem vollständigem Erhärten	Ausbau der Proben aus den Gießformen
anschließend für mindestens 7 Tage	Lagerung der Proben in einem Klimaschrank bei +45°C und ca. 30% relativer Luftfeuchtigkeit
1 bis 2 h vor dem Versuch	Auskühlenlassen der Proben, ggf. Feilen von Fasen an den Probenkanten



**Abb. B.4: Gegossene Scherprobe auf dem Rütteltisch.
Im Vordergrund Gießform für zylindrische Probekörper**

Frisch gegossene Probekörper (Scherprobe sowie zylindrische Vergleichsproben) auf dem Rütteltisch zeigt Abb. B.4.

Die zylindrischen Probekörper wurden ebenfalls bei $+45^{\circ}\text{C}$ im Ofen gelagert. Sie wurden mit ihrem Herstellungsdatum beschriftet.

Vor Durchführung der einaxialen oder dreiaxialen Druckversuche wurden ihre Kopfenden abgeschliffen, wobei die Proben mit dem Schleifmittel Aralux in Kontakt kamen (s. a. Anhang A). Bis zur vollständigen Trocknung wurde danach die Ofenlagerung bis wenige Stunden vor der Ansetzung der Versuche fortgesetzt.

Die Standardversuche an den zylindrischen Proben waren vorgesehen, um die Qualität der Gipskörper, etwaige Variationen durch unterschiedliche Materiallieferungen bzw. infolge des Lagerungsprozesses zu überprüfen. Im Laufe der Untersuchungen erwies es sich als ausreichend, die Dichte der Probekörper zu messen bzw. Punktlastversuche durchzuführen, so daß später aufwendige Druckversuche unterbleiben konnten. Es zeigte sich, daß die Qualität der Proben generell ausreichend konstant war. Leichte Variationen wurden zwischen Proben festgestellt, die

aus unterschiedlichen Ausgangsmaterialien, d. h. aus anderen Gipssäcken, hergestellt wurden.

Die Vergleichsversuche sind Grundlage für die im Kap. 4.3 angegebenen Werte der mechanischen Eigenschaften der Gipsproben.

Die Herstellung der Risse erfolgte auf drei verschiedene Weisen. Zum einen wurden größtenteils verheilte Risse hergestellt, indem mit Teflon eingesprühte und in den flüssigen Gips getauchte Bleche ca. 20 min nach Beginn des Mischprozesses, d. h. während des Versteifens des Gipses, wieder herausgezogen wurden. Der zähe Gips konnte dann zum Teil in den frei werdenden Raum einfließen und den Riß wieder schließen. Dabei schlossen sich die Risse jedoch ungleichmäßig, da durch den hydrostatischen Flüssigkeitsdruck das Schließen und Verheilen auf der unten liegenden Seite fast vollständig erfolgte, während die Risse auf der oberen Seite meist offen blieben. Günstigere Zeitpunkte, um die Bleche herauszuziehen, wurden nicht gefunden, denn ließ man diese länger in dem erhärtenden Gips, konnte man sie entweder gar nicht oder nur so herausziehen, daß der um die Bleche befindliche Gips gestört wurde. Wenn die Bleche zu früh herausgezogen wurden, verheilten die Risse vollständig, so daß an ihrer Stelle die Probe kaum verringerte Festigkeiten aufgewiesen hätte.

Selbst bei der beschriebenen üblichen Herstellung (Herausziehen nach 20 min) erfolgte die Verheilung der Risse so weitgehend, daß die Risse oft nicht mechanisch wirksam wurden. Außerdem schien von Probe zu Probe der Grad der Verheilung variabel zu sein.

Da es also weder gelungen war, auf diese Weise geschlossene, aber nicht verheilte Risse herzustellen noch deren mechanische Eigenschaften ausreichend zu bestimmen, wurde im folgenden darauf verzichtet, weitere Technologien auszuprobieren, um geschlossene Risse zu erzeugen. Im Rahmen dieser Arbeit konnte aus Zeitgründen dieses Projekt nicht mehr aufgegriffen werden, obwohl sich im Laufe der Untersuchungen ergab, daß die Öffnung der Risse von großem Einfluß auf das Scherverhalten diskontinuierlicher Trennflächen ist.

Offene Risse wurden hergestellt, indem die Bleche, bevor sie in den flüssigen Gips getaucht wurden, dick mit Fett bestrichen wurden. Das Fett sorgte dafür, daß es keinen Kontakt zwischen erhärtetem Gips und den Blechen gab und diese aus der ausgehärteten Probe gezogen werden konnten. Dabei blieb Fett auf den Riß-

flächen zurück. Da Fett sehr geringe Reibungseigenschaften hat, folgte daraus, daß die Gleitreibung auf solchen Rissen entsprechend geringer als zwischen sauberen Gipsflächen sein mußte. Die genauen Reibungseigenschaften solcher Risse konnten jedoch nicht ermittelt werden, da das Fett nicht immer vollflächig wirksam war und da Scherversuche an durchgehenden, dick eingefetteten ebenen Trennflächen ergaben, daß die Reibungseigenschaften von Fett nicht konstant sind, sondern ihre Scherfestigkeit mit der Scherverschiebung stark abnimmt ($\varphi_{\min} \approx 4^\circ$).

Auf die beschriebene Weise produzierte Proben können jedoch qualitativ darüber Aufschluß geben, wie eine scherfestigkeitsmindernde Füllung einzelner begrenzter Klüfte den Scherwiderstand einer neu entstehenden durchgehenden Scherfläche beeinflusst.

Ein weiteres Verfahren der Rißherstellung stellte sich als geeignet heraus, offene Risse zu erzeugen, deren Oberflächen sauber waren und deren Schereigenschaften durch Versuche an durchgehenden ebenen und glatten Gipsflächen bestimmt werden konnten. Dazu wurden die Bleche wiederum dick mit Fett bestrichen. Um den Kontakt zwischen Gips und Fett zu verhindern, wurden die eingefetteten Bleche nun allerdings mit einer dünnen Folie umwickelt. Daraufhin konnte der Gips um die Bleche bzw. die Folien herum erhärten. Wegen der verringerten Reibung infolge des Fettes konnten anschließend die Bleche aus dem erhärteten Gips sowie den Folien herausgezogen werden. Dadurch wurde Platz geschaffen, um die Folien mit dem an ihrer Innenseite haftenden Fett aus den Schlitzen der Gipsproben zu ziehen.

Die zunächst verwendete Alufolie erwies sich als ungünstig, da sie leicht riß und daher nur unvollständig aus den Rissen herausgezogen werden konnte. Günstiger verhielt sich eine dünne Kunststoffolie (Frischhaltefolie), die bei sorgfältiger Handhabung ohne zu reißen entfernt werden konnte.

Mit dem beschriebenen Verfahren wurden saubere Gipsoberflächen erzeugt. Etwaige Fettspuren an den Rißenden oder Folienreste dürften keinen Einfluß auf die mechanischen Eigenschaften der Risse haben. Aufgrund der Dicke der Einlagen aus Blech, Fett und Folie liegt die Soll-Öffnungsweite der Risse bei 0,4 mm. Mit einer Rißlehre wurden zudem vor jedem Versuch die aktuellen Rißöffnungsweiten kontrolliert. Je nach Versuch wurden Öffnungsweiten von 0,2 bis 0,4 mm (örtlich ggf. noch größer) gemessen.

Eine zunächst unterschätzte geometrische Besonderheit soll hier zusätzlich erwähnt werden. Die Lage der in der Gießform fixierten Bleche war so, daß diese auf ihrer Unterseite „fast“ auf der Basisplatte aufstanden. Auf diese Art und Weise konnte jedoch nicht verhindert werden, daß flüssiger Gips teilweise unter die Blechspitzen gelangte. Die fertigen Proben besaßen folglich auf der Rückseite z. T. „verheilte“ Risse. Da diese Verbindungsschicht eine Dicke von weit weniger als einem Millimeter besaß, wurde angenommen, daß daraus keine nennenswerte Beeinflussung des Scherverhaltens erwachse. Es stellte sich heraus, daß die Größe der Scherbeanspruchung beim Bruch, bei dem außer den Gesteinsbrücken natürlich auch diese „Verbindungen“ versagten, tatsächlich nicht von diesen Gipsstreifen beeinflusst wurde. Es gibt aber Anhaltspunkte dafür, daß das Schließen der Anfangsrisse und das z. T. durch Rollen von Gesteinsbruchstücken geprägte Scherverhalten in der zweiten Scherphase (s. Kap. 5.1) durch die Relikte dieses Gipsstreifens beeinträchtigt worden sein könnten. Dieser Verdacht konnte zwar nicht sicher belegt werden, aber um weitere Beeinflussungen ausschließen zu können, wurden später (ab Januar 2001) die Proben entsprechend nachbehandelt, so daß die resultierenden Risse die ganze Probenbreite durchliefen.

Eine weitere Methode zur Herstellung der Rißkonfigurationen war das Aussägen. Dieses Verfahren wurde insbesondere bei den Kalksteinproben angewendet, zu Vergleichszwecken auch bei zwei ausgehärteten Gipsproben. Zuerst wurden für jeden Riß Bohrlöcher gebohrt (meist in der Mitte des Risses), durch die Sägeblätter gesteckt werden konnten. Von den Bohrlöchern aus wurden die Risse manuell gesägt. Nachdem es sich dabei als unzuweckmäßig erwiesen hatte, dünne Laubsägeblätter zu verwenden, wurden die meisten Risse mit dicken Fliesen- bzw. Gesteinssägeblättern hergestellt, so daß Rißöffnungsweiten von 2,5 bis 3,0 mm resultierten.

Als ein weiterer wichtiger Gesichtspunkt stellte es sich heraus, daß während des Bohrens der Löcher durch den festen Kalkstein infolge Hitzebildung und/oder Dauerbelastung das umgebende Gestein so tiefgreifend vorgeschädigt werden konnte, daß die spätere Rißbildung bevorzugt von den Bohrlöchern ausging. Bei später hergestellten Proben wurde der Bohrprozeß schonender durchgeführt.

Die Kalksteinproben waren vor der Bearbeitung auf Maß gesägt und ihre Kanten anschließend geschliffen worden, so daß vier aufeinander senkrecht stehende Flächen geschaffen wurden.

Anhang C (zu Kap. 4.5): Übersicht über Scherversuche

Es wurden insgesamt 131 direkte Scherversuche an Gips- oder Kalksteinproben durchgeführt. Diese Versuche können in Gruppen zusammengefaßt werden, die sich jeweils der Erforschung eines bestimmten Einflußparameters widmen. Eine Übersicht über die zu speziellen Untersuchungszielen durchgeführten Versuche erfolgt in Tab. C.1 bis Tab. C.5 in matrizieller Form.

Einige Versuche werden dabei zum Vergleich in verschiedenen Tabellen aufgeführt. Sofern sie schon in vorangegangenen Tabellen verzeichnet sind, werden sie in den weiteren Tabellen schraffiert hervorgehoben.

Die Namen der Versuche ergaben sich aus einer Idealisierung des Herstellungsdatums der Proben. Ein Name besteht aus den Tages- und Monatsdaten, gefolgt von einem „_“ bei Proben, die im Jahr 2000 hergestellt wurden, bzw. einem „o“ bei Proben aus dem Jahr 2001. Der letzte Buchstabe ist ein „a“, „b“ oder ein weiterer Buchstabe des Alphabets und gibt an, ob es sich um den ersten, zweiten oder ggf. weiteren Versuch handelt, der an dieser Probe durchgeführt wurde. Falls mehrere Versuche an einer Probe durchgeführt wurden, handelte es sich bei den ersten meist um rasch beendete irreguläre Versuche.

Die Kalksteinproben wurden in der Reihenfolge ihrer Herstellung durchnummeriert.

Die Herstellung, Lagerung jeder Probe, zugehörige Versuchsparameter sowie erwähnenswerte während der Versuche beobachtete Merkmale wurden in Formblättern verzeichnet (z. B. Tab. C.6). Eine Übersicht über alle Proben, die viele dieser Aufzeichnungen umfaßt, ist in Tab. C.7 beigefügt.

Hartformgipsproben mit n=5; l=40 mm; e=50mm; CNL												
σ [MPa]	i											
	-75°	-60°	-45°	-30°	-15°	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
0,125				2004 a								
0,25				2704 a		0404 a						
0,5				0205 a		0704 x			2003 a			
						3005 a		1109 a				
								1807 a				
1,0				1804 a		1703 a		1004 a				
				2006 a	1005 b	0109 a		1605 x	1606 a	0307 b		
	0612 a	3008 b		2607 a	2408 b	0410 a	1408 a	10010a		0607 a		
							3110 a	2311 a/ b				
							0210 a	15010a	2809 a			
2,0				1304 a		09050a		1204 a				
				0609 a		0706 a		1209 a	0906 a			
					1912 a		08010a	1407 a				
3,0				2906 a	0405 x		0409 a	1805 ax				
					1205 a							
						2208 b	1512 a	1708 a	04040a		2808 a	

Legende der Herstellungsart (nach Farben):

verheilt	mit Fett	mit (Alu-)Folie	mit (Kunststoff-) Folie	gesägt	andere
----------	----------	-----------------	-------------------------	--------	--------

Tab. C.1: Versuche zur Untersuchung der Einflüsse des Rißwinkels i, der Normalspannung σ sowie der Rißart

Hartformgipsproben mit n=5; l=40 mm; e=50 mm; CNS						
σ [MPa]	k* [MPa/mm]	i				
		-30°	0°	15°	30°	45°
1,0	0	1005 b	0410 a	1408 a	1805 x	1606 a
		2607 a	0109 a	15010a	10010a	
1,0	0,1	1409 a	4/6 07020a		1309 a	
	0,5				10040a	
	1			14050a	1807 b	0510 a
3,0	0	1205 a	1512 a		1805 ax	
3,0	1		0409 a		1207 a	
					1509 a	

Legende der Herstellungsart (nach Farben):

mit Fett	mit (Alu-) Folie	mit (Kunststoff-) Folie	andere
----------	------------------	-------------------------	--------

Tab. C.2: Versuche zur Untersuchung des Einflusses der Versuchssteuerung bzw. der Normalsteifigkeit k*

Hartformgipsproben mit l=40 mm; CNL bzw. mit $\kappa=1$								
n / e	σ	i						
		-15°	0°	15°	30°	45°	60°	
$\kappa=1$	0,1		1003_a					
	0,5		2405_a					
	1,0		0601_b					
			2709_a	2909_a				
	2,0		2109_b					
			0702_b					
3,0		2205_a						
3 / 10	1,0		0903_a					
3 / 8	1,0		0803_a					
4 / 6	1,0		2002oa					
	3,0		1210_a					
5 / 5	0,5		0502oa					
	1,0		3005_a		1109_a			
			0109_a			1605_x	1606_a	0307_b
	2,0		2408_b	0410_a	1408_a	1001oa		1212_a
				0706_a		1007_a	0906_a	
	3,0					1209_a		
					1407_a			
					2007_b			
		2208_b	0409_a	1708_a	1805_ax			
6 / 4	1,0	1810_a		1910_a	1705oa		2302oa	
	3,0			0603oa				
7/3,5	1,0				2305oa			
	3,0			2201oa	2010_b	3001ob		
8 / 3	1,0			2401oa	2410_a			
10 / 2,5	1,0				0803oa	2610_a		
12 / 2	1,0					1303oa		
	1,0					1503oa		

Legende der Herstellungsart (nach Farben):

verheilt	mit Fett	mit (Alu-)Folie	mit (Kunststoff-) Folie
----------	----------	-----------------	-------------------------

Tab. C.3: Versuche zur Untersuchung des Einflusses der Rißdichte (l / e) bzw. des Grades der Durchtrennung

Hartformgipsproben mit l=20 mm; CNL															
n / e	σ	i													
		-30°	-30°	0°	0°	30°	30°	45°	45°	60°	60°	75°	75°	90°	90°
6 / 4	1,0			2002oa	0711 a										
	3,0			2103oa											
10 / 2,5	1,0	2607 a	2703oa			0911 a		3105oa		1411 a	0512 a	2004oa	2811 a	1204oa	
	2,0				2007 b	2804oa									
	3,0					2903oa		0606oa							
+30°, 0° + -30° 0705oa															

Legende der Herstellungsart (nach Farben):

mit (Alu-)Folie	mit (Kunststoff-) Folie
-----------------	-------------------------

Tab. C.4: Versuche zur Untersuchung des Einflusses der Rißlänge l bzw. des Rißmaßstabes (bei konstantem l / e)

Kalksteinproben mit n=5; l=40 mm; e=50 mm; CNL					
σ	i				
	-15°	0°	15°	30°	45°
2,0				Sol_1	
	KSt12a	KSt_8b	KSt_7b	KSt_2	KSt10a
4,0				KSt_9a	
Kalksteinproben mit n=4; l=40 mm; e=60 mm; CNL					
				4/6 KSt11a	
Kalksteinproben mit n=5; l=40 mm; e=50 mm; CNS (k=25 kN/mm)					
σ_0 ca. 2 MPa		KSt_5	KSt_4	n / e = 6 / 4	
					KSt_6
Kalksteinproben mit n=4; l=40 mm; e=60 mm; CNS (k=25 kN/mm)					
σ_0 ca. 2 MPa			4/6 KSt13a	4/6 KSt14a	
$\kappa=1$		KSt_3			

Tab. C.5: Versuche zur Untersuchung des Einflusses des Materials Kalkstein

Probencharakteristika

Probenname: 04040A		Bearbeiter: Adina Gschik		Mischungsverhältnis: 1,7:7		Gießdatum: 04.06.07					
Mischbeginn [Uhrzeit]	Mixer ein [Zeit [min] nach Mischbeginn]	Mixer aus [Zeit [min] nach Mischbeginn]	Ende Gießen [Zeit [min] nach Mischbeginn]	Dauer des Rüttelns [min]	Einbringen der Bleche [Zeit [min] nach Mischbeginn]	Entfernen der Bleche [Zeit [min] nach Mischbeginn]	Probenausbau [Datum], [Uhrzeit]	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Volumen [cm³]
16:18	1	2	3	1	6:30	→ 8:00, 10:30	28.06.00, 10:30	249,3	150,3	50,7	1877,2
Gewicht nach Ausbau [g]	Dichte nach Ausbau [g/cm³]	Beginn der (Ofen)Trocknung [Datum], [Uhrzeit]	Trocknungsklima [°C, rel. Luftf.]	Ende der (Ofen)Trocknung [Datum], [Uhrzeit]	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Volumen [cm³]	Gewicht nach Trocknung [g]	Dichte [g/cm³]	
3235,6	1,724		43°	09:30, 1	249,2	150,2	50,7	1875,2	2840,2	1,515	
Anordnung der Bleche [s. Legende]	Anzahl [-]	Rißlänge [mm]	Blechedicke [mm]	Rißöffnung/-typ [mm]	Rißneigung [°]	Rißabstand [mm]	Brückenlänge [mm]	Brückenneigung [°]	v [mm/min]		
4	5	40	0,3	0,3-0,4 0,3-0,35	30°	50	25,22	82,5	0,04, 1,0 2,0		
Datum des Versuchs [Datum], [Uhrzeit]	Normalkraft [kN]	Scherfläche [cm²]	Normalspannung [N/mm² = 10 kN/cm²]	Versuchsart [s. Legende]							
9.5.01.8:50	31,5, 34,3, 25,1 18,8, 14,6, 2	124,8	300 etc.	α							

1 Risslaufverlauf

Tab. C.6: Formblatt mit Angaben zu den Merkmalen einer Scherprobe bzw. eines Scherversuches

Versuchsübersicht													Normal- flächige spannung [MPa]	Schwefel- flächige kraft [kN]	Normi- flächige kraft [kN]	Brücken- Länge [mm]	BIS		Brücken		Versuchs- art [s. Lit.]	Bemerkungen
Versuchs- name	Gide- datum	Versuchs- datum	Mischungs- verhältnis GW	Dichte [g/cm ³]	Schulze [ja/nein] [s. Legende]	Bleche Anordnung [s. Legende]	Anzahl	Länge [mm]	Dicke [mm]	Öffnung/[mm]	Negierung	Abstand [mm]					Lage	Negierung	Abstand [mm]			
0601_a	06.01.2006	07.02.2000	2:7:1	?	nein	a	1	247,3	0,5	geöffnet	/	/	/	/	/	116,9	1,07 etc.	a				
0601_b	06.01.2006	24.02.2000	2:7:1	?	nein	a	1	247,3	0,5	geöffnet (20 mm)	/	/	/	/	/	116,9	1,07 etc.	a				
2401_	24.01.2000	/	2:7:1	[1,648]	nein	a	1	250	0,5	wider verhält (15 mm)	/	/	/	/	/				Probe defizientiert, Zerstörung bei Lagerung			
2501_	25.01.2000	/	2:7:1	[1,636]	nein	a	1	247,3	0,5	wider verhält (15 mm)	/	/	/	/	/				Probe defizientiert, Zerstörung bei Lagerung			
2701_a	27.01.2000	08.03.2000	2:7:1	1,280	ja	a	1	249	0,5	wider verhält (16 mm)	/	/	/	/	/	26	2,18	a	Bruch bei T=0; N=26 kN, Probe defizientiert			
3101_	31.01.2000	/	2:7:1	[1,648]	nein	a	1	247,3	0,5	wider verhält (15 mm)	/	/	/	/	/				Probe defizientiert, Zerstörung bei Lagerung			
0702_a	07.02.2000	29.02.2000	2:7:1	1,480 (?)	ja	a	1	247,3	0,5	wider verhält (15 mm)	/	/	/	/	/	25	2,0	a	Abbruch durch zu kleines Fehlernagel			
0702_b	07.02.2000	29.02.2000	2:7:1	1,480 (?)	ja	a	1	247,3	0,5	wider verhält (15 mm)	/	/	/	/	/	124,8 etc.	2,0 etc.	a	Probe defizientiert			
1102_	11.02.2000	/	2:7:1	[1,628]	nein	a	3	40,05	0,3	2 f. geschoben (20 mm)	/	/	/	/	/				Probe defizientiert, Zerstörung bei Lagerung			
0103_	01.03.2000	13.04.2000	2:7:1	[1,725]	nein	keine	/	/	/	/	/	/	/	/	/	121,7	0,82 etc.		Eich			
0803_a	08.03.2000	16.03.2000	2:7:1	1,528	nein	a	3	40,05	0,3	wider verhält (15 mm)	/	/	/	/	/	118,2	1,06 etc.	a				
0903_a	09.03.2000	14.04.2000	2:7:1	1,517	nein	a	1	247,3	0,5	wider verhält (15 mm)	/	/	/	/	/	124,0	3,03 etc.	a				
1003_a	10.03.2000	27.04.2000	2:7:1	1,512	ja	a	1	247,3	0,5	wider verhält (15 mm)	/	/	/	/	/	122,2	0,12 etc.	a	vermutliche Nachschubgewichte zu hoch, Zerstörung durch zu hohe Verformung			
1703_a	17.03.2000	13.04.2000	2:7:1	1,513	nein	a	5	40,05	0,3	wider verhält (15 mm)	/	/	/	/	/	125,6	1,00 etc.	a	Probe aus Baum für Scherversuch, Kornwert höher als in Fibersand			
2003_a	20.03.2000	27.04.2000	2:7:1	1,507	nein	b	5	40,05	0,3	wider verhält (15 mm)	45	50	50	9,95	0,0	35,67	97,6	a	variable Breitenvergr. Bäume aufgrund zu Anlagenspann			
0404_a	04.04.2000	02.05.2000	2:7:1	1,508	nein	a	5	40,05	0,3	wider verhält (15 mm)	0	50	50	9,95	0,0	3,3	123,4	0,27	a	MKD20 für unbeabsichtigte Kornst		
0704_a	07.04.2000	04.05.2000	2:7:1	1,517	nein	a	5	40,05	0,3	wider verhält (15 mm)	0	50	50	9,95	0,0	6,4	125,4	0,51	a			
0704_b	07.04.2000	04.05.2000	2:7:1	1,517	nein	a	5	40,05	0,3	wider verhält (15 mm)	0	50	50	9,95	0,0	6,2	125,4	0,50	a	Schiefstellung der Probe, beimtägliche Dilatation		
0704_c	07.04.2000	04.05.2000	2:7:1	1,517	nein	a	5	40,05	0,3	wider verhält (15 mm)	0	50	50	9,95	0,0	6,2, 23,6	125,4	0,50; 1,89	a	war keine Siebteilung bei MKD20 aufgrund zu hoher Kornst (Versuchsbau)		
0704_d	07.04.2000	04.05.2000	2:7:1	1,517	nein	a	5	40,05	0,3	schon mäßig aufgedehnt	0	50	50	9,95	0,0	19,3; 23,6; 12,6; 13,3; 12,4	125,4	0,49 etc.	a	Scherversuch an der Kornst		
1004_a	10.04.2000	05.05.2000	2:7:1	1,516	nein	b	5	40,05	0,3	wider verhält (15 mm)	30	50	50	25,21	82,6		128,0	0,98 etc.	a	gehobter Probe nach Buchempfehle Kornst sollte größer sein		
1204_a	12.04.2000	30.05.2000	2:7:1	1,516 (1,533)	nein	b	5	40,05	0,3	wider verhält (15 mm)	30	50	50	25,21	82,6		121,2	2,07 etc.	a			
1304_a	13.04.2000	30.05.2000	2:7:1	1,534 (1,499)	nein	c	5	40,05	0,3	wider verhält (15,5 mm)	-30	50	50	25,21	-82,6		122,2	2,07 etc.	a			
1804_a	18.04.2000	29.05.2000	2:7:1	1,506	nein	c	5	40,05	0,3	wider verhält (15,5 mm)	-30	50	50	25,21	-82,6		126,2	1,00 etc.	a	reiner Gips		

Tab. C.7a: Übersicht über Scherproben bzw. Scherversuche

Versuchsname	Gießdatum	Versuchsdatum	Mischungsverhältnis G:W	Dichte [g/cm³]	Schulte (ja/nein)	Bleiche Anzeichnung (s. Legende)	Anzahl	Länge [mm]	Dicke [mm]	Riß Öffnung [µm]	Riß Neigung [°]	Abstand [mm]	Brücken Länge [mm]	Neigung [°]	Normalkraft [kN]	Scherfläche [cm²]	Normalspannung [MPa]	Versuchsart (s. Leg.)	Bemerkungen
2004_a	20.04.2000	26.04.2000	2,7:1	1,513	nein	c	5	40,05	0,3	gebogen	-30	50	25,21	-82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	125,6	0,1,3 etc.	a	Versuch so früh durchgeführt, um Bleiche weiterzubekommen
2704_a	27.04.2000	31.05.2000	2,7:1	1,505	nein	c	5	40,05	0,3	wieder verholzt (15 mm)	-30	50	25,21	-82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	124,0	0,26 etc.	a	
0205_a	02.05.2000	05.06.2000	2,7:1	1,507	nein	b	5	40,05	0,3	Frachtwagen beschleunigt (7°), Bleiche eingeleitet (20 mm)	-30	50	25,21	-82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	123,7	0,53 etc.	a	
0405_a	04.05.2000	06.06.2000	2,7:1	1,507	nein	c	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (15 mm) Bleiche	-30	50	25,21	-82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	124,9	3,01	a	Proben wurden mit 2,5 Sekunden Verzögerung an den Bleichstich angeschlossen, die den Bleichstich nicht schlossen und nicht angeschlossen wurden. Versuche wurden mit 2,5 Sekunden Verzögerung durchgeführt. Versuch wurde mit 2,5 Sekunden Verzögerung durchgeführt.
0405_b	04.05.2000	06.06.2000	2,7:1	1,507	nein	c	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (15 mm) Bleiche	-30	50	25,21	-82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	124,9	3,00 etc.	a	Probe wurde zerkratzt, um Bleiche zu befreien
0805_	08.05.2000	/	2,7:1	II	nein	c	5	40,05	0,3	140 mm Bleiche	-30	50	25,21	-82,6					
1005_a	10.05.2000	07.06.2000	2,7:1	1,502	nein	c	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (10 mm) Bleiche	-30	50	25,21	-82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	126,3			Probe beim Einbau getrocknet. KAMD30 für selbsttätig zurück
1005_b	10.05.2000	07.06.2000	2,7:1	1,502	nein	c	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (10 mm) Bleiche	-30	50	25,21	-82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	126,3	1,00 etc.	a	Probe wurde trocken gelagert. Versuch wurde mit 2,5 Sekunden Verzögerung durchgeführt.
1205_a	12.05.2000	08.06.2000	2,7:1	1,506	nein	c	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (10 mm) Bleiche	-30	50	25,21	-82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	125,2	3,00 etc.	a	
1605_a	16.05.2000	19.06.2000	2,7:1	1,502	nein	b	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (10 mm) Bleiche geprüft (Länge 1,2 m) im 2. T.	30	50	25,21	82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	125,4	0,98 etc.	a	Versuch mit v=0,2 mm/min
1605_b	16.05.2000	19.06.2000	2,7:1	1,502	nein	b	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (10 mm) Bleiche geprüft (Länge 1,2 m) im 2. T.	30	50	25,21	82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	125,4	1,05 - 1,37	a	Versuch 1605_a wurde bei v=2 mm/min weitergeführt
1805_a1	18.05.2000	20.06.2000	2,7:1	1,502	nein	b	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (10 mm) Bleiche geprüft (Länge 1,2 m) im 2. T.	30	50	25,21	82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	125,4	3,09 - 3,74	a	Versuch mit v=0,2 mm/min
1805_a2	18.05.2000	20.06.2000	2,7:1	1,502	nein	b	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (10 mm) Bleiche geprüft (Länge 1,2 m) im 2. T.	30	50	25,21	82,6	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	125,4	2,01 etc.	a	Fortführung von Versuch 1805_a mit v=2 mm/min
2205_a	22.05.2000	05.07.2000	2,7:1	1,495	nein	a	1	247,3	0,5	Bleiche eingeleitet (20 %)	0	/	/	/	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	125,1	2,01 etc.	a	Probentafeln getrennt, neue Probentafeln angebracht.
2405_a	24.05.2000	17.07.2000	2,7:1	1,489	nein	a	1	247,3	0,5	Bleiche eingeleitet (20 %)	0	/	/	/	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	123,7	0,54 etc.	a	Probe war beim Heizenfahren vorgeschoben worden.
3005_a	30.05.2000	06.07.2000	2,7:1	1,511	nein	a	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (20 %)	0	50	9,95	0,0	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	124,2	0,515 etc.	a	neuer Gips
0706_a	07.06.2000	26.06.2000	2,7:1	1,493	nein	a	5	40,05	0,3	Bleiche eingeleitet (20 %)	0	50	9,95	0,0	66,4 ± 0,3 kN 301,0 ± 1,1 N	125,9	2,02 etc.	a	

Tab. C.7b: Übersicht über Scherproben bzw. Scherversuche

Versuchsname	Gesb.-datum	Versuchsdatum	Mischungsverhältnis G:W	Dichte [g/cm³]	Schuhes [ja/nein]	Bleiche Anordnung s. Legende	Anzahl	Länge [mm]	Dicke [mm]	Riß Öffnung/Typ [mm]	Neigung [°]	Abstand [mm]	Brücken Länge [mm]	Neigung [°]	Normal-kraft [kN]	Scher-fähigkeit [kN]	Normal-spannung [MPa]	Versuchs-art [s. Leg.]	Bemerkungen
0906_a	09.06.2000	11.07.2000	2:7:1	1,505	nein	b	5	40,05	0,3	Stoche eingetastet (15 Topf)	45	50	35,67	97,6	124,4	2,03 etc.	a	Probe zum Einbau flüchtig	
1606_a	16.06.2000	14.09.2000	2:7:1	1,523	nein	b	5	40,05	0,3	Stoche eingetastet (15 Topf)	45	50	35,67	97,6	123,3	1,01 etc.	a	Probe zum Einbau flüchtig	
2006_a	20.06.2000	15.09.2000	2:7:1	1,512	nein	c	5	40,1	0,3	Stoche eingetastet (15 Topf)	-45	50	35,67	-97,6	122,9	1,02 etc.	a	Probe zum Einbau flüchtig	
2906_a	29.06.2000	18.09.2000	2:7:1	1,510	nein	c	5	40,1	0,3	Stoche eingetastet (15 Topf)	-45	50	35,67	-97,6	123,0	3,04 etc.	a	Probe zum Einbau flüchtig	
0307_a	03.07.2000	20.09.2000	2:7:1	1,515	nein	b	5	40,1	0,3	Stoche eingetastet (15 Topf)	60	50	45,86	109,2	125,4		a	Probe zum Einbau flüchtig	
0307_b	03.07.2000	20.09.2000	2:7:1	1,515	nein	b	5	40,1	0,3	Stoche eingetastet (15 Topf)	60	50	45,86	109,2	125,4		a	Probe zum Einbau flüchtig	
0607_a	06.07.2000	21.09.2000	2:7:1	1,502	nein	b	5	40,1	0,3+0,2	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (15 Topf)	60	50	45,86	109,2	125,4	0,39 etc.	a	Zwei großen Scherwegen	
1007_a	10.07.2000	19.09.2000	2:7:1	1,508	nein	b	5	40,1	0,3+0,1	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	30	50	25,20	82,7	125,4	1,00 etc.	a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
1207_a	12.07.2000	10.10.2000	2:7:1	1,502	nein	b	5	40,1	0,3+0,1	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	30	50	25,20	82,7	37,6	2,89	a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
1207_b	12.07.2000	10.10.2000	2:7:1	1,502	nein	b	5	40,1	0,3+0,1	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	30	50	25,20	82,7	125,6	2,98 etc.	a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
1407_a	14.07.2000	11.10.2000	2:7:1	1,504	nein	b	5	40,1	0,3+0,1	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	30	50	25,20	82,7	125,6	1,99 etc.	a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
1607_a	16.07.2000	15.07.2000	2:7:1	1,732	nein	b	5	40,1	0,3	Stoche nicht eingetastet, auch 15 Topf	30	50	25,20	82,7	6,25	125,1	0,5	Die Blöcke nicht eingetastet, sondern kamen, um sie aus der Probekammer heraus zu bringen.	
1807_b	18.07.2000	13.09.2000	2:7:1	1,492	nein	b	5	40,1	0,3	Stoche 100% in Probekammer, keine Verformung	30	50	25,20	82,7	12,5	1	Ni-19,6	Reibung in schwebender Probe	
2007_a	20.07.2000	13.10.2000	2:7:1	1,504	nein	b	5	40,1	0,3+0,1	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	30	50	25,20	82,7	125,8		a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
2007_b	20.07.2000	13.10.2000	2:7:1	1,504	nein	b	5	40,1	0,3+0,1	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	30	50	25,20	82,7	125,8	2,00 etc.	a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
2607_a	26.07.2000	12.10.2000	2:7:1	1,495	nein	b	5	40,1	0,3+0,1	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	-30	50	25,20	-82,7	123,4	1,01 etc.	a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
1408_a	14.08.2000	16.10.2000	2:7:1	1,492	nein	b	5	40,1	0,3+0,05(7)	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	15	50	15,32	57,7	123,4	1,02 etc.	a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
1708_a	17.08.2000	17.10.2000	2:7:1	1,487	nein	b	5	40,1	0,3+0,1(7)	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	15	50	15,32	57,7	122,6	3,07 etc.	a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
2208_a	22.08.2000	19.10.2000	2:7:1	1,496	nein	b	5	40,1	0,3+0,1(7)	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	-15	50	15,32	-57,7	123,3		a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	
2208_b	22.08.2000	19.10.2000	2:7:1	1,496	nein	b	5	40,1	0,3+0,1(7)	Stoche eingetastet mit Auslöse-Apparat (18 Topf)	-15	50	15,32	-57,7	123,3	3,05 etc.	a	Reibung zwischen Gips und Beton (Risse 1 und 4)	

Tab. C.7c: Übersicht über Scherproben bzw. Scherversuche

Versuchsname	Gießdatum	Versuchsdatum	Mischungsverhältnis GW	Dichte [g/cm³]	Schuhel [µa/nein]	Bleiche Anordnung z. Lagerbo.	Anzahl	Länge [mm]	Dicke [mm]	Öffnungstyp	RiB	Neigung	Abstand [mm]	Brücken Länge [mm]	Neigung	Normal-Kraft [kN]	Scherflächkraft [µm²]	Normalspannung [MPa]	Versuchsart [z. Log]	Bemerkungen
2408_a	24.08.2000	18.10.2000	2,7:1	1,484	nein	c	5	40,1	0,3+0,1(7)	Stocheingestrichelt in Handbohrer auf 1,5 mm gestrichelt (1,5 mm) in Handbohrer	-15	50	15,32	50	-57,7	<10	123,4	<0,8	a	
2408_b	24.08.2000	18.10.2000	2,7:1	1,484	nein	c	5	40,1	0,3+0,1(7)	Stocheingestrichelt in Handbohrer auf 1,5 mm gestrichelt (1,5 mm) in Handbohrer	-15	50	15,32	50	-57,7	12,8; 8,4; 4,6 10,8; 6,4; 2,6 8,4; 4,7	123,4	1,02 etc.	a	
2808_a	28.08.2000	10.10.2000	2,7:1	1,483	nein	b	5	40,1	0,3+0,1	Stocheingestrichelt in Handbohrer auf 1,5 mm gestrichelt (1,5 mm) in Handbohrer	60	50	45,86	50	109,2	124,6	3,01 etc.	a	Schwingen vor in flachen boden absetzen (Vorsicht)	
3008_a	30.08.2000	30.10.2000	2,7:1	1,504	nein	b	5	40,1	0,3+0,1(7)	Stocheingestrichelt in Handbohrer auf 1,5 mm gestrichelt (1,5 mm) in Handbohrer	-60	50	45,86	50	-109,2	123,4	1,02 etc.	a		
3008_b	30.08.2000	30.10.2000	2,7:1	1,504	nein	b	5	40,1	0,3+0,1(7)	Stocheingestrichelt in Handbohrer auf 1,5 mm gestrichelt (1,5 mm) in Handbohrer	-60	50	45,86	50	-109,2	123,4	1,02 etc.	a		
0109_a	01.09.2000	31.10.2000	2,7:1	1,516	nein	a	5	40,1	0,3	Stocheingestrichelt auf 1,25 mm (1,25 mm)	0	50	9,90	50	0,0	122,0	1,02 etc.	a		
0409_a	04.09.2000	31.10.2000	2,7:1	1,517	nein	a	5	40,1	0,3	Stocheingestrichelt (18,5 mm)	0	50	9,90	50	0,0	123,2	3,04 etc.	a	Z: 7 neuem Gips benutzt	
0609_a	06.09.2000	02.11.2000	2,7:1	1,508	nein	c	5	40,1	0,3	Stocheingestrichelt mit Spatel (18,5 mm)	-30	50	25,20	50	-82,7	124,2	2,01 etc.	a		
1109_a	11.09.2000	06.11.2000	2,7:1	1,502	nein	b	5	40,1	0,3	Stocheingestrichelt (18,5 mm)	30	50	25,20	50	82,7	125,8	0,49 etc.	a		
1209_a	12.09.2000	07.11.2000	2,7:1	1,495	nein	b	5	40,1	0,3	Stocheingestrichelt (18,5 mm)	30	50	25,20	50	82,7	126,6	1,97 etc.	a		
1309_a	13.09.2000	05.02.2001	2,7:1	1,460	nein	b	5	40,1	0,3	Stocheingestrichelt (19 mm)	30	50	25,20	50	82,7	12,5 ff.	130,4	0,96 etc.	a	b: k=1,3 Anschließen durch Gips und (Gesteinsphysik) Versuch
1409_a	14.09.2000	06.02.2001	2,7:1	1,487	nein	c	5	40,1	0,3	Stocheingestrichelt (18,5 mm)	-30	50	25,20	50	-82,7	124,2	1,01 etc.	a	Z: 7 feibung Gips-Stahl	
1509_a	15.09.2000	07.02.2001	2,7:1	1,513	nein	b	5	40,1	0,3	Stocheingestrichelt mit Spatel (18,5 mm)	30	50	25,20	50	82,7	37,6 ff.	123,0	3,06 etc.	a	
2109_a	21.09.2000	13.11.2000	2,7:1	1,529	nein	a	1	249,3		Transfusions gestrichelt mit Feil bearbeitet	0	/	/	/	/	12,6	125,1	1,01	a	Weg wurde nicht aufgeschrieben.
2109_b	21.09.2000	13.11.2000	2,7:1	1,539	nein	a	1	249,3		Transfusions gestrichelt mit Feil bearbeitet	0	/	/	/	/	12,6	125,1	1,00 etc.	a	
2709_a	27.09.2000	13.11.2000	2,7:1	1,486	nein	a	1	249,4		Transfusions gestrichelt	0	/	/	/	/	12,6	123,5	1,01 etc.	a	
2809_a	28.09.2000	22.11.2000	2,7:1	1,487	nein	b	5	40		Nein gestrichelt	30	50	25,22	50	82,5	12,4; 8,3; 4,2; 0,3	123,2	1,01 etc.	a	Stuch beim Heranziehen (T=+6 M7), Zitterbewegungen hinten N Durch hin und her streuen wieder o.k. (Vorsicht in Saengeroff)
2909_a	29.09.2000	28.11.2000	2,7:1	1,505	nein	b	1	258,2		Transfusions gestrichelt	15	/	/	/	/	12,6	(130,9)	1,00 etc.	a	am 28.11.09 mit Armas gestrichelt
0210_a	02.10.2000	23.11.2000	2,7:1	1,514	nein	a	5	40		Nein gestrichelt	0	50	10,00	50	0,0	12,6; 8,4; 4,6; 10,8; 6,4; 2,6 8,4; 4,7	124,7	1,00 etc.	a	
0410_a	04.10.2000	15.11.2000	2,7:1	1,516	nein	a	5	40,1	0,3+0,1	Stocheingestrichelt auf 1,25 mm (1,25 mm)	0	50	9,90	50	0,0	127,1	0,99 etc.	a	Mit neuem Wegaufnehmer (Vingator)	
0510_a	05.10.2000	06.02.2001	2,7:1	1,522	nein	b	5	40,1	0,3+0,1	Stocheingestrichelt auf 1,25 mm (1,25 mm)	45	50	35,67	50	97,6	12,5 ff.	124,9	1,00 etc.	a	b: k=1,2,6 Kritikum

Tab. C.7.d: Übersicht über Scherproben bzw. Scherversuche

Versuchsname	Gießdatum	Versuchsdatum	Mischungsverhältnis GW	Dichte [g/cm³]	Schuhle [a/a/nein]	Bleche Anordnung (s. Legende)	Anzahl	Länge [mm]	Dicke [mm]	Riß Öffnung [µm]	Neigung [°]	Abstand [mm]	Brücken Länge [mm]	Neigung [°]	Normaldruck [kN]	Scherfläch [cm²]	Normalspannung [MPa]	Versuchsart	Bemerkungen
1110_a	11.10.2000	21.12.2000	2,7:1	1,523	nein	b	5	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	30	50	25,20	82,7	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	125,1	0,51 etc.	a	Folie wurde in Riß... nicht... Kombi gehalten wurde (Verstärkung?) Ecke des Scherwegs gelassen in Riß, a steinigen, 1 Folie 12, 20, 20, 20, 20, 20 Kombi gehalten werden.
1210_a	12.10.2000	05.01.2001	2,7:1	1,504	nein	b	4	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	-15	40	19,90	0,0	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	127,3	0,38 etc.	a	
1810_a	18.10.2000	30.01.2001	2,7:1	1,489	nein	c	6	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	-15	40	10,46	-98,0	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	127,1	0,38 etc.	a	
1910_a	18.10.2000	09.01.2001	2,7:1	1,523	nein	b	6	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	15	40	10,46	98,0	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	123,1	1,02 etc.	a	
2010_a	20.10.2000	08.01.2001	2,7:1	1,505	nein		7	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	30	35	20,05	119,2	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5				Probe zur Zugbelastung in vertikale Richtung vor Versuchsbeginn (Kombi) nicht konstant 1 Folie nicht (Stoche?)
2010_b	20.10.2000	08.01.2001	2,7:1	1,505	nein	b	7	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	30	35	20,05	119,2	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	126,0	1,00 etc.	a	
2410_a	24.10.2000	02.02.2001	2,7:1	1,511	nein	b	7	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	30	35	20,05	119,2	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	124,4	3,02 etc.	a	Scherblatte beim Erhitzen (auf 120°C) vor Versuchsbeginn (Kombi) nicht konstant 1 Folie nicht (Stoche?)
2610_a	26.10.2000	16.02.2001	2,7:1	1,504	nein	b	8	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	45	30	26,40	131,7	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	125,8	1,00 etc.	a	Am Ende Konstat Gips-Stahl-Schleife (Luft) in der Lehmung
3110_a	31.10.2000	22.12.2000	2,7:1	1,515	nein	b	5	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	15	50	15,32	57,7	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	125,6	1,00 etc.	a	Beim aufsteigenden Beschleunigen (Kombi) nicht konstant 1 Folie nicht (Stoche?)
0711_a	07.11.2000	31.01.2001	2,7:1	1,515	nein		6	20,15	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	0	40	19,85	0,0	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	125,3	0,99 etc.	a	Beim mit "gelacktem" Scherblatte (Kombi) nicht konstant 1 Folie nicht (Stoche?)
0811_a	08.11.2000	19.02.2001	2,7:1	1,485	nein	b	10	20,15	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	30	25	12,59	83,2	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	123,6	1,02 etc.	a	Folie in einem Riß
1411_a	14.11.2000	20.02.2001	2,7:1	1,524	nein	b	10	20,15	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	60	25	22,96	109,5	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	124,6	1,00 etc.	a	im mit "gelacktem" Scherblatte (Kombi) nicht konstant 1 Folie nicht (Stoche?)
2111_a	21.11.2000	15.02.2001	2,7:1	1,503	nein	b	5	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	30	50	25,20	82,7	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	125,5	1,00	b: k=12,8 Mehrm	im mit "gelacktem" Scherblatte (Kombi) nicht konstant 1 Folie nicht (Stoche?)
2311_a	23.11.2000	01.02.2001	2,7:1	1,495	nein	b	5	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	30	50	25,20	82,7	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	87,8	1,00 etc.	a	Unterteile (weg "Sägen") nicht... Kombi gehalten wurde (Verstärkung?) Ecke des Scherwegs gelassen in Riß, a steinigen, 1 Folie 12, 20, 20, 20, 20, 20 Kombi gehalten werden.
2311_2a	23.11.2000	01.02.2001	2,7:1	1,426	nein	b	5	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	90	50	64,03	128,7	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	125,1	0,99 etc.	a	
2811_a	28.11.2000	21.02.2001	2,7:1	1,513	nein	b	5	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	90	50	55,36	119,3	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	125,7	1,00 etc.	a	
0512_a	05.12.2000	22.02.2001	2,7:1	1,518	nein	b	5	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	75	50	55,36	-119,3	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	124,1	1,01 etc.	a	1 Rücklaufschleife
0612_a	06.12.2000	23.02.2001	2,7:1	1,521	nein	c	5	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	-75	50	55,36	-119,3	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	124,1	1,01 etc.	a	
1212_a	12.12.2000	27.02.2001	2,7:1	1,472	nein	b	5	40,1	0,3*0,1	Stoche eingetragene in Platte (125/15) gerichtet (125/15)	60	50	45,63	109,1	10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5 10,6, 8,3, 4,5	125,1	1,00 etc.	a	Zu Folie stecken gelassen 1 Rücklaufschleife

Tab. C.7e: Übersicht über Scherproben bzw. Scherversuche

Versuchsname	Geb.-datum	Versuchsdatum	Mischungsverhältnis G:W	Dichte [g/cm³]	Schuhes [ja/nein]	Bleiche		Anzahl			Riß			Brücken			Normal- [kN]	Scher- [kN]	Normal- [MPa]	Versuchs- art	Bemerkungen
						Anordnung	s. Lage	Länge [mm]	Abstand [mm]	Neigung [°]	Neigung [mm]	Länge [mm]	Abstand [mm]	Neigung [°]	Neigung [°]	Neigung [°]					
1506a	15.06.2001	03.07.2001	2,7:1	1,536	nein															Keine Risse Messungswerte ohne Scherzwecke Bleche, 2 Scherzwecke Bleche, 1 Blechschneide mit Reib-Blechen und Reib- und Schlitzen in Richtung	
Stagazza	19.06.2001	11.07.2001	2,7:1	1,523	nein	5	40	0,3+0,1					15	50	15,37	50	125,6	0,14 etc.	a	Versuch in Übung durchgeführt, zwei Probekörper mit Scherzwecken, Handaufschlaggröße N:25 KN, Vers=4 mm/s	
5Risse	21.06.2001	11.07.2001	2,7:1	1,518	nein	5	40	0,3+0,1				15	50	15,37	50	123,9	2,03 etc.	a	Versuch in Übung durchgeführt, zwei Probekörper mit Scherzwecken, Handaufschlaggröße N:25 KN, Vers=4 mm/s		
gespalt	01.03.2000	24.07.2001	2,7:1	1,471	nein	/	/	/				ca. horizontal, rauf	/	/	/	/	98,1	1,27 etc.	b: 1-9,9 KNmm	Versuch in Übung durchgeführt, zwei Probekörper mit Scherzwecken, Handaufschlaggröße N:25 KN, Vers=4 mm/s	
gegoss	11.07.2001	25.07.2001	2,7:1	1,523	nein	/	/	/				ca. horizontal, glatt und wellig	/	/	/	/	125,1	1,01 etc.	b: 1-2,7 KNmm	Probekörper mit Fein abgedichteter Gesteinsgebälde gegossen = Gesteinsgebälde, 1 Probekörper, 1 Probekörper mit Fein abgedichteter Gesteinsgebälde, 1 Probekörper mit Fein abgedichteter Gesteinsgebälde, 1 Probekörper mit Fein abgedichteter Gesteinsgebälde	
SOL_1	/	10.07.2000	KSI	2,552	nein	5	46,5-48,5	1,7-2,7				Reiblicher mit Gesteinsgebälde	30	50	17-19	77,5	1,97 etc.	a	Schon kein Heranfahren gebracht.		
KSL_2	/	17.07.2000	KSI	2,557	nein	5	37-41	1-2				mitgelochte Laubage	30	50	22,5-30	15,4; 10,1; 5,3; 0,5	1,96 etc.	a	rummer Risse		
KSL_3	/	24.11.2000	KSI	2,544	nein	1	249,6	-				horizontale Trennfläche	0	/	/	/	81,9	1,54 etc.	a	gebogene Trennfläche wurde nachträglich mit Gesteinsgebälde aufgemüllt.	
KSL_4	/	09.02.2001	KSI	2,541	nein	5	40	2,5-3,0				mitgelochte Gesteinsgebälde	15	50	15,37	15,5 ff.	2,01 etc.	a	Nach 600's automatischer Abbruch bei "reiner" Nachschlag, Nach 100's Nachschlag.		
KSL_5	/	13.02.2001	KSI	2,541	nein	5	40	3,0				mitgelochte Gesteinsgebälde	0	50	10,00	15,6 ff.	2,01 etc.	a	Es bilden sich keine Abbrüche beim Bruch.		
KSL_6	/	14.02.2001	KSI	2,508	nein	6	40	3				mitgelochte Gesteinsgebälde	30	40	20,71	15,2 etc.	2,00 etc.	a	Flugriss-Automatischer Abbruch beim Bruch.		
KSL_7a	/	16.05.2001	KSI	2,527	nein	5	40	3				mitgelochte Gesteinsgebälde	15	50	15,37	78,5	1,91	a	Probekörper entspannen zum Schließen im Bereich der Risse, Verschiebung gegenüber Konstante abgelesen.		
KSL_7b	/	16.05.2001	KSI	2,527	nein	5	40	3				mitgelochte Gesteinsgebälde	15	50	15,37	78,5; 15,0; 10,1; 5,2; 0,7	1,91 etc.	a	2 Rücklaufschleifen.		

Tab. C.7h: Übersicht über Scherproben bzw. Scherversuche

Versuchsname	Gießdatum	Versuchsdatum	Mischungsverhältnis GW	Dichte [g/cm ³]	Schulte [ja/nein]	Anordnung [z.B. Lagerbohr]	Bleiche Anzahl	Länge [mm]	Dicke [mm]	Riff Öffnung/Typ	Néigung [°]	Abstand [mm]	Brücken Länge [mm]	Néigung [°]	Normal-Spannwert [kN]	Scher-Länge [mm]	Normal-Spannung [MPa]	Versuchsart [z.B. Leg]	Bemerkungen
KSt_Ba	/	18.05.2001	KSt	2,541	nein	a	5	40	3	mittiges Loch gehört mit Gemeinnage gestift.	0	50	10,00	0,0	15	76,2	1,97	a	Versuchsbauteil da Schwerm nicht aufgezzeichnet wurde. Bleich nachträglich eingeschraubt.
KSt_Bb	/	18.05.2001	KSt	2,541	nein	a	5	40	3	mittiges Loch gehört mit Gemeinnage gestift.	0	50	10,00	0,0	15,0; 10,0; 5,0; 0,4	76,2	1,97 etc.	a	Signal Schwerm zuerst stark aufgezeichnet wurde. Nach Stoßkontakt benötigt jedoch Signal von 0 bis 10,0 kN. Danach vom Bleich nicht auf Foto festgehalten. Beim Bruch Zündungslähnen. Probe auch oben bzw. unten getrocknet.
KSt_Ba	/	22.05.2001	KSt	2,553	nein	b	5	40	3	mittiges Loch gehört mit Gemeinnage gestift.	30	50	25,22	82,5	30,1; 25,2; 20,0; 15,0; 10,0; 5,0; 0,4	77,8	3,87 etc.	a	obere Problemhälfte versprungen wurde. 1,2 mm nach hinten! Extreme Scheitelstellung.
KSt10a	/	28.05.2001	KSt	2,545	nein	b	5	40	3	mittiges Loch gehört mit Gemeinnage gestift.	45	50	35,66	97,5	15,1; 10,1; 5,1; 0,3	78,1	1,94 etc.	a	Horizontale Ribbelung aufgezeichnet wurde. Probe wurde 1,12 mal nachorigem wegen übermäßigem Aufheben.
KSt11a	/	29.05.2001	KSt	2,510	nein	b	4	40	2,5	mittiges Loch gehört mit Gemeinnage gestift.	28	60	31,01	65,3	15,1; 10,0; 5,2; 0,4	78,1	1,93 etc.	a	
KSt12a	/	30.05.2001	KSt	2,554	nein	c	5	40	3	mittiges Loch gehört mit Gemeinnage gestift.	-15	50	15,37	-57,3	15,1; 10,1; 5,1; 0,3	76,1	1,99 etc.	a	
KSt13a	/	01.06.2001	KSt	2,526	nein	b	4	40	2,5-3,0	mittiges Loch gehört mit Gemeinnage gestift.	15	60	23,74	40,9	15,1; 12,1; 8,2; 4,2; 0,6	80,8	1,87 etc.	b; i=6,8 kN/mm	
KSt14a	/	05.06.2001	KSt	2,503	nein	b	4	40	2,5-3,0	mittiges Loch gehört mit Gemeinnage gestift.	30	60	32,30	66,3	15,0; 10,0; 6,0; 3,0; 0,6	82,2	1,83 etc.	b; i=6,8 kN/mm	

Tab. C.7i: Übersicht über Scherproben bzw. Scherversuche

Anhang D (zu Kap. 5.1.1.1): Übersicht über Ergebnisse der Scherversuche

Versuchsübersicht																										
Versuchsname	SW1	SW2	SW3	SW1a	SW1b	SW1c	SW2a	SW2b	SW2c	SW2d	SW2e	SW2f	SW2g	SW2h	SW2i	SW3	SW3	SW3	n	l	l	e	σ	k^*		
	[MPa]	[]	[mm]	[]	[mm]	[MPa]	[MPa/mm]																			
0012_a	1,02	1,35	1,02	1,54	1,02	1,47	1,02	1,47	1,13	0,89						1,38	0,15		5	40	-75	50	1,0	0		
3008_b	1,02	1,75	1,02	1,88					1,02	1,76	1,12	1,39	1,29	0,78		1,37	1,01		5	40	-60	50	1,0	0		
2006_a	1,02	1,56			1,04	1,78	1,02	2,24		1,05	1,70					1,20	0,90		5	40	-45	50	1,0	0		
2906_a	3,05	2,94			3,06	5,09	3,05	5,39		3,07	3,98					3,40	1,66		5	40	-45	50	3,0	0		
2703oa	1,00	0,77			1,01	2,89	1,01	3,14		1,02	2,01					1,31	1,32		10	20	-30	25	1,0	0		
0205_a	0,53	0,71	0,53	1,62	1,02	2,20	0,53	2,05		0,54	1,34					0,53	0,66		5	40	-30	50	0,5	0		
1005_b	0,99	1,36			1,01	2,86	1,00	2,99		1,01	2,17					1,03	1,05		5	40	-30	50	1,0	0		
2607_a	1,01	1,97			1,02	2,98	1,01	3,25		1,01	2,49					1,12	1,08		5	40	-30	50	1,0	0		
1409_a	1,02	0,66	1,03	2,69	1,03	2,44	1,02	1,47		1,04	2,14	1,26	1,22	1,11		1,33	1,28		5	40	-30	50	1,0	0		
0609_a	2,01	2,43			2,02	4,90	2,01	5,32		2,01	3,95					2,28	1,68		5	40	-30	50	2,0	0		
1405_b	3,00	1,88			3,01	6,52				3,01	5,74					3,12	2,94		5	40	-30	50	3,0	0		
1205_a	3,00	2,03			3,02	6,11	3,02	6,59		3,02	5,07					3,12	2,29		5	40	-30	50	3,0	0		
2408_b	1,03	1,39			1,03	3,75	1,03	4,02		1,03	2,50					1,18	1,05	1,32	1,16	5	40	-15	50	1,0	0	
1912_a	2,01	1,62			2,02	5,20	2,02	5,55		2,02	3,89	2,08	2,29			2,23	1,83	2,32	1,87	5	40	-15	50	2,0	0	
2208_b	3,05	2,53			3,06	5,79	3,06	6,14		3,06	4,76					3,15	2,74		5	40	-15	50	3,1	0		
1810_a	0,98	0,81			0,99	3,40	0,99	3,57		0,99	2,67					1,11	0,94		6	40	-15	40	1,0	0		
0711_a	0,99	0,67			0,99	2,72	1,00	3,12		1,02	1,98	1,02	1,13	0,99	0,77	1,26	1,09	1,33	1,13	6	20	0	40	1,0	0	
2103oa	3,00	2,30			3,01	5,11	3,01	5,36		3,01	4,97	3,24	2,81	3,32	2,56	3,99	3,47		6	20	0	41	3,0	0		
2002oa	1,01	1,61	1,01	3,31						1,00	1,87	1,03	0,84			1,13	0,86	1,18	0,83	3	40	0	80	1,0	0	
1210_a	0,98	1,15	0,99	2,30	0,97	2,06				0,99	1,48					1,09	0,99	1,32	1,15	4	40	0	80	1,0	0	
0702oa	1,01	1,22	1,03	2,32	1,03	2,16				1,02	1,61					1,18	1,02		4	40	0	80	1,0	0,11		
0502oa	3,02	1,53	3,03	3,77						3,03	3,25			3,33	0,89	4,04	2,40		4	40	0	80	3,0	0		
3005_a	0,51	0,58	0,51	1,26						0,52	0,91	0,51	0,62			0,52	0,24		5	40	0	50	0,5	0		
0410_a	0,99	0,93	0,99	1,26						0,99	1,06	0,99	0,87			1,06	1,01	1,21	1,11	5	40	0	50	1,0	0	
0210_a	1,00	0,83	1,01	1,57						1,01	0,85					1,10	1,30	1,31	1,11	5	40	0	50	1,0	0	
0109_a			1,02	1,67						1,02	1,25	1,03	1,62			1,30	0,42		5	40	0	50	1,0	0		
0706_a	2,02	1,42	2,02	2,27						2,02	1,89	2,04	1,78			2,11	1,99	2,04	1,78	6	40	0	50	2,0	0	
1912_a	3,01	1,55	3,01	1,88						3,01	1,96				3,05	1,71	3,23	2,28		5	40	0	50	3,0	0	
0409_a	3,05	1,90	3,06	2,89						3,06	2,51	3,10	2,61			3,43	2,21	3,93	0,73	5	40	0	50	3,0	0	
1501oa	1,00	0,32	1,00	0,52	1,00	0,59	1,00	0,73		1,00	0,59	1,09	0,37	1,15	-0,03	1,28	1,19		5	40	15	50	1,0	0		
3110_a			0,07	0,45						1,03	1,19					1,16	0,43	1,27	1,37	5	40	15	50	1,0	0	
1408_a	1,02	0,35	1,02	0,68						1,02	0,84	1,09	0,86	1,14	0,48	1,25	1,24		5	40	15	50	1,0	0		
1405oa	1,01	0,45	1,01	0,68	1,25	0,82	1,09	0,81	1,23	0,87	2,06	3,31	2,87	3,34		1,99	1,80		5	40	15	50	1,0	0,98-1,09		
0901oa	2,00	0,48	2,00	0,85	2,00	0,95				2,01	1,91				2,26	-0,01	2,42	1,16	2,62	1,25	5	40	15	50	2,0	0
1708_a	3,07	0,79	3,07	1,26						3,12	3,76				3,32	2,51	3,39	2,68	3,46	2,74	5	40	15	50	3,1	0
1910_a	1,01	0,35	1,00	0,36	1,01	0,99	1,01	0,10		1,01	1,23				1,07	0,60	1,21	1,00	1,38	1,08	6	40	15	40	1,0	0
0603oa	1,45	0,95	1,45	0,88						3,00	3,26				3,10	1,59	3,29	2,29	3,00	1,72	6	40	15	40	1,5-3,0	0
2201oa	1,00	0,25	1,00	0,99	1,00	0,60				1,00	0,83				1,05	0,48	1,27	1,03		7	40	15	35	1,0	0	
0411oa	1,50	0,47	1,50	0,56						2,99	2,52	3,06	2,25	3,20	1,30	3,96	2,55		7	40	15	35	1,5-3,0	0		
2901_a			1,02	0,87			1,02	0,62		1,03	1,07				1,06	0,71	1,33	1,12	1,35	1,13	10	20	30	25	1,0	0
2603oa	2,02	0,88	2,01	0,92	2,02	1,06				2,03	2,19				2,11	1,49	2,46	2,06	2,68	2,22	10	20	30	25	2,0	0
2903oa	3,05	0,87	3,05	1,13						3,07	3,73				3,17	2,50	3,71	3,05	4,06	3,21	10	20	30	25	3,0	0
1109_a	0,50	0,76	0,50	0,79			0,50	0,36		0,50	0,58				0,56	0,00	0,61	0,70	0,63	0,71	5	40	30	50	0,5	0
1807_a	0,51	0,61	0,52	1,63						0,51	0,75					0,51	0,75		5	40	30	50	0,5	0		
1107_a			0,52	0,58			0,51	0,34		0,53	0,60	0,53	0,42	0,57	0,25	0,67	0,53		5	40	30	50	0,5	0		
1605_a			0,98	0,88	0,99	0,64	0,98	0,58		0,99	0,98								5	40	30	50	1,0	0		
1605_b															1,09	0,45	1,20		5	40	30	50	1,1	0		
1001oa	1,00	0,37	1,00	0,68			1,00	0,60		1,03	0,96				1,08	0,35	1,25	1,10		5	40	30	50	1,0	0	
1007_a			1,00	0,99			1,01	0,60		1,02	0,94				1,12	0,43	1,23	1,16		5	40	30	50	1,0	0	
2311_a	1,00	0,59	1,00	0,62	1,00	0,57	1,00	0,61		1,02	0,98				1,08	0,70	1,13	0,88	1,29	0,99	5	40	30	50	1,0	0
2311_2a	0,92	0,94	0,93	1,01	0,87	0,55	0,88	0,59		0,85	1,16	0,86	1,17	0,92	0,87	0,99	1,38		5	40	30	50	1,0	0		
2809_a			1,02	0,57						1,07	1,25				1,09	0,65	1,23	1,11	1,26	1,42	5	40	30	50	1,0	0
1300_a	0,96	0,36	0,96	0,73			0,98	0,60		1,43	1,15				1,48	0,64	1,44	1,27	1,36	1,20	5	40	30	50	1,0	0,69-0,12
1004oa	1,00	0,61	1,00	0,78	1,14	0,71	1,10	0,72		1,65	2,38	2,33	2,56			0,61	0,45		5	40	30	50	1,0	0,48-0,03		
1007_b	0,99	0,53																								

Versuchs- name	SW0		SW1a		SW1b		SW2a		SW2b		SW2		SW2		SW2		SW2		SW3		SW3		n	l [mm]	i [°]	e [mm]	σ ₀ [MPa]	k ⁺ [MPa/mm]
	f ₀ [MPa]	f ₁ [MPa]	f ₂ [MPa]	f ₃ [MPa]	f ₄ [MPa]	f ₅ [MPa]	f ₆ [MPa]	f ₇ [MPa]	f ₈ [MPa]	f ₉ [MPa]	f ₁₀ [MPa]	f ₁₁ [MPa]	f ₁₂ [MPa]	f ₁₃ [MPa]	f ₁₄ [MPa]	f ₁₅ [MPa]	f ₁₆ [MPa]	f ₁₇ [MPa]	f ₁₈ [MPa]	f ₁₉ [MPa]	f ₂₀ [MPa]							
3105sa	1,11	0,39	1,12	1,24							1,12	1,97			1,25	0,67	1,43	1,11	1,46	1,12	1,0	20	45	25	1,1			
0606sa	3,14	1,17			3,15	1,71					3,16	3,94			3,65	1,25	3,82	1,88				10	20	45	25	3,1	0	
1606_a	1,03	0,88	1,03	1,39			1,03	0,67			1,03	1,48			1,14	0,52	1,19	1,01	1,32	1,04	5	40	45	50	1,0	0		
0510_a	1,00	0,82	1,01	1,17			1,29	0,78			2,05	2,15	3,52	2,49			3,36	0,35			5	40	45	50	1,0	1,07		
0906_a	2,02	1,12	2,03	1,13			2,03	1,40	2,03	1,36	2,05	2,44			2,20	1,10	2,32	1,64	2,41	1,67	5	40	45	50	2,0	0		
3001ob	1,00	0,62	1,00	1,21			1,00	0,63			1,01	1,58			1,12	0,73	1,25	0,98			7	40	45	35	1,0	0		
2610_a	1,00	0,35	1,00	0,75			1,00	0,67			1,03	1,51			1,13	0,47	1,27	1,00			8	40	45	30	1,0	0		
1303sa	1,01	0,15	1,01	0,25			1,01	0,99			1,04	1,85			1,16	0,81	1,23	1,07	1,32	1,08	10	20	45	25	1,0	0		
1903sa	1,01	0,17	1,01	0,20			1,01	1,66			1,08	0,72	1,27	1,11	1,38	1,16	1,22	1,11	1,36	1,16	12	40	45	20	1,0	0		
1411_a	1,00	1,04	1,00	1,49			1,00	0,78			1,01	1,58			1,08	0,75	1,16	1,21			10	20	60	25	1,0	0		
1212_a	1,00	0,52	1,01	1,50			1,00	0,83			1,01	1,95			1,22	0,33	1,26	0,42			5	40	60	50	1,0	0		
0307_b	0,99	0,71	0,98	1,49	0,99	1,41	0,99	0,72			1,00	1,98			1,14	0,19	1,26	0,75			5	40	60	50	1,0	0		
0607_a	1,00	0,81	1,00	1,48			1,01	0,82			1,02	2,03			1,12	0,77	1,17	0,92	1,38	1,00	5	40	60	50	1,0	0		
2808_a	3,02	1,15	3,03	3,40							3,06	3,85			3,28	2,14	3,42	2,44			5	40	60	50	3,0	0		
2302sa	0,99	0,62	0,99	1,41			0,99	1,01			1,00	1,99			1,08	0,82	1,11	1,04	1,31	1,16	6	40	60	40	1,0	0		
2004ob	1,01	1,33	1,01	1,97			1,01	0,99			1,02	1,90			1,11	0,70	1,14	0,98	1,16	0,99	10	20	75	25	1,0	0		
1304_a	1,01	0,82	1,01	1,35			1,01	1,19			1,01	2,04			1,25	1,03	1,35	1,34	1,34	1,33	5	40	75	50	1,0	0		
1204sa	1,01	0,47	1,02	1,58			1,01	1,18			1,03	1,48			1,09	0,58	1,17	1,08			10	20	90	25	1,0	0		
2811_a	1,00	0,87	1,00	1,46			1,00	1,18			1,03	1,61			1,17	0,51	1,32	1,02			5	40	90	50	1,0	0		
0705sa	1,02	0,60	1,02	1,44	1,02	1,79	1,02	2,25	1,03	1,35	1,03	1,57	1,05	1,04	1,35	1,17	1,17	1,36	1,17	9	20	30,0-30	25	1,0	0			
2004_a			0,12	1,97							0,13	1,45									5	40	-30	50	0,1			
2704_a			0,26	1,94	0,26	2,14					0,26	0,80	0,28	0,38							5	40	-30	50	0,3			
1804_a	1,00	2,84			1,00	3,19	1,00	3,53			1,00	2,33					1,02	1,38			5	40	-30	50	1,0	0		
0803_b	1,05	1,45	1,05	2,63	1,06	3,12	2,06	5,41			2,07	4,12			2,21	1,62	2,22	1,82			5	40	-30	50	2,1	0		
0404_a			0,27	1,99	0,27	2,46	0,27	2,29			1,00	0,75	1,11	0,85							5	40	0	50	0,3	0		
0704_c			1,81	6,06	1,80	5,94															5	40	0	50	0,5-1,9	0		
0704_d											0,50	0,71									5	40	0	50	0,5	0		
1703_a	1,00	1,55	1,00	1,83							1,00	1,30					1,04	1,15			5	40	0	50	1,0	0		
0905sa	2,07	1,19	2,10	8,00	2,08	6,92					2,08	5,03			2,11	2,69	2,13	3,06	2,47	1,57	5	40	0	50	2,1	0		
1004_a			1,94	6,36							1,98	4,42	2,00	3,90			2,12	1,91			5	40	30	50	1,0	0		
1204_a			2,07	6,70	2,07	6,22					2,08	4,88			2,15	2,24					5	40	30	50	2,1	0		
2003_a	0,25	0,55	0,26	2,36							0,26	1,07	0,25	0,47							5	40	45	50	0,2	0		
1003_a											0,13	0,15	0,15	0,20							1	247,3	0	/	0,1	0		
2405_a											0,54	0,17	0,52	0,14							0,13	0,20		/	0,5	0		
2109_b											1,00	0,26	1,03	0,26							1,32	0,12		/	1,0	0		
2709_a			1,02	0,89							1,03	0,91					1,30	1,18			1	249,4	0	/	1,0	0		
0601_a			1,07	0,57							1,07	0,30	1,07	0,15							1	247,3	0	/	1,1	0		
0601_b			1,08	0,47							1,08	0,20									1	247,3	0	/	1,1	0		
0702_b	2,05	3,30	2,05	3,83	2,06	3,77					2,02	2,91	2,03	2,05							1	247,3	0	/	2,0	0		
2205_a											2,01	0,42	2,05	0,34							1	247,3	0	/	2,0	0		
0903_a			3,03	3,11							3,08	3,03					3,30	3,06			1	247,3	0	/	3,0	0		
2909_a	1,00	0,72	1,00	1,19	1,00	0,99					1,00	1,32	1,01	1,34			1,08	1,59	1,15	1,68	1	258,2	15	/	1,0	0		
K812a	2,00	4,11			1,99	7,12	1,99	7,98			2,01	2,49			2,20	1,91					5	40	-15	50	2,0	0		
K81_b	1,98	2,63			1,98	5,03	1,98	5,20			2,01	1,67			2,17	2,41	2,32	2,53			5	40	0	50	2,0	0		
K81_5	2,05	3,15			2,18	5,31	2,17	5,37			2,11	1,81			1,67	1,94					5	40	0	50	2,0	0		
K81_3											1,54	1,17	1,58	1,34			2,03	1,70			1	249,6	0	/	1,5	0		
K813a	1,88	1,41	1,89	2,72	2,19	2,61	2,10	2,94	1,74	1,22	2,51	3,73	2,76	3,91	0,83	0,47	2,00	2,10	0,55	0,63	4	40	15	60	1,9	0,77-1,16		
K81_7b	1,91	0,74	1,91	0,91			1,91	0,78	1,93	0,43	1,95	2,32	2,03	2,41	2,23	1,28	2,39	2,46	2,42	2,47	5	40	15	50	1,9	0		
K81_4	2,07	2,61	2,07	2,74	2,48	2,83	2,19	2,93			3,01	4,11	3,13	4,11	0,73	0,62	1,71	1,72			5	40	15	50	2,0	0,90-1,27		
K811a	1,94	0,82	1,93	2,79	1,94	2,29	1,94	2,52	1,97	0,78	2,04	3,06			2,17	1,90	2,54	3,18	3,22	5	40	28	60	1,9	0			
K814a	1,84	0,59	1,84	2,64	1,86	1,61	1,86	1,91	1,55	0,85	2,65	4,05	2,75	4,15			1,42	1,52	2,21	0,28	4	40	30	60	1,8	0,81-1,08		
K81_2	1,94	2,89	1,94	3,12			1,93	1,77			1,97	3,08			2,32	0,52	2,42	1,79			5							

Versuchsübersicht																	
Versuchs- name	SW0	SW1a	SW1b	SW2a	SW2a	SW2	SW23	SW3									
	ϕ [°]	n	i [mm]	i [°]	e [mm]	σ [MPa]	k^* [MPa/mm]										
0612_a	52	56	55	55			38	6	5	40	-75	50	1,0	0			
3008_b	60	60	61	62			60	31	36	5	40	-60	50	1,0	0		
2006_a	63		60	65			58		37	5	40	-45	50	1,0	0		
2906_a	44		59	60			52		26	5	40	-45	50	3,0	0		
27030a	37		71	72			63		45	10	20	-30	25	1,0	0		
0205_a	53	72	65	76			68		51	5	40	-30	50	0,5	0		
1005_b	54		71	71			65		45	5	40	-30	50	1,0	0		
2607_a	63		71	73			68		44	5	40	-30	50	1,0	0		
1409_a	33	69	67				64	41	44	5	40	-30	50	1,0	zuweis 0,13; dann egger-cp		
0609_a	50		67	69			63		40	5	40	-30	50	2,0	0		
0405_b	32		65				62		43	5	40	-30	50	3,0	0		
1205_a	34		64	65			59		36	5	40	-30	50	3,0	0		
2408_b	54		75	76			68		42	5	40	-15	50	1,0	0		
1912_a	39		69	70			63		39	5	40	-15	50	2,0	0		
2208_b	40		62	64			57		41	5	40	-15	50	3,1	0		
1810_a	39		74	75			70		40	6	40	-15	40	1,0	0		
0711_a	34		70	72			63	38	41	6	20	0	40	1,0	0		
21030a	37		60	61			54	38	41	6	20	0	41	3,0	0		
20020a	58	73					62		35	3	40	0	80	1,0	0		
1210_a	49	67	65				56		42	4	40	0	60	1,0	0		
07020a	50	66	65				58		41	4	40	0	60	1,0	0,11		
05020a	27	51					47	15	31	4	40	0	60	3,0	0		
3005_a	49	68					60		25	5	40	0	50	0,5	0		
0410_a	43	52					47		44	5	40	0	50	1,0	0		
0210_a	40	57					40		50	5	40	0	50	1,0	0		
0109_a		59					51		18	5	40	0	50	1,0	0		
0706_a		35	48				43			5	40	0	50	2,0	0		
1512_a		27	32				33	29	35	5	40	0	50	3,0	0		
0409_a		32	43				39		33	5	40	0	50	3,0	0		
15010a		18	28	31	36		31	-1	43	5	40	15	50	1,0	0		
3110_a			81				49	20	47	5	40	15	50	1,0	0		
14050a			19	34			39	23	45	5	40	15	50	1,0	0,98-1,09		
1408_a			24	34	33	36	35	51	42	5	40	15	50	1,0	0		
08010a			14	23	25			37	0	26	5	40	15	50	2,0	0	
1708_a			14	22				50	37	38	5	40	15	50	3,1	0	
1910_a			19	20	5	5		50	29	40	6	40	15	40	1,0	0	
06030a			2	3				47	27	35	6	40	15	40	1,5; 3,0	0	
22010a			14	30	31			40	24	39	7	40	15	35	1,0	0	
24010a			17	20				40	22	33	7	40	15	35	1,5; 3,0	0	
0911_a				40		31		46	34	40	10	20	30	25	1,0	0	
26040a			24	26		28		47	35	40	10	20	30	25	2,0	0	
29030a			16	20				51	38	39	10	20	30	25	3,0	0	
1109_a			57	58		36		45	0	49	5	40	30	50	0,5	0	
1807_a			50	72				56			5	40	30	50	0,5	0	
1110_a				48		34		49	24	38	5	40	30	50	0,5	0	
1605_a				42	33	30		45			5	40	30	50	1,0	0	
1605_b								22	45	5	40	30	50	1,1	0		
10010a			20	34		31		43	18	41	5	40	30	50	1,0	0	
1007_a				45		31		43	21	43	5	40	30	50	1,0	0	
2311_1a			31	32	30	31		44	33	38	5	40	30	50	1,0	0	
2311_2a			45	47	33	34		54	4	54	5	40	30	50	1,0	0	
2809_a				29				49	31	42	5	40	30	50	1,0	0	
1309_a			20	37		31		39	24	42	5	40	30	50	1,0	0,09-0,12	
10040a			31	38	32	33		55		36	5	40	30	50	1,0	0,48-0,63	
1807_b			28	55				39	44	48	5	40	30	50	1,0	1,03-1,26	
2111_a			35	39	27	30		51		45	5	40	30	50	1,0	1,00 - 1,13	
1209_a			24	25	21	25		40	16	37	5	40	30	50	2,0	0	
1407_a				24		27	31		52	31	39	5	40	30	50	2,0	0
2007_b				23	26	26		46	35	38	5	40	30	50	2,0	0	
1207_b				16	20			41	30	35	5	40	30	50	3,0	0	
04040a			18	21	27			50	32	35	5	40	30	50	3,0	0	
1805_a1			11	20	17	12		44			5	40	30	50	3,0	0	
1805_a2								15	31	5	40	30	50	3,1	0		
1509_a			6	15		12		38		37	5	40	30	50	3,1	1,01-1,21	
17050a			20	42	19	14		56	35	42	6	40	30	40	1,0	0	
23050a			29	30				56	32	37	7	40	30	35	1,0	0	
2010_b								55	33	42	7	40	30	35	1,0	0	
2410_a								48	34	35	7	40	30	35	3,0	0	
08030a			20	21	18			63	30	37	8	40	30	30	1,0	0	

Tab. D.2a: Größe der scheinbaren Reibungswinkel ϕ an ausgewählten Punkten (SW) der Scherversuche

Versuchs- name	SW0	SW1a	SW1b	SW2a	SW2a	SW2	SW23	SW3	n	l [mm]	i [°]	e [mm]	σ [MPa]	k* [MPa/mm]	
	ϕ [°]														
31050a	19	48		35		60	28	38	10	20	45	25	1,1	0	
06060a	20		28			51	19	26	10	20	45	25	3,1	0	
1606_a	41	53		33		55	24	40	5	40	45	50	1,0	0	
0510_a	39	49		31		46		44	5	40	45	50	1,0	1,07	
0906_a	29	29		35	34	50	27	35	5	40	45	50	2,0	0	
30010b	32	50		32		57	33	38	7	40	45	35	1,0	0	
2610_a	19	38		4		56	22	38	8	40	45	30	1,0	0	
13030a	8	14				61	35	41	10	40	45	25	1,0	0	
15030a	9	11				58	34	41	12	40	45	20	1,0	0	
1411_a	46	56		38		57	35	46	10	20	60	25	1,0	0	
1212_a	27	56		39		63	15	18	5	40	60	50	1,0	0	
0307_b	36	57	55	36		63	9	31	5	40	60	50	1,0	0	
0607_a	39	56		39		63	34	38	5	40	60	50	1,0	0	
2808_a	21	48				52	33	35	5	40	60	50	3,0	0	
23020a	32	55		46		63	37	43	6	40	60	40	1,0	0	
20040b	53	54		44		62	32	41	10	20	75	25	1,0	0	
0512_a	39	53		50		64	39	45	5	40	75	50	1,0	0	
12040a	25	57		49		55	28	43	10	20	90	25	1,0	0	
2811_a	41	56		50		57	23	38	5	40	90	50	1,0	0	
07050a	31	55	60	66	53	57		41	9	20	30; 0; -30	25	1,0	0	
2004_a		86				85			5	40	-30	50	0,1	0	
2704_a		82	83			72			5	40	-30	50	0,3	0	
1804_a	71		73	74		67		54	5	40	-30	50	1,0	0	
1304_a			69	69		63		39	5	40	-30	50	2,1	0	
0803_b	54	68	71			37			3	40	0	100	1,1	0	
0404_a		82	84	83					5	40	0	50	0,3	0	
0704_c		73	73						5	40	0	50	0,5; 1,9	0	
0704_d						55			5	40	0	50	0,5	0	
1703_a	57	61				52		48	5	40	0	50	1,0	0	
09050a	30	75	73			68	52	55	5	40	0	50	2,1	0	
1004_a		73				66		42	5	40	30	50	1,0	0	
1204_a		73	72			67		46	5	40	30	50	2,1	0	
2003_a	65	84				76			5	40	45	50	0,2	0	
1003_a						49		57	1	247,3	0	/	0,1	0	
2405_a						18			1	247,3	0	/	0,5	0	
2109_b						15		5	1	249,3	0	/	1,0	0	
2709_a		41				41		42	1	249,4	0	/	1,0	0	
0601_a		28				15			1	247,3	0	/	1,1	0	
0601_b		23				11			1	247,3	0	/	1,1	0	
0702_b	58	62	61			55			1	247,3	0	/	2,0	0	
2205_a						12			1	247,3	0	/	2,0	0	
0903_a		46				45		43	1	247,3	0	/	3,0	0	
2909_a	36	50	45			53		56	1	258,2	15	/	1,0	0	
KSt12a	64		74	76		51		41	5	40	-15	50	2,0	0	
KSt_8b	53		69	69		40		48	5	40	0	50	2,0	0	
KSt_5	57		68	68		41		49	5	40	0	50	2,0	0	
KSt_3						37		40	1	249,6	0	/	1,5	0	
KSt13a	37	55	50	54	35	56	29	46	4	40	15	60	1,9	0,77-1,16	
KSt_7b	21	26		22	13	50	30	46	5	40	15	50	1,9	0	
KSt_4	52	53	50	53		54	40	45	5	40	15	50	2,0	0,90-1,27	
KSt11a	23	55	50	52	22	56	25	51	5	40	28	60	1,9	0	
KSt14a	18	55	41	46	29	57		47	4	40	30	60	1,8	0,81-1,08	
KSt_2	56	58		42		57	13	37	5	37-41	30	50	2,0	0	
SOL_1						57	21	35	5	46,5-48,5	30	50	2,0	0	
KSt_9a	39	44	36	39		52	25	42	5	40	30	50	3,9	0	
KSt_6	28	49	14	23	23	49	30	41	6	40	30	40	2,0	0,72-1,12	
KSt10a	17	53	41	36	34	58	18	22	5	40	45	50	1,9	0	
15060b	41	68				55		29			keine Risse		3,4	0	
Saegeza		54				54	27	49	5*	Verbindungen	40	15	50	0,1	0
5Risse		28				53	31	41	5		40	15	50	2,0	0
gspalt	43					51		42	1	"250"	"0"	/	1,3	0,52-1,25	
gegoss	24					40	22	21	1	"250"	"0"	/	1,0	1,06-1,71	

Tab. D.2b: Größe der scheinbaren Reibungswinkel ϕ an ausgewählten Punkten (SW) der Scherversuche

Versuchsübersicht		SW																Geometrie				Material																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
name	SW	SW1	SW1a	SW1b	SW1c	SW2	SW2a	SW2b	SW2c	SW2d	SW2e	SW2f	SW2g	SW2h	SW2i	SW2j	SW2k	SW2l	SW2m	SW2n	SW2o	SW2p	SW2q	SW2r	SW2s	SW2t	SW2u	SW2v	SW2w	SW2x	SW2y	SW2z	n	l	l ₀	l ₁	l ₂	l ₃	l ₄	l ₅	l ₆	l ₇	l ₈	l ₉	l ₁₀	l ₁₁	l ₁₂	l ₁₃	l ₁₄	l ₁₅	l ₁₆	l ₁₇	l ₁₈	l ₁₉	l ₂₀	l ₂₁	l ₂₂	l ₂₃	l ₂₄	l ₂₅	l ₂₆	l ₂₇	l ₂₈	l ₂₉	l ₃₀	l ₃₁	l ₃₂	l ₃₃	l ₃₄	l ₃₅	l ₃₆	l ₃₇	l ₃₈	l ₃₉	l ₄₀	l ₄₁	l ₄₂	l ₄₃	l ₄₄	l ₄₅	l ₄₆	l ₄₇	l ₄₈	l ₄₉	l ₅₀	l ₅₁	l ₅₂	l ₅₃	l ₅₄	l ₅₅	l ₅₆	l ₅₇	l ₅₈	l ₅₉	l ₆₀	l ₆₁	l ₆₂	l ₆₃	l ₆₄	l ₆₅	l ₆₆	l ₆₇	l ₆₈	l ₆₉	l ₇₀	l ₇₁	l ₇₂	l ₇₃	l ₇₄	l ₇₅	l ₇₆	l ₇₇	l ₇₈	l ₇₉	l ₈₀	l ₈₁	l ₈₂	l ₈₃	l ₈₄	l ₈₅	l ₈₆	l ₈₇	l ₈₈	l ₈₉	l ₉₀	l ₉₁	l ₉₂	l ₉₃	l ₉₄	l ₉₅	l ₉₆	l ₉₇	l ₉₈	l ₉₉	l ₁₀₀	l ₁₀₁	l ₁₀₂	l ₁₀₃	l ₁₀₄	l ₁₀₅	l ₁₀₆	l ₁₀₇	l ₁₀₈	l ₁₀₉	l ₁₁₀	l ₁₁₁	l ₁₁₂	l ₁₁₃	l ₁₁₄	l ₁₁₅	l ₁₁₆	l ₁₁₇	l ₁₁₈	l ₁₁₉	l ₁₂₀	l ₁₂₁	l ₁₂₂	l ₁₂₃	l ₁₂₄	l ₁₂₅	l ₁₂₆	l ₁₂₇	l ₁₂₈	l ₁₂₉	l ₁₃₀	l ₁₃₁	l ₁₃₂	l ₁₃₃	l ₁₃₄	l ₁₃₅	l ₁₃₆	l ₁₃₇	l ₁₃₈	l ₁₃₉	l ₁₄₀	l ₁₄₁	l ₁₄₂	l ₁₄₃	l ₁₄₄	l ₁₄₅	l ₁₄₆	l ₁₄₇	l ₁₄₈	l ₁₄₉	l ₁₅₀	l ₁₅₁	l ₁₅₂	l ₁₅₃	l ₁₅₄	l ₁₅₅	l ₁₅₆	l ₁₅₇	l ₁₅₈	l ₁₅₉	l ₁₆₀	l ₁₆₁	l ₁₆₂	l ₁₆₃	l ₁₆₄	l ₁₆₅	l ₁₆₆	l ₁₆₇	l ₁₆₈	l ₁₆₉	l ₁₇₀	l ₁₇₁	l ₁₇₂	l ₁₇₃	l ₁₇₄	l ₁₇₅	l ₁₇₆	l ₁₇₇	l ₁₇₈	l ₁₇₉	l ₁₈₀	l ₁₈₁	l ₁₈₂	l ₁₈₃	l ₁₈₄	l ₁₈₅	l ₁₈₆	l ₁₈₇	l ₁₈₈	l ₁₈₉	l ₁₉₀	l ₁₉₁	l ₁₉₂	l ₁₉₃	l ₁₉₄	l ₁₉₅	l ₁₉₆	l ₁₉₇	l ₁₉₈	l ₁₉₉	l ₂₀₀	l ₂₀₁	l ₂₀₂	l ₂₀₃	l ₂₀₄	l ₂₀₅	l ₂₀₆	l ₂₀₇	l ₂₀₈	l ₂₀₉	l ₂₁₀	l ₂₁₁	l ₂₁₂	l ₂₁₃	l ₂₁₄	l ₂₁₅	l ₂₁₆	l ₂₁₇	l ₂₁₈	l ₂₁₉	l ₂₂₀	l ₂₂₁	l ₂₂₂	l ₂₂₃	l ₂₂₄	l ₂₂₅	l ₂₂₆	l ₂₂₇	l ₂₂₈	l ₂₂₉	l ₂₃₀	l ₂₃₁	l ₂₃₂	l ₂₃₃	l ₂₃₄	l ₂₃₅	l ₂₃₆	l ₂₃₇	l ₂₃₈	l ₂₃₉	l ₂₄₀	l ₂₄₁	l ₂₄₂	l ₂₄₃	l ₂₄₄	l ₂₄₅	l ₂₄₆	l ₂₄₇	l ₂₄₈	l ₂₄₉	l ₂₅₀	l ₂₅₁	l ₂₅₂	l ₂₅₃	l ₂₅₄	l ₂₅₅	l ₂₅₆	l ₂₅₇	l ₂₅₈	l ₂₅₉	l ₂₆₀	l ₂₆₁	l ₂₆₂	l ₂₆₃	l ₂₆₄	l ₂₆₅	l ₂₆₆	l ₂₆₇	l ₂₆₈	l ₂₆₉	l ₂₇₀	l ₂₇₁	l ₂₇₂	l ₂₇₃	l ₂₇₄	l ₂₇₅	l ₂₇₆	l ₂₇₇	l ₂₇₈	l ₂₇₉	l ₂₈₀	l ₂₈₁	l ₂₈₂	l ₂₈₃	l ₂₈₄	l ₂₈₅	l ₂₈₆	l ₂₈₇	l ₂₈₈	l ₂₈₉	l ₂₉₀	l ₂₉₁	l ₂₉₂	l ₂₉₃	l ₂₉₄	l ₂₉₅	l ₂₉₆	l ₂₉₇	l ₂₉₈	l ₂₉₉	l ₃₀₀	l ₃₀₁	l ₃₀₂	l ₃₀₃	l ₃₀₄	l ₃₀₅	l ₃₀₆	l ₃₀₇	l ₃₀₈	l ₃₀₉	l ₃₁₀	l ₃₁₁	l ₃₁₂	l ₃₁₃	l ₃₁₄	l ₃₁₅	l ₃₁₆	l ₃₁₇	l ₃₁₈	l ₃₁₉	l ₃₂₀	l ₃₂₁	l ₃₂₂	l ₃₂₃	l ₃₂₄	l ₃₂₅	l ₃₂₆	l ₃₂₇	l ₃₂₈	l ₃₂₉	l ₃₃₀	l ₃₃₁	l ₃₃₂	l ₃₃₃	l ₃₃₄	l ₃₃₅	l ₃₃₆	l ₃₃₇	l ₃₃₈	l ₃₃₉	l ₃₄₀	l ₃₄₁	l ₃₄₂	l ₃₄₃	l ₃₄₄	l ₃₄₅	l ₃₄₆	l ₃₄₇	l ₃₄₈	l ₃₄₉	l ₃₅₀	l ₃₅₁	l ₃₅₂	l ₃₅₃	l ₃₅₄	l ₃₅₅	l ₃₅₆	l ₃₅₇	l ₃₅₈	l ₃₅₉	l ₃₆₀	l ₃₆₁	l ₃₆₂	l ₃₆₃	l ₃₆₄	l ₃₆₅	l ₃₆₆	l ₃₆₇	l ₃₆₈	l ₃₆₉	l ₃₇₀	l ₃₇₁	l ₃₇₂	l ₃₇₃	l ₃₇₄	l ₃₇₅	l ₃₇₆	l ₃₇₇	l ₃₇₈	l ₃₇₉	l ₃₈₀	l ₃₈₁	l ₃₈₂	l ₃₈₃	l ₃₈₄	l ₃₈₅	l ₃₈₆	l ₃₈₇	l ₃₈₈	l ₃₈₉	l ₃₉₀	l ₃₉₁	l ₃₉₂	l ₃₉₃	l ₃₉₄	l ₃₉₅	l ₃₉₆	l ₃₉₇	l ₃₉₈	l ₃₉₉	l ₄₀₀	l ₄₀₁	l ₄₀₂	l ₄₀₃	l ₄₀₄	l ₄₀₅	l ₄₀₆	l ₄₀₇	l ₄₀₈	l ₄₀₉	l ₄₁₀	l ₄₁₁	l ₄₁₂	l ₄₁₃	l ₄₁₄	l ₄₁₅	l ₄₁₆	l ₄₁₇	l ₄₁₈	l ₄₁₉	l ₄₂₀	l ₄₂₁	l ₄₂₂	l ₄₂₃	l ₄₂₄	l ₄₂₅	l ₄₂₆	l ₄₂₇	l ₄₂₈	l ₄₂₉	l ₄₃₀	l ₄₃₁	l ₄₃₂	l ₄₃₃	l ₄₃₄	l ₄₃₅	l ₄₃₆	l ₄₃₇	l ₄₃₈	l ₄₃₉	l ₄₄₀	l ₄₄₁	l ₄₄₂	l ₄₄₃	l ₄₄₄	l ₄₄₅	l ₄₄₆	l ₄₄₇	l ₄₄₈	l ₄₄₉	l ₄₅₀	l ₄₅₁	l ₄₅₂	l ₄₅₃	l ₄₅₄	l ₄₅₅	l ₄₅₆	l ₄₅₇	l ₄₅₈	l ₄₅₉	l ₄₆₀	l ₄₆₁	l ₄₆₂	l ₄₆₃	l ₄₆₄	l ₄₆₅	l ₄₆₆	l ₄₆₇	l ₄₆₈	l ₄₆₉	l ₄₇₀	l ₄₇₁	l ₄₇₂	l ₄₇₃	l ₄₇₄	l ₄₇₅	l ₄₇₆	l ₄₇₇	l ₄₇₈	l ₄₇₉	l ₄₈₀	l ₄₈₁	l ₄₈₂	l ₄₈₃	l ₄₈₄	l ₄₈₅	l ₄₈₆	l ₄₈₇	l ₄₈₈	l ₄₈₉	l ₄₉₀	l ₄₉₁	l ₄₉₂	l ₄₉₃	l ₄₉₄	l ₄₉₅	l ₄₉₆	l ₄₉₇	l ₄₉₈	l ₄₉₉	l ₅₀₀	l ₅₀₁	l ₅₀₂	l ₅₀₃	l ₅₀₄	l ₅₀₅	l ₅₀₆	l ₅₀₇	l ₅₀₈	l ₅₀₉	l ₅₁₀	l ₅₁₁	l ₅₁₂	l ₅₁₃	l ₅₁₄	l ₅₁₅	l ₅₁₆	l ₅₁₇	l ₅₁₈	l ₅₁₉	l ₅₂₀	l ₅₂₁	l ₅₂₂	l ₅₂₃	l ₅₂₄	l ₅₂₅	l ₅₂₆	l ₅₂₇	l ₅₂₈	l ₅₂₉	l ₅₃₀	l ₅₃₁	l ₅₃₂	l ₅₃₃	l ₅₃₄	l ₅₃₅	l ₅₃₆	l ₅₃₇	l ₅₃₈	l ₅₃₉	l ₅₄₀	l ₅₄₁	l ₅₄₂	l ₅₄₃	l ₅₄₄	l ₅₄₅	l ₅₄₆	l ₅₄₇	l ₅₄₈	l ₅₄₉	l ₅₅₀	l ₅₅₁	l ₅₅₂	l ₅₅₃	l ₅₅₄	l ₅₅₅	l ₅₅₆	l ₅₅₇	l ₅₅₈	l ₅₅₉	l ₅₆₀	l ₅₆₁	l ₅₆₂	l ₅₆₃	l ₅₆₄	l ₅₆₅	l ₅₆₆	l ₅₆₇	l ₅₆₈	l ₅₆₉	l ₅₇₀	l ₅₇₁	l ₅₇₂	l ₅₇₃	l ₅₇₄	l ₅₇₅	l ₅₇₆	l ₅₇₇	l ₅₇₈	l ₅₇₉	l ₅₈₀	l ₅₈₁	l ₅₈₂	l ₅₈₃	l ₅₈₄	l ₅₈₅	l ₅₈₆	l ₅₈₇	l ₅₈₈	l ₅₈₉	l ₅₉₀	l ₅₉₁	l ₅₉₂	l ₅₉₃	l ₅₉₄	l ₅₉₅	l ₅₉₆	l ₅₉₇	l ₅₉₈	l ₅₉₉	l ₆₀₀	l ₆₀₁	l ₆₀₂	l ₆₀₃	l ₆₀₄	l ₆₀₅	l ₆₀₆	l ₆₀₇	l ₆₀₈	l ₆₀₉	l ₆₁₀	l ₆₁₁	l ₆₁₂	l ₆₁₃	l ₆₁₄	l ₆₁₅	l ₆₁₆	l ₆₁₇	l ₆₁₈	l ₆₁₉	l ₆₂₀	l ₆₂₁	l ₆₂₂	l ₆₂₃	l ₆₂₄	l ₆₂₅	l ₆₂₆	l ₆₂₇	l ₆₂₈	l ₆₂₉	l ₆₃₀	l ₆₃₁	l ₆₃₂	l ₆₃₃	l ₆₃₄	l ₆₃₅	l ₆₃₆	l ₆₃₇	l ₆₃₈	l ₆₃₉	l ₆₄₀	l ₆₄₁	l ₆₄₂	l ₆₄₃	l ₆₄₄	l ₆₄₅	l ₆₄₆	l ₆₄₇	l ₆₄₈	l ₆₄₉	l ₆₅₀	l ₆₅₁	l ₆₅₂	l ₆₅₃	l ₆₅₄	l ₆₅₅	l ₆₅₆	l ₆₅₇	l ₆₅₈	l ₆₅₉	l ₆₆₀	l ₆₆₁	l ₆₆₂	l ₆₆₃	l ₆₆₄	l ₆₆₅	l ₆₆₆	l ₆₆₇	l ₆₆₈	l ₆₆₉	l ₆₇₀	l ₆₇₁	l ₆₇₂	l ₆₇₃	l ₆₇₄	l ₆₇₅	l ₆₇₆	l ₆₇₇	l ₆₇₈	l ₆₇₉	l ₆₈₀	l ₆₈₁	l ₆₈₂	l ₆₈₃	l ₆₈₄	l ₆₈₅	l ₆₈₆	l ₆₈₇	l ₆₈₈	l ₆₈₉	l ₆₉₀	l ₆₉₁	l ₆₉₂	l ₆₉₃	l ₆₉₄	l ₆₉₅	l ₆₉₆	l ₆₉₇	l ₆₉₈	l ₆₉₉	l ₇₀₀	l ₇₀₁	l ₇₀₂	l ₇₀₃	l ₇₀₄	l ₇₀₅	l ₇₀₆	l ₇₀₇	l ₇₀₈	l ₇₀₉	l ₇₁₀	l ₇₁₁	l ₇₁₂	l ₇₁₃	l ₇₁₄	l ₇₁₅	l ₇₁₆	l ₇₁₇	l ₇₁₈	l ₇₁₉	l ₇₂₀	l ₇₂₁	l ₇₂₂	l ₇₂₃	l ₇₂₄	l ₇₂₅	l ₇₂₆	l ₇₂₇	l ₇₂₈	l ₇₂₉	l ₇₃₀	l ₇₃₁	l ₇₃₂	l ₇₃₃	l ₇₃₄	l ₇₃₅	l ₇₃₆	l ₇₃₇	l ₇₃₈	l ₇₃₉	l ₇₄₀	l ₇₄₁	l ₇₄₂	l ₇₄₃	l ₇₄₄	l ₇₄₅	l ₇₄₆	l ₇₄₇	l ₇₄₈	l ₇₄₉	l ₇₅₀	l ₇₅₁	l ₇₅₂	l ₇₅₃	l ₇₅₄	l ₇₅₅	l ₇₅₆	l ₇₅₇	l ₇₅₈	l ₇₅₉	l ₇₆₀	l ₇₆₁	l ₇₆₂	l ₇₆₃	l ₇₆₄	l ₇₆₅	l ₇₆₆	l ₇₆₇	l ₇₆₈	l ₇₆₉	l ₇₇₀	l ₇₇₁	l ₇₇₂	l ₇₇₃	l ₇₇₄	l ₇₇₅	l ₇₇₆	l ₇₇₇	l ₇₇₈	l ₇₇₉	l ₇₈₀	l ₇₈₁	l ₇₈₂	l ₇₈₃	l ₇₈₄	l ₇₈₅	l ₇₈₆	l ₇₈₇	l ₇₈₈	l ₇₈₉	l ₇₉₀	l ₇₉₁	l ₇₉₂	l ₇₉₃	l ₇₉₄	l ₇₉₅	l ₇₉₆	l ₇₉₇	l ₇₉₈	l ₇₉₉	l ₈₀₀

Versuchs- name	SW0		SW1a		SW1b		SW2a		SW2a		SW2		SW2		SW23		SW3		SW3		n	l	l	e	α	k*			
	σ ₁ [MPa]	σ ₂ [MPa]																											
31050a	1,11	0,20	1,12	0,66																	10	20	45	25	1,1	0			
06080a	3,14	1,57			3,15	0,92																10	20	45	25	3,1	0		
1606a	1,03	1,03	1,03	1,20			1,03	0,15			1,03	0,32			1,14	0,86	1,19	1,18	1,32	1,64		5	40	45	50	1,0	0		
0510a	1,00	0,78	1,01	0,99			1,29	0,29			1,205	0,83	3,52	2,19							0,36	3,5	40	45	50	1,0	1,07		
0906a	2,02	1,50	2,03	1,61			2,03	0,51	2,03	0,49	2,05	0,48			2,20	2,19	2,32	2,87	2,41	2,60		5	40	45	50	2,0	0		
30010b	1,00	0,66	1,00	1,27			1,00	0,24			1,01	0,30			1,12	1,37	1,25	1,26				7	40	45	35	1,0	0		
2610a	1,00	0,97	1,00	0,84			1,00	0,13			1,13	0,39			1,13	0,87	1,27	1,25				6	40	45	30	1,0	0		
13030a	1,01	0,42	1,01	0,54							1,04	0,46			1,16	1,20	1,23	1,21	1,32	1,24		10	20	45	25	1,0	0		
15030a	1,01	0,58	1,01	0,61							1,03	0,40			1,08	0,90	1,27	1,27	1,36	1,29		12	40	45	20	1,0	0		
1411a	1,00	1,19	1,00	0,94			1,00	0,16			1,01	0,91			1,08	0,89	1,16	1,21				10	20	60	25	1,0	0		
1212a	1,00	0,67	1,01	0,93			1,00	0,20			1,01	0,20			1,22	0,73	1,26	0,62				5	40	60	50	1,0	0		
0307b	0,99	0,98	0,98	1,15	0,99	0,34	0,99	0,13			1,00	0,17			1,14	1,36	1,26	1,45				5	40	60	50	1,0	0		
0607a	1,00	0,99	1,00	1,27			1,01	0,13			1,02	0,30			1,12	1,20	1,17	1,19	1,38	1,40		5	40	60	50	1,0	0		
2908a	3,02	1,96	3,03	1,90							3,06	2,95			3,28	3,35	3,42	3,92				5	40	60	50	3,0	0		
23020a	0,99	0,74	0,99	0,88			0,99	0,42			1,00	0,40			1,08	0,90	1,11	1,27	1,31	1,35		6	40	60	40	1,0	0		
2904b	1,01	1,05	1,01	0,76			1,01	0,14			1,02	0,78			1,11	0,82	1,14	1,10	1,16	1,02		10	20	75	25	1,0	0		
0512a	1,01	0,86	1,01	0,95			1,01	0,15			1,01	0,66			1,25	1,11	1,35	1,26	1,34	1,25		5	40	75	50	1,0	0		
12040a	1,01	0,58	1,02	0,98			1,01	0,10			1,03	0,70			1,09	0,64	1,17	1,13				10	20	90	25	1,0	0		
2811a	1,00	0,89	1,00	0,73			1,00	0,12			1,03	0,50			1,17	0,68	1,32	0,93				5	40	90	50	1,0	0		
07050a	1,02	0,86	1,02	1,46	1,02	0,91	1,02	0,39	1,03	0,98	1,03	0,70	1,05	0,86					1,35	1,26	1,36	1,28	9	20	30	30	25	1,0	0
2002a			0,12	0,62							0,13	1										5	40	-30	50	0,1	0		
2704a			0,28	0,07	0,28	/					0,28	0,78	0,28	0,32								5	40	-30	50	0,3	0		
1804a	1,00	1,02			1,00	0,56	1,00	0,17			1,00	0,97							1,02	1,45		5	40	-30	50	1,0	0		
1304a					2,06	/	2,06	2,10			2,07	3,14							2,21	2,44	2,22	2,34	5	40	-30	50	2,1	0	
0803b	1,05	0,89	1,05	0,93	1,06	0,41					1,00	0,79	1,11	0,84								3	40	0	100	1,1	0		
0404a			0,27	0,09	0,27	/	0,27	0,03														5	40	0	50	0,3	0		
0704c			1,81	6,05	1,80	/																5	40	0	50	0,5	1,9		
0704d											0,50	0,58										5	40	0	50	0,1	0		
1703a	1,00	0,96	1,00	0,98							1,00	1,10							1,04	1,07		5	40	0	50	1,0	0		
09050a	2,07	1,22	2,10	0,75	2,08	1,66					2,08	0,41			2,11	2,83	2,13	3,52	2,47	2,32		5	40	0	50	2,1	0		
1004a			1,04	/						1,98	4,63	2,00	3,32						2,12	2,81		5	40	30	50	1,0	0		
1204a			2,07	2,43	2,07	2,42				2,08	2,57								2,15	2,49		5	40	30	50	2,1	0		
2003a	0,25	0,41	0,26	0,04						0,26	0,38	0,25	0,32									5	40	45	50	0,2	0		
1003a										0,13	0,16	0,15	0,18						0,13	0,18		1	247,3	0	/	0,1	0		
2405a										0,54	0,22	0,52	0,12									1	247,3	0	/	0,5	0		
2109b										1,00	0,27	1,03	0,26						3,32	0,12		1	249,3	0	/	1,0	0		
2709a			1,02	0,91						1,03	0,91								3,30	1,19		1	249,4	0	/	1,0	0		
0601a			1,07	0,67						1,07	0,42	1,07	0,13									1	247,3	0	/	1,1	0		
0601b			1,08	0,50						1,08	0,20											1	247,3	0	/	1,1	0		
0702b	2,05	2,39	2,05	1,81	2,06	2,50				2,02	2,49	2,03	1,97									1	247,3	0	/	2,0	0		
2205a										2,01	0,47	2,05	0,30									1	247,3	0	/	2,0	0		
0903a			3,03	3,16						3,06	2,98								3,30	3,19		1	247,3	0	/	3,0	0		
2909a	1,00	0,70	1,00	0,89	1,00	0,45				1,00	0,80	1,01	0,82						3,08	0,94	1,15	1,01	1	258,2	15	1,0	0		
KSH23a	2,00	3,35			1,99	6,11	1,99	0,49			2,01	2,82			2,10	2,82			2,20	2,23		5	40	-15	50	2,0	0		
KSt_8b	1,98	1,44			1,98	1,05	1,98	0,93			2,01	2,03			2,17	2,30	2,32	2,40				5	40	0	50	2,0	0		
KSt_5	2,05	1,67			2,18	1,92	2,17	1,52			2,11	2,13							1,67	1,78		5	40	0	50	2,0	0		
KSt_3										1,54	1,17	1,58	1,35						2,03	1,75		1	249,6	0	/	1,5	0		
KSH13a	1,88	1,84	1,89	2,67	2,19	0,67	2,10	0,51	1,74	1,43	2,51	2,33	2,76	2,58	0,83	0,57	2,00	1,87	0,55	0,60	4	40	15	60	1,9	0,77	1,16		
KSt_7b	1,91	0,88	1,91	1,06			1,91	0,89	1,93	1,61	1,95	1,49	2,03	1,81	2,23	2,05	2,39	2,33	2,42	2,20		5	40	15	50	1,9	0		
KSt_4	2,07	2,26	2,07	2,08	2,48	0,36	2,19	0,76			3,01	2,80	3,13	3,16	0,73	0,62	1,71	1,53				5	40	15	50	2,0	0,95	1,27	
KSH11a	1,94	0,93	1,93	2,06	1,94	0,21	1,94	0,23	1,97	0,29	2,04	1,45			2,17	2,35	2,54	2,25	2,58	2,49		5	40	28	60	1,9	0		
KSH14a	1,84	0,74	1,84	2,56	1,88	/	1,88	0,46	1,55	1,24	2,65	2,46	2,75	2,49					1,42	1,45	0,21	0,23	4	40	30	60	1,8	0,81	1,08
KSt_2	1,94	/	1,94	/						1,97	0,36																		

Versuchsübersicht																	
Versuchs- name	SW0	SW1a	SW1b	SW2a	SW2b	SW2c	SW2d	SW2e	SW2f	SW3	n	l	i	e	σ	k^*	
	ϕ_{kor} [°]	-	(mm)	[°]	(mm)	(MPa)	(MPa/mm)										
0612_a	46	40	10	9					16		13	5	40	-75	50	1,0	0
3008_b	59		4	6					13	40	42	5	40	-60	50	1,0	0
2006_a	56			9					43		41	5	40	-45	50	1,0	0
2906_a	37		29	17					60		48	5	40	-45	50	3,0	0
27030a	34		6	8					51		45	10	20	-30	25	1,0	0
0205_a	56	68	23	8					36		51	5	40	-30	50	0,5	0
1005_b	55			12					45		46	5	40	-30	50	1,0	0
2607_a	63		29	8					45		45	5	40	-30	50	1,0	0
1409_a	35	48	50						58	42	44	5	40	-30	50	1,0	0
0609_a	45		44	16					70		46	5	40	-30	50	2,0	0
0405_b	34		43						68		57	5	40	-30	50	3,0	0
1205_a	29			21					77		57	5	40	-30	50	3,0	0
2408_b	45		69	15					59		46	5	40	-15	50	1,0	0
1912_a	36		65	36					64		43	5	40	-15	50	2,0	0
2208_b	37		58	43					60		44	5	40	-15	50	3,1	0
1810_a	36		33	26					58		44	6	40	-15	40	1,0	0
0711_a	33		39	30					51	38	43	6	20	0	40	1,0	0
21030a	29			42					53	38	41	6	20	0	41	3,0	0
20020a	50	30							53		35	3	40	0	80	1,0	0
1210_a	40	46	51						56		42	4	40	0	60	1,0	0
07020a	41	28	47						51		41	4	40	0	60	1,0	0,11
05020a	25	50							52	15	31	4	40	0	60	3,0	0
3005_a	50	45							49		22	5	40	0	50	0,5	0
0410_a	36	38							42		43	5	40	0	50	1,0	0
0210_a	40	31							40		45	5	40	0	50	1,0	0
0109_a		45							44		19	5	40	0	50	1,0	0
0706_a	38	48							49			5	40	0	50	2,0	0
1512_a	34	42							43	30	36	5	40	0	50	3,0	0
0409_a	32	40							46		33	5	40	0	50	3,0	0
15010a	24	33	19	11					22	37	37	5	40	15	50	1,0	0
3110_a									35	43	40	5	40	15	50	1,0	0
1408_a	20	27							30	44	40	5	40	15	50	1,0	0
14050a	35	44	20	16	14				40		42	5	40	15	50	1,0	0,98-1,09
08010a	16	21	33						22	27	23	5	40	15	50	2,0	0
1708_a	25	37							42	43	46	5	40	15	50	3,1	0
1910_a	23	27	10	11					37	18	40	6	40	15	40	1,0	0
06030a	16	12							34	14	36	6	40	15	40	1,5; 3,0	0
22010a	28	20	38						26	13	40	7	40	15	35	1,0	0
24010a	27	30							30	26	38	7	40	15	35	1,5; 3,0	0
0911_a		46		11					20	26	43	10	20	30	25	1,0	0
26040a	30	30		16					23	40	42	10	20	30	25	2,0	0
29030a	19	29							33	43	43	10	20	30	25	3,0	0
1109_a	56	43		8					16	43	37	5	40	30	50	0,5	0
1807_a	57	36							37			5	40	30	50	0,5	0
1110_a		38		10					19	61	44	5	40	30	50	0,5	0
1605_a		43		8					15			5	40	30	50	1,0	0
1605_b										54	42	5	40	30	50	1,1	0
10010a	27	41		11					14	43	41	5	40	30	50	1,0	0
1007_a		31		7					18	47	46	5	40	30	50	1,0	0
2311_1a	33	32	10	11					17	31	39	5	40	30	50	1,0	0
2311_2a	54	56	12	16					28	58	55	5	40	30	50	1,0	0
2809_a		28							30	37	44	5	40	30	50	1,0	0
1309_a	31	35		10					17	36	39	5	40	30	50	1,0	0,09-0,12
10040a	47	54	14	12					29		40	5	40	30	50	1,0	0,48-0,63
1807_b	41	37							20	45	46	5	40	30	50	1,0	1,03-1,26
2111_a	38	34	13	12					30		45	5	40	30	50	1,0	1,00 - 1,13
1209_a	25	25	37	15					12	49	39	5	40	30	50	2,0	0
1407_a		32		15	18				27	41	48	5	40	30	50	2,0	0
2007_b		29	17	9					24	46	46	5	40	30	50	2,0	0
1207_b		20	34						16	43	43	5	40	30	50	3,0	0
04040a	21	23	14						29	44	44	5	40	30	50	3,0	0
1805_a1	19	23	41	49					20			5	40	30	50	3,0	0
1805_a2										62	43	5	40	30	50	3,1	0
1509_a	12	30		43					14		37	5	40	30	50	3,1	1,01-1,21
17050a	34	56	12	6					32	36	43	6	40	30	40	1,0	0
23050a	46	46							26	35	44	7	40	30	35	1,0	0
2010_b									33	40	42	7	40	30	35	1,0	0
2410_a									39	44	45	7	40	30	35	3,0	0
08030a	39	40	36						25	38	45	8	40	30	30	1,0	0

Tab. D.4a: Größe der i-Winkel korrigierten scheinbaren Reibungswinkel ϕ_{kor} an ausgewählten Punkten (SW) der Scherversuche

Versuchs- name	SW0	SW1a	SW1b	SW2a	SW2	SW23	SW3	n	l [mm]	i [°]	e [mm]	σ [MPa]	k* [MPa/mm]		
	φ _{kor} [°]														
31050a	24	30		10		20	38	44	10	20	45	25	1,1	0	
06060a	26		16			25	26	34	10	20	45	25	3,1	0	
1606_a	45	49		8		17	37	45	5	40	45	50	1,0	0	
0510_a	38	44		13		22		44	5	40	45	50	1,0	1,07	
0906_a	36	39		14	14	13	45	51	5	40	45	50	2,0	0	
30010b	33	52		13		17	51	45	7	40	45	35	1,0	0	
2610_a	30	40		8		21	38	45	8	40	45	30	1,0	0	
13030a	22	28				24	46	47	10	40	45	25	1,0	0	
15030a	30	31				21	40	45	12	40	45	20	1,0	0	
1411_a	50	43		9		42	40	46	10	20	60	25	1,0	0	
1212_a	34	43		11		11	31	26	5	40	60	50	1,0	0	
0307_b	45	49	19	7		9	50	49	5	40	60	50	1,0	0	
0607_a	44	52		7		16	47	46	5	40	60	50	1,0	0	
2808_a	27	23				40	46	49	5	40	60	50	3,0	0	
23020a	37	42		23		22	42	49	6	40	60	40	1,0	0	
20040b	46	37		8		38	36	41	10	20	75	25	1,0	0	
0512_a	40	43		9		33	41	43	5	40	75	50	1,0	0	
12040a	30	44		6		34	31	44	10	20	90	25	1,0	0	
2811_a	42	36		7		26	30	35	5	40	90	50	1,0	0	
07050a	40	55	42	21	44	34		43	9	20	30; 0; -30	25	1,0	0	
2004_a		10						5	40	-30	50	0,1	0	0	
2704_a		16				72		5	40	-30	50	0,3	0	0	
1804_a	46		29	10		44		55	5	40	-30	50	1,0	0	
1304_a				46		57		48	5	40	-30	50	2,1	0	
0803_b	40	41	21			38		3	40	0	100	1,1	0	0	
0404_a		19		7				5	40	0	50	0,3	0	0	
0704_c		73						5	40	0	50	0,5; 1,9	0	0	
0704_d						49		5	40	0	50	0,5	0	0	
1703_a	44	44				48		46	5	40	0	50	1,0	0	
09050a	31	20	39			76	53	59	5	40	0	50	2,1	0	
1004_a						67		53	5	40	30	50	1,0	0	
1204_a		50	49			51		49	5	40	30	50	2,1	0	
2003_a	58	9				56		5	40	45	50	0,2	0	0	
1003_a						50		53	1	247,3	0	/	0,1	0	
2405_a						23		1	247,3	0	/	0,5	0	0	
2109_b						15		5	1	249,3	0	/	1,0	0	
2709_a		42				42		43	1	249,4	0	/	1,0	0	
0601_a		32				21		1	247,3	0	/	1,1	0	0	
0601_b		25				11		1	247,3	0	/	1,1	0	0	
0702_b	49	42	51			51		1	247,3	0	/	2,0	0	0	
2205_a						13		1	247,3	0	/	2,0	0	0	
0903_a		46				44		44	1	247,3	0	/	3,0	0	
2909_a	35	42	24			39		41	1	258,2	15	/	1,0	0	
KSt12a	59		72	13		54		45	5	40	-15	50	2,0	0	
KSt_Bb	36		28	25		45		47	5	40	0	50	2,0	0	
KSt_5	39		41	35		45		47	5	40	0	50	2,0	0	
KSt_3						37		41	1	249,6	0	/	1,5	0	
KSt13a	44	55	17	14	39	43	34	43	4	40	15	60	1,9	0,77-1,16	
KSt_7b	25	29		48	40	37	42	44	5	40	15	50	1,9	0	
KSt_4	48	44	8	19		43	40	42	5	40	15	50	2,0	0,90-1,27	
KSt11a	26	47	6	7	8	35	47	42	5	40	28	60	1,9	0	
KSt14a	22	54		14	39	43		45	4	40	30	60	1,8	0,81-1,08	
KSt_2				4		10	28	44	5	37-41	30	50	2,0	0	
SOL_1						29	47	43	5	46,5-48,5	30	50	2,0	0	
KSt_9a	43	39	9	10		42	47	45	5	40	30	50	3,9	0	
KSt_6	30	46	10	5	4	15	31	43	6	40	30	40	2,0	0,72-1,12	
KSt10a	21	40	11	6	9	26	22	26	5	40	45	50	1,9	0	
15060b	39	49				55		55			keine Risse	3,4	0	0	
Saegeza		39				39	43	43	5*	Verbindungen	40	15	50	0,1	0
5Risse		43				39	42	42	5	40	15	50	2,0	0	0
gspalt	48					47	43	1	"250"	"0"	/	1,3	0,52-1,25	0	
gegoss	27					37	17	21	1	"250"	"0"	/	1,0	1,06-1,71	0

Tab. D.4b: Größe der i-Winkel korrigierten scheinbaren Reibungswinkel φ_{kor} an ausgewählten Punkten (SW) der Scherversuche

Versuchsübersicht																
Versuchsname	SW0	SW1a	SW1b	SW2a	SW2a1	SW2	SW23	SW3	SW3		n	i	i	e	σ	k^*
	v [°]	[-]	[mm]	[°]	[mm]	[MPa]	[MPa/mm]									
0612_a	5,7	16,4	45,1	46,2		22,0		-6,8			5	40	-75	50	1,0	0
3008_b	0,7	/	57,3	56,0		46,7	13,6	-9,0	-5,2		5	40	-60	50	1,0	0
2006_a	6,1	/	/	57,8		15,0		-4,6			5	40	-45	50	1,0	0
2906_a	6,6		30,1	43,8		-7,6			-21,6		5	40	-45	50	3,0	0
2703oa	4,0		64,9	64,3		11,9			0,1		10	20	-30	25	1,0	0
0205_a	-2,6	4,1	41,6	68,0		32,5			0,1		5	40	-30	50	0,5	0
1005_b	-1,1		/	59,7		19,7			-0,1		5	40	-30	50	1,0	0
2607_a	-2,0		42,2	64,9		22,5			-1,3		5	40	-30	50	1,0	0
1409_a	-0,2	20,7	16,6			6,1	0,7	-0,5	-0,3		5	40	-30	50	1,0	0
0609_a	5,5		23,7	53,1		-6,7			-6,4		5	40	-30	50	2,0	0
0405_b	-2,4		22,2			-5,4			-14,1		5	40	-30	50	3,0	0
1205_a	4,8		/	44,7		-17,7			-20,4		5	40	-30	50	3,0	0
2408_b	8,9		5,4	60,8		9,1			-4,0	-6,1	5	40	-15	50	1,0	0
1912_a	3,1		3,6	33,8		-1,6	2,9		-3,4	-5,2	5	40	-15	50	2,0	0
2208_b	2,8		3,7	20,8		-2,5			-3,0		5	40	-15	50	3,1	0
1810_a	3,2		40,3	48,7		11,9			-3,3		6	40	-15	40	1,0	0
0711_a	1,2		31,2	42,6		12,2	2,6	0,0	-2,0	-1,3	6	20	0	40	1,0	0
2103oa	8,7		/	18,4		0,5	-0,1	-0,8	0,4		6	20	0	41	3,0	0
2002oa	7,6	43,4				8,5	8,6		-0,2	-1,8	3	40	0	80	1,0	0
1210_a	8,9	20,9	13,5			0,5			0,3	0,0	4	40	0	60	1,0	0
0702oa	9,5	38,3	17,1			6,6			0,6		4	40	0	60	1,0	0,11
0502oa	1,6	1,3				-5,2		0,2	-0,5		4	40	0	60	3,0	0
3005_a	-1,4	23,3				11,2	5,9		3,4		5	40	0	50	0,5	0
0410_a	7,4	13,5				4,7	0,6		1,1	0,7	5	40	0	50	1,0	0
0210_a	-0,5	26,2				-0,2			4,7	-2,2	5	40	0	50	1,0	0
0109_a		13,9				6,7	1,0		-1,5		5	40	0	50	1,0	0
0706_a	-2,6	0,5				-5,4	0,0				5	40	0	50	2,0	0
1512_a	-7,2	-9,9				-9,4		-0,7	-0,4		5	40	0	50	3,0	0
0409_a	0,0	3,4				-6,4	-3,1		-0,4	0,0	5	40	0	50	3,0	0
1501oa	-6,4	-5,0	11,9	24,6		9,0	14,1	-38,8	5,5		5	40	15	50	1,0	0
3110_a	/	/				14,1		-22,5	6,8		5	40	15	50	1,0	0
1408_a	-0,9	6,6				9,6	14,9	-20,7	4,4		5	40	15	50	1,0	0
1405oa	-10,6	-10,6	13,4	20,3	21,7	11,2	8,7		0,7		5	40	15	50	1,0	0,98-1,09
0801oa	-2,5	2,1	-8,1			15,4		-26,9	2,4	1,5	5	40	15	50	2,0	0
1708_a	-10,6	-15,0				7,6		-5,8	-7,5	-10,9	5	40	15	50	3,1	0
1910_a	-4,0	-7,0	-6,0	-6,0		13,1		11,6	-0,8	-3,8	6	40	15	40	1,0	0
0603oa	-13,9	-9,1				13,9		13,6	-0,8	-3,5	6	40	15	40	1,5:3,0	0
2201oa	-14,0	10,1	-6,5			14,3		11,9	-0,9		7	40	15	35	1,0	0
2401oa	-10,0	-10,0				10,2	9,4	-4,3	-5,2		7	40	15	35	1,5:3,0	0
0911_a		-6,2		20,5		26,0		7,8	-2,9	-2,2	10	20	30	25	1,0	0
2604oa	-6,4	-4,2		11,3		24,2		-4,7	-2,4	-1,9	10	20	30	25	2,0	0
2903oa	-2,9	-8,8				17,4		-4,8	-3,7	-8,1	10	20	30	25	3,0	0
1109_a	0,3	15,0		28,1		28,5		-43,1	11,7	12,2	5	40	30	50	0,5	0
1807_a	-7,2	36,8				19,1					5	40	30	50	0,5	0
1110_a		10,4		24,1		29,9	28,7	-37,1	-5,3		5	40	30	50	0,5	0
1605_a		/	/	22,5		30,0					5	40	30	50	1,0	0
1605_b								-32,0	3,4		5	40	30	50	1,1	0
1001oa		-7,1	-6,2	20,6		28,7		-25,5	0,1		5	40	30	50	1,0	0
1007_a		13,4		24,0		25,2		-26,4	-2,7		5	40	30	50	1,0	0
2311_1a	-1,9	0,3	19,5	19,8		26,6		1,8	-1,0	-9,8	5	40	30	50	1,0	0
2311_2a	-9,0	-9,0	20,7	17,4		25,6	25,9	-53,7	-0,1		5	40	30	50	1,0	0
2809_a		1,6				19,3		-6,2	-2,3	-2,7	5	40	30	50	1,0	0
1309_a	-10,7	2,2		21,6		21,7		-12,5	2,6	0,6	5	40	30	50	1,0	0,09-0,12
1004oa	-15,2	-16,2	17,7	20,8		26,6	10,0		-3,8		5	40	30	50	1,0	0,48-0,63
1807_b	-12,5	18,3				19,1		-1,1	2,3	1,6	5	40	30	50	1,0	1,03-1,26
2111_a	-3,8	5,1	13,9	18,2		20,5	4,6		0,1		5	40	30	50	1,0	1,00-1,13
1209_a	-0,6	-0,6	-16,2	9,4		28,2	26,9	-33,1	-2,0	0,3	5	40	30	50	2,0	0
1407_a		-7,6		12,3	13,5	25,1		-9,2	-8,8		5	40	30	50	2,0	0
2007_b		-5,7	9,2	16,9		21,8	23,1	-10,9	-8,7	-10,7	5	40	30	50	2,0	0
1207_b		-3,6	-13,9			25,0		-13,0	-7,5		5	40	30	50	3,0	0
0404oa		-3,0	-1,5	13,4		21,2		-12,7	-8,8	-7,8	5	40	30	50	3,0	0
1805_a1		-7,8	-3,4	-23,7	-37,4	24,0					5	40	30	50	3,0	0
1805_a2								47,1	-11,6		5	40	30	50	3,1	0
1509_a		-6,0	-14,4		-30,5	23,5	17,5		0,4		5	40	30	50	3,1	1,01-1,21
1705oa		-14,4	-14,8	7,2	7,6	24,7		-0,7	-1,7		6	40	30	40	1,0	0
2305oa		-17,2	-16,2			30,0		-3,0	-6,8		7	40	30	35	1,0	0
2010_b						22,4		-7,6	0,6	-1,8	7	40	30	35	1,0	0
2410_a						8,6		-10,1	-9,9	-7,6	7	40	30	35	3,0	0
0803oa		-19,2	-19,2	-17,6		27,8		-8,3	-7,2	-8,7	8	40	30	30	1,0	0

Tab. D.5a: Größe der Dilatationswinkel v an den ausgewählten Punkten (SW) der Scherversuche

Versuchsname	SW0 v [°]	SW1a v [°]	SW1b v [°]	SW2a v [°]	SW2a v [°]	SW2 v [°]	SW2 v [°]	SW23 v [°]	SW3 v [°]	SW3 v [°]	n [-]	l [mm]	i [°]	e [mm]	σ [MPa]	k ^t [MPa/mm]
31050a	-5.1	17.6		25.3		40.0		-9.9	-5.9	-6.9	10	20	45	25	1.1	0
06060a	-6.1		12.2			26.2		-7.0	-7.6		10	20	45	25	3.1	0
1606_a	-4.6	4.1		24.7		37.7		-12.7	-4.5	-13.0	5	40	45	50	1.0	0
0510_a	1.1	4.8		18.6		24.3	3.4	-0.2			5	40	45	50	1.0	1.07
0906_a	-7.6	-9.4		20.5	20.0	36.8		-18.3	-15.8	-12.5	5	40	45	50	2.0	0
30010b	-1.5	-1.4		19.0		40.8		-17.5	-7.1		7	40	45	35	1.0	0
2610_a	-10.7	-2.3		-3.5		34.9		-15.2	-6.3		8	40	45	30	1.0	0
13030a	-14.1	-14.1				37.0		-10.8	-5.8	-3.9	10	40	45	25	1.0	0
15030a	-20.7	-19.9				36.8		-6.0	-3.8	-3.0	12	40	45	20	1.0	0
1411_a	-4.0	13.1		28.6		15.4		-4.6	-0.1		10	20	60	25	1.0	0
1212_a	-6.2	13.4		28.3		51.7		-15.9	-7.8		5	40	60	50	1.0	0
0307_b	-8.8	7.1	36.2	28.7		53.8		-40.9	-18.2		5	40	60	50	1.0	0
0607_a	-5.6	4.2		32.0		47.1		-12.5	-7.2	-9.5	5	40	60	50	1.0	0
2808_a	-6.5	25.1				11.7		-12.5	-13.4		5	40	60	50	3.0	0
23020a	-5.0	13.2		22.8		41.5		-5.2	-5.8	-4.3	6	40	60	40	1.0	0
20040b	6.5	16.7		36.6		24.2		-4.1	-0.7	-0.9	10	20	75	25	1.0	0
0512_a	-1.4	10.0		41.1		30.4		-2.4	1.7	2.0	5	40	75	50	1.0	0
12040a	-4.9	13.3		43.6		20.9		-2.6	-1.2		10	20	90	25	1.0	0
2811_a	-0.5	19.5		42.6		31.5		-6.8	2.5		5	40	90	50	1.0	0
07050a	-9.5	-0.5	18.5	44.5	9.0	22.4	5.3		-2.2	-2.5	9	20	30; 0; -30	25	1.0	0
2004_a		76.1				/					5	40	-30	50	0.1	0
2704_a		66.8	/			0.8	4.8				5	40	-30	50	0.3	0
1804_a	25.0		43.3	64.6		22.7			-1.3		5	40	-30	50	1.0	0
1304_a		/	/	23.6		6.7			-8.4	-7.2	5	40	-30	50	2.1	0
0803_b	13.8	26.7	50.2			-1.3	0.2				3	40	0	100	1.1	0
0404_a		63.6	/	76.1							5	40	0	50	0.3	0
0704_c		0.0	/								5	40	0	50	0.5; 1.9	0
0704_d						5.7					5	40	0	50	0.5	0
1703_a	13.2	17.0				4.8			2.0		5	40	0	50	1.0	0
09050a	-0.6	55.5	34.7			-8.6		-1.4	-3.7	-10.7	5	40	0	50	2.1	0
1004_a		/				-0.9	3.9		-11.0		5	40	30	50	1.0	0
1204_a		23.2	22.2			15.9			-3.0		5	40	30	50	2.1	0
2003_a	6.8	74.9				20.6	9.7				5	40	45	50	0.2	0
1003_a						-1.3	1.9		3.3		1	247.3	0	/	0.1	0
2405_a						-4.6	2.0				1	247.3	0	/	0.5	0
2109_b						-0.5	0.2		0.0		1	249.3	0	/	1.0	0
2709_a		-0.5				-0.2			-0.2		1	249.4	0	/	1.0	0
0601_a		-4.1				-5.9	0.7				1	247.3	0	/	1.1	0
0601_b		-1.6				0.0					1	247.3	0	/	1.1	0
0702_b	8.7	20.3	10.9			4.3	1.0				1	247.3	0	/	2.0	0
2205_a						-1.4	1.0				1	247.3	0	/	2.0	0
0903_a		-0.5				0.5			-1.2		1	247.3	0	/	3.0	0
2909_a	0.9	8.5	20.5			14.1	13.8		14.7	14.4	1	258.2	15	/	1.0	0
KSt12a	4.9		2.4	63.2		-3.4			-4.5		5	40	-15	50	2.0	0
KSt_8b	17.1		40.5	43.9		-5.6			1.4	1.5	5	40	0	50	2.0	0
KSt_5	17.7		26.3	32.9		-4.7			2.4		5	40	0	50	2.0	0
KSt_3						0.0	-0.2		-0.8		1	249.6	0	/	1.5	0
KSt13a	-7.5	0.5	32.9	40.7	-4.4	13.2	11.7	-5.0	3.4	1.5	4	40	15	60	1.9	0.77-1.16
KSt_7b	-3.5	-3.5		-25.5	-27.1	8.8	8.1	-12.5	1.6	3.4	5	40	15	50	1.9	0
KSt_4	4.0	9.0	41.5	34.2		10.9	7.5	0.0	3.4		5	40	15	50	2.0	0.90-1.27
KSt11a	-2.7	8.4	43.6	45.7	13.1	20.9		-22.6	9.9	7.3	5	40	28	60	1.9	0
KSt14a	-3.9	0.8	/	32.0	-9.8	13.9	14.3		1.4	5.5	4	40	30	60	1.8	0.81-1.08
KSt_2	/	/		37.9		47.1		-15.7	-7.8		5	37-41	30	50	2.0	0
SOL_1						28.4		-25.9	-7.2		5	46.5-48.5	30	50	2.0	0
KSt_9a	-3.8	4.2	27.0	29.1		10.3		-21.9	-2.7	-0.6	5	40	30	50	3.9	0
KSt_6	-1.6	2.8	4.1	17.8	19.0	33.7	25.0	-0.3	-2.4		6	40	30	40	2.0	0.72-1.12
KSt10a	-4.0	13.0	29.8	30.3	24.9	32.0		-4.2	-3.9		5	40	45	50	1.9	0
15060b	1.8	18.7				-0.6			-26.1						3.4	0
Saegeza		15.1				15.3	13.8	-15.9	5.4		5*	40	15	50	0.1	0
5Risse		-14.4				14.4		-11.3	-1.6	-1.7	5	40	15	50	2.0	0
gspalt	-5.4					4.6	0.7	-0.9			1	"250"	"0"	/	1.3	0.52-1.25
gegoss	-3.2					3.1		4.7	0.0		1	"250"	"0"	/	1.0	1.06-1.71

Tab. D.5b: Größe der Dilatationswinkel v an den ausgewählten Punkten (SW) der Scherversuche

Versuchsübersicht																	
Versuchsname	SW0	SW1a	SW1b	SW2a	SW2a1	SW2	SW2	SW23	SW3	SW3							
	u [mm]	n	l [mm]	l [°]	e [mm]	σ [MPa]	k^* [MPa/mm]										
0612_a	0,15	0,20	0,32	0,87		27			64		5	40	-75	50	1,0	0	
3008_b	0,14	0,21	1,3	0,70		1,5	14	44	55		5	40	-60	50	1,0	0	
2006_a	0,26	4,0	0,96	4,5		4,5			33		5	40	-45	50	1,0	0	
2906_a	0,32		1,4	1,2		1,6			24		5	40	-45	50	3,0	0	
2703oa	0,06		1,0	0,70		1,5			58		10	20	-30	25	1,0	0	
0205_a	0,05	0,17	3,1	0,68		4,3			18		5	40	-30	50	0,5	0	
1005_b	0,12		1,1	0,93		1,6			10		5	40	-30	50	1,0	0	
2607_a	0,14		1,1	0,68		1,4			26		5	40	-30	50	1,0	0	
1409_a	0,05	0,43	0,58			0,68	17	24	37		5	40	-30	50	1,0	0	
0609_a	0,24		0,91	0,83		0,95			28		5	40	-30	50	2,0	0	
0405_b	0,17		0,75			0,83			9,6		5	40	-30	50	3,0	0	
1205_a	0,19		1,1	1,0		1,2			9,9		5	40	-30	50	3,0	0	
2408_b	0,10		0,92	0,78		1,1			32	54	5	40	-15	50	1,0	0	
1912_a	0,18		1,0	0,90		1,1	8,1		25	34	5	40	-15	50	2,0	0	
2208_b	0,18		0,72	0,69		0,74			8,4		5	40	-15	50	3,1	0	
1810_a	0,07		0,77	0,89		1,1			32		6	40	-15	40	1,0	0	
0711_a	0,07		0,77	0,71		1,1	5,5	12	52	55	6	20	0	40	1,0	0	
2103oa	0,17		0,64	0,63		0,66	18	24	62		6	20	0	41	3,0	0	
2002oa	0,19	0,82				1,1	9,4		30	37	3	40	0	80	1,0	0	
1210_a	0,12	0,52	0,56			0,60			22	64	4	40	0	60	1,0	0	
0702oa	0,13	0,45	0,50			0,64			42		4	40	0	60	1,0	0,11	
0502oa	0,14	0,52				0,68		25	64		4	40	0	60	3,0	0	
3005_a	0,02	0,15				0,45	2,2		12		5	40	0	50	0,5	0	
0410_a	0,11	0,20				0,67	2,2		15	42	5	40	0	50	1,0	0	
0210_a	0,10	0,28				2,1			22	57	5	40	0	50	1,0	0	
0109_a		0,25				0,46	2,5		53		5	40	0	50	1,0	0	
0706_a	0,14	0,27				0,37	6,0				5	40	0	50	2,0	0	
1512_a	0,20	0,57				1,1		4,0	18		5	40	0	50	3,0	0	
0409_a	0,17	0,33				0,39	3,4		27	55	5	40	0	50	3,0	0	
1501oa	0,03	0,07	1,3	0,57		1,9	24	33	56		5	40	15	50	1,0	0	
3110_a		0,04				9,0			37	54	5	40	15	50	1,0	0	
1408_a	0,01	0,22				1,6	13	27	45		5	40	15	50	1,0	0	
1405oa	0,03	0,07	0,85	0,35	0,69	8,1	9,1		46		5	40	15	50	1,0	0,98-1,09	
0801oa	0,06	0,16	0,34			2,1		30	45	60	5	40	15	50	2,0	0	
1708_a	0,05	0,14				4,9		19	24	30	5	40	15	50	3,1	0	
1910_a	0,11	0,19	0,63	0,43		4,4		14	38	61	6	40	15	40	1,0	0	
0603oa	0,12	0,17				2,9		11	25	60	6	40	15	40	1,5; 3,0	0	
2201oa	0,05	0,18	0,50			1,5		13	55		7	40	15	35	1,0	0	
2401oa	0,15	0,17				0,92	5,6	18	63		7	40	15	35	1,5; 3,0	0	
0911_a		0,11		0,48		2,8		7,5	59	25	61	10	20	30	25	1,0	0
2604oa	0,10	0,12		0,38		2,1		12	46	63	10	20	30	25	2,0	0	
2903oa	0,09	0,19				1,5		9,8	44	62	10	20	30	25	3,0	0	
1109_a	0,10	0,12		0,40		5,9		29	47	54	5	40	30	50	0,5	0	
1807_a	0,16	0,33				0,38					5	40	30	50	0,5	0	
1110_a		0,12		0,47		5,2	18	26	33		5	40	30	50	0,5	0	
1605_a		0,08	1,1	0,73		2,7					5	40	30	50	1,0	0	
1605_b								20	39		5	40	30	50	1,1	0	
1001oa	0,03	0,09		0,50		8,6		19	51		5	40	30	50	1,0	0	
1007_a		0,13		0,71		4,0		22	41		5	40	30	50	1,0	0	
2311_1a	0,06	0,08	1,1	0,77		5,1		13	22	48	5	40	30	50	1,0	0	
2311_2a	0,12	0,14	1,5	0,57		6,3	8,5	27	39		5	40	30	50	1,0	0	
2809_a		0,28				12		18	44	48	5	40	30	50	1,0	0	
1309_a	0,04	0,08		0,54		10		19	48	37	5	40	30	50	1,0	0,09-0,12	
1004oa	0,08	0,11	0,92	0,69		3,3	9,1		51		5	40	30	50	1,0	0,48-0,63	
1807_b	0,03	0,38				6,8		40	46	46	5	40	30	50	1,0	1,03-1,26	
2111_a	0,07	0,11	1,6	0,52		3,3	7,1		48		5	40	30	50	1,0	1,00 - 1,13	
1209_a	0,08	0,09	0,42	0,20		2,6	6,2	17	31	48	5	40	30	50	2,0	0	
1407_a		0,09		0,44	0,79	2,6		18	59		5	40	30	50	2,0	0	
2007_b		0,10	1,4	0,71		3,9	4,1	27	31	35	5	40	30	50	2,0	0	
1207_b	0,07	0,30				2,1		9,1	26		5	40	30	50	3,0	0	
0404oa	0,11	0,15	0,58			2,0		16	24	62	5	40	30	50	3,0	0	
1805_a1	0,05	0,18	0,24	0,32		1,1					5	40	30	50	3,0	0	
1805_a2								14	38		5	40	30	50	3,1	0	
1509_a	0,04	0,23		0,46		2,1	6,0		43		5	40	30	50	3,1	1,01-1,21	
1705oa	0,03	0,12	0,34	0,50		3,6		19	64		6	40	30	40	1,0	0	
2305oa	0,09	0,11				4,5		20	50		7	40	30	35	1,0	0	
2010_b						3,9		18	29	55	7	40	30	35	1,0	0	
2410_a						3,6		12	38	45	7	40	30	35	3,0	0	
0803oa	0,05	0,07	0,09			5,1		26	50	59	8	40	30	30	1,0	0	

Tab. D.6a: Größe der zu den ausgewählten Punkten (SW) der Scherversuche gehörenden Scherverschiebungen u

Versuchsname	SW0	SW1a	SW1b	SW2a	SW2a	SW2	SW2	SW23	SW3	SW3	n	l [mm]	i [°]	e [mm]	σ [MPa]	k* [MPa/mm]
	u [mm]															
31050a	0,03	0,24		0,36		1,9		27	56	60	10	20	45	25	1,1	0
06060a	0,12		0,39			1,4		35	44		10	20	45	25	3,1	0
1606_a	0,12	0,25		0,44		2,7		22	34	54	5	40	45	50	1,0	0
0510_a	0,08	0,17		0,91		3,0	10	49			5	40	45	50	1,0	1,07
0906_a	0,12	0,17		0,75	0,91	3,4		22	33	41	5	40	45	50	2,0	0
30010b	0,07	0,18		0,42		3,6		28	50		7	40	45	35	1,0	0
2610_a	0,04	0,14		0,42		4,7		31	55		8	40	45	30	1,0	0
13030a	0,03	0,05				2,8		32	43	57	10	40	45	25	1,0	0
15030a	0,03	0,04				3,2		14	50	64	12	40	45	20	1,0	0
1411_a	0,11	0,20		0,66		2,9		17	34		10	20	60	25	1,0	0
1212_a	0,05	0,29		0,47		1,4		44	51		5	40	60	50	1,0	0
0307_b	0,16	0,31	0,41	0,44		2,3		32	50		5	40	60	50	1,0	0
0607_a	0,08	0,19		0,63		2,2		21	29	61	5	40	60	50	1,0	0
2808_a	0,08	0,89				2,7		19	28		5	40	60	50	3,0	0
23020a	0,06	0,23		0,59		2,4		22	28	62	6	40	60	40	1,0	0
20040b	0,15	0,22		0,51		2,4		23	28	32	10	20	75	25	1,0	0
0512_a	0,10	0,20		1,1		2,1		52	63	64	5	40	75	50	1,0	0
12040a	0,09	0,54		0,93		5,7		19	34		10	20	90	25	1,0	0
2811_a	0,08	0,20		0,86		7,9		38	62		5	40	90	50	1,0	0
07050a	0,04	0,13	0,53	0,43	1,5	2,3	6,0	61	63	9	20	30; 0; -30	25	1,0	0	0
2004_a		0,88				1,1					5	40	-30	50	0,1	0
2704_a		0,17	0,53			0,75	9,8				5	40	-30	50	0,3	0
1804_a	0,21		0,29	0,57		2,0			7,3		5	40	-30	50	1,0	0
1304_a			0,85	0,79		0,89			15	16	5	40	-30	50	2,1	0
0803_b	0,37	0,60	1,0			11	13				3	40	0	100	1,1	0
0404_a		0,60	1,1	2,2							5	40	0	50	0,3	0
0704_c		1,1	1,3								5	40	0	50	0,5; 1,9	0
0704_d						0,40					5	40	0	50	0,5	0
1703_a	0,69	0,82				1,1			13		5	40	0	50	1,0	0
09050a	0,08	0,93	1,1			1,3		4,6	7,4	40	5	40	0	50	2,1	0
1004_a		1,7				2,0	4,7		19		5	40	30	50	1,0	0
1204_a		0,78	1,3			1,9			9,6		5	40	30	50	2,1	0
2003_a	0,59	1,50				1,7	9,3				5	40	45	50	0,2	0
1003_a						1,8	10		36		1	247,3	0	/	0,1	0
2405_a						0,30	5,8				1	247,3	0	/	0,5	0
2109_b						0,65	8,8		57		1	249,3	0	/	1,0	0
2709_a		0,57				2,2			54		1	249,4	0	/	1,0	0
0601_a		0,19				0,76	3,9				1	247,3	0	/	1,1	0
0601_b		0,13				1,3					1	247,3	0	/	1,1	0
0702_b	0,40	0,54	0,62			0,76	5,5				1	247,3	0	/	2,0	0
2205_a						0,49	5,6				1	247,3	0	/	2,0	0
0903_a		1,1				3,8			20		1	247,3	0	/	3,0	0
2909_a	0,13	0,24	0,78			1,6	3,5		21	36	1	258,2	15	/	1,0	0
KSt12a	0,18		0,59	0,57		1,2			25		5	40	-15	50	2,0	0
KSt_8b	0,20		0,50	0,48		0,94			21	36	5	40	0	50	2,0	0
KSt_5	0,17		0,36	0,34		0,76			37		5	40	0	50	2,0	0
KSt_3						0,59	8,1		61		1	249,6	0	/	1,5	0
KSt13a	0,07	0,12	0,56	0,39	2,1	11	12	41	63	48	4	40	15	60	1,9	0,77-1,16
KSt_7b	0,06	0,19		0,36	2,3	4,6	14	34	51	53	5	40	15	50	1,9	0
KSt_4	0,17	0,19	0,72	0,35		14	15	42	61		5	40	15	50	2,0	0,90-1,27
KSt11a	0,04	0,14	0,79	0,48	2,6	10		26	60	62	5	40	28	60	1,9	0
KSt14a	0,01	0,14	0,37	0,16	1,9	9,3	9,7		62	49	4	40	30	60	1,8	0,81-1,08
KSt_2	0,19	0,20		0,22		2,7		35	46		5	37-41	30	50	2,0	0
SOL_1						3,3		28	34		5	46,5-48,5	30	50	2,0	0
KSt_9a	0,14	0,16	0,59	0,42		8,5		22	43	46	5	40	30	50	3,9	0
KSt_6	0,05	0,16	1,8	0,31	0,57	3,9	8,8		37	47	6	40	30	40	2,0	0,72-1,12
KSt10a	0,03	0,18	0,32	0,48	3,4	10		54	57		5	40	45	50	1,9	0
15060b	0,27	1,0				3,9			29						3,4	0
Saegeza		0,07				6,7	11	37	47		5 + 5	40	15	50	0,1	0
5Risse		0,31				5,2		17	32	37		40	15	50	2,0	0
gspalt	0,10					0,33	14		63		1	"250"	"0"	/	1,3	0,52-1,25
gegoss	0,06					0,17		2,8	62		1	"250"	"0"	/	1,0	1,06-1,71

Tab. D.6b: Größe der zu den ausgewählten Punkten (SW) der Scherversuche gehörenden Scherverschiebungen u

Gestein	Kalkstein- brekzie:	Kalkstein- mehl:	Gips- brekzie:	Gips- mehl:
φ	31°	36,5°	36°	42,5°

**Tab. D.7: Ergebnisse direkter Scherversuche im bodenmechanischen Schergerät:
Scherfestigkeit von Gesteinsbruchstücken**

**SCHRIFTENREIHE DES LEHRSTUHLs FÜR GRUNDBAU UND
BODENMECHANIK
DER RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM**

Herausgeber: H. L. Jessberger

HEFT NR.

- 1 (1979) **Hans Ludwig Jessberger**
Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum
- 2 (1978) **Joachim Klein**
Nichtlineares Kriechen von künstlich gefrorenem Emschermergel
- 3 (1979) **Heinz-Joachim Gödecke**
Die dynamische Intensivverdichtung wenig wasserdurchlässiger Böden
- 4 (1979) **Poul V. Lade**
Three Dimensional Stress-Strain Behaviour and Modeling of Soils
- 5 (1979) **Roland Pusch**
Creep of Soils
- 6 (1983) **Norbert Diekmann**
Zeitabhängiges, nichtlineares Spannungs-Verformungsverhalten von gefrorenem Schluff unter triaxialer Belastung
- 7 (1984) **Rudolf Dörr**
Zeitabhängiges Setzungsverhalten von Gründungen in Schnee, Firn und Eis der Antarktis am Beispiel der deutschen Georg-von-Neumayer- und Filchner-Station
- 8 (1984) **Ulrich Güttler**
Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen
- 9 (1986) **Peter Jordan**
Einfluß der Belastungsfrequenz und der partiellen Entwässerungsmöglichkeiten auf die Verflüssigung von Feinsand
- 10 (1986) **Eugen Makowski**
Modellierung der künstlichen Bodenvereisung im grundwasserdurchströmten Untergrund mit der Methode der Finiten Elemente
- 11 (1986) **Reinhard A. Beine**
Verdichtungswirkung der Fallmasse auf Lastausbreitung in nichtbindigem Boden bei der Dynamischen Intensivverdichtung
- 12 (1986) **Wolfgang Ebel**
Einfluß des Spannungspfades auf das Spannungs-Verformungsverhalten von gefrorenem Schluff im Hinblick auf die Berechnung von Gefrierschächten

- 13 (1987) **Uwe Stoffers**
Berechnungen und Zentrifugen-Modellversuche zur Verformungsabhängigkeit der Ausbaubeanspruchung von Tunnelausbauten in Lockergestein
- 14 (1988) **Gerhard Thiel**
Steifigkeit und Dämpfung von wassergesättigtem Feinsand unter Erdbebenbelastung
- 15 (1991) **Mahmud Thaher**
Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund, Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche
- 16 (1992) **Rainer Scherbeck**
Geotechnisches Verhalten mineralischer Deponieabdichtungsschichten bei ungleichförmiger Verformungswirkung
- 17 (1992) **Martin M. Bizialiele**
Torsional Cyclic Loading Response of a Single Pile in Sand
- 18 (1993) **Michael Kotthaus**
Zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfahlreihen aus langen Pfählen in Sand
- 19 (1993) **Ulrich Mann**
Stofftransport durch mineralische Deponieabdichtungen: Versuchsmethodik und Berechnungsverfahren
- 20 (1992) **Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger**
20 Jahre Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum
- 21 (1993) **Stephan Demmert**
Analyse des Emissionsverhaltens einer Kombinationsabdichtung im Rahmen der Risikobetrachtung von Abfalldeponien
- 22 (1994) **Diethard König**
Beanspruchung von Tunnel- und Schachtausbauten in kohäsionslosem Lockergestein unter Berücksichtigung der Verformung im Boden
- 23 (1995) **Thomas Neteler**
Bewertungsmodell für die nutzungsbezogene Auswahl von Verfahren zur Altlastensanierung
- 24 (1995) **Ralph Kockel**
Scherfestigkeit von Mischabfall in Hinblick auf die Standsicherheit von Deponien
- 25 (1996) **Jan Laue**
Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Lastereignissen
- 26 (1996) **Gunnar Heibroek**
Zur Reißbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien

- 27 (1996) **Thomas Siemer**
Zentrifugen-Modellversuche zur dynamischen Wechselwirkung zwischen
Bauwerken und Baugrund infolge stoßartiger Belastung
- 28 (1996) **Viswanadham V. S. Bhamidipati**
Geosynthetic Reinforced Mineral Sealing Layers of Landfills
- 29 (1997) **Frank Trappmann**
Abschätzung von technischem Risiko und Energiebedarf bei Sanierungs-
maßnahmen für Altlasten
- 30 (1997) **Andre Schürmann**
Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände
- 31 (1997) **Jessberger, H. L. (Herausgeber)**
Environment Geotechnics, Report of ISSMGE Technical Committee TC 5
on Environmental Geotechnics

Herausgeber: Th. Triantafyllidis

HEFT NR.

- 32 (2000) **Triantafyllidis, Th. (Herausgeber)**
Workshop „Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und
Forschungsergebnisse“
- 33 (2002) **Christof Gehle**
Bruch- und Scherverhalten von Gesteinstrennflächen mit
dazwischenliegenden Materialbrücken

