

IfG Institut für Gebirgsmechanik GmbH

Veröffentlichungen

Herausgeber: W. MINKLEY, W. SCHREINER

Heft 1

**Gebirgsmechanische Beschreibung
von Entfestigung und Sprödbrucherscheinungen
im Carnallit**

von

Wolfgang Minkley



Leipzig 2004

Der Autor dieses Heftes ist:

Dr. - Ing. habil. Wolfgang Minkley

Geschäftsführer des Instituts für Gebirgsmechanik GmbH

ABSTRACT

Potash mining in Germany has been affected by a series of rock bursts during its more than 100-year-long history. These rock bursts led to the destruction of mining fields within seconds and to earthquake-like shocks at the surface. They occurred primarily in seams consisting of carnallite, a potash salt rock which is characterized by its extreme susceptibility to brittle failure and that caused the strongest mining-induced seismic energy releases globally.

In order to be able to adequately simulate these failure processes in geomechanic modelling, an elasto-plastic material model with deconsolidation is needed to be developed. The shortcoming of the linear MOHR-COULOMB model is that effective strength is infinitely increasing with ascending confining pressure. Since an infinite effective strength is not physically consistent, a strength limit, the maximum effective strength σ_{MAX} , was introduced.

New parameters depending on plastic shear deformation are introduced for the description of strain hardening and softening. The elasto-plastic model is linked to a modified non-linear BURGERS model. The developed visco-elasto-plastic model with hardening/softening and dilatancy can be utilized in UDEC, 3DEC, FLAC2D and FLAC3D as a user defined model.

Rock mechanical lab-tests were carried out to estimate the material parameters of carnallite from various potash locations.

After a world wide overview of rock burst incidents in potash mining is given, the practical use of the developed model is demonstrated. The rock burst mechanisms in the course of the collapse of the eastern working area in the mined-out 'Teutschenthal' potash mine is in conformity with the developed geomechanical model which enabled to predetermine by calculation the dynamic processes occurring during a rock burst for the first time. The substantial parameters of the chain reaction-like collapse of the pillars such as an event duration of approximately 1.5 s, a local magnitude of $M_L = 4.9$, a limitation of the fractured zone to 2.5 km² and surface subsidence of 0.5 m correspond to the predetermined parameters obtained by means of the brittle failure model specifically developed for carnallite.

The developed constitutive model was also used in a back analysis of the rock burst 'Völkershausen'. This rock burst was one of the most devastating mining induced seismic events world wide with a local magnitude M_L of 5.6. Within a few seconds 3200 pillars in a mining field with an area of 6.5 square kilometres in a depth of 750 m to 900 m in the carnallitic seam 'Thüringen' were destroyed. The damage occurred in 'Völkershausen' - a village directly above the fractured zone - was catastrophic. Numerical back analysis was performed to investigate the mechanism of this rock burst.

Static and dynamic calculations using the visco-elasto-plastic constitutive model provided a consistent understanding from the time-dependent destrengthening processes and the dynamic processes occurring during the collapse to the consequences of the rock burst 'Völkershausen' 1989.

Finally numerical simulations were done to investigate dynamic system stability of mining structures in salt mines under earthquake loads.

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit, die sich mit der gebirgsmechanischen Beschreibung von Entfestigung und Sprödbrucherscheinungen im Carnallitit befaßt, basiert im wesentlichen auf langjährigen praktischen Erfahrungen bei der Lösung geomechanischer Problemstellungen im Kalibergbau und Forschungsergebnissen, die im Rahmen von BMBF geförderten Projekten zur dynamischen Langzeitstabilität von Grubengebäuden im Salinar ab 1995 entstanden sind.

Die Arbeit ist inhaltlich bis auf Kap. 5.4 identisch mit der gleichlautenden Habilitationsschrift des Verfassers. Kap. 5.4 „Rückrechnung Gebirgsschlag Völkershäusen 1989“ ist nachträglich aufgenommen worden und rundet das Bild über Sprödbrucherscheinungen im Carnallitit und den heute erreichten Stand der gebirgsmechanischen Analyse derartiger dynamischer Vorgänge am Beispiel eines der weltweit stärksten bergbauinduzierten seismischen Ereignisse ab.

Mein Dank gilt den Herren Dr. Brückner und Dr. Closs vom Projektträger Entsorgung des Forschungszentrums Karlsruhe, die sich für das Zustandekommen und bei der Begleitung der Forschungsprojekte engagiert haben.

Den Herren Professor Natau (Karlsruhe) und Professor Wallner (Hannover) danke ich für Ihre Bereitschaft, die Arbeit zu begutachten.

Den Herren Dipl. - Phys. Brückner und Dipl. - Phys. Böhnel bin ich für die Durchführung der experimentellen Untersuchungen im Gesteinslabor des Institutes für Gebirgsmechanik in Leipzig und die anregenden, fachlichen Diskussionen zur Bestimmung von Stoffparametern für das entwickelte Entfestigungsmodell dankbar.

Nicht zuletzt gilt mein besonderer Dank Herrn Professor Heinrich (Freiberg) für das große Interesse an der Habilitationsschrift.

Wolfgang Minkley

Inhaltsverzeichnis

1	Wissenschaftliche Problemstellung	1
2	Entwicklung eines Stoffmodells für Salzgesteine mit Entfestigung, Dilatanz und Kriechen.....	5
2.1	Elasto-plastisches Stoffmodell.....	5
2.1.1	Nichtlineares MOHR-COULOMB'sches Bruchkriterium.....	5
2.1.2	Inkrementelles elastisches Gesetz.....	11
2.1.3	Fließfunktion, Potentialfunktion und plastische Korrektur	12
2.1.4	Dilatanz	14
2.1.5	Verfestigung / Entfestigung	16
2.2	Visko-elasto-plastisches Stoffmodell	20
3	Bestimmung von Stoffparametern für das visko-elasto-plastische Stoffmodell an verschiedenen Carnallitvarietäten.....	27
3.1	Elastische Materialparameter	27
3.2	Plastische Materialparameter	30
3.2.1	Charakteristisches Spannungs-, Verformungs- und Dilatanzverhalten.....	30
3.2.2	Spannungs- und verformungsabhängige Festigkeit und Entfestigung.....	33
3.2.3	Einfluß der Verformungsrate und Feuchtigkeit.....	38
3.2.4	Spannungs- und verformungsabhängige Dilatanz	41
3.3	Viskose Materialparameter.....	49
4	Verifizierung Stoffmodell und Modellvorstellungen zum Verformungs- und Bruchverhalten in Grubengebäuden unter besonderer Berücksichtigung des Entfestigungs- und Spröbruchverhaltens von Carnallit	55
4.1	Spröbruchverhalten von Salzgesteinen.....	55
4.2	Simulation einaxialer und triaxialer Druckversuche unter Verwendung des entwickelten elasto-plastischen Stoffmodells	57
4.3	Simulation einaxialer Kriechversuche unter Verwendung des entwickelten visko-elasto-plastischen Stoffmodells.....	63
4.4	Berechnungen zur Tragfähigkeit von Carnallitpfeilern unter Berücksichtigung von Entfestigung	65
4.4.1	Verifizierung elasto-plastisches Stoffmodell.....	65
4.4.2	Spröbruchverhalten von Carnallitpfeilern	77
4.5	Berechnungen zur Entfestigung carnallitischer Kammersohlen, zur dynamischen Systemstabilität und zur Stabilisierung von Tragelementen.....	87
5	Validierung der Modellvorstellungen an ausgewählten dynamischen Er- scheinungen (Gebirgsschlägen) in Grubengebäuden der flachen Lagerung	91
5.1	Spröbruchvorgänge und Gebirgsschläge im Carnallit	91
5.1.1	Bergbauinduzierte und natürliche Seismizität	91
5.1.2	Gebirgsschlag Angersdorf 1916.....	93
5.1.3	Gebirgsschlag Krügershall 1940	93
5.1.4	Gebirgsschlag Teutschenthal 1996.....	97
5.1.5	Gebirgsschlag Aschersleben 1971	104
5.1.6	Gebirgsschlag Bleicherode 1983	105
5.1.7	Gebirgsschlag Heringen 1953.....	105
5.1.8	Gebirgsschlag Merkers 1958 und Merkers 1961	106
5.1.9	Gebirgsschlag Unterbreizbach 1975.....	107
5.1.10	Gebirgsschlag Völkershäuser 1989	108
5.1.11	Gebirgsschlag Solikamsk 1995.....	113
5.1.12	Gebirgsschlag Wyoming 1995	114

5.2	Kenntnisstand über Gebirgsschlagmechanismus und Energiefreisetzung im Kalibergbau.....	117
5.3	Validierung der entwickelten Stoffmodelle am Gebirgsschlag Teutschenthal 1996	126
5.3.1	Berechnungen mit dem elasto-plastischen Stoffmodell	126
5.3.1.1	Vorbemerkung.....	126
5.3.1.2	Geologische und bergbauliche Situation.....	126
5.3.1.3	Vergleich Vorausberechnung mit Gebirgsschlag	128
5.3.1.4	Schlußfolgerungen	132
5.3.2	Berechnungen mit dem visko-elasto-plastischen Stoffmodell.....	133
5.3.2.1	Modellaufbau.....	133
5.3.2.2	Statische und dynamische Berechnungen.....	137
5.3.2.3	Schlußfolgerungen	143
5.4	Rückrechnung Gebirgsschlag Völkershäuser 1989.....	146
5.4.1	Modellaufbau.....	146
5.4.2	Primärspannungszustand	155
5.4.3	Statische Berechnung des Zustandes vor Gebirgsschlag	157
5.4.4	Dynamische Berechnung - Gebirgsschlag.....	160
5.4.5	Beanspruchung der geologischen Barrieren.....	165
5.4.5.1	Bewertungskriterien zur Dichtheit und zum Permeabilitätsverhalten geologischer Barrieren	166
5.4.5.2	Gebirgsschlagwirkungen auf die geologischen Barrieren	170
5.4.6	Schlußfolgerungen	174
5.5	Berechnungen zur dynamischen Systemstabilität carnallitischer Tragwerke bei Erdbebenanregung	175
5.5.1	Festlegung des Bemessungserdbebens	175
5.5.2	Modell Gebirgsschlag Sünna	177
5.5.3	Berechnungen mit abbauinduzierter und seismischer Anregung.....	179
5.5.4	Schlußfolgerungen	183
6	Zusammenfassung	185
	Literaturverzeichnis	191
	Abbildungsverzeichnis.....	197

1 Wissenschaftliche Problemstellung

Die vorgelegte Arbeit basiert wesentlich auf Forschungsergebnissen die unter der Thematik:

- *"Untersuchungen (Stoffgesetz-Entwicklung, Modellierung) zum Sprödbbruchverhalten von Carnallitit und seiner Auswirkungen auf die Langzeitsicherheit von Untertagedeponien"*
- *"Prognose der dynamischen Langzeitstabilität von Grubengebäuden im Salinar"*

durch das BMBF gefördert wurden.

Grundlage für die Langzeitsicherheit einer Untertagedeponie (UTD) bzw. einer Untertageverwertung (UTV) im Salzgebirge nach dem Prinzip des vollständigen Einschlusses ist der Nachweis der dauerhaften Funktionstauglichkeit der geologischen Barrieren, d.h. ihrer Integrität und Dichtheit unter den in situ auftretenden statischen und dynamischen Beanspruchungsbedingungen.

Extreme dynamische Beanspruchungen entstehen bei Systeminstabilität in sprödbrechgefährdeten Grubenfeldern, bei denen in wenigen Sekunden ein Konvergenzsprung in Metergrößenordnung eintreten kann, ein Konvergenzbetrag, wie er unter statischen Belastungsbedingungen erst nach Jahrzehnten bis Jahrhunderten erreicht wird, je nach Dimensionierung der Tragelemente und den Kriecheigenschaften der anstehenden Salzgesteine. Neben der natürlichen Seismizität muß in einer UTD bzw. UTV in Kaliabbaugebieten die bergbauinduzierte Seismizität berücksichtigt werden, die i.allg. ein höheres Risiko darstellt als die natürliche durch Erdbeben verursachte Seismizität, zumal sich das Hypozentrum bei Gebirgsschlägen mit der großen Energiefreisetzung in der Lagerstätte selbst befindet.

Prädestiniert für Sprödbbruchreaktionen und Versagensvorgänge im Salzgebirge ist das Gestein Carnallitit, das in nahezu allen Salzlagerstätten Deutschlands in mehr oder weniger großem Umfang aufgeschlossen ist und eine Reihe von Gebirgsschlägen hervorgerufen hat.

Die Beurteilung der Langzeitsicherheit von Untertagedeponien (UTD) in Gruben mit Carnallititaufschlüssen und Untertageverwertungen (UTV) in carnallitischen Abbaufeldern setzt spezielle Kenntnisse über das Entfestigungs- und Sprödbbruchverhalten des Gesteins Carnallitit voraus. Im Unterschied zum vorrangig betrachteten kriechfähigen duktilen Verformungsverhalten von Steinsalz sind bei anstehendem Carnallitit auch mögliche dynamische Reaktionen als Folge von Sprödbrüchen in Erwägung zu ziehen, die, wie die eingetretenen Gebirgs-

schläge im Kalibergbau belegen, bis hin zur Systeminstabilität von Grubenfeldern führen können.

Da bei Gebirgsschlägen der Herdvorgang der Energiefreisetzung im Nahfeld liegt, ist für eine zuverlässige Einschätzung der Auswirkungen der dynamischen Beanspruchung auf die umgebenden geologischen Barrieren die Kenntnis des ablaufenden Herdmechanismus und die Simulation adäquater Grenzzustände in gebirgsmechanischen Berechnungsmodellen erforderlich.

Der Verlust der Tragfähigkeit bei Systeminstabilität in Teilfeldern muß nicht gleichbedeutend mit dem Verlust der Gebrauchstauglichkeit sein. Die Auseinandersetzung mit diesen Problemstellungen zwingt dazu, sich mit dem Sprödbbruchverhalten von Carnallitit und seinen dynamischen Auswirkungen auf die Langzeitsicherheit von Gruben im Salinar zu befassen, die zur Abfallbeseitigung bzw. -verwertung herangezogen werden.

Die Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA, 1997) fordert deshalb im Rahmen des geotechnischen Standsicherheitsnachweises u.a. eine:

"Rechnerische gebirgsmechanische Modellierung zur Simulation des Beanspruchungszustandes des Gebirges und des Langzeitverhaltens des Einlagerungsbereiches und des Grubengebäudes unter Berücksichtigung ...seismologisch bedingter dynamischer Wirkungen... (Einschätzung der Möglichkeit eines Festigkeits- bzw. Verformungsversagens, seismische Systemstabilität)."

Stabilität läßt sich am zuverlässigsten einschätzen, wenn man die Ursachen und den Mechanismus für Instabilität versteht.

Die Modellsimulation geomechanischer Grenzzustände im Rahmen der Sicherheitsbeurteilung erfordert die Entwicklung eines geeigneten Stoffmodells zur Beschreibung des Sprödbbruchverhaltens von Carnallitit, die experimentelle Bestimmung der Stoffparameter sowie die Verifizierung und Validierung der Modellvorstellungen.

Zielstellungen und Forschungsgegenstand waren deshalb:

- Entwicklung eines elasto-plastischen Stoffmodells zur Beschreibung des Entfestigungs- und Sprödbbruchverhaltens von Carnallitit,

- Laboruntersuchungen zur Bestimmung der erforderlichen Stoffparameter zur Spröbruchcharakterisierung verschiedener Carnallitvarietäten,
- Entwicklung von Mechanismusmodellen und Modellvorstellungen zum Verformungs- und Bruchverhalten in Grubengebäuden und deren Umgebung unter besonderer Berücksichtigung der Spröbruchneigung von Carnallit,
- Validierung der Modellvorstellungen an ausgewählten dynamischen Erscheinungen (Gebirgsschlägen) in Grubengebäuden der flachen Lagerung.

Zusätzliche Untersuchungen zielten auf die Aufklärung der dem eigentlichen Spröbruchvorgang vorausgehenden Prozesse, d.h. die Erforschung des zeitabhängigen Entfestigungsprozesses carnallitischer Tragelemente in Grubengebäuden.

Diese erweiterte Zielsetzung setzte die Entwicklung eines Stoffmodells voraus, in dem die Verformungsmechanismen Kriechen, Entfestigung und Dilatanz miteinander verknüpft sind. Die bisher nur in separaten Stoffansätzen vorhandenen Modelle zum Kriechen und zur Entfestigung sind deshalb in einem visko-elasto-plastischen Modell zusammengeführt worden.

Die Forschungsergebnisse verbessern bzw. erweitern die methodischen Grundlagen der Nachweisführung der Langzeitsicherheit von Untertagedeponien und Versatzbergwerken im Salinar der flachen Lagerung insbesondere unter Berücksichtigung dynamischer Erscheinungen. Neben der Abfallbeseitigung in Untertagedeponien werden seit einigen Jahren im Zusammenhang mit der Schließung einer Reihe von Kaligruben in Mitteldeutschland und der Errichtung von Untertageversatzanlagen in stillgelegten Bergwerken sowie in abgeworfenen carnallitischen Baufeldern noch betriebener Bergwerke industrielle Abfallstoffe zur stofflichen Nutzung als Versatzmaterial nach untertage verbracht (MENZEL, et. al., 2000). Die Versatznotwendigkeit leitet sich dabei aus der langfristig nicht standsicheren Dimensionierung der carnallitischen Grubenfelder ab. Im Rahmen des geotechnischen Standsicherheitsnachweises muß dabei trotz geomechanischer Defizite in der Standsicherheit der Nachweis für einen sicheren Versatzbetrieb erbracht werden, was entsprechende Kenntnisse über das Spröbruchverhalten von Carnallit und Betrachtungen zur dynamischen Systemstabilität der spröbruchgefährdeten Tragwerke voraussetzt.

Nicht zuletzt helfen die entwickelten Stoffmodelle und Modellvorstellungen bei der Klärung einer Reihe offener Fragen aus der Vergangenheit des Kalibergbaus und sind für die Dimensionierung zukünftig standsicherer Abbausysteme in carnallitischen Grubenfeldern von großem praktischen Interesse.

Die möglich gewordene Nachrechnung von Versagensvorgängen und Gebirgsschlägen gibt Aufschluß über die Grenzen der Systemstabilität sprödebruchgefährdeter Tragwerke und beantwortet aktuelle Fragen zur Belastbarkeit salinärer geologischer Barrieren unter extremen dynamischen Beanspruchungen.

2 Entwicklung eines Stoffmodells für Salzgesteine mit Entfestigung, Dilatanz und Kriechen

2.1 Elasto-plastisches Stoffmodell

2.1.1 Nichtlineares MOHR-COULOMB'sches Bruchkriterium

Ein Stoffmodell zur Beschreibung von Entfestigung und Dilatanz der Salzgesteine sollte von folgenden grundlegenden Eigenschaften ausgehen:

- Die Fließ- bzw. Bruchgrenze ist nichtlinear und von der minimalen Hauptspannung abhängig,
- die Entfestigung ist verformungs- und spannungsabhängig,
- bei hoher Einspannung dominiert plastisches Fließen ohne Entfestigung,
- die Dilatanz ist stark abhängig vom Einspannungszustand.

Ein Fließ- bzw. Bruchkriterium für Salzgesteine, das die gestellten Anforderungen erfüllt, läßt sich in Form eines modifizierten, nichtlinearen MOHR-COULOMB'schen Fließkriteriums formulieren (MINKLEY, 1995 und 1997):

$$\sigma_{1B} = \sigma_D + N_\phi \cdot \sigma_3 \quad (2.1)$$

mit der Reibungsfunktion (Abb. 2.1):

$$N_\phi = 1 + \frac{\sigma_{MAX} - \sigma_D}{\sigma_\phi + \sigma_3} \quad (2.2)$$

bzw.

$$\sigma_{eff,B} = \sigma_D + \frac{\sigma_{MAX} - \sigma_D}{\sigma_\phi + \sigma_3} \cdot \sigma_3 \quad (2.3)$$

dabei sind:	σ_3	:	minimale Hauptspannung
	σ_{1B}	:	maximale Hauptspannung (Bruchspannung)
	$\sigma_{\text{eff},B} = \sigma_{1B} - \sigma_3$:	maximal ertragbare Effektivspannung
	$\sigma_D (\varepsilon^P)$:	einaxiale Druckfestigkeit
	$\sigma_{\text{MAX}} (\varepsilon^P)$:	maximale effektive Festigkeit
	$\sigma_\phi (\varepsilon^P)$:	Krümmungsparameter Festigkeitskurve
	ε^P	:	plastische Scherverformung

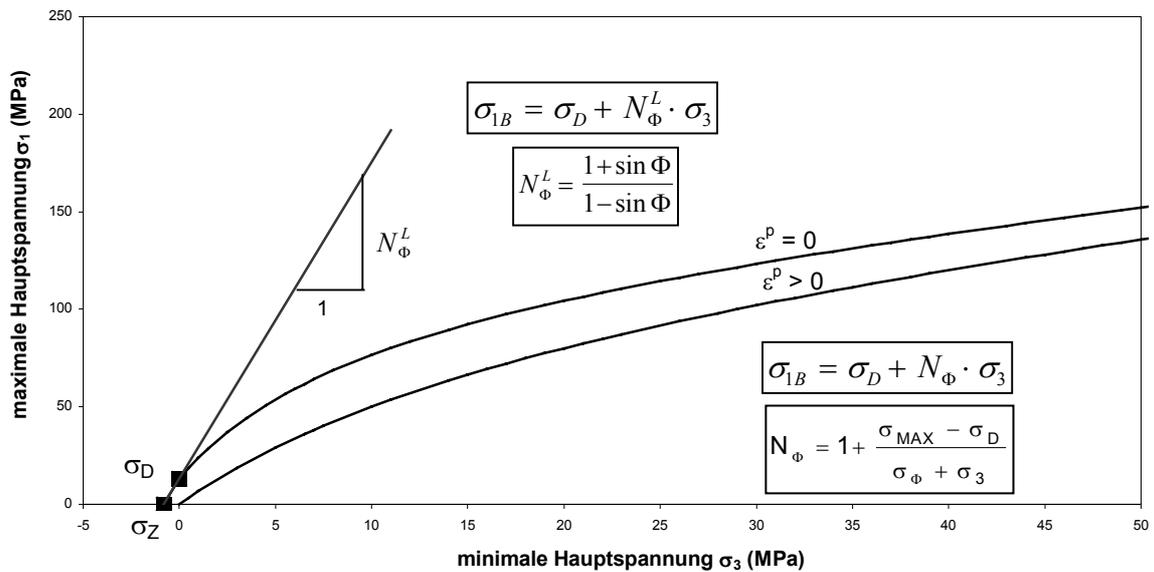


Abb. 2.1: Lineares und nichtlineares MOHR-COULOMB'sches Bruchkriterium im σ_1 vs. σ_3 - Diagramm

Die Reibungsfunktion Bez. (2.2) lässt sich auch in der Form schreiben:

$$N_\phi = 1 + \frac{1}{\frac{1}{N_\phi^L - 1} + \frac{\sigma_3}{\sigma_{\text{MAX}} - \sigma_D}} \quad (2.4)$$

wobei N_ϕ^L die bekannte Reibungswinkelfunktion des linearen MOHR-COULOMB'schen Fließkriteriums ist, die nicht von der Spannung abhängt. Setzt man in Bez. (2.4)

$$\sigma_3 = 0 \quad \text{folgt} \quad N_\phi = N_\phi^L = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}.$$

Das nichtlineare Fließ- bzw. Bruchkriterium besitzt mithin nur einen neuen zusätzlichen Parameter σ_{MAX} . Die physikalische Bedeutung der Größe σ_{MAX} wird ersichtlich, wenn man das Bruchkriterium im Diagramm $\sigma_1 - \sigma_3 = f(\sigma_3)$ darstellt (Abb. 2.2). σ_{MAX} ist die maximal ertragbare effektive Festigkeit des Gesteins, gegen die das Fließkriterium mit wachsender minimaler Hauptspannung σ_3 strebt. Eine derartige Grenze existiert für jedes Gestein, anderenfalls müßte die Festigkeit mit zunehmenden σ_3 unendlich anwachsen, was physikalisch nicht möglich ist. Das lineare MOHR-COULOMB'sche Bruchkriterium stellt nur eine Näherung dar, die für Gesteine mit hoher Festigkeit geeignet ist bzw. bei weniger festen Gesteinen nur für relativ geringe Einspannungen praktikable Ergebnisse liefert. Für Salzgesteine ist die Nichtlinearität unter den bergmännisch üblichen Teufendruckbedingungen bereits nicht mehr vernachlässigbar, so daß das lineare MOHR-COULOMB'sche Bruchkriterium für diese duktilen Gesteine nur eine sehr grobe Näherung darstellt.

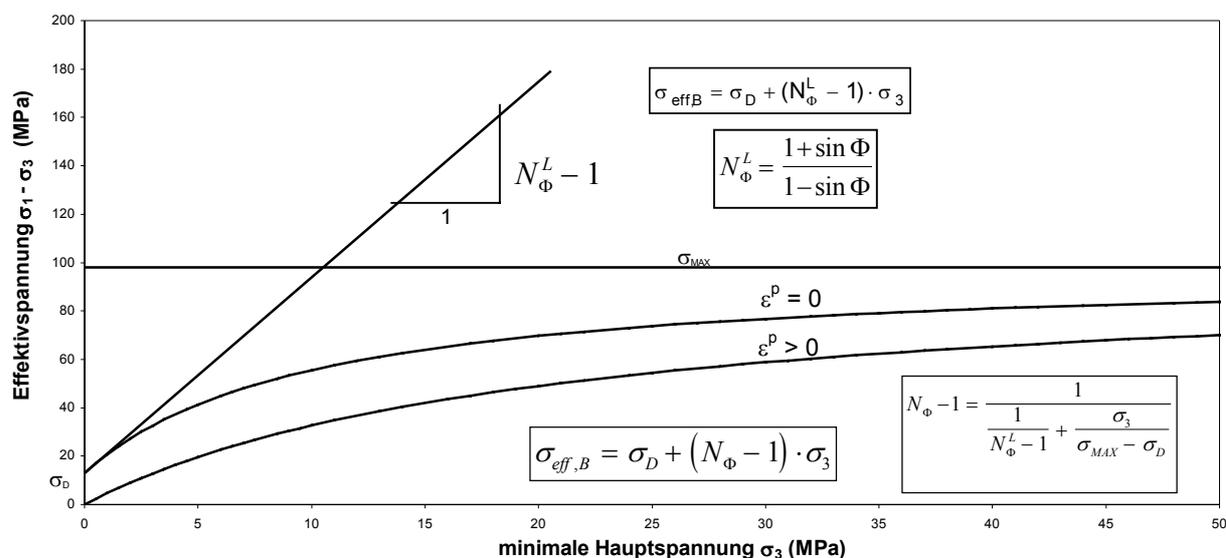


Abb. 2.2: Lineares und nichtlineares MOHR-COULOMB'sches Bruchkriterium im σ_{eff} vs. σ_3 - Diagramm

Aus Bez. (2.4) folgt für:

$$\sigma_{MAX} \rightarrow \infty : \quad N_\Phi = N_\Phi^L,$$

d.h. unter der Annahme einer unendlich großen maximalen effektiven Festigkeit, die implizit im MOHR-COULOMB'schen Bruchmodell enthalten ist, geht das entwickelte nichtlineare Fließ- bzw. Bruchkriterium als Grenzfall in das MOHR-COULOMB'sche Modell über.

Mit dem nichtlinearen Bruchkriterium wird sowohl der Druckfestigkeitsbereich als auch der Zugfestigkeitsbereich von Salzgesteinen präziser erfaßt. Für die Zugfestigkeit folgt:

$$\sigma_Z = \frac{-1}{2} \cdot (\sigma_\phi + \sigma_{MAX}) + \sqrt{\frac{1}{4} (\sigma_\phi + \sigma_{MAX})^2 - \sigma_D \cdot \sigma_\phi} \quad (2.5)$$

Näherungsweise gilt:

$$\sigma_Z \approx \frac{-\sigma_D}{\sigma_{MAX}} \cdot \sigma_\phi \quad (2.6)$$

Zwischen Druckfestigkeit σ_D , Zugfestigkeit σ_Z , maximaler effektiver Festigkeit σ_{MAX} und dem Parameter σ_ϕ zur Beschreibung der Krümmung der Bruchhüllkurve besteht der Zusammenhang:

$$\sigma_\phi = \frac{\sigma_{MAX} - |\sigma_Z|}{\frac{\sigma_D}{|\sigma_Z|} - 1} \quad (2.7)$$

bzw.

$$\sigma_\phi = \frac{\sigma_{MAX} - \sigma_D}{N_\phi^L - 1} \quad (2.8)$$

Das modifizierte, nichtlineare MOHR-COULOMB'sche Bruchkriterium läßt sich bei Verwendung der Größe σ_ϕ in der Form von Bez. (2.2) schreiben bzw. unter Verwendung der Reibungswinkelfunktion N_ϕ^L in Form von Bez. (2.4) darstellen. Zusätzliche gesteinsmechanische Kenngröße ist im abgeleiteten nichtlinearen Bruchkriterium neben Reibung (Reibungswinkelfunktion N_ϕ^L) und Druckfestigkeit σ_D bei Einspannung Null ($\sigma_3 = 0$) die als maximale effektive Festigkeit σ_{MAX} bezeichnete Festigkeitsgrenze bei hoher Einspannung ($\sigma_3 \rightarrow \infty$), die sich aus konventionellen triaxialen Druckversuchen einfach bestimmen läßt.

Für die Volumenzunahme (Dilatanz) bei plastischer Verformung läßt sich aus dem nichtlinearen Fließansatz unter Verwendung einer nichtassozierten Fließregel ableiten:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = (N_\psi - 1) \cdot \varepsilon^P \quad (2.9)$$

mit der Dilatanzfunktion

$$N_{\psi} = 1 + \frac{\sigma_{\psi}^2}{(\sigma_{\psi} + \sigma_3)^2} \cdot \tan \beta_0 \quad (2.10)$$

Die das Dilatanzverhalten beschreibenden Parameter sind:

- $\beta_0 (\varepsilon^P)$: Anstiegswinkel der Dilatanzkurve $\varepsilon_{Vol}^P = f(\varepsilon^P)$
bei einaxialer Belastung ($\sigma_3 = 0$)
- $\sigma_{\psi} (\varepsilon^P)$: Krümmungsparameter der Dilatanzfunktion.

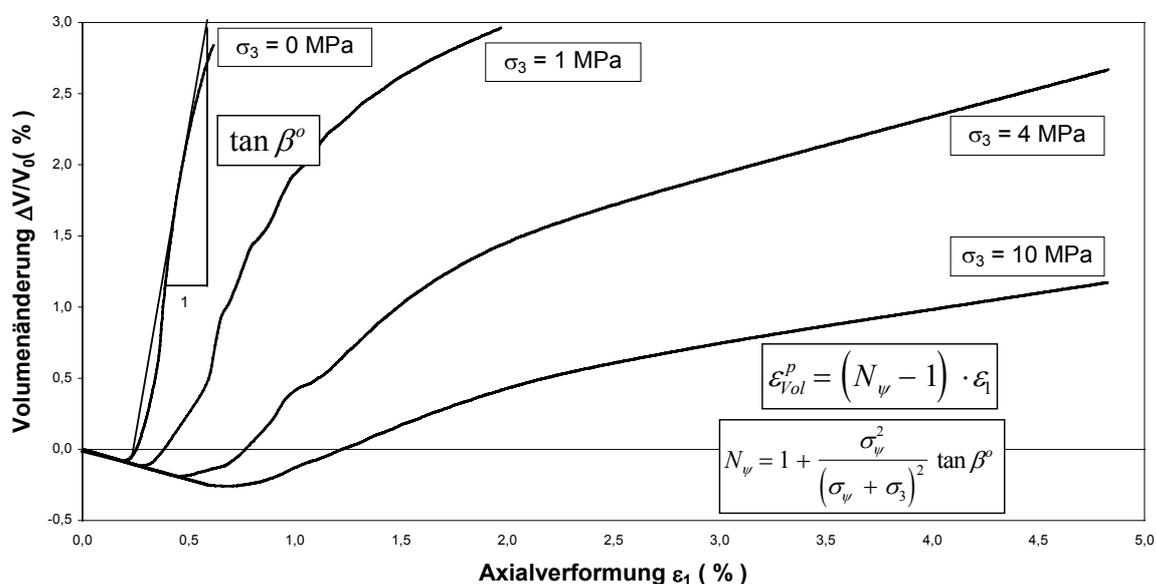


Abb. 2.3: Volumenverformung - nichtlineares elasto-plastisches Stoffmodell

Aus Bez. (2.10) geht hervor, daß die Dilatanz mit zunehmender triaxialer Einspannung stark abnimmt, ein Verhalten, welches für Salzgesteine typisch ist (Abb. 2.3). Die Dilatanzfunktion N_{ψ} Bez. (2.10) des in den folgenden Kapiteln abgeleiteten Stoffmodells enthält als Grenzfall für $\sigma_{\psi} \rightarrow \infty$ den von der Spannung unabhängigen Dilatanzansatz der linearen MOHR-COULOMB'schen Plastizität (Bez. 2.15).

Im entwickelten elasto-plastischen Stoffmodell zur Beschreibung von Entfestigung und Dilatanz der Salzgesteine ist die Abhängigkeit der Reibung und Dilatanz von der minimalen Hauptspannung explizit enthalten. Die Abhängigkeit der physikalischen Größen von der plastischen Verformung ε^P wird implizit berücksichtigt, was die Stoffmodellformulierung vereinfacht und eine universelle Anpassung an die allgemein nichtlinearen Zusammenhänge ermöglicht.

Der Vergleich mit dem bekannten linearen MOHR-COULOMB'schen Bruchkriterium:

$$\sigma_{1B} = \sigma_D + N_\phi^L \cdot \sigma_3 \quad (2.11)$$

mit

$$N_\phi^L = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.12)$$

$$\sigma_D = 2 \cdot C \cdot \sqrt{N_\phi^L} \quad (2.13)$$

in dem ϕ der Reibungswinkel und C die Kohäsion sind, veranschaulicht noch einmal, daß in dem für Salzgesteine modifizierten Bruchkriterium die Reibungsfunktion N_ϕ bzw. der Reibungswinkel keine konstante Größe mehr ist, sondern von der minimalen Hauptspannung σ_3 abhängt.

Bei hohen Manteldrücken σ_3 wächst im modifizierten Bruchkriterium entsprechend Bez. (2.1) und (2.2) die Festigkeit nur noch um die Manteldruckerhöhung an ($N_\phi \rightarrow 1$), d.h. der Reibungswinkel strebt gegen Null und die effektive Festigkeit erreicht ihren maximalen Grenzwert σ_{MAX} . Dieses Verhalten ist durch unzählige Triaxialversuche an Salzgesteinen belegt (siehe auch Kap. 3).

Im konventionellen MOHR-COULOMB'schen Fließkriterium ist auch die Dilatanzfunktion konstant:

$$N_\psi^L = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (2.14)$$

bzw.

$$N_\psi^L = 1 + \tan \beta \quad (2.15)$$

wobei zwischen dem Dilatanzwinkel ψ , der das Verhältnis von plastischer Volumenänderung zu plastischer Scherverformung darstellt und dem Winkel β der Zusammenhang besteht:

$$\sin \psi = \frac{\tan \beta}{2 + \tan \beta} \quad (2.16)$$

Der Vergleich von Bez. (2.10) und Bez. (2.15) zeigt, daß für $\sigma_3 = 0$ beide Beziehungen identisch sind.

Aus experimentellen Befunden an Salzgesteinen geht hervor, daß die Dilatanz wie die Reibung keine konstanten Größen sind, sondern von der minimalen Hauptspannung abhängen. Mit dem modifizierten MOHR-COULOMB'schen Fließ- bzw. Bruchkriterium wird dieses nicht-lineare Verhalten adäquat erfaßt. Sowohl die spannungsabhängige Reibungsfunktion N_ϕ als auch die spannungsabhängige Dilatanzfunktion N_ψ des nachfolgend abgeleiteten neuen elasto-plastischen Stoffmodells mit Entfestigung enthalten als Grenzfall die bekannten, spannungsunabhängigen Relationen der linearen MOHR-COULOMB'schen Plastizität.

2.1.2 Inkrementelles elastisches Gesetz

Im elasto-plastischen Stoffmodell wird der elastische Verformungsanteil nach dem HOOK'schen Gesetz berechnet. In inkrementeller Form besteht danach zwischen den Hauptspannungen $\Delta\sigma_i$ und elastischen Verformungsincrementen $\Delta\varepsilon_i^e$ der Zusammenhang:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_1 &= A \cdot \Delta\varepsilon_1^e + B \cdot (\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_2 &= A \cdot \Delta\varepsilon_2^e + B \cdot (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_3 &= A \cdot \Delta\varepsilon_3^e + B \cdot (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e)\end{aligned}\tag{2.17}$$

$$\begin{aligned}\text{mit} \quad A &= K + 4 \cdot G/3 \\ B &= K - 2 \cdot G/3\end{aligned}\tag{2.18}$$

wobei K der Kompressionsmodul und G der Schubmodul sind:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}\tag{2.19}$$

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

mit E Elastizitätsmodul und ν Poissonzahl.

2.1.3 Fließfunktion, Potentialfunktion und plastische Korrektur

Aus dem modifizierten, nichtlinearen MOHR-COULOMB'schen Bruchkriterium Bez. (2.1) folgt als Fließfunktion (Druckspannungen negativ):

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 + \sigma_D - \frac{\sigma_{MAX} - \sigma_D}{\sigma_\phi - \sigma_3} \cdot \sigma_3 \quad (2.20)$$

und für das plastische Potential bei Scherversagen unter Ansatz einer nichtassozierten Fließregel:

$$g_s = \sigma_1 - \sigma_3 - \frac{\sigma_{MAX,\psi} - \sigma_D}{\sigma_\psi - \sigma_3} \cdot \sigma_3 \quad (2.21)$$

Wird die Fließgrenze überschritten ($f_s < 0$), ergibt sich im Stoffmodell zusätzlich zu der elastischen Verformung eine plastische Verformung.

Für die Gesamtverformung gilt:

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_i^e + \Delta \varepsilon_i^p \quad i = 1,3 \quad (2.22)$$

Unter Benutzung der Fließregel folgt für den plastischen inkrementellen Verformungsanteil:

$$\Delta \varepsilon_i^p = \lambda_s \cdot \frac{\partial g_s}{\partial \sigma_i} \quad i = 1,3 \quad (2.23)$$

Die partielle Differentiation des plastischen Potentials liefert:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_1^p &= \lambda_s \\ \Delta \varepsilon_2^p &= 0 \\ \Delta \varepsilon_3^p &= -\lambda_s \cdot N_\psi \end{aligned} \quad (2.24)$$

mit der Dilatanzfunktion

$$N_\psi = 1 + \frac{(\sigma_{MAX,\psi} - \sigma_D)}{(\sigma_\psi - \sigma_3)^2} \cdot \sigma_\psi \quad (2.25)$$

Der elastische Verformungsanteil ergibt sich nach Bez. (2.22) aus der Differenz von Gesamtverformung und plastischer Verformung:

$$\Delta\varepsilon_i^e = \Delta\varepsilon_i - \Delta\varepsilon_i^p$$

Eingesetzt in das HOOK'sche Gesetz nach Bez. (2.17) folgt unter Berücksichtigung von Bez. (2.24):

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_1 &= A \cdot \Delta\varepsilon_1 + B \cdot (\Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3) - \lambda_S \cdot (A - B \cdot N_\psi) \\ \Delta\sigma_2 &= A \cdot \Delta\varepsilon_2 + B \cdot (\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3) - \lambda_S \cdot B \cdot (1 - N_\psi) \\ \Delta\sigma_3 &= A \cdot \Delta\varepsilon_3 + B \cdot (\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2) - \lambda_S \cdot (B - A \cdot N_\psi)\end{aligned}\tag{2.26}$$

Der Notation in FLAC (1993) weiter folgend werden für den neuen und alten Spannungszustand die Indizes N und 0 verwendet und definiert:

$$\sigma_i^N = \sigma_i^0 + \Delta\sigma_i \quad i = 1,3 \tag{2.27}$$

Aus Bez. (2.27) und (2.26) folgt damit:

$$\begin{aligned}\sigma_1^N &= \sigma_1^I - \lambda_S \cdot (A - B \cdot N_\psi) \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^I - \lambda_S \cdot B \cdot (1 - N_\psi) \\ \sigma_3^N &= \sigma_3^I - \lambda_S \cdot (B - A \cdot N_\psi)\end{aligned}\tag{2.28}$$

wobei

$$\begin{aligned}\sigma_1^I &= \sigma_1^0 + A \cdot \Delta\varepsilon_1 + B \cdot (\Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3) \\ \sigma_2^I &= \sigma_2^0 + A \cdot \Delta\varepsilon_2 + B \cdot (\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3) \\ \sigma_3^I &= \sigma_3^0 + A \cdot \Delta\varepsilon_3 + B \cdot (\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2)\end{aligned}\tag{2.29}$$

die elastische Näherung ist, gebildet aus den alten Spannungen und den elastischen Spannungs-Inkrementen unter Zugrundelegung der Gesamtverformungs-Inkmente. Zur Ableitung der Vorfaktorfunktion (Multiplikator λ_S in Bez. (2.23) wird in der Fließfunktion Bez. (2.20) σ_1 und σ_3 durch σ_1^N und σ_3^N substituiert:

$$f_s = \sigma_1^I - \lambda_s \cdot (A - B \cdot N_\psi) - [\sigma_3^I - \lambda_s \cdot (B - A \cdot N_\psi)] \cdot \left[1 + \frac{\sigma_{MAX} - \sigma_D}{\sigma_\phi - \sigma_3^I + \lambda_s \cdot (B - A \cdot N_\psi)} \right] + \sigma_D \quad (2.30)$$

Unter Berücksichtigung der Zwangserfüllung der Fließbedingung $f_s = 0$, zur Rückführung von Spannungspunkten auf die Grenzfläche bei Scherversagen, folgt:

$$\lambda_s = \frac{\sqrt{C_4} - C_2}{2 \cdot C_1} \quad (2.31)$$

$$C_1 = (B - A \cdot N_\psi)^2 - (A - B \cdot N_\psi) \cdot (B - A \cdot N_\psi)$$

$$C_2 = (B - A \cdot N_\psi) \cdot (\sigma_1^I - 2 \cdot \sigma_3^I + \sigma_{MAX} + \sigma_\phi) + (A - B \cdot N_\psi) \cdot (\sigma_3^I - \sigma_\phi)$$

$$C_3 = \sigma_\phi \cdot (\sigma_1^I - \sigma_3^I + \sigma_D) - \sigma_3 \cdot (\sigma_1^I - \sigma_3^I + \sigma_{MAX})$$

$$C_4 = C_2^2 - 4 \cdot C_1 \cdot C_3$$

2.1.4 Dilatanz

Dilatanz ist die Volumenzunahme infolge Mikrorißbildung und Gefügeschädigung, die im allgemeinen mit Entfestigung verbunden ist. Bei Verwendung einer assoziierten Fließregel wird die Volumenaufweitung (Dilatanz) von Gesteinen nur unzureichend erfaßt (VERMEER & DE BORST, 1984). Im linearen MOHR-COULOMB'schen Fließkriterium wurde deshalb eine phänomenologisch begründete nichtassozierte Fließregel eingeführt, indem ein Dilatanzwinkel ψ definiert wurde, der im plastischen Potential den Reibungswinkel ϕ ersetzt (FLAC, 1993).

Die physikalische Begründung der sich aus der nichtassozierten Fließregel im nichtlinearen MOHR-COULOMB'schen Kriterium ergebenden Größen und Zusammenhänge wird im Folgenden gegeben.

Mit dem Ansatz:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{\text{vol},0}^{\text{P}}}{\Delta \varepsilon_1^{\text{P}}} = \frac{\sigma_{\text{MAX},\psi} - \sigma_{\text{D}}}{\sigma_{\psi}}$$

erhält man aus Bez. (2.25):

$$N_{\psi} = 1 + \frac{\sigma_{\psi}^2}{(\sigma_{\psi} - \sigma_3)^2} \cdot \frac{\Delta \varepsilon_{\text{vol},0}^{\text{P}}}{\Delta \varepsilon_1^{\text{P}}} \quad (2.32)$$

Dabei sind:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{\text{vol},0}^{\text{P}}}{\Delta \varepsilon_1^{\text{P}}} = \tan \beta_0 \quad : \quad \text{Anstieg der Kurve } \varepsilon_{\text{Vol}}^{\text{P}} = f(\varepsilon_1^{\text{P}}) \text{ im Dilatanzbereich}$$

bei einaxialer Belastung ($\sigma_3 = 0$)

$$\sigma_{\psi} (\varepsilon^{\text{P}}) \quad : \quad \text{Krümmungsparameter der Dilatanzfunktion}$$

$$\text{Für die Volumenänderung} \quad \Delta \varepsilon_{\text{Vol}}^{\text{P}} = \Delta \varepsilon_1^{\text{P}} + \Delta \varepsilon_2^{\text{P}} + \Delta \varepsilon_3^{\text{P}}$$

folgt aus Bez. (2.24):

$$\Delta \varepsilon_{\text{Vol}}^{\text{P}} = \lambda_{\text{S}} \cdot (1 - N_{\psi})$$

bzw.

$$\Delta \varepsilon_{\text{Vol}}^{\text{P}} = -\Delta \varepsilon_1^{\text{P}} \cdot (N_{\psi} - 1) \quad (2.33)$$

Aus Bez. (2.33) und (2.32) erhält man schließlich für die Volumenaufweitung:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = |\Delta \varepsilon_{\text{Vol}}^{\text{P}}| = \frac{\sigma_{\psi}^2}{(\sigma_{\psi} - \sigma_3)^2} \cdot \Delta \varepsilon_{\text{Vol},0}^{\text{P}} \quad (2.34)$$

wobei

$\Delta \varepsilon_{\text{Vol},0}^{\text{P}} (\varepsilon_{\text{p}})$ die plastische Volumendehnung (Dilatanz) bei einaxialer Belastung ist.

Im Unterschied zum konventionellen, linearen MOHR-COULOMB'schen Ansatz nimmt die Dilatanz entsprechend Bez. (2.34) mit wachsendem Manteldruck σ_3 schnell ab (quadratische Funktion im Nenner), was durch die experimentellen Befunde an Salzgesteinen bestätigt wird.

Mit nichtassozierten Fließregeln wird neben dem plastischen Fließen weitere Energiedissipation, z.B. durch Reibung oder Gefügauflockerungen, erfaßt (WILL, 1999). Unter Einhaltung der Bedingung:

$$\tan \beta_0 < \frac{\sigma_{\text{MAX}} - \sigma_{\text{D}}}{\sigma_{\phi}} \quad (2.35)$$

wird eine größere Energiedissipation als mit assoziierter Fließregel gewährleistet.

2.1.5 Verfestigung / Entfestigung

Inelastisches Materialverhalten und Schädigungsphänomene werden entsprechend der in den vorangegangenen Kapiteln dargestellten Zusammenhänge auf der Grundlage des plastischen Fließens mit nichtassoziierter Fließregel beschrieben. Hierfür wird zusätzlich eine plastisch-deformationsabhängige Fließgrenze / Festigkeit eingeführt.

Die Fließfunktion $f_s(\varepsilon^P, \sigma_3)$ Bez. (2.20) beschreibt sowohl die Bruchfestigkeit als auch die Festigkeit im pre- und post-failure-Bereich in Abhängigkeit von der minimalen Hauptspannung σ_3 und der plastischen Verformung ε^P . Die drei freien Parameter $\sigma_{\text{D}}(\varepsilon^P)$, $\sigma_{\phi}(\varepsilon^P)$ und $\sigma_{\text{MAX}}(\varepsilon^P)$ der einheitlichen Festigkeitsfunktion werden nicht funktionell, sondern tabellarisch dargestellt. Bei der numerischen Berechnung werden sie entsprechend der aktuellen plastischen Verformung durch Interpolation bestimmt. Diese Vorgehensweise mit einheitlicher Festigkeitsfunktion im Vor- und Nachbruchbereich vereinfacht die numerische Umsetzung des Stoffmodells.

Die Bestimmung der Festigkeitsparameter einaxiale Druckfestigkeit $\sigma_{\text{D}}(\varepsilon^P)$, maximale effektive Festigkeit $\sigma_{\text{MAX}}(\varepsilon^P)$ und Krümmungsparameter $\sigma_{\phi}(\varepsilon^P)$ erfolgt in Abhängigkeit von der Festlegung der Fließgrenze:

Annahme: *Fließgrenze = Dilatanzgrenze*

- $\varepsilon^P = 0$ liegt im Vorbruchbereich an der Grenze Volumenkompaktion/-dilatation
- verfestigendes und entfestigendes Verformungsverhalten

Annahme: *Fließgrenze = Bruchgrenze*

- $\varepsilon^P = 0$ liegt im Festigkeitsmaximum
- entfestigendes Verformungsverhalten.

Mit der im Stoffmodell enthaltenen Fließfunktion kann entsprechend der Festlegung von $\varepsilon^P = 0$ die Festigkeit im pre-failure-Bereich bei Einsetzen der Dilatanz (Dilatanzfestigkeit), die Bruchfestigkeit und die Festigkeit im post-failure-Bereich als Funktion der minimalen Hauptspannung und der plastischen Verformung beschrieben werden.

Unter Entfestigung versteht man ganz allgemein die Abnahme der Materialfestigkeit mit wachsenden Verformungen ε^P , wobei der dynamisch ablaufende Entfestigungsprozeß als Sprödbruch bezeichnet wird.

Der Übergang vom spröden zum duktilen Materialverhalten wird unter der Annahme, daß σ_{MAX} im post-failure-Bereich höher angesetzt wird, durch die Spannung $\sigma_{3t}(\varepsilon^P)$ festgelegt (Abb. 2.4). Die Spannung $\sigma_{3t}(\varepsilon^P)$ berechnet sich aus dem Schnittpunkt der Bruchhüllkurve $f_S(\varepsilon^P = 0, \sigma_3)$ mit den Hüllkurven im post-failure-Bereich $f_S(\varepsilon^P > 0, \sigma_3)$:

$$\sigma_{3t} = \frac{-b_t - \sqrt{d_t}}{2 \cdot a_t} \quad (2.36)$$

$$a_t = \frac{\sigma_{MAX,S} - \sigma_{MAX,R}}{\sigma_{\phi,S} \cdot \sigma_{\phi,R}}$$

$$b_t = \frac{1}{\sigma_{\phi,S}} \cdot (\sigma_{MAX,S} - \sigma_{D,R}) - \frac{1}{\sigma_{\phi,R}} \cdot (\sigma_{MAX,R} - \sigma_{D,S})$$

$$d_t = b_t^2 - 4 \cdot a_t \cdot (\sigma_{D,S} - \sigma_{D,R})$$

Die Indizes S und R stehen für $\varepsilon^P = 0$ bzw. $\varepsilon^P > 0$, wobei $\varepsilon^P = 0$ der Bruchgrenze entspricht.

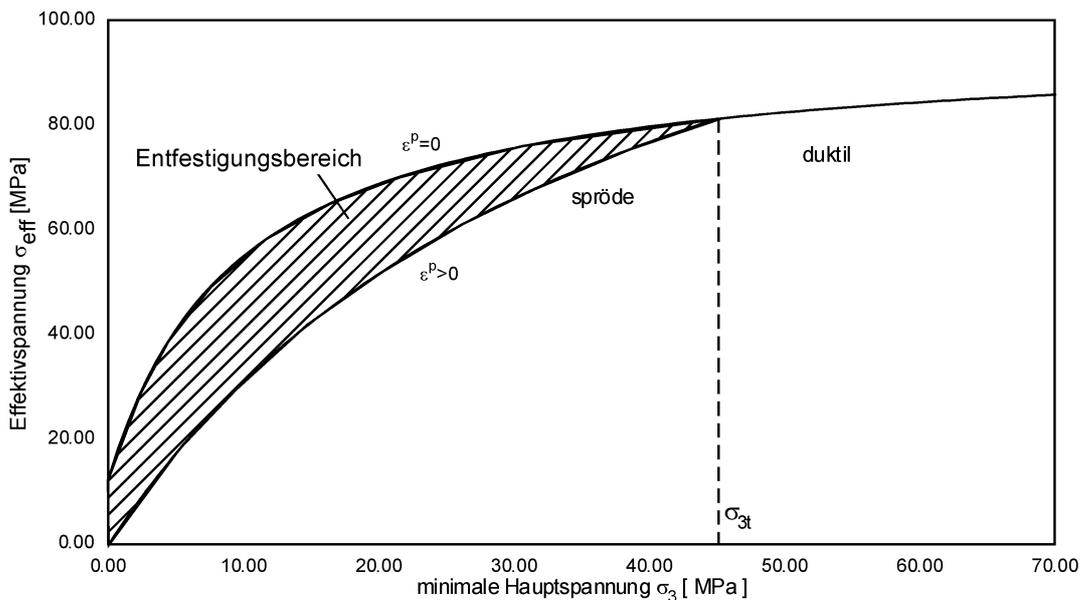


Abb. 2.4: Übergang vom spröden zum duktilen Materialverhalten

Die Spannung σ_{3t} grenzt den Entfestigungsbereich vom duktilen Bereich ab. Bei hohen Einspannungen $\sigma_3 \leq \sigma_{3t}$ (Druckspannungen negativ) ist keine Entfestigung mehr möglich und das Fließverhalten folgt der Bruchhüllkurve bzw. Fließgrenze f_S ($\epsilon^P = 0, \sigma_3$).

Mit der Entfestigung verbunden ist im Ergebnis der inelastischen Verformung eine Rißbildung und Volumenzunahme (Dilatanz). Die Dilatanz wird mit der aus dem nichtassozierten Fließmodell abgeleiteten Dilatanzfunktion $N_\Psi(\sigma_3, \epsilon^P)$ direkt aus der beim Versuch gemessenen Volumenänderung bestimmt. Die Dilatanzfunktion wird durch die Größen Anstieg $\tan \beta_0$ (ϵ^P) der Dilatanzkurve bei einaxialer Belastung (Verhältnis plastische Volumendehnung zu plastischer Verformung) und Krümmungsparameter σ_Ψ (ϵ^P) beschrieben.

Als Folge der durch Entfestigung und Dilatanz eintretenden Materialschädigung ändern sich die elastischen Gesteinseigenschaften. Zur Reduzierung der elastischen Moduln wird die empirische Beziehung angesetzt (Abb. 2.5, analog für Schubmodul G):

$$K = K_R + \frac{1}{1 + f \cdot \Delta \epsilon_{Vol}^P} \cdot K_0 \quad (2.37)$$

mit $K_0 = K_I - K_R$

K_I - Kompressionsmodul intaktes Gestein

K_R - Kompressionsmodul Gestein im Restfestigkeitsbereich

f - Materialparameter

Die Volumenänderung $\Delta\varepsilon_{\text{Vol}}^{\text{P}}$ wird dabei nach Bez. (2.33) berechnet.

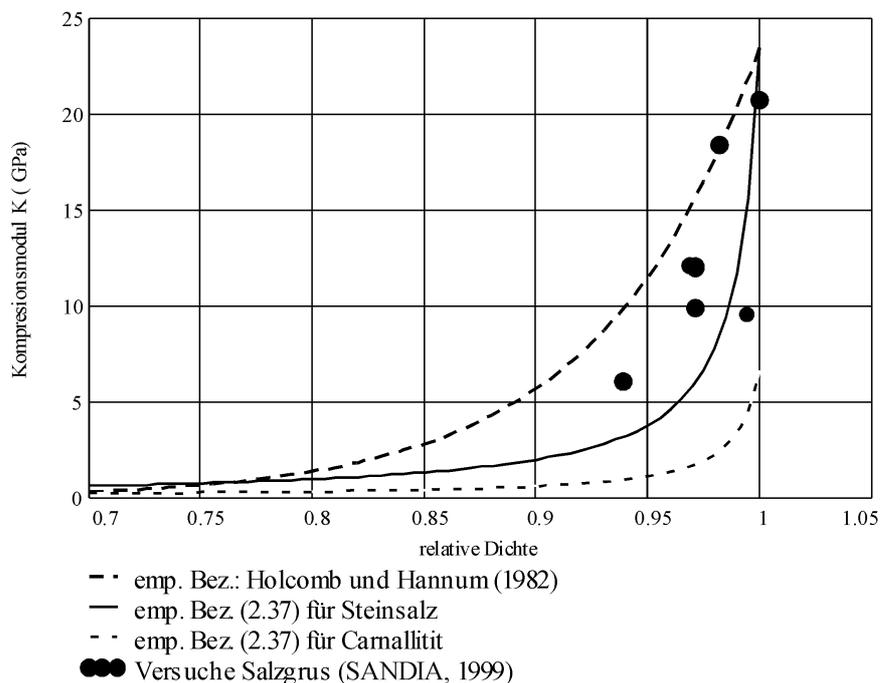


Abb. 2.5: Abnahme des Kompressionsmoduls K mit der relativen Dichte $\rho/\rho_0 = 1/(1+\Delta\varepsilon_{\text{Vol}}^{\text{P}})$. Für Carnallit ist in Bez. (2.37) angesetzt: $K_1 = 6,7$ GPa, $K_R = 0,1$ GPa, $f = 100$

Als Verfestigungs- bzw. Entfestigungsparameter wird die akkumulierte plastische Scherverformung ε^{P} (FLAC, 1993) benutzt. Das Scherverformungssinkrement ist definiert als die Quadratwurzel aus der zweiten Invariante des inkrementellen plastischen Verformungsdeviators (sogenannte effektive Scherverformung):

$$\Delta\varepsilon^{\text{P}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\Delta\varepsilon_1^{\text{P}} - \Delta\varepsilon_m^{\text{P}})^2 + (\Delta\varepsilon_m^{\text{P}})^2 + (\Delta\varepsilon_3^{\text{P}} - \Delta\varepsilon_m^{\text{P}})^2} \quad (2.38)$$

wobei $\Delta\varepsilon_m^{\text{P}}$ das volumetrische plastische Scherverformungssinkrement ist

$$\Delta\varepsilon_m^{\text{P}} = \frac{1}{3} \cdot (\Delta\varepsilon_1^{\text{P}} + \Delta\varepsilon_3^{\text{P}}) \quad (2.39)$$

Entsprechend $\Delta\varepsilon_2^{\text{P}} = 0$ gilt:

$$\Delta\varepsilon_m^{\text{P}} = \frac{1}{3} \cdot \Delta\varepsilon_{\text{Vol}}^{\text{P}} \quad (2.40)$$

Eingesetzt in Bez. (2.38) folgt:

$$\Delta\varepsilon^P = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{\left(\Delta\varepsilon_1^P - \frac{1}{3}\Delta\varepsilon_{Vol}^P\right)^2 + \left(\frac{1}{3}\Delta\varepsilon_{Vol}^P\right)^2 + \left(\frac{2}{3}\Delta\varepsilon_{Vol}^P - \Delta\varepsilon_1^P\right)^2} \quad (2.41)$$

Ist die Dilatanz null ($\Delta\varepsilon_{Vol}^P = 0$) folgt: $\Delta\varepsilon^P = \Delta\varepsilon_1^P$.

Wird bei Triaxialversuchen nur die Axialverformung ε_1 und die Volumenverformung $\Delta V \hat{=} \Delta\varepsilon_{Vol}^P$ gemessen, kann die plastische Scherverformung ε^P nach Bez. (2.41) berechnet werden. Liegt eine Messung der Querverformung ε_3 mit vor, kann Bez. (2.38) benutzt werden.

2.2 Visko-elasto-plastisches Stoffmodell

Neben den elasto-plastischen Eigenschaften besitzen die meisten Salinargesteine rheonome bzw. viskose Eigenschaften, d.h. ihr Verformungs- und Festigkeitsverhalten ist auch zeitabhängig. Das weiter entwickelte visko-elasto-plastische Modellkonzept unterscheidet folgende Verformungsanteile, deren Summe die Gesamtverformung liefert (Abb. 2.6):

- elastische isotrope Kompression
- elastisch nachwirkender Verformungsanteil (KELVIN-Element)
- (deviatorisch) elastischer und viskoser Verformungsanteil (MAXWELL-Element)
- plastischer Verformungsanteil (modifiziertes MOHR-COULOMB-Modell mit Entfestigung und Dilatanz)

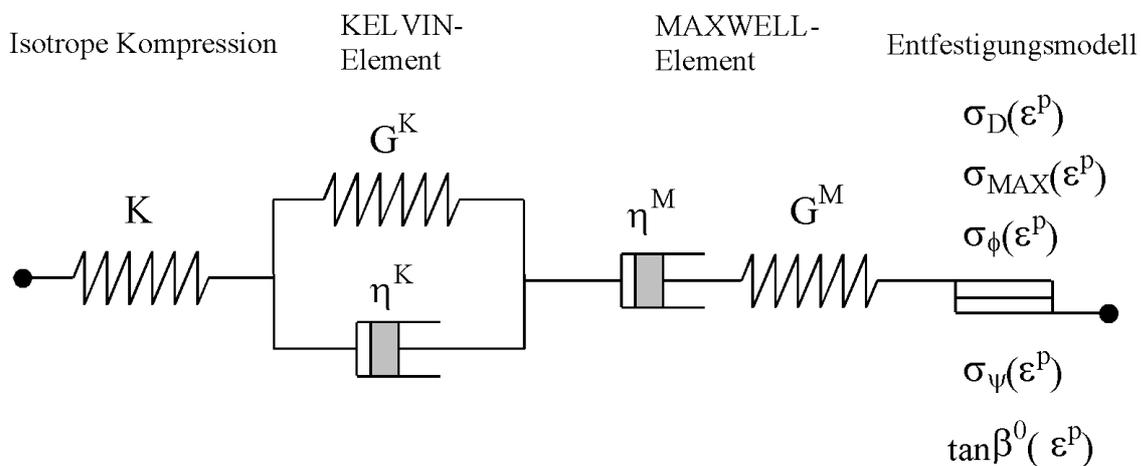


Abb. 2.6: Visko-elasto-plastisches Stoffmodell mit Entfestigung und Dilatanz

Das visko-elastische Modell entspricht dem phänomenologischen modellrheologischen Stoffgesetz von BURGERS. Für die aus deviatorischen Spannungsanteilen erwachsende Verformungsrate wird angesetzt:

$$\dot{e}_{ij} = \dot{e}_{ij}^K + \dot{e}_{ij}^M + \dot{e}_{ij}^P \quad (2.42)$$

Kelvin-Modell:

$$\dot{e}_{ij}^K = \frac{1}{2 \cdot \eta_K} \cdot S_{ij} - \frac{G_K}{\eta_K} \cdot e_{ij}^K \quad (2.43)$$

Maxwell-Modell:

$$\dot{e}_{ij}^M = \frac{1}{2 \cdot G_M} \cdot \dot{S}_{ij} + \frac{1}{2 \cdot \eta_M} \cdot S_{ij} \quad (2.44)$$

wobei

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0 \cdot \delta_{ij} \quad (2.45)$$

$$\sigma_0 = \frac{1}{3} \cdot \sigma_{KK}$$

der Spannungsdeviator und

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_0 \cdot \delta_{ij} \quad (2.46)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{3} \cdot \varepsilon_{KK}$$

$$e_{\text{vol}} = \varepsilon_{KK}$$

der Verzerrungsdeviator ist, der die Gestaltänderung charakterisiert.

Für den hydrostatischen Zustand gilt:

$$\dot{\sigma}_0 = K \cdot (\dot{e}_{\text{vol}} - \dot{e}_{\text{vol}}^P) \quad (2.47)$$

In den angegebenen Beziehungen bezeichnen K und G den Kompressions- und Schubmodul und η die Viskosität.

Das lineare rheonome Burgers-Modell ist nur bedingt geeignet, das Kriechverhalten von Salzgesteinen zu beschreiben. Von SCHUPPE (1963), DÖRING, et.al. (1964) und anderen wurde deshalb vorgeschlagen, die in das Burgers-Modell eingehenden Parameter von der Spannung abhängig zu machen. NATAU, et.al. (1986) verwenden zur Beschreibung der Spannungsrelaxation im Salzgebirge einen Maxwell Körper mit hochgradig nichtlinearer Viskosität. In dem im folgenden vorgestellten visko-elasto-plastischen Stoffgesetz wird die Spannungsabhängigkeit der Maxwell-Viskosität und damit der sekundären Kriechrate über einen Exponentialansatz nach Lux (1984) berücksichtigt:

$$\eta_M = \eta_M^* \cdot \exp(-m \cdot \sigma_V) \quad (2.48)$$

$$\sigma_V = \sqrt{3 \cdot J_2}$$

J_2 ist die zweite Invariante des Spannungsdeviators:

$$J_2 = \frac{1}{2} \cdot (S_{11}^2 + S_{22}^2 + S_{33}^2) + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2$$

Die inkrementelle Form des Burgers-Modells ist in FLAC (1998) angegeben. Die Indizes K, M, P bezeichnen dabei den Kelvin, Maxwell und plastischen Beitrag der Spannungen und Verformungen und N und 0 steht für neue und alte Werte. Für den Kelvin - Verformungsanteil erhält man:

$$\mathbf{e}_{ij}^{K,N} = \frac{1}{A^*} \cdot \left[\mathbf{B}^* \cdot \mathbf{e}_{ij}^{K,0} + \frac{\Delta t}{4 \cdot \eta_K} \cdot (S_{ij}^N + S_{ij}^0) \right] \quad (2.49)$$

und aus der Differenz von deviatorischer Gesamtverformung und plastischem Anteil:

$$\Delta \mathbf{e}_{ij} - \Delta \mathbf{e}_{ij}^P = \Delta \mathbf{e}_{ij}^K + \Delta \mathbf{e}_{ij}^M$$

folgt unter Berücksichtigung des Maxwell-Verformungsanteils für die neue deviatorische Spannungskomponente:

$$\mathbf{S}_{ij}^N = \frac{1}{a} \cdot \left[\Delta \mathbf{e}_{ij} - \Delta \mathbf{e}_{ij}^P + \mathbf{b} \cdot \mathbf{S}_{ij}^0 - \left(\frac{\mathbf{B}^*}{\mathbf{A}^*} - 1 \right) \cdot \mathbf{e}_{ij}^{K,0} \right] \quad (2.50)$$

mit

$$a = \frac{1}{2 \cdot G_M} + \frac{\Delta t}{4} \cdot \left(\frac{1}{\eta_M} + \frac{1}{\mathbf{A}^* \cdot \eta_K} \right)$$

$$b = \frac{1}{2G_M} - \frac{\Delta t}{4} \cdot \left(\frac{1}{\eta_M} + \frac{1}{\mathbf{A}^* \cdot \eta_K} \right)$$

$$\mathbf{A}^* = 1 + \frac{G_K \cdot \Delta t}{2 \cdot \eta_K}$$

$$\mathbf{B}^* = 1 - \frac{G_K \cdot \Delta t}{2\eta_K}$$

Solange gilt $f_s \geq 0$, erfolgt die Berechnung der Spannungskomponenten auf der Grundlage von Bez. (2.50) unter der Annahme visko-elastischer Verformungssinkremente. Ist $f_s < 0$ tritt plastisches Fließen ein und die Spannungen müssen entsprechend des plastischen Verformungsanteils korrigiert werden (analog Kap. 2.1.3: bei Übergang zu Hauptnormalspannungen):

$$\Delta \varepsilon_i^P = \lambda_s^* \cdot \frac{\partial g_s}{\partial \sigma_i} \quad i = 1, 3$$

Die Ableitung der Vorfaktor-Skalarfunktion erfolgt unter Berücksichtigung der Zwangserfüllung der Fließbedingung $f_s = 0$:

$$\lambda_s^* = \frac{\sqrt{C_4^*} - C_2^*}{2 \cdot C_1^*}$$

$$C_1^* = -\frac{1}{\sigma_\phi} (\alpha_2 - \alpha_1 \cdot N_\psi) \cdot \left[(\alpha_2 - \alpha_1 \cdot N_\psi) - (\alpha_1 - \alpha_2 \cdot N_\psi) \right] \quad (2.51)$$

$$C_2^* = -\frac{1}{\sigma_\phi} (\alpha_2 - \alpha_1 \cdot N_\psi) \cdot (\sigma_1 - 2 \cdot \sigma_3 + \sigma_{\text{MAX}} + \sigma_\phi) + (\alpha_1 - \alpha_2 \cdot N_\psi) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_3}{\sigma_\phi}\right)$$

$$C_3^* = \frac{\sigma_3}{\sigma_\phi} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3 + \sigma_{\text{MAX}}) - (\sigma_1 - \sigma_3 + \sigma_D)$$

$$C_4^* = C_2^{*2} - 4 \cdot C_1^* \cdot C_3^*$$

$$\alpha_1 = K + \frac{2}{3 \cdot a} \qquad \alpha_2 = K - \frac{1}{3 \cdot a}$$

Das durch Kopplung des Entfestigungsmodells mit dem Burgers-Kriechmodell abgeleitete visko-elasto-plastische Stoffmodell ist in der Lage, das Kriechverhalten einschließlich Kriechbruch zu beschreiben. Das transiente bzw. primäre Kriechen wird durch das Kelvin-Modell mit den Parametern Kelvin-Schubmodul G_K und Kelvin-Viskosität η_K bestimmt. Der stationäre bzw. sekundäre Kriechanteil folgt aus der Maxwell- (bzw. Newton) Viskosität η_M . Für die beschleunigte bzw. tertiäre Kriechphase ist der dilatante Entfestigungsmechanismus verantwortlich.

Setzt man für die Viskositäten an: $\eta_K \rightarrow \infty$
 $\eta_M \rightarrow \infty$

so folgt aus Bez. (2.50), (2.51) und (2.18):

$$a = \frac{1}{2 \cdot G_M} \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = A, \alpha_2 = B$$

mithin $\lambda_s^* = \lambda_s$ und das Stoffgesetz geht in das skleronome (zeitunabhängige), elasto-plastische Modell über.

Das visko-elasto-plastische Stoffmodell ist als konstitutives Modell in den Rechencodes FLAC, FLAC^{3D}, UDEC und 3DEC auf der Ebene des in C++ programmierten DLL - files (Dynamic Linked Libraries) verfügbar (Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1: Ein- / Ausgabeparameter visko-elasto-plastisches Stoffmodell

Eingabeparameter	Stoffmodell Minkley.dll
Druckfestigkeit: σ_D	druck
max. effektive Festigkeit: σ_{MAX}	flies
Krümmungsparameter: σ_ϕ Fließ- bzw. Bruchgrenze	sphi
Anstieg Dilatanzkurve: $\tan \beta_0$	tan_beta0
Krümmungsparameter: σ_ψ Dilatanzfunktion	spsi
Zugfestigkeit: σ_Z	tension
ver-/entfestigendes Verformungsverhalten	salztyp 0
entfestigendes Verformungsverhalten mit Übergang spröde / duktil	salztyp 1
Übergang spröde/duktil: σ_{3t}	s3t
Tabellen-Nr. $\sigma_D = f(\epsilon^P)$	drtab
Tabellen-Nr. $\sigma_{MAX} = f(\epsilon^P)$	ftab
Tabellen-Nr. $\sigma_\phi = f(\epsilon^P)$	mtab
Tabellen-Nr. $\tan \beta_0 = f(\epsilon^P)$	tan_beta0tab
Tabellen-Nr. $\sigma_\psi = f(\epsilon^P)$	psitab
Tabellen-Nr. $\sigma_Z = f(\epsilon^P)$	tentab
elastischer Kompressionsmodul: K	bulk (bulk_r)
elastischer Schermodul: G_M	shear_M (shear_r)
Kelvin Schermodul: G_K	shear_K
Kelvin Viskosität: η_K	vis_K
Maxwell Viskosität: η_M	vis_M
Spannungsexponent: m	m2
Materialparameter: f zur Reduzierung der elast. Moduln	fgk
Ausgabeparameter	
akkumulierte plastische Scherverformung	epdev
akkumulierte plastische Zugverformung	epten
plastische Volumenverformung (Dilatanz)	dvol

3 Bestimmung von Stoffparametern für das visko-elasto-plastische Stoffmodell an verschiedenen Carnallitvarietäten

3.1 Elastische Materialparameter

Das bei den Untersuchungen verwendete Probenmaterial stammt aus den Kaliflözen Ronnenberg (K3), Staßfurt (K2) und Thüringen (K1), der im mitteldeutschen Raum bergbaulich aufgeschlossenen Lagerstätten (Abb. 3.1). Der Mineralanteil an Carnallit variiert im Bereich von 60 % bis 100 % - entsprechend werden die Carnallitvarietäten als $C_{60} \dots C_{100}$ bezeichnet.

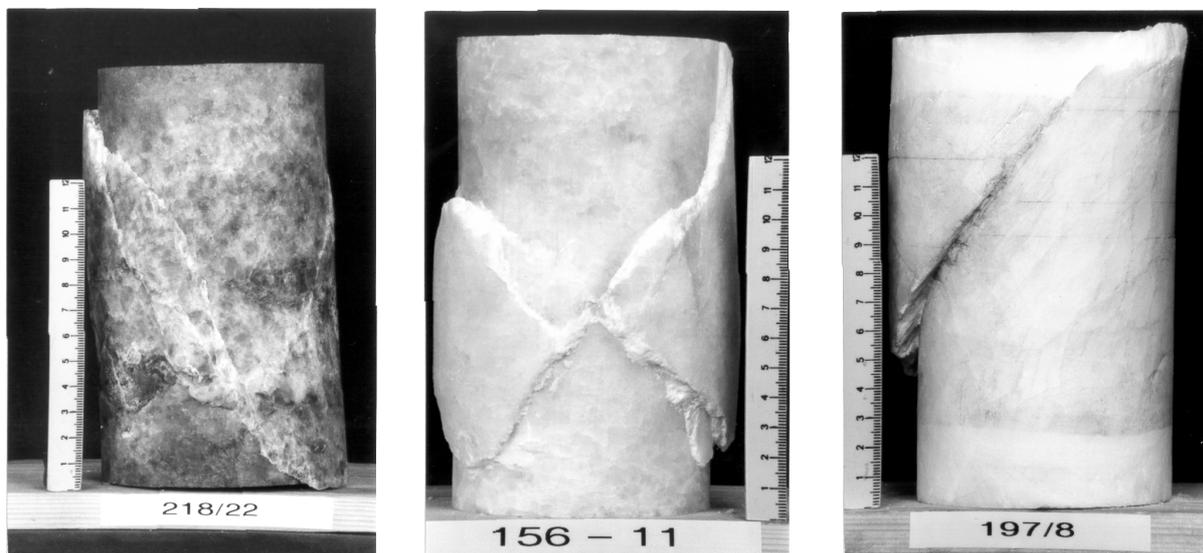


Abb. 3.1: Links: Carnallit K1Th – C_{60} . Mit Scherbruchflächenschar. Manteldruck $\sigma_3 = 4$ MPa.
Mitte: Carnallit K3Ro – C_{80} . Mit Doppelscherbruchfläche. Manteldruck $\sigma_3 = 5$ MPa.
Rechts: Carnallit K1Th – C_{100} . Mit Scherbruchfläche. Manteldruck $\sigma_3 = 20$ MPa.

Die Bestimmung der Elastizitätskonstanten erfolgt unter Annahme von Homogenität und Isotropie der Prüfkörper, für die die Gültigkeit der Elastizitätstheorie des homogenen isotropen Körpers vorausgesetzt wird. Diese Annahme ist nur mit Einschränkungen gültig, Abweichungen treten insbesondere bei Schwankungen in der Materialzusammensetzung (Korngröße, Carnallit- und Steinsalzgehalt) auf. Die Schwankungen verursachen eine zusätzliche Streuung der Materialparameter K (Kompressionsmodul), E (Elastizitätsmodul), und ν (Poissonzahl).

Für rotationssymmetrisch - triaxiale Spannungszustände gilt das Hook'sche Gesetz in der Form:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_1 - 2 \cdot \nu \cdot \sigma_3) \quad (3.1)$$

mit σ_1 = Axialspannung ; σ_3 = Horizontalspannung ; ε_1 = Axialverformung ($\varepsilon_1 = (h_0 - h) / h_0$; h_0 = Höhe der Zylinderprobe).

Für hydrostatische Beanspruchungen ($\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma$) erhält man mit der Annahme $\Delta V / V = 3 \varepsilon_1$:

$$K = \frac{1}{3} \cdot \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \varepsilon_1} \quad (3.2)$$

Für $\sigma_3 = \text{const.}$ folgt:

$$E = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \varepsilon_1} \quad (3.3)$$

und für $\sigma_1 = \text{const.}$ folgt:

$$E^* = \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \varepsilon_1} = \frac{E}{2 \cdot \nu} \quad (3.4)$$

Für die Poisson'sche Zahl ν erhält man aus K und E :

$$\nu = \frac{1}{2} - \frac{E}{6 \cdot K} \quad (3.5)$$

bzw. aus E und E^*

$$\nu^* = \frac{1}{2} \cdot \frac{E}{E^*} \quad (3.6)$$

Zur Bestimmung von K, E und E^* im Triaxialversuch (TC - Versuch) wird, ausgehend von hydrostatischen Spannungswerten $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma$, die Spannung σ_1 oder σ_3 entsprechend den Erfordernissen um einen Wert $\Delta \sigma_1$ bzw. $\Delta \sigma_3$ geändert. Um bei Carnallit im linear elastischen Verformungsbereich zu bleiben, wählt man z.B. eine Spannungsänderung $\Delta \sigma$ um 5 MPa. Berechnet werden K, E und ν aus dem Anstieg der geschlossenen Be- und Entlastungsschleifen (Hystereseschleifen).

Bei einaxialen Druckversuchen ($\sigma_3 = 0$, UC - Versuch) mit gleichzeitiger Messung der Querdehnung ε_q und der Axialverformung ε_1 der Probe werden aus Spannungshysteresen E und ν ermittelt. Es gilt: $E = \Delta\sigma_1 / \Delta\varepsilon_1$

$$\nu_{\text{Stat}} = \Delta\varepsilon_q / \Delta\varepsilon_1 \quad (3.7)$$

Ergänzend zur Bestimmung der elastischen Konstanten unter quasistatischen Belastungsbedingungen können aus Ultraschalllaufzeiten und der Dichte dynamische elastische Materialparameter bestimmt werden:

$$\nu_{\text{Dyn}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_L^2 - 2 \cdot V_S^2}{V_L^2 - V_S^2} \quad (3.8)$$

und

$$E_{\text{Dyn}} = \rho \cdot \frac{V_L^2}{(1 - \nu)} \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \quad (3.9)$$

Tabelle 3.1: Elastische Konstanten verschiedener Carnallitvarietäten

Varietät	Stratigraphie	UC - Versuche	TC - Versuche	dynamische Bestimmung
C ₁₀₀	K1Th	E _{Stat} = 7,3 GPa	E _{Stat} = 7,5 GPa	E _{Dyn} = 11,3 GPa
		$\nu_{\text{Stat}} = 0,26$	$\nu_{\text{Stat}} = 0,26$	$\nu_{\text{Dyn}} = 0,28$
			K _{Stat} = 5,2 GPa	K _{Dyn} = 8,4 GPa
C ₈₀	K1Th	E _{Stat} = 8,5 GPa	E _{Stat} = 14,6 GPa	E _{Dyn} = 15,5 GPa
		$\nu_{\text{Stat}} = 0,28$	$\nu_{\text{Stat}} = 0,30$	$\nu_{\text{Dyn}} = 0,29$
			K _{Stat} = 12,2 GPa	K _{Dyn} = 12,4 GPa
C ₈₀	K3Ro	E _{Stat} = 13,8 GPa	E _{Stat} = 16,4 GPa	
		$\nu_{\text{Stat}} = 0,25$	$\nu_{\text{Stat}} = 0,28$	
			K _{Stat} = 12,6 GPa	
C ₆₀	K1Th		E _{Stat} = 16,6 GPa	
			$\nu_{\text{Stat}} = 0,25$	
			K _{Stat} = 11,4 GPa	
C ₆₀	K2C	E _{Stat} = 14,2 GPa	E _{Stat} = 19,1 GPa	
		$\nu_{\text{Stat}} = 0,28$	$\nu_{\text{Stat}} = 0,28$	
			K _{Stat} = 14,3 GPa	
C ₆₀	K2C	E _{Stat} = 12,2 GPa	E _{Stat} = 13,5 GPa	E _{Dyn} = 15,2 GPa
		$\nu_{\text{Stat}} = 0,28$	$\nu_{\text{Stat}} = 0,31$	$\nu_{\text{Dyn}} = 0,23$
			K _{Stat} = 11,6 GPa	K _{Dyn} = 11,0 GPa
C ₆₀	K2C	E _{Stat} = 21,4 GPa	E _{Stat} = 20,0 GPa	E _{Dyn} = 24,8 GPa
		$\nu_{\text{Stat}} = 0,29$	$\nu_{\text{Stat}} = 0,26$	$\nu_{\text{Dyn}} = 0,24$
			K _{Stat} = 13,9 GPa	K _{Dyn} = 15,8 GPa

Nach dem beschriebenen Formalismus sind in Tabelle 3.1 aus gesteinsmechanischen Untersuchungen bestimmte typische statische und dynamische Konstanten für verschiedene Carnallitvarietäten zusammengefaßt.

3.2 Plastische Materialparameter

3.2.1 Charakteristisches Spannungs-, Verformungs- und Dilatanzverhalten

Zur Untersuchung des charakteristischen Spannungs- Verformungsverhaltens von Carnallit sind mehrere Versuchserien an Prüfkörpern mit verschiedenen Carnallitgehalten durchgeführt worden. Bei der Mehrzahl der Versuche wurden die Prüfkörper nach ihrer Herstellung und Lagerung bei etwa 30°C und einer relativen Luftfeuchte von 25% vor der Versuchsdurchführung für ca. 24 h im Exsikkator (T = 22°C , rel. Feuchte \leq 10%) getrocknet.

Zur Beurteilung des Tragverhaltens und der Dilatanz wurden ein- und dreiaxiale Druckversuche mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon} = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ durchgeführt. Aus diesen Versuchen ist die Tragfähigkeit des Carnallits bei vorgewähltem konstantem Manteldruck, in Abhängigkeit von der Verformung bestimmt worden.

Die Proben wurden vor Versuchsbeginn einer hydrostatischen Belastung von der Größe des petrostatischen Teufendruckes ($\gamma \cdot H$) ausgesetzt. Mit dieser, bis zu 20 min dauernden Konsolidierungsphase wurde versucht die durch Probennahme und Bearbeitung hervorgerufenen Schädigungen weitgehend auszuheilen. Zum Nachweis sind nachträgliche Ultraschalluntersuchungen vorgenommen worden. In einzelnen Versuchsserien wurden trotzdem noch recht erhebliche Streuungen bei den Festigkeiten für eine Manteldruckstufe beobachtet. Ursache hierfür sind sehr wahrscheinlich irreversible Auflockerungen der Proben, die sich in der Unterdrückung der Ausbreitung elastischer Wellen (auch nach der Konsolidierung) und z.T. in den Dichtewerten manifestieren. Häufig wurden in solchen Fällen bruchflächenähnliche Störungen beobachtet, die durch mylonitisierten Carnallit mit auffällig heller bis weißer Farbe kenntlich waren. Nach der hydrostatischen Belastung bis zum Teufendruck wurden die Prüfkörper wiederum hydrostatisch auf den für den Festigkeitsversuch vorgesehenen Manteldruck entlastet.

Im Bereich wirkender Druckeinspannungen $0 \leq \sigma_3 \leq 30 \text{ MPa}$ wurden Tragfähigkeitsdiagramme ($\epsilon_1, \sigma_{\text{eff}}$) und Dilatanzdiagramme ($\epsilon_1, \frac{\Delta V}{V_0}$) für verschiedene Carnallitvarietäten auf-

gezeichnet. Die Abb. 3.2 zeigt typische Spannungs-Verformungskurven zur Veranschaulichung der Abhängigkeit der Tragfähigkeit und der Dilatanz (Abb. 3.3) von der Verformung bei unterschiedlicher Einspannung (Manteldrücke σ_3) für die Carnallitvarietät C₆₀. Es ist ersichtlich, daß die Bruchspannungen und die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich mit wachsendem Manteldruck zunehmen. Aus den gleichzeitig mit den Festigkeitskennlinien bei konstantem Manteldruck aufgenommenen Dilatanzkurven geht hervor, daß der Prüfkörper bei Beginn der Axialstauchung zunächst eine elastische Volumenverringerung erfährt, bevor durch die verformungsabhängige Zunahme der Rißdichte sich das Volumen vergrößert.

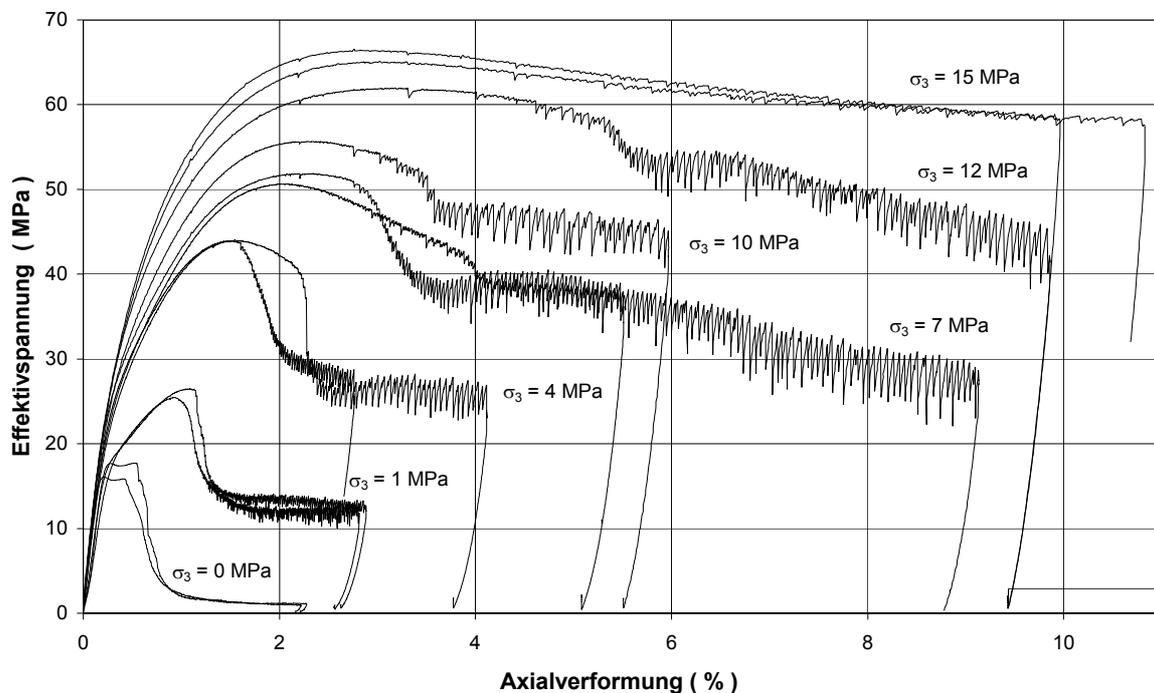


Abb. 3.2: Typische Spannungs-Verformungsdiagramme Carnallit K2SF-C₆₀

Im Minimum ist bei zunehmender Axialbelastung die elastische Volumenverringerung gleich der Volumenzunahme durch Rißbildung. Dieser Punkt und die zugeordneten Meßgrößen charakterisieren damit den eigentlichen Beginn der Dilatanz durch verstärkte Rißbildung. Wird das Minimum und die diesem Punkt zugeordnete Effektivspannung nicht überschritten, kann ein Bruch des Prüfkörpers durch Rißbildung bzw. Scherbruch nicht eintreten.

Im Gegensatz zu Steinsalz, bei dem eine plastische Verformung durch die Bewegung von Versetzungen auf kristallographischen Gleitebenen vermittelt wird, resultiert die inelastische Verformung von Carnallit hauptsächlich aus Zwillingsbildung, Rißbildung und der Verschiebung auf Scherflächen. Die Rißdichte (und damit die Dilatanz) nimmt mit wachsender Axial-

verformung (nichtlinear) zu. Ein höherer Manteldruck behindert die Rißbildung, so daß die Dilatanzkurven eine starke Manteldruckabhängigkeit zeigen (Abb. 3.3).

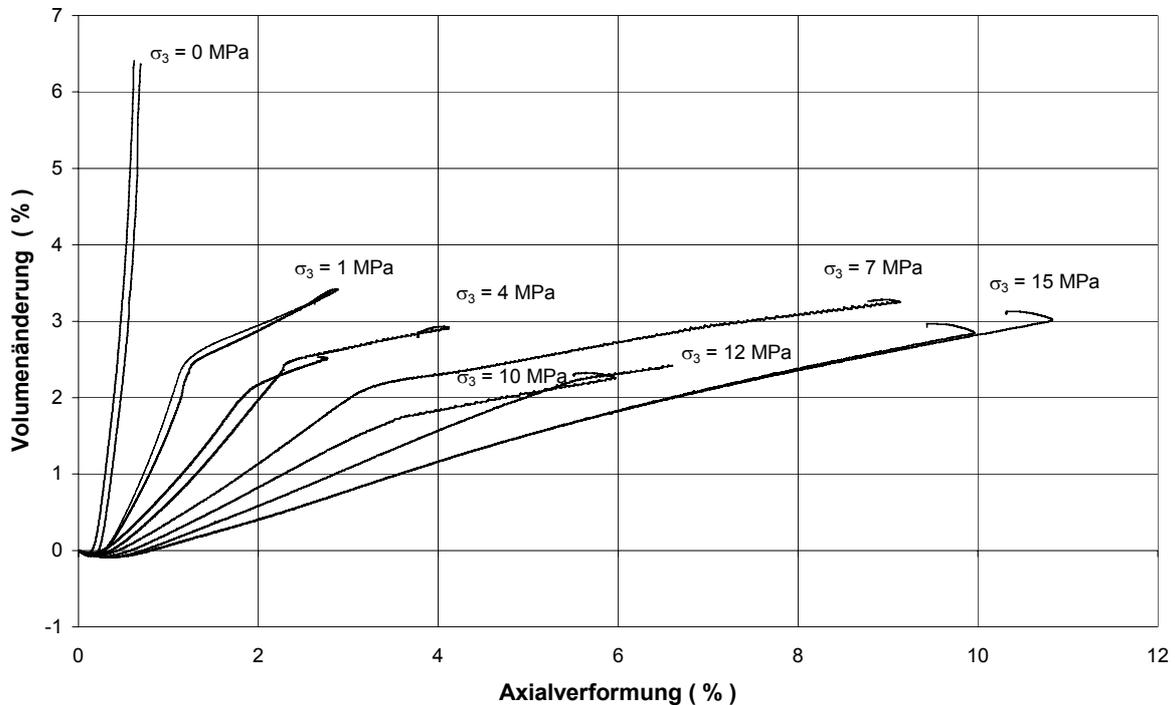


Abb. 3.3: Volumenverformung vs. Axialverformung Carnallit K2SF-C₆₀

Mit der bei höherem Manteldruck bzw. größerem ε_V verbundenen Ausbildung von Scherzonen und -flächen (Abb. 3.1) nehmen immer geringere Volumenanteile am Verformungsprozeß teil und der Anstieg der Dilatanzkurve verringert sich.

Allgemein wird das Spannungs- Verformungsverhalten der untersuchten Carnallitvarietäten durch folgende Merkmale charakterisiert:

- Die bei einachsigen und rotationssymmetrisch triaxialen Druckversuchen aufgenommenen Spannungs- Verformungskurven zeigen im pre-failure Bereich einen, über weite Bereiche gültigen linearen, elastischen Zusammenhang. Abhängig von der Varietät erstreckt sich dieser Bereich bis auf 70 - 80 % der Bruchfestigkeit.
- Im Bereich niedriger und mittlerer Manteldrücke ($\sigma_3 < 20 \text{ MPa}$) wird nach Überschreiten der Maximaltragfähigkeit ein Abfall in den Restfestigkeitsbereich beobachtet. Der Entfestigungsmodul schwankt im Verhältnis zum Deformationsmodul im Vorbruchbereich stark, er kann Werte annehmen, die betragsmäßig sowohl größer als auch kleiner als der Deformationsmodul sind.

- Plötzlich auftretende Tragfähigkeitsverluste (stick-slip), die
 - aus der Ausbreitung großer Risse in den Kristallen des Prüfkörpers,
 - aus der Ausbildung makroskopischer Bruchflächen und
 - aus diskontinuierlich verlaufenden Verformungsprozessen auf den Scherbruchflächen herrühren,

charakterisieren das Materialverhalten im Nachbruchbereich (Abb. 3.2).

- Ein kontinuierlicher Verformungsverlauf wird bei der vorgegebenen Deformationsgeschwindigkeit durch hohe Manteldrücke bewirkt. Die Grenze für den Manteldruck, von dem an kein plötzlicher Tragfähigkeitsverlust (zunehmend duktile Verformung ohne Entfestigung) mehr beobachtet wird, liegt für Carnallitit der Varietät C₆₀ bei $\sigma_3 > 30$ MPa, für C₈₀ bei $\sigma_3 > 40$ MPa und für C₁₀₀ bei $\sigma_3 > 50$ MPa. Aus früheren Untersuchungen (IfB,1987) ist bekannt, daß sich diese Grenzen bei kleineren Deformationsraten nach geringen Manteldrücken verlagern, die Umkehrung dieser Aussage gilt in analoger Weise.
- Die Sprödbbruchneigung nimmt mit steigendem Carnallititgehalt zu.

3.2.2 Spannungs- und verformungsabhängige Festigkeit und Entfestigung

Zur Beschreibung des Festigkeits- und Entfestigungsverhaltens von Carnallitit wird der in Kap. 2 entwickelte Zusammenhang für $\sigma_{\text{eff}} = f(\sigma_3, \varepsilon^p)$ bzw. $\sigma_1 = f(\sigma_3, \varepsilon^p)$ auf der Grundlage des elasto-plastischen Stoffmodells benutzt (Abb. 3.4):

$$\sigma_{\text{eff,B}} = \sigma_D + \frac{(\sigma_{\text{MAX}} - \sigma_D)}{(\sigma_\phi + \sigma_3)} \cdot \sigma_3 \quad (3.10)$$

bzw.

$$\sigma_{1B} = \sigma_D + \left(1 + \frac{(\sigma_{\text{MAX}} - \sigma_D)}{(\sigma_\phi + \sigma_3)} \right) \cdot \sigma_3 \quad (3.11)$$

$\sigma_{\text{eff,B}} = \sigma_{1B} - \sigma_3$:	ertragbare Effektivspannung
$\sigma_{\text{MAX}} (\varepsilon^p)$:	maximale effektive Festigkeit
$\sigma_D (\varepsilon^p)$:	einaxiale Druckfestigkeit
$\sigma_\phi (\varepsilon^p)$:	Krümmungsparameter der Festigkeitskurve

Der Festigkeit im herkömmlichen Sinn entspricht der Maximalwert der Effektivspannung bzw. der maximalen Hauptspannung, der als Bruchfestigkeit $\sigma_{\text{eff, B}}$ bzw. σ_{1B} bezeichnet wird. Bei der Bruchfestigkeit handelt es sich um eine Kurzzeitfestigkeit, wie sie bei dynamischen Beanspruchungen auftreten kann.

Für den elasto-plastischen Stoffansatz wird die Festigkeit nicht nur im Bruchpunkt oder im Minimum der Dilatanzkurve bestimmt, sondern es wird eine Schar von Festigkeitskennlinien in Abhängigkeit von der plastischen Deformation ε^P ermittelt.

Als Startpunkt für die plastische Deformation $\varepsilon^P = 0$ kann (je nach Aufgabenstellung) entweder die Verformung im Minimum der Dilatanzkurve oder die Verformung im Bruchpunkt gewählt werden. Zu diesem Zweck wird mit einem speziellen Auswerteprogramm die $(\varepsilon_1, \sigma_{\text{eff}})$ -Kennlinie - ausgehend von den genannten Startpunkten - in vorgegebenen $\Delta\varepsilon_1$ -Schritten abgetastet, die untere Einhüllende gebildet und bei speziellen Werten die Effektivspannung tabellarisch erfaßt und gespeichert, so daß bei der weiteren Auswertung darauf zurückgegriffen werden kann.

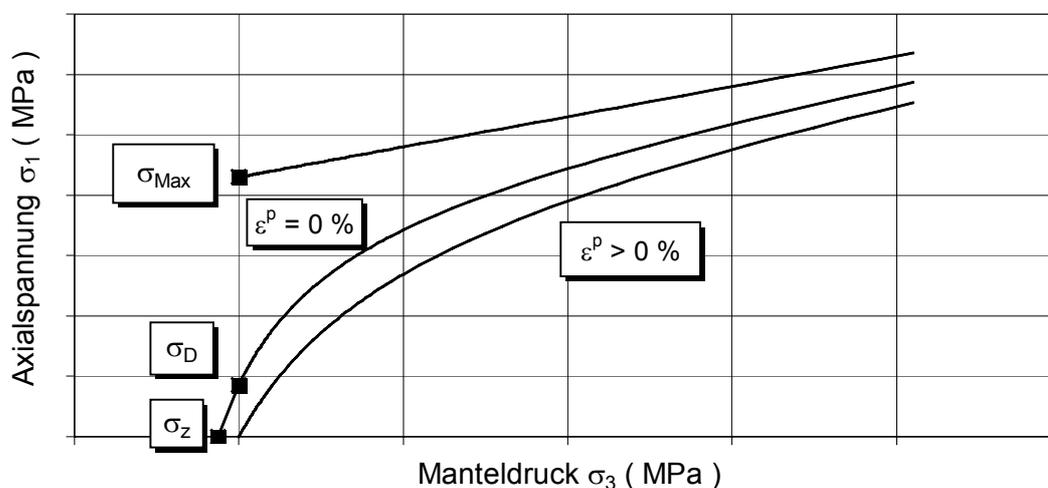


Abb. 3.4: Prinzipielle Darstellung zum Festigkeitsverhalten von Carnallitit

Vorteilhaft am Stoffmodell ist, daß die Festigkeitsbeziehung 3.10 bzw. 3.11 sowohl zur Beschreibung der Dilatanzfestigkeit, der Bruchfestigkeit als auch zur Beschreibung der verformungsabhängigen Tragfähigkeit verwendet werden kann. Die Fließ- oder Bruchfestigkeit und die von der plastischen Deformation abhängige Restfestigkeit werden mit der gleichen Festigkeitsfunktion bei Variation der freien Parameter $\sigma_{\text{MAX}}(\varepsilon^p)$, $\sigma_D(\varepsilon^p)$ und $\sigma_\phi(\varepsilon^p)$ aus den Versuchsdaten berechnet. Dazu wurden die bei einer bestimmten plastischen Verformung be-

obachteten mittleren und vom Manteldruck abhängenden Spannungswerte entsprechend der Festigkeitsbeziehung ausgeglichen.

Zur Charakterisierung des Materialverhaltens von Carnallitit wurde zunächst die maximale Tragfähigkeit $\sigma_{\text{eff,B}}$ bzw. $\sigma_{1,B}$ in Abhängigkeit vom Manteldruck σ_3 bestimmt bei der per Definition für die plastische Scherverformung $\varepsilon^p = 0$ gilt (Fließgrenze \equiv Bruchgrenze).

Aus der Anpassung der Meßwerte an die Bruchspannung in Abhängigkeit vom Manteldruck ergeben sich Parameter die für die untersuchten Varietäten in folgenden Bereichen variieren:

$$5 \leq \sigma_D < 20 \quad \text{MPa}$$

$$13 \geq \sigma_\phi > 6 \quad \text{MPa}$$

$$95 \geq \sigma_{\text{MAX}} \geq 86 \quad \text{MPa}$$

Die Größe σ_{MAX} wird als eine materialspezifische maximale Festigkeit betrachtet.

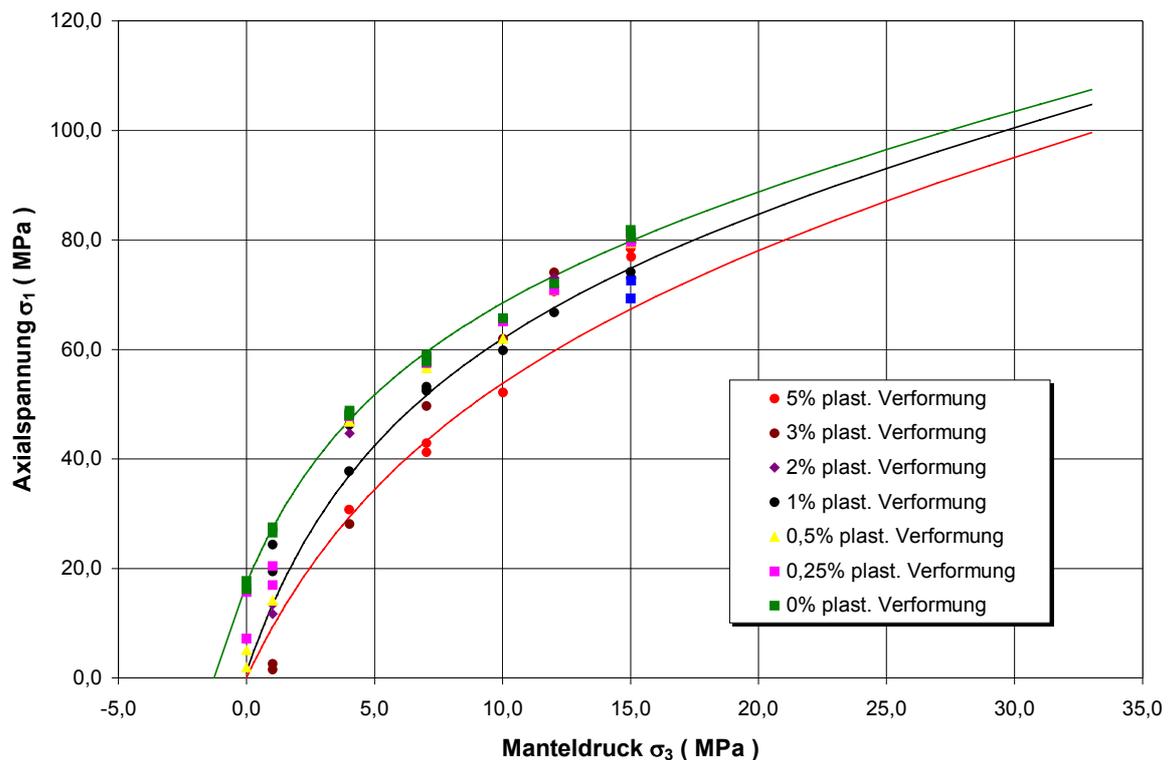


Abb. 3.5: Festigkeitsverhalten von Carnallitit K2SF-C₆₀

Für die Carnallititvarietät C₆₀ ist das Festigkeitsverhalten in Abhängigkeit vom Manteldruck und der plastischen Verformung in Abb. 3.5 dargestellt. In der folgenden Tabelle sind die Pa-

parameter zur Beschreibung des Festigkeitsverhaltens verschiedener Carnallitvarietäten zusammengefaßt:

Tabelle 3.2: Festigkeitsparameter von Carnallit

Carnallit	ε^P (%)	σ_D (MPa)	σ_{MAX} (MPa)	σ_Φ (MPa)
K1Th - C ₆₀	0,00	15,7	94,9	8,5
	0,20	10,1	94,9	8,1
	0,50	3,8	94,9	9,2
	1,00	1,7	94,9	9,6
	3,00	0,0	94,9	12,6
	5,00	0,0	94,9	18,0
K1Th - C ₈₀	0,00	12,6	94,0	6,5
	0,50	6,9	94,0	7,2
	1,00	0,0	94,0	8,2
	2,00	0,0	94,0	10,0
	3,00	0,0	94,0	11,0
	5,00	0,0	94,0	13,0
K1Th - C ₁₀₀	0,00	5,0	90,0	13,0
	0,20	2,0	90,0	25,0
	0,50	1,0	90,0	36,0
	1,00	0,0	90,0	52,0
	5,00	0,0	90,0	97,0
K2SF - C ₆₀	0,00	17,2	86,0	6,7
	0,20	9,8	86,0	5,8
	0,50	2,1	86,0	5,2
	1,00	1,1	86,0	6,7
	2,00	0,0	86,0	9,3
	3,00	0,0	86,0	9,8
	5,00	0,0	86,0	9,6
K3Ro - C ₈₀	0,00	18,5	95,0	7,5
	1,00	0,0	95,0	8,4
	3,00	0,0	95,0	11,2
	5,00	0,0	95,0	12,8

Aus der Streubreite der beobachteten Festigkeiten von Carnallit ergibt sich, daß für eine gesteinsmechanische Bewertung, insbesondere für die Parameterbestimmung zum rechnerischen Nachweis der Standsicherheit, stets material- und lokationsspezifische Untersuchungen notwendig sind. Wie aus den Untersuchungen hervorgeht, variiert neben dem Festigkeitsverhalten auch das Verformungsverhalten von Carnallit in einem weiten Bereich. Die durchgeführten Laborversuche an Carnallit bestätigen die Erkenntnis, daß das Spannungs-Verformungsverhalten wesentlich von den Hauptkomponenten Carnallit und Halit geprägt wird. Generell ist festzustellen, daß sich für die untersuchten Carnallitvarietäten Festigkeit und Verformbarkeit mit zunehmendem Halitgehalt erhöhen.

Auch akzessorische Bestandteile wie Sylvin, Anhydrit, Kieserit oder Tachydrit, Bischoffit, Langbeinit und Polyhalit treten lokationsspezifisch in ihrer Wirkung auf das Spannungs- Verformungsverhalten in unterschiedlicher Weise hervor. Sie beeinflussen die Festigkeit, die Sprödigkeit und das Nachbruchverhalten in Abhängigkeit von ihrer Konzentration und der Art ihrer Verteilung in der Matrix der Hauptbestandteile.

Die Vergleichbarkeit der verschiedenen Carnallitvarietäten untereinander, aber auch gegenüber anderen Salinargesteinen wird durch die Einführung von Parametern, die von der plastischen Verformung abhängig sind, verbessert. In erster Näherung wurden der Ausgangspunkt der plastischen Verformung und die Bruchverformung gleichgesetzt. Die Änderung der Festigkeitsparameter mit der plastischen Verformung charakterisieren:

- den Übergang in den Nachbruchbereich, der z.B. spröde erfolgt, wenn sich der Wert von σ_D in dem den Bruchpunkt folgenden Verformungsschritt erheblich reduziert (großer Entfestigungsmodul),
- die Größe des Entfestigungsbereiches, wobei steigende Werte von σ_ϕ bei zunehmender plastischer Verformung eine erhebliche Entfestigung im Bereich geringer Einspannung kennzeichnen. Der Tragfähigkeitsverlust und damit die Sprödbrechneigung nehmen mit zunehmender Einspannung ab.

Als praktikable Lösung zur Beschreibung der Sprödbrechneigung von Carnallit ist aufgrund der weitgehend linear elastischen Verformung im Vorbruchbereich die vereinfachende Vorgehensweise geeignet, Fließ- und Bruchgrenze in erster Näherung gleichzusetzen. Diese Vereinfachung wird durch die beobachtete „Nähe“ von Dilatanz- und Bruchgrenze gestützt und stellt eine für Carnallit und andere Salinargesteine mit spröden Verformungseigenschaften praktikable Lösung dar. Das Stoffmodell bietet auch die Möglichkeit die Fließgrenze in den Vorbruchbereich zu legen, z.B. an die Dilatanzgrenze, wenn Ver- und Entfestigung betrachtet werden sollen. Im Rahmen des Untersuchungsprogramms wurde auch der Frage nachgegangen, ob weitere Einflußfaktoren das Entfestigungsverhalten von Carnallit bestimmen.

3.2.3 Einfluß der Verformungsrate und Feuchtigkeit

Aus Beobachtungen in situ geht hervor, daß

- eine plötzlich auftretende Erhöhung der Verformungsrate
- ein Angreifen von Feuchtigkeit durch Wetter oder Laugen

das Spannungs-Verformungsverhalten von Carnallit nachhaltig und die Entfestigung im Besonderen verändern.

Durch gesteinsmechanische Versuche läßt sich der Einfluß quantifizieren, den die Verformungsrate und die Feuchte auf Entfestigung und Dilatanz ausüben.

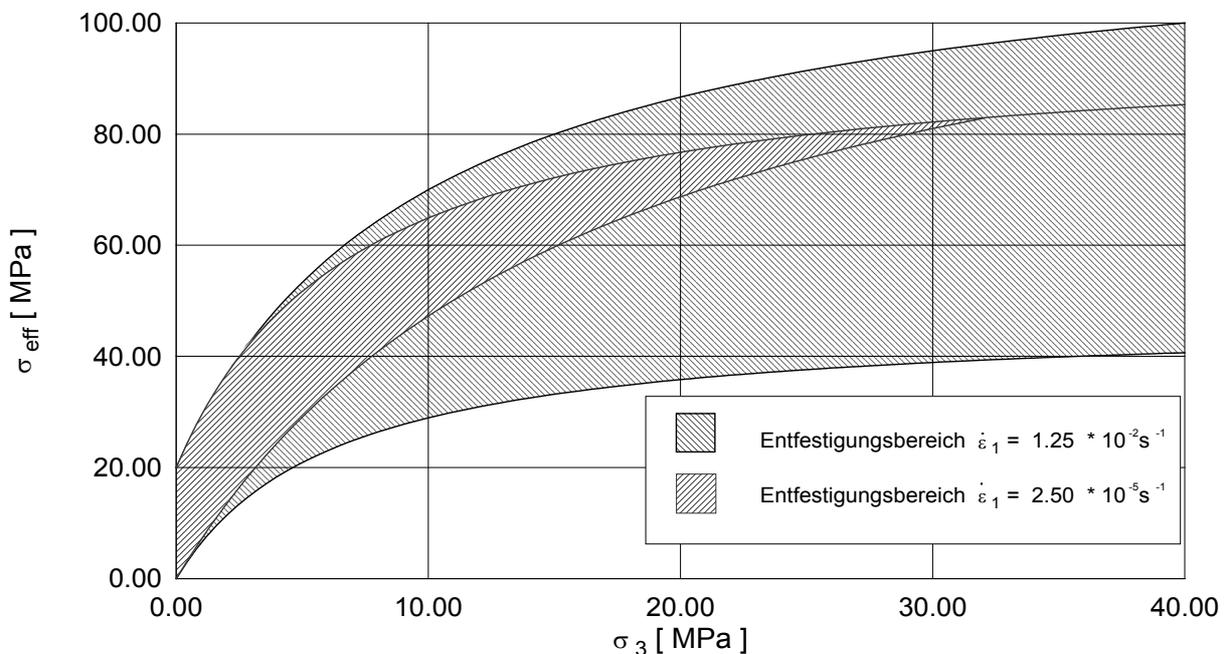


Abb. 3.6: Einfluß der Verformungsrate auf das Entfestigungsverhalten von Carnallit

Wie Abb. 3.6 zeigt, nehmen die bei größeren Verformungsraten ($\dot{\epsilon} = 1,25 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$) bestimmten maximalen Tragfähigkeiten an Carnallit K2C im Bereich mittlerer bis hoher triaxialer Einspannung deutlich zu. Im Bereich einaxialer Belastung und bei geringer triaxialer Einspannung kann dieser Effekt nicht festgestellt werden. Neben der höheren Festigkeit fällt der große Bereich der Entfestigung bei höherer Verformungsgeschwindigkeit auf. Auch triaxiale Einspannungen von mehr als 30 MPa können den Entfestigungsvorgang nicht verhindern. Bei der relativ geringen Verformungsrate von $\dot{\epsilon} = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ tritt bei Einspannungen von et-

wa 30 MPa bei Carnallitit der Varietät C₆₀ der Übergang vom spröden zum duktilen Materialverhalten ein. Bei höheren Verformungsraten reagiert Carnallitit wesentlich spröder.

Im Rahmen der Untersuchungen zum Spannungs- Verformungsverhalten von Carnallitit der Varietät C₆₀ wurden Versuche an trockenen und durchfeuchteten Proben durchgeführt. Alle Proben wurden nach der Herstellung unter in situ – nahen Bedingungen gelagert, d.h. bei Temperaturen von ca. 30° C und bei einer Luftfeuchtigkeit von ca. 25%. Die trockenen Proben wurden 24 h vor dem Einbau in die Triaxialzelle in einem Exsikkator (T = 22° C , rel. Feuchte ≤ 10%) gelagert. Die feuchten Carnallititproben wurden für einen Zeitraum von ebenfalls 24h in eine MgCl₂ - gesättigte Lauge gelegt, wobei zur besseren Durchdringung der Proben die Durchfeuchtung bei einem Unterdruck von 0,3 bar vorgenommen wurde. Beide Prüfkörperserien wurden anschließend bei einer Verformungsrate von $\dot{\varepsilon}=2,5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ und mit Variation des Manteldruckes untersucht.

Bei der Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse beider Serien (trockener und feuchter Carnallitit) zeigt sich, daß

- die Festigkeit von Carnallitit im Bereich niedriger Einspannung nicht über das Maß der üblichen Meßwertstreuung hinaus verändert wird,
- die Festigkeit von Carnallitit im Bereich höherer triaxialer Einspannung ($\sigma_3 > 5 \text{ MPa}$) durch die verbesserten Fließeigenschaften des befeuchteten Carnallitits verringert wird. Die maximale effektive Festigkeit σ_{MAX} , ist bei befeuchtetem Carnallitit um mehrere Prozent herabgesetzt,
- die Dilatanzgrenze (Tragfähigkeit im Minimum der Volumenverformung) von Carnallitit sich nicht signifikant unter dem Einfluß der Feuchtigkeit verändert,
- bei großen plastischen Verformungen mit dilatanter Gefüeauflockerung eine um bis zu 25% herabgesetzte Festigkeit an befeuchtetem Carnallitit auftreten kann (Abb. 3.7),
- das Verformungsverhalten von Carnallitit sehr nachhaltig vom Feuchtezustand geprägt wird. Die im trockenen Zustand untersuchten Proben zeigen einen mit Sprödbuch verbundenen Übergang in den Nachbruchbereich, der von einer Vielzahl stick-slip-artiger Spannungsabfälle gekennzeichnet ist. Die befeuchteten Proben weisen diese Verformungsmerkmale nicht auf. Der Verformungsprozeß verläuft aufgrund der durch die Feuchtigkeit veränderten Eigenschaften der Scherbruchflächen kontinuierlicher,
- die Volumenverformung bei Befeuchtung durch flacher verlaufende Dilatanzkurven geprägt ist, wie aus dem Anstieg der $\varepsilon_V - \varepsilon_1$ Kurven in Abb. 3.8 ersichtlich ist.

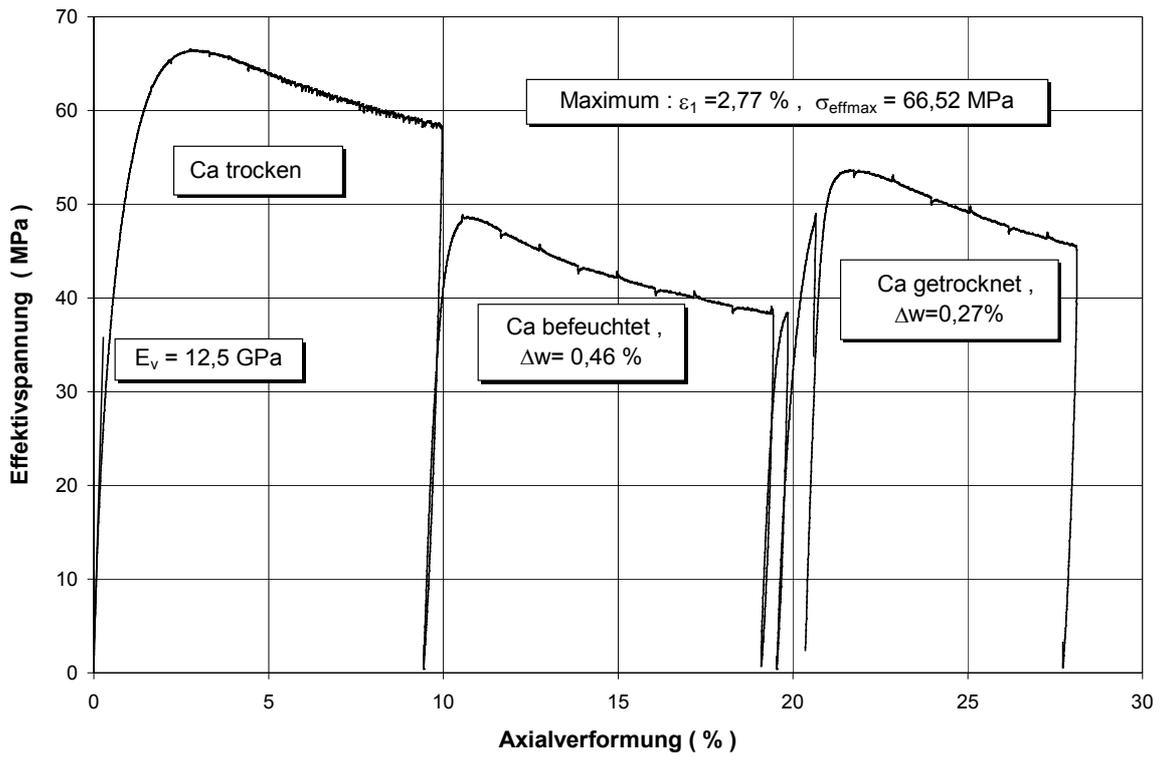


Abb. 3.7: Umkehrbarkeit des Feuchteinflusses auf das Verformungsverhalten von Carnallit im Nachbruchbereich

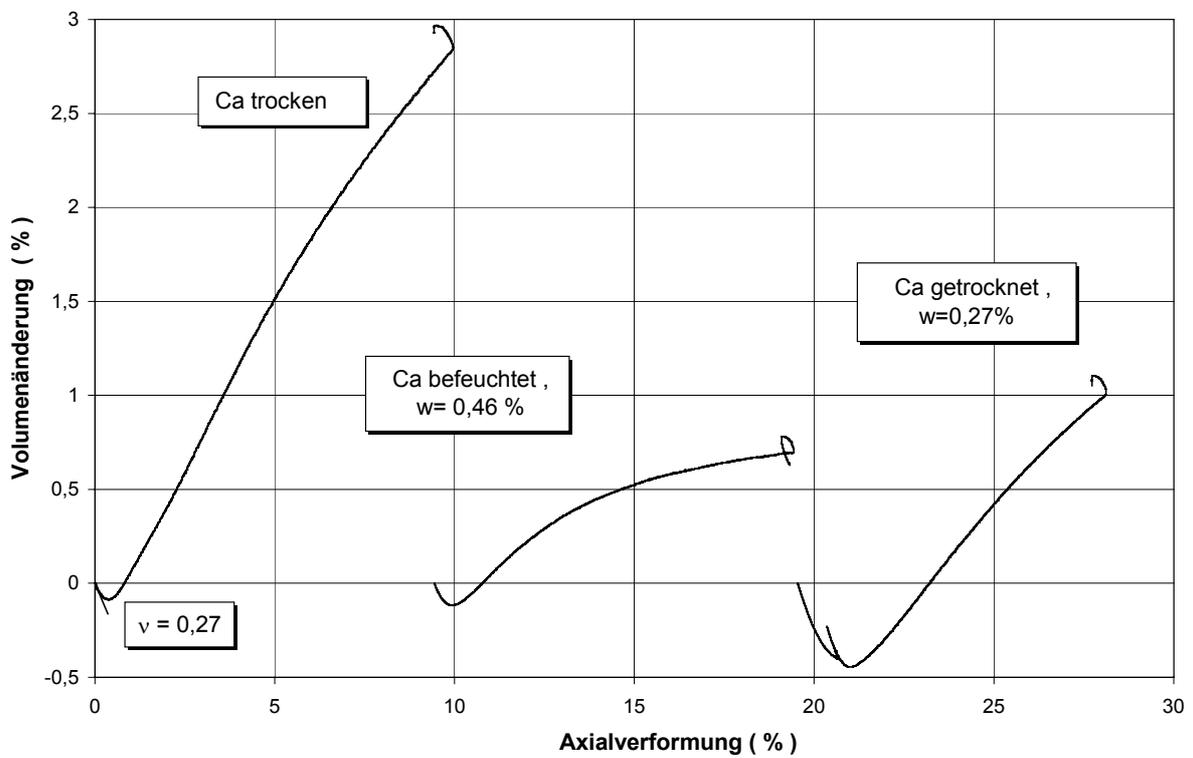


Abb. 3.8: Umkehrbarkeit des Feuchteinflusses auf das Dilatanzverhalten von Carnallit im Nachbruchbereich

In Tabelle 3.3 sind die von der plastischen Verformung abhängigen Parameter zur Beschreibung des Festigkeitsverhaltens von feuchtem Carnallit der Varietät C₆₀ angegeben.

Tabelle 3.3: Festigkeitsparameter von feuchtem Carnallit K2SF – C₆₀

ε_P (%)	σ_D (MPa)	σ_{MAX} (MPa)	σ_ϕ (MPa)
0,00	16,2	82,0	8,2
0,20	10,8	82,0	7,1
0,50	2,9	82,0	7,0
1,00	1,5	82,0	6,5
2,00	0,0	82,0	6,9
3,00	0,0	82,0	7,9
5,00	0,0	82,0	8,9

3.2.4 Spannungs- und verformungsabhängige Dilatanz

Die Untersuchung der Sprödbreuchigenschaften und des Entfestigungsverhaltens von Carnallit wird durch die Bestimmung der Dilatanz, d.h. die Volumenzunahme bei einsetzender Mikrorißbildung in Abhängigkeit von der wirkenden Minimalspannung und der Verformung, ergänzt. Dilatanzuntersuchungen verlangen ein hohes Maß an meß- und versuchstechnischer Vorbereitung und Präzision, da die zu untersuchenden Volumeneffekte klein im Verhältnis zum Prüfkörpervolumen sind. Bei triaxialen Druckversuchen mit konstantem Mantel-
druck kann die Veränderung des Prüfkörpervolumens indirekt über die Menge des aus der Triaxialzelle verdrängten Öles bestimmt werden.

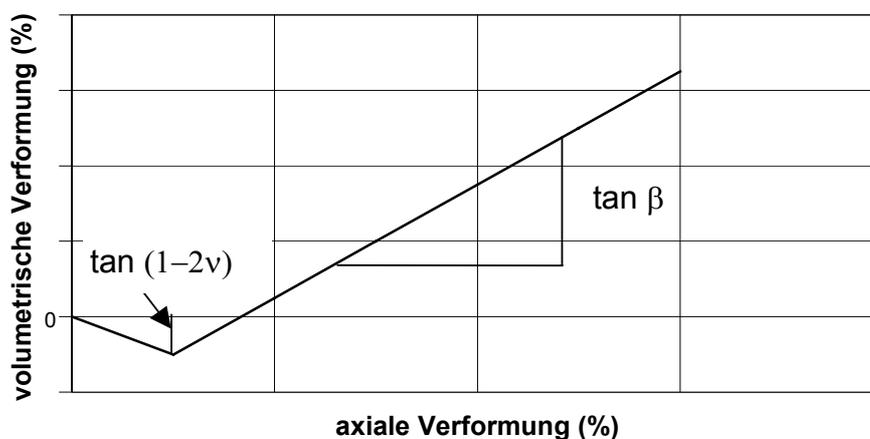


Abb. 3.9: Idealisierter Zusammenhang von Axial- und Volumenverformung

Die Abb. 3.9 zeigt den prinzipiellen Zusammenhang von Volumenänderung und Axialverformung. Für den Fall des ideal elasto-plastischen Materials mit konstanter Tragfähigkeit bei plastischer Verformung wird das Dilatanzverhalten im Diagramm $(\varepsilon_1, \varepsilon_V)$ durch zwei Geraden wie folgt beschrieben:

$$\text{Elastischer Bereich: } -\frac{\Delta\varepsilon_V}{\Delta\varepsilon_1} = (1 - 2\nu) \quad (3.12)$$

ε_V = Volumenverformung

ν = Poissonzahl

$$\text{Plastischer Bereich: } \frac{\Delta\varepsilon_V}{\Delta\varepsilon_1} = \tan\beta = \frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (3.13)$$

Dabei ist $\tan\beta$ der Anstieg der Dilatanzkurve nach dem Volumenminimum und ψ der Dilatanzwinkel.

Aus der Analyse der experimentell an Carnallititprüfkörpern gewonnenen Volumenverformungskurven Abb. 3.3 wird deutlich, daß die Volumenänderung verschiedene Stadien durchläuft:

- Zunächst beginnt mit der Lastaufgabe eine Volumenkontraktion, die im Verhältnis zur Axialverformung schnell nicht linear wird.
- Das Volumen erreicht ein vom Manteldruck abhängiges, mehr oder weniger stark ausgebildetes Minimum. Die Volumenkontraktion schreitet nicht weiter fort.
- Mit dem Einsetzen mikroskopischer Rißbildung bereits vor dem Erreichen der Bruchlast beginnt das dilatante Verformungsverhalten.
- Die Volumenänderungsrate bleibt danach bis zum Einsetzen der makroskopischen Rißbildung annähernd konstant.
- Die Volumenänderungsrate verringert sich deutlich nach dem Einsetzen der makroskopischen Rißbildung und der damit verbundenen Ausbildung von Scherbruchflächen.

Die in elasto-plastischen Modellen übliche Beschreibung der Dilatanz durch einen konstanten Dilatanzwinkel

$$\psi = \arcsin \left(\frac{\tan\beta}{2 + \tan\beta} \right) \quad (3.14)$$

mit

$\tan\beta = \left(\frac{\Delta\varepsilon_V}{\Delta\varepsilon_1} \right)$ und einer konstanten Dilatanzfunktion

$$N_\psi^L = \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi} \quad (3.15)$$

wird dem tatsächlichen dilatanten Entfestigungsverhalten von Carnallitit nicht gerecht. Selbst im Vorbruchdeformationsbereich stellt dieser Ansatz nur eine grobe Näherung dar.

Mit wachsendem Manteldruck nimmt die Dilatanz sehr schnell ab. Wie die durchgeführten Versuche gezeigt haben, ist die Größe N_ψ nichtlinear vom Manteldruck σ_3 abhängig. Ein nichtlinearer Zusammenhang für die Dilatanzfunktion N_ψ folgt direkt aus dem in Kap. 2 entwickelten elasto-plastischen Stoffmodell (Druckspannungen positiv):

$$N_\psi = 1 + \sigma_\psi \cdot \left(\frac{\sigma_{MAX,\psi} - \sigma_D}{(\sigma_\psi + \sigma_3)^2} \right) \quad (3.16)$$

Die folgende Abb. 3.10 stellt den Zusammenhang von Dilatanzfunktion und Manteldruck am Beispiel des Carnallitits C₈₀ (K1Th) dar.

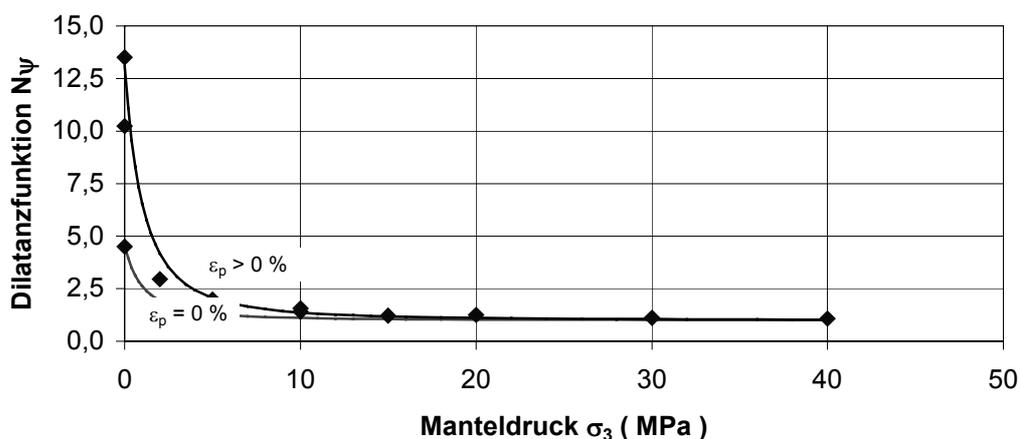


Abb. 3.10: Zusammenhang zwischen Dilatanzfunktion und Manteldruck

Mit der Übernahme des nichtlinearen elasto-plastischen Stoffgesetzes zur Beschreibung von Entfestigung und Dilatanz in die Laborpraxis wurden verschiedene Ansätze der Parameteridentifikation untersucht.

Bei der Versuchsauswertung wurden volumetrische Verformungswerte nach dem Erreichen der Dilatanzgrenze ($\varepsilon^P = 0$) in diskreten Verformungsschritten für $\varepsilon^P > 0$ bestimmt, die um so feiner gewählt wurden, je spröder der Übergang in den Nachbruchbereich erfolgte und in der Größe von 10^{-2} bis 10^{-3} lagen.

Geht man bei der Bestimmung der plastischen Größen ε_1^P und ε_{Vol}^P vom Volumenminimum aus, so erhält man aus Bez. (2.33) und (3.16) für $\sigma_3 = 0$:

$$\frac{\varepsilon_{Vol,0}^P}{\varepsilon_1^P} = \frac{\sigma_{MAX,\psi} - \sigma_D}{\sigma_\psi} \quad (3.17)$$

wobei $\varepsilon_{Vol,0}^P$ die Volumenverformung bei der plastischen Verformung ε_1^P für den Fall $\sigma_3 = 0$ ist. Mit Bez. (3.17) folgt aus Bez. (3.16) für die Dilatanzfunktion N_ψ der Ausdruck:

$$N_\psi = 1 + \frac{\sigma_\psi^2}{(\sigma_\psi + \sigma_3)^2} \cdot \frac{\varepsilon_{Vol,0}^P}{\varepsilon_1^P} \quad (3.18)$$

Für die Volumenänderung $\Delta\left(\frac{\Delta V}{V}\right)$, die unmittelbar aus den $(\varepsilon_1, \varepsilon_V)$ - Diagrammen bestimmt wird, besteht folgender Zusammenhang:

$$\Delta\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right) = \varepsilon_{Vol}^P = (N_\psi - 1) \cdot \varepsilon_1^P \quad (3.19)$$

bzw.

$$\varepsilon_{VOL}^P = \varepsilon_{Vol,0}^P \cdot \frac{\sigma_\psi^2}{(\sigma_\psi + \sigma_3)^2} \quad (3.20)$$

Aus Bez. (3.20) kann, bei Darstellung der Meßwerte ε_{Vol}^P gegen σ_3 bei konstanter plastischer Verformung (d.h. mit der plastischen Verformung ε_1^P als Parameter) sowohl σ_ψ als auch

$\varepsilon_{Vol,0}^P$ bestimmt werden. Die größte Volumenverformung (bei $\varepsilon_1^P = \text{const.}$) wird beim einaxialen Versuch ($\sigma_3 = 0$) gemessen ($\varepsilon_{Vol,0}^P$).

Im Ergebnis dieser Auswertung erhält man eine von den untersuchten plastischen Verformungszuständen abhängige Schar von Kurven, die das spannungs- und verformungsabhängige Dilatanzverhalten von Carnallitit beschreiben. In Abb. 3.11 sind Ergebnisse der Untersuchungen zum Dilatanzverhalten der Carnallititvarietät K2SF – C₆₀ dargestellt.

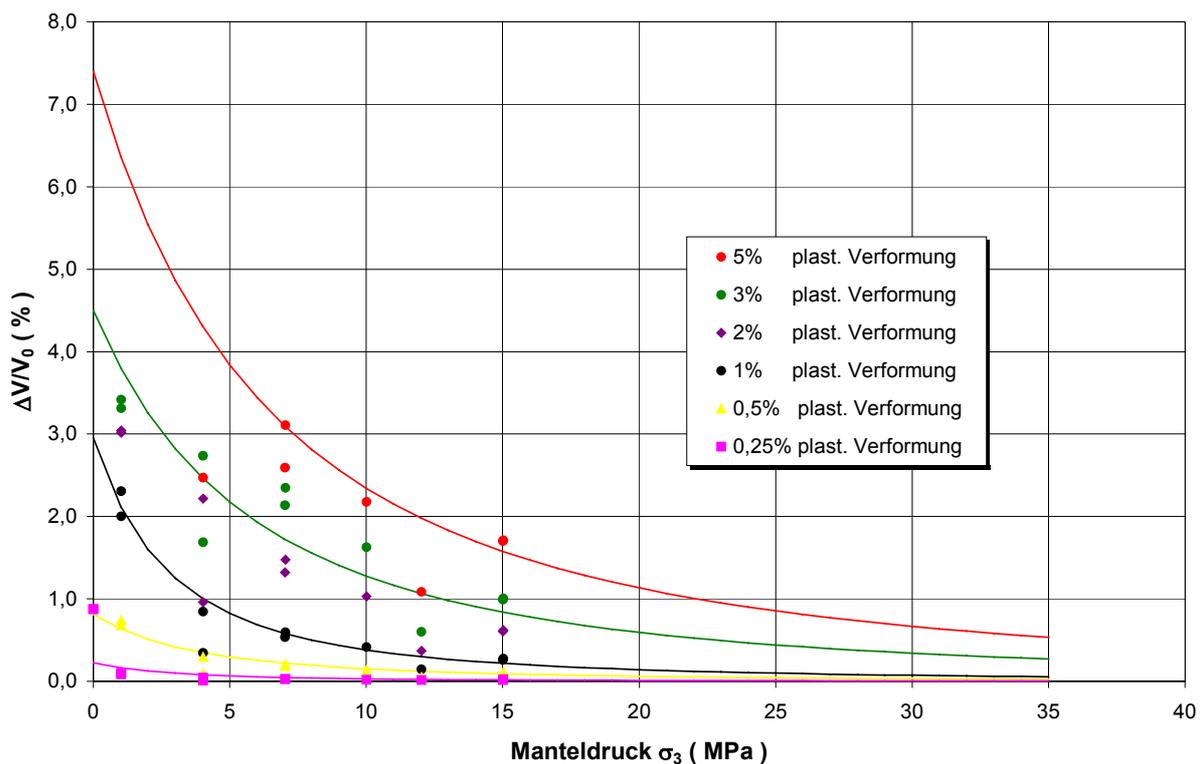


Abb. 3.11: Dilatanzverhalten von Carnallitit K2SF-C₆₀

Für die verschiedenen Carnallititvarietäten wurden die in der folgenden Tabelle 3.4 zusammengefaßten Parameter zur Beschreibung der Dilatanzfunktion N_v bestimmt.

Tabelle 3.4: Parameter der Dilatanzfunktion für verschiedene Carnallitvarietäten

Carnallit	ε_1^P (%)	$\varepsilon_{Vol,0}^P$ (%)	σ_{ψ} (MPa)	$\tan\beta_0$
K1Th - C ₆₀	0,2	1,0	0,6	5,0
	0,5	2,1	1,0	4,2
	1,0	3,2	2,8	3,2
	2,5	4,5	8,0	1,8
	5,0	5,5	12,0	1,1
K1Th - C ₈₀	0,2	0,8	2,5	4,0
	0,5	2,0	5,0	4,0
	1,0	3,1	6,0	3,1
	2,0	4,0	7,5	2,0
	5,0	6,0	8,0	1,2
K1Th - C ₁₀₀	0,2	0,4	3,3	2,0
	0,5	1,2	3,3	2,4
	1,0	2,3	3,5	2,3
	2,0	2,7	5,9	1,4
	5,0	4,7	6,4	0,9
K2SF - C ₆₀	0,2	0,2	5,9	1,0
	0,5	0,8	7,6	1,6
	1,0	3,0	5,6	3,0
	2,0	3,8	11,4	1,9
	5,0	7,4	12,9	1,5
K3Ro - C ₈₀	0,2	1	1,1	5,0
	0,5	2	1,5	4,0
	1	3	2,0	3,0
	3	4	4,0	1,3
	5	6	5,0	1,2

Wie Abb. 3.12 am Beispiel von C₁₀₀ zeigt, werden bei einachsig belasteten Proben sehr schnell, d.h. schon bei geringen plastischen Verformungen, große dilatante Auflockerungen beobachtet – ein Vorgang, der mit der zügigen Entfestigung von Carnallit korrespondiert. Es wird auch deutlich, wie stark eine Zunahme des Manteldruckes und damit der Einspannung des Prüfkörpers der Dilatanz entgegenwirkt. Bei hohen Einspannungen wird der Entfestigungsbereich verlassen und das Verformungsverhalten von Carnallit wechselt allmählich von spröde zu duktil. Der Manteldruck, bei dem sich dieser Übergang vollzieht, hängt vom Carnallitgehalt der Probe ab.

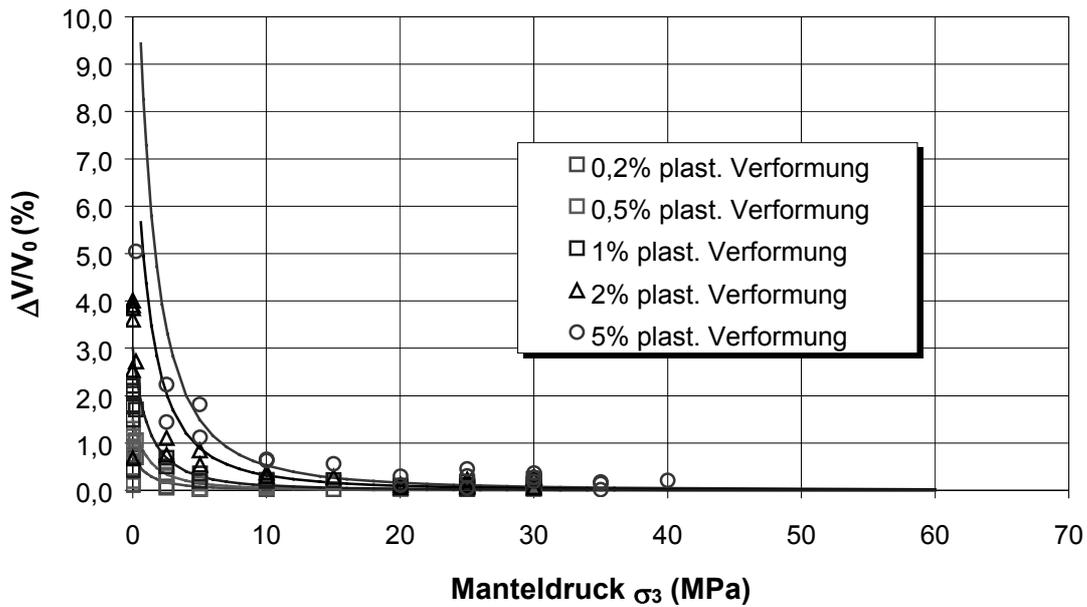


Abb. 3.12: Abhängigkeit der Volumenänderung vom Manteldruck K1Th – C₁₀₀

Vergleichbare Ergebnisse liefert ein weiteres Verfahren zur Parameterschätzung für die Dilatanzfunktion. Im $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$ - Diagramm kann der Anstieg der Dilatanzkurve für den Wert ε_1^P als Tangente oder Sekante berechnet werden. Ein einfacher Zusammenhang ergibt sich, wenn der Anstieg der Sekante als Näherung für den Winkel β gewählt wird.

Dann gilt:

$$\tan \beta = \frac{\varepsilon_{Vol}^P}{\varepsilon_1^P} \quad (3.21)$$

Der Sekantenanstieg im Minimum der $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$ - Kurve liefert wegen $\tan \beta = 0$ den Dilatanzwinkel $\Psi = 0$. Für den Manteldruck $\sigma_3 = 0$ nimmt der Winkel β den Wert β_0 an bzw. es gilt:

$$\frac{\varepsilon_{Vol,0}^P}{\varepsilon_1^P} = \tan \beta_0 \quad (3.22)$$

Aus Gl. (3.18) und Gl. (3.22) folgt für die Dilatanzfunktion:

$$N_\Psi = 1 + \tan \beta \quad (3.23)$$

$$\text{mit } \tan\beta = \frac{\sigma_\psi^2}{(\sigma_\psi + \sigma_3)^2} \cdot \tan\beta_0$$

Die Dilatanzfunktion nimmt mit wachsendem Manteldruck schnell ab. Für den einaxialen Druckversuch ist ihr Wert mit $N_\psi = 1 + \tan\beta_0$ am größten.

In Tabelle 3.4 sind die Dilatanzparameter σ_ψ und $\tan\beta_0$ für die verschiedenen untersuchten Carnallitvarietäten in Abhängigkeit von der plastischen Verformung angegeben.

Bei Verwendung der Sekante als Anstieg der Volumenänderungskurve ausgehend von der Dilatanzgrenze wo $\tan\beta = 0$ ist, ergibt sich folgendes Bild. Die aus den Einzelversuchen bestimmten Anstiegswinkel nehmen unabhängig von der Carnallitvarietät zunächst mit der plastischen Verformung zu. Durch die Ausbildung von Scherbruchbänder kommt es, abweichend vom idealisierten elasto-plastischen Stoffverhalten, zu einer Verformung mit geringerer volumetrischer Auflockerung. Die Bruchflächen in den Scherbruchbändern ziehen fast die gesamte dilatante Verformung auf sich und verhindern als Diskontinuität die homogene Verteilung der Volumenverformung über den gesamten Prüfkörper (Spröbruch).

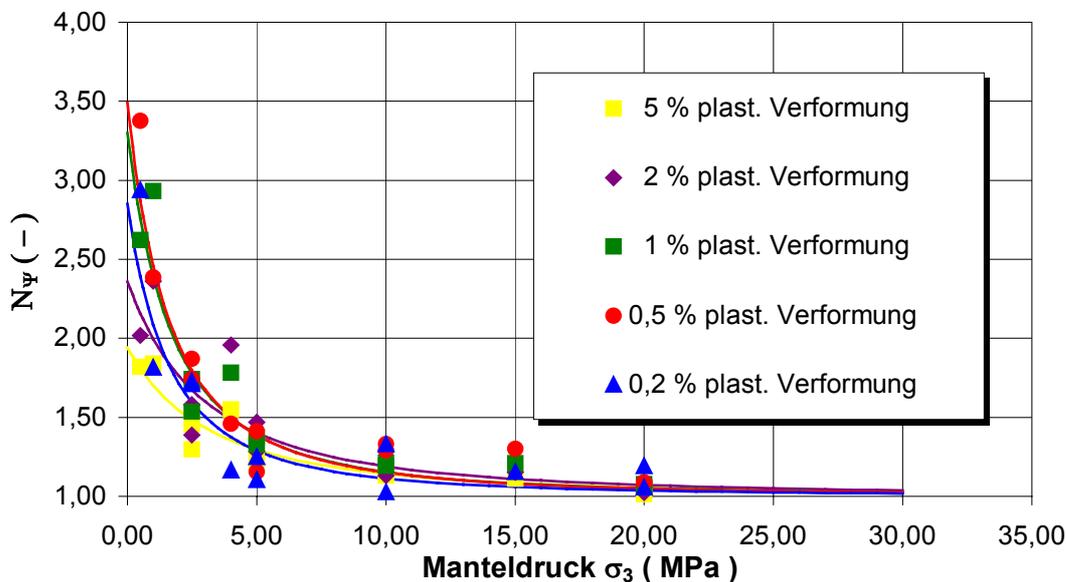


Abb. 3.13: Dilatanzfunktion von Carnallit C_{100} für verschiedene plastische Verformungen

Wie aus Abb. 3.13 ersichtlich, nimmt die Dilatanzfunktion bis zu plastischen Verformungen von ca. 1 % zu, danach nehmen die Werte für N_ψ ab. Die Laborversuche haben gezeigt, daß

genau in diesem Verformungsbereich bei geringer triaxialer Einspannung die Lokalisierung von Scherbruchflächen im Carnallit beginnt.

3.3 Viskose Materialparameter

Das mit dem plastischen Entfestigungsmodell gekoppelte visko-elastische Modell ist ein modifiziertes BURGERS-Modell mit spannungsabhängiger Viskosität zur Beschreibung des transienten und stationären Kriechens von Carnallit.

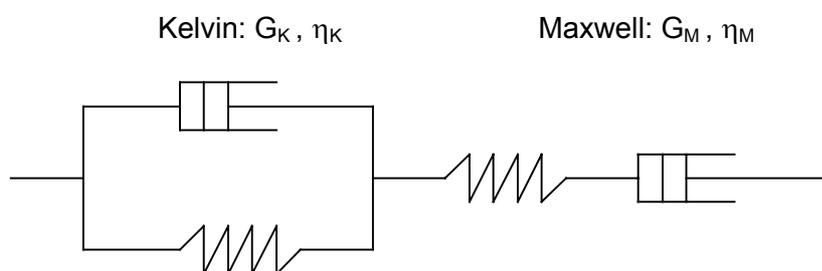


Abb. 3.14: Rheologisches Modell – BURGERS – KÖRPER

Das BURGERS-Modell besteht aus der Reihenschaltung eines Maxwell- und eines Kelvin-Körpers (Abb. 3.14). Der Maxwell-Körper seinerseits besteht aus einer Reihenschaltung einer Feder (elastisches Verhalten) und einem mit einer (viskosen) NEWTONschen Flüssigkeit gefüllten Dämpfungsglied. Der Kelvin-Körper entspricht der Parallelschaltung einer Feder und eines Dämpfungsgliedes. Für die zeitunabhängige Deformation der elastischen Feder im Maxwell-Körper ist der Schermodul G_M entsprechend der in Kap. 3.1 bestimmten elastischen Materialparameter für Carnallit anzusetzen. Die zeitabhängige Deformation des Burgers-Körpers setzt sich aus dem viskosen Fließen der viskosen Flüssigkeit im Dämpfer des Maxwell-Körpers und der transienten Verformung des Kelvin-Körpers zusammen:

$$\varepsilon(t) = (\varepsilon_K)_T + (\varepsilon_M)_S. \quad (3.24)$$

Der Burgers-Körper gestattet damit eine Beschreibung des Übergangs- und des stationären Kriechens (Abb. 3.15). Für das Übergangskriechen ist der Kelvin-Körper verantwortlich, bei dem das Dämpfungsglied bei Kriechbeginn die gesamte Belastung auf sich zieht, ehe mit der zeitabhängigen Verformung die gesamte Belastung auf die Feder übertragen wird und das

Übergangskriechen abklingt. Die sich dabei einstellende Verformung $(\varepsilon_K)_T^\infty$ und die Effektivspannung bestimmen den Schermodul G_K :

$$\bar{G}_K = \frac{\sigma_{\text{eff}}}{(\varepsilon_K)_T^\infty} \quad \text{mit } \bar{G}_K = 3 \cdot G_K \quad (3.25)$$

Für die Zeitabhängigkeit der transienten Kriechverformung erhält man:

$$(\varepsilon_K)_T = (\varepsilon_K)_T^\infty \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{t_K}\right) \right] \quad (3.26)$$

t_K ist die Abklingzeit der transienten Verformung. Die Viskosität des Dämpfungsgliedes ist:

$$\bar{\eta}_K = \bar{G}_K \cdot t_K \quad \text{mit } \bar{\eta}_K = 3 \cdot \eta_K \quad (3.27)$$

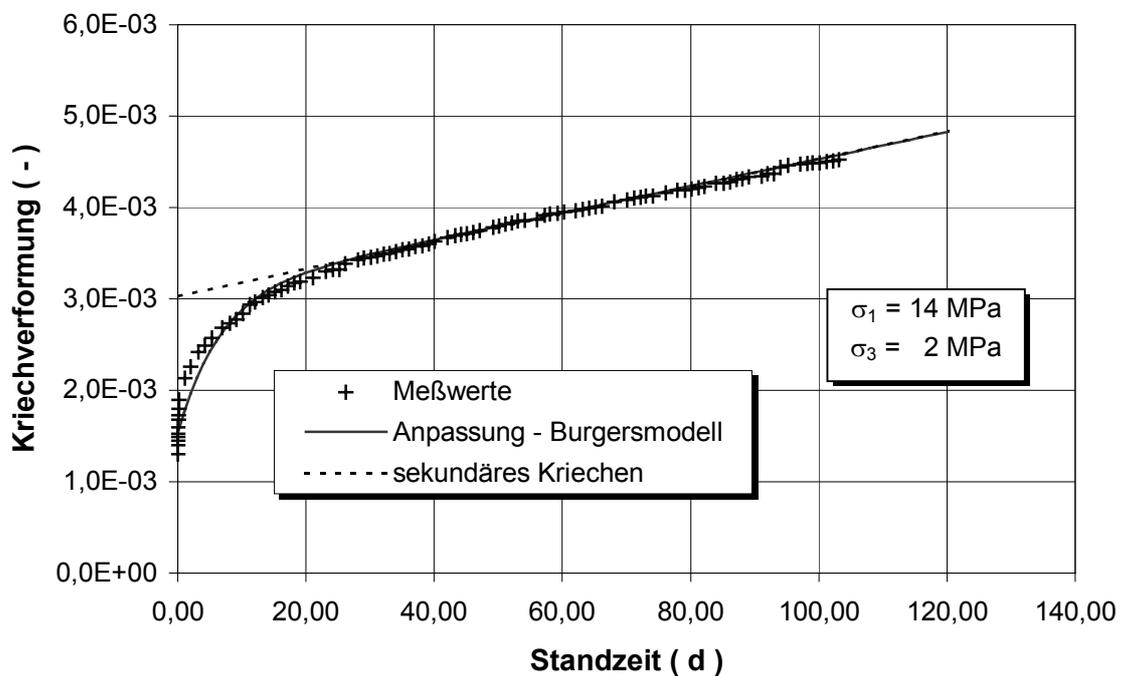


Abb. 3.15: Verformungs- Zeitverlauf am Beispiel eines Carnallitits C_{60}

und für die transiente Kriechgeschwindigkeit ergibt sich:

$$(\dot{\epsilon}_K)_T = \frac{\sigma_{\text{eff}}}{\bar{\eta}_K} \cdot \exp\left(-\frac{\bar{G}_K}{\bar{\eta}_K} \cdot t\right). \quad (3.28)$$

Nach dem Abklingen des Übergangskriechens wirkt nur noch die "sekundäre Kriechgeschwindigkeit" des Dämpfungsgliedes des Maxwell-Körpers. Seine Viskosität η_M ist:

$$\bar{\eta}_M = \frac{\sigma_{\text{eff}}}{(\dot{\epsilon}_M)_S} \quad \text{mit } \bar{\eta}_M = 3 \cdot \eta_M \quad (3.29)$$

$\bar{\eta}_M$ ist nicht konstant, sondern von σ_{eff} abhängig:

$$\bar{\eta}_M = \bar{\eta}_M^* \cdot \exp(-m \cdot \sigma_{\text{eff}}) \quad (3.30)$$

Daraus folgt die Beziehung:

$$(\dot{\epsilon}_M)_S = \frac{\sigma_{\text{eff}}}{\bar{\eta}_M} \cdot \exp(m \cdot \sigma_{\text{eff}}) \quad (3.31)$$

Die Bestimmung von m erfolgt in einer halblogarithmischen Darstellung von $\bar{\eta}_M$ gegen die Effektivspannung:

$$\ln \bar{\eta}_M = \ln \bar{\eta}_M^* - m \cdot \sigma_{\text{eff}} \quad (3.32)$$

Die Auswertung der Kriechversuche ergab für die Maxwell – Viskosität $\bar{\eta}_M$ neben einer deutlichen Spannungsabhängigkeit auch eine Abhängigkeit vom Carnallitgehalt der Prüfkörper. Auffällig ist, daß die Spannungsabhängigkeit der Kriechrate der verschiedenen Carnallitvarietäten durch ein und denselben Parameter m beschrieben werden kann (Tab. 3.5).

Tabelle 3.5: Maxwellparameter – BURGERS-KÖRPER

Proben	$\bar{\eta}_M^*$ (MPa · d)	m (MPa ⁻¹)
C ₆₀ – K2SF	$7,9 \cdot 10^6$	-0,18
C ₈₀ – K1TH	$1,7 \cdot 10^6$	-0,18
C ₆₀ – K1TH	$2,5 \cdot 10^5$	-0,18

Für die Parameter zur Beschreibung des transienten Kriechens konnte die Annahme einer Spannungsabhängigkeit der Größen \bar{G}_k und $\bar{\eta}_k$ im Ergebnis der Auswertung nicht bestätigt werden, da kein signifikanter Zusammenhang der Art

$$\bar{G}_k = f(\sigma_v) \text{ bzw. } \bar{\eta}_k = f(\sigma_v)$$

nachweisbar war. Dementsprechend wurden für \bar{G}_k und $\bar{\eta}_k$ Mittelwerte für den untersuchten Spannungsbereich bestimmt (Tab. 3.6).

Tabelle 3.6: Kelvinparameter – BURGERS-Körper

Proben	$\bar{\eta}_k$ (MPa · d)	\bar{G}_k (GPa)
C ₆₀ – K2SF	$3,1 \cdot 10^4$	8,0
C ₈₀ – K1TH	$1,0 \cdot 10^3$	7,0
C ₆₀ – K1TH	$6,0 \cdot 10^3$	6,0

Zum Vergleich der mit dem nichtlinearen BURGERS-Modell erzielten Beschreibung des stationären Kriechens von Carnallitit ist als Referenzkriechgesetz der kombinierte Potenzansatz (NORTON) der BGR (1998) herangezogen worden:

$$(\dot{\epsilon})_{s, Ca} = A \cdot \exp\left(-\frac{Q}{RT}\right) (\sigma_{eff})^5 + C \cdot (\sigma_{eff})^2 \quad (3.33)$$

$$A = 0,18 \text{ d}^{-1}$$

$$Q = 54 \text{ kJ/mol}$$

$$R = 8,314 \cdot 10^{-3} \text{ kJ/mol} \cdot \text{K}$$

$$C = 4,5 \cdot 10^{-7} \text{ d}^{-1}$$

Im Bereich geringer Effektivspannungen besteht eine gute Übereinstimmung zwischen beiden Kriechmodellen (Abb. 3.16). Für Effektivspannungen größer 10 MPa ist die Anpassung an die Meßwerte mit dem exponentiellen Ansatz im BURGERS-Modell optimaler.

Das zur Beschreibung des transienten und stationären Kriechens von Carnallitit gut geeignete nichtlineare BURGERS-Modell ist mit dem in Kap. 2.1 entwickelten elasto-plastischen Entfestigungsmodell gekoppelt, wodurch die Möglichkeit gegeben ist, auch das infolge dilatanter Gefügeschädigung hervorgerufene beschleunigte bzw. tertiäre Kriechen nachzubilden.

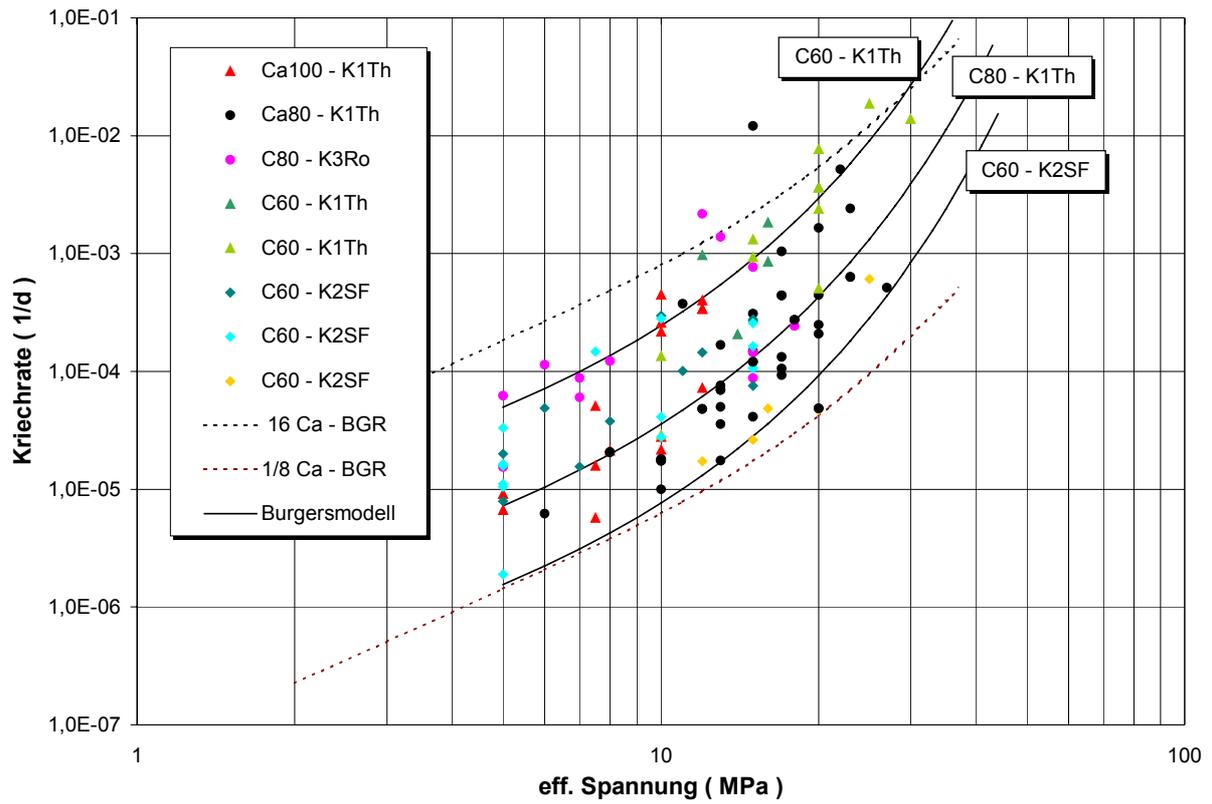


Abb. 3.16: Vergleich der sekundären Kriechraten verschiedener Carnallitvarietäten

4 Verifizierung Stoffmodell und Modellvorstellungen zum Verformungs- und Bruchverhalten in Grubengebäuden unter besonderer Berücksichtigung des Entfestigungs- und Spröbruchverhaltens von Carnallit

4.1 Spröbruchverhalten von Salzgesteinen

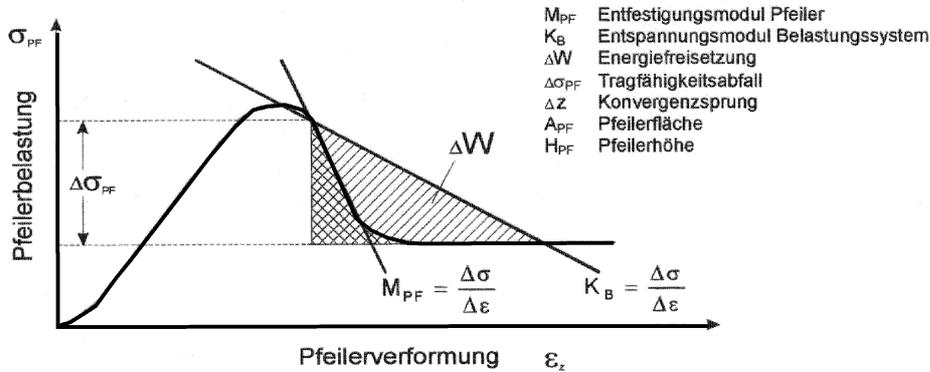
Das Salzgebirge ist unter geostatischen Randbedingungen bei allseitiger Einspannung weitgehend frei von Rißbildungen und Klüften, was es als potentielle Wirtsgesteinsformation zur Beseitigung und Endlagerung von industriellen Abfallstoffen prädestiniert. Rißbildungen im bergmännisch unverritzten Salzgestein stehen i. allg. in enger Beziehung zu geodynamischen Prozessen (z.B. Vulkanismus, Erdbeben).

Das Gestein Carnallit reagiert auf Hohlraumfreilegung mit Entfestigung und unter bestimmten Beanspruchungsbedingungen auch mit Spröbruch. Durch den anthropogenen Eingriff in Salzlagerstätten mit bergmännischer Hohlraumschaffung im Carnallit kann nicht mehr allein von der Dominanz der duktilen, bruchlosen Verformung im Salinar ausgegangen werden. Mit dem bei der Hohlraumfreilegung eingeleiteten Entfestigungsprozeß tritt eine Gefügeänderung ein, es kommt zur Lokalisierung von Scher- und Zugbruchzonen, die sich in Konturbrucherscheinungen äußern, bevorzugt an Pfeilern und Kammersohlen.

Spröbrüche mit dynamischen Emissionen können eintreten, wenn im Gebirgsmassiv eine Entfestigung verbunden mit einem plötzlichen Spannungsabfall $\Delta\sigma$ stattfindet. Der Entfestigungsvorgang kann im Gestein selbst oder an Schwächeflächen ablaufen. Neben der notwendigen Bedingung für eine Energiefreisetzung $\Delta\sigma > 0$ (Abb. 4.1) muß als hinreichende Bedingung die Tragfähigkeitsgrenze erreicht bzw. überschritten $\sigma \geq \sigma_{\text{Trag}}$ und der Entfestigungsmodul des tragenden Gesteinselementes bzw. der Schwächefläche größer als der Entspannungsmodul des umgebenden Gebirges sein (SALOMON, 1970). Diese Bedingungen werden vor allem von Tragelementen wie z.B. Pfeilern aus Carnallit unter bestimmten Umständen erfüllt, wie die Versagensfälle im Kalibergbau belegen. Wodurch zeichnet sich Carnallit gegenüber den anderen Salzgesteinen in seinem Bruchverhalten aus?

Das Gestein Carnallit weist im pre-failure-Bereich, wenn man vom Kriechverhalten absieht, eine weitgehend linear-elastische Materialcharakteristik auf. Bei Überschreitung der Grenzfestigkeit zeigt Carnallit in Abhängigkeit von der Einspannung des Gesteins (Manteldruck), der mineralogischen Zusammensetzung (Varietät) und der Kornbindung einen mehr oder weniger schlagartigen Tragfähigkeitsabfall. Die extreme Spröbruchneigung des Gesteins

Carnallit beruht auf seinem spezifischen Entfestigungsverhalten, das durch einen sehr großen Entfestigungsmodul, also einen äußerst steilen Tragfähigkeitsabfall im post-failure-Bereich gekennzeichnet ist.



Energiefreisetzung

$$\Delta W = \frac{1}{2} \cdot \Delta \sigma_{PF} \cdot A_{PF} \cdot \Delta z$$

$$\Delta z = H_{PF} \cdot \Delta \sigma_{PF} \cdot \left(\frac{1}{M_{PF}} - \frac{1}{K_B} \right)$$

Notwendige Bedingung: $\Delta \sigma_{PF} > 0$

Hinreichende Bedingung: $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{PF} \geq \sigma_{PF \max} \\ M_{PF} > K_B \end{array} \right.$

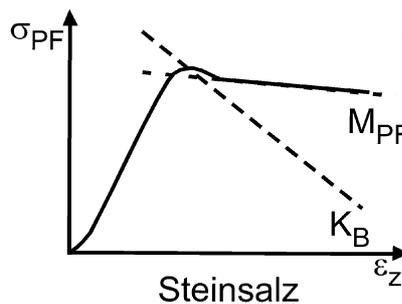
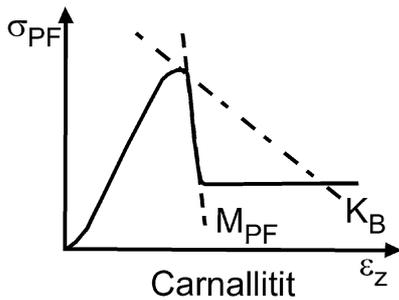


Abb. 4.1: Pfeilertragverhalten und Energiefreisetzung beim Versagen

Deutlich anders verhalten sich Steinsalz, Sylvinit und Hartsalz. Bei diesen Gesteinen wird nach dem Überschreiten der maximalen Tragfähigkeit ein allmählicher Übergang zur Restfestigkeit ohne stick-slip-artige Spannungssprünge beobachtet. Je höher der Halitgehalt, um so duktiler verformt sich das Salzgestein im Nachbruchbereich.

Neben diesen gesteinspezifischen Unterschieden hängt das Spröbruchverhalten von Salzgesteinen stark vom Einspannungszustand ab. Bei entsprechend hoher triaxialer Einspannung, abhängig von der Gesteinszusammensetzung, geht die Spröbruchneigung der Salzgesteine verloren. Auch Carnallitit verformt sich dann plastisch ohne weiteren Spannungsabfall.

Ein Entfestigungsmodell für Salzgesteine muß dieses Verhalten richtig wiedergeben. An einfachen Berechnungsbeispielen wird zunächst demonstriert, inwieweit das entwickelte elasto-plastische Stoffmodell in der Lage ist, den Spröbruchvorgang von Carnallitit mit der dilatanten Entfestigung und Formierung von Scherbruchzonen zu erfassen.

4.2 Simulation einaxialer und triaxialer Druckversuche unter Verwendung des entwickelten elasto-plastischen Stoffmodells

Der rechentechnischen Simulation von Laborversuchen liegen die in Kap. 3 experimentell an Carnallititprüfkörpern ermittelten Festigkeits- und Dilatanzparameter zugrunde.

Für die Berechnungen mit dem Programm FLAC ist ein rotationssymmetrisches Modell verwendet worden, so daß jeweils nur eine Prüfkörperhälfte modelliert worden ist. Die Prüfkörperhälfte hat einen Radius von 5 cm und die Höhe des Prüfkörpers beträgt 20 cm, was dem bei Laborversuchen standardmäßig verwendeten Verhältnis von Prüfkörperdurchmesser zu -höhe von 0,5 entspricht. Der Lasteintrag in die Prüfkörper erfolgt im Modell über Stahlstempel, wie im Experiment. Zwischen Prüfkörperendflächen und Stahlstempel ist ein Reibungswinkel von 15° wirksam.

Analog einem verformungsgeregelten Versuch drücken im Modell die Stahlstempel mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit auf den Prüfkörper. Bei der Simulation von Triaxialversuchen ist am seitlichen Modellrand zusätzlich eine Spannungsrandbedingung in Höhe des Manteldruckes wirksam. Die Berechnung der Volumenänderung beginnt bei Triaxialversuchen nach Aufgabe des hydrostatischen Druckes in Höhe des Manteldruckes. Bei der Nachrechnung von Versuchen an Carnallititprüfkörpern der Varietät C₆₀ wurde zunächst angenommen, daß die Fließgrenze im Tragfähigkeitsmaximum liegt. Die berechneten Spannungs- Verformungskurven (Abb. 4.2) zeigen demgemäß linearelastisches Verhalten bis zum Bruchpunkt. Anschließend setzt die dilatante Entfestigung ein und die Tragfähigkeit fällt ab. Ohne Manteldruck, bei einaxialer Belastung, tritt ein vollständiger Tragfähigkeitsverlust ein. Der Entfestigungsmodul, der die Steilheit des Tragfähigkeitsabfalls im Nachbruchbereich

charakterisiert, nimmt mit wachsendem Manteldruck ab, ein Verhalten, wie es auch im Experiment beobachtet wird (vgl. Kap. 3 und Abb. 3.2).

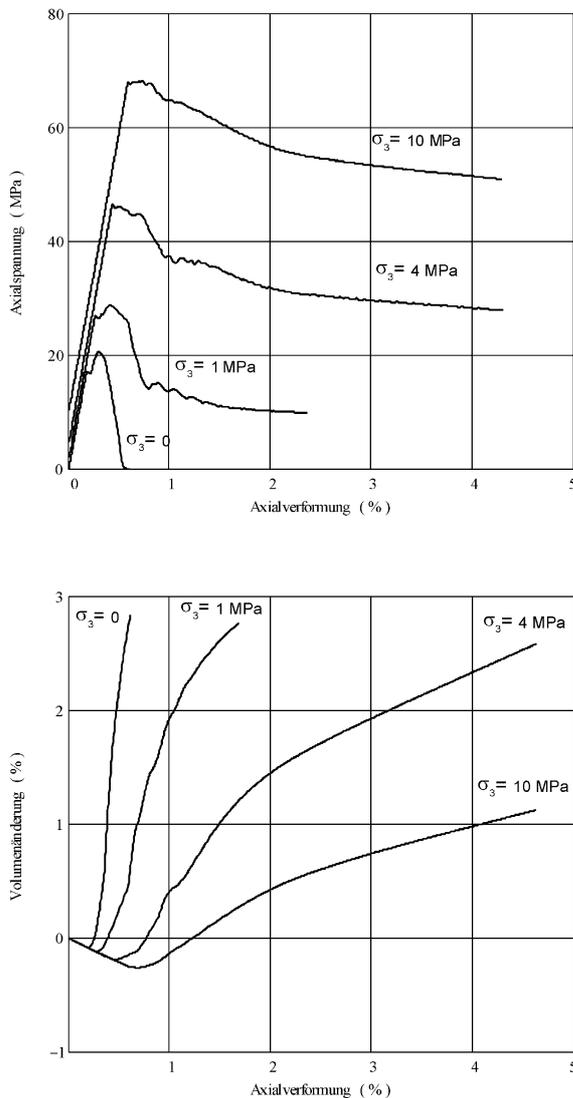


Abb. 4.2: Rechnerische Simulation einaxialer und triaxialer Druckversuche an Staßfurt-Carnallit C_{60} (Fließgrenze = Bruchgrenze)

Die berechneten Volumenänderungen zeigen bis zum Tragfähigkeitsmaximum ein lineares Kompaktionsverhalten, das entsprechend Abb. 3.9. durch die elastischen Konstanten ν und E bestimmt wird. Bei der sich anschließenden plastischen Verformung nimmt das Volumen zu, die Dilatanz ist ein Ausdruck der entfestigungsbedingten Gefügeschädigung durch Rißbildung. Die Berechnungen ergeben in Übereinstimmung mit den experimentellen gesteinsmechanischen Untersuchungen an Carnallit, daß die Volumenzunahme signifikant vom Manteldruck abhängt (Abb. 4.2). Auch die Abflachung der $\epsilon_V = f(\epsilon_1)$ - Kurven im post-failure-Bereich, die im Zusammenhang mit der Ausbildung makroskopischer Bruchflächen steht, wird durch die im Stoffmodell eingeführte Dilatanzfunktion (Bez. 2.32) wiedergegeben.

Bei linearer MOHR-COULOMB'scher Plastizität ist die Dilatanz, charakterisiert durch den Dilatanzwinkel ψ , eine konstante Größe, was eine Idealisierung darstellt und das Schädigungsverhalten der Salzgesteine nur unzureichend beschreibt.

In weiteren Berechnungen wurde die Fließgrenze in den Vorbruchbereich gelegt, an den Punkt, wo die gemessenen Volumenänderungen von Kontraktanz in Dilatanz übergehen. Das linear-elastische Verhalten erstreckt sich somit nicht mehr über den gesamten pre-failure-Bereich, sondern mit dem Beginn der plastischen Verformung an der Fließgrenze setzt verfestigendes Verformungsverhalten $\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} > 0$ ein, welches nach Überschreiten der

Bruchfestigkeit in Entfestigung $\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} < 0$ übergeht (Abb. 4.3).

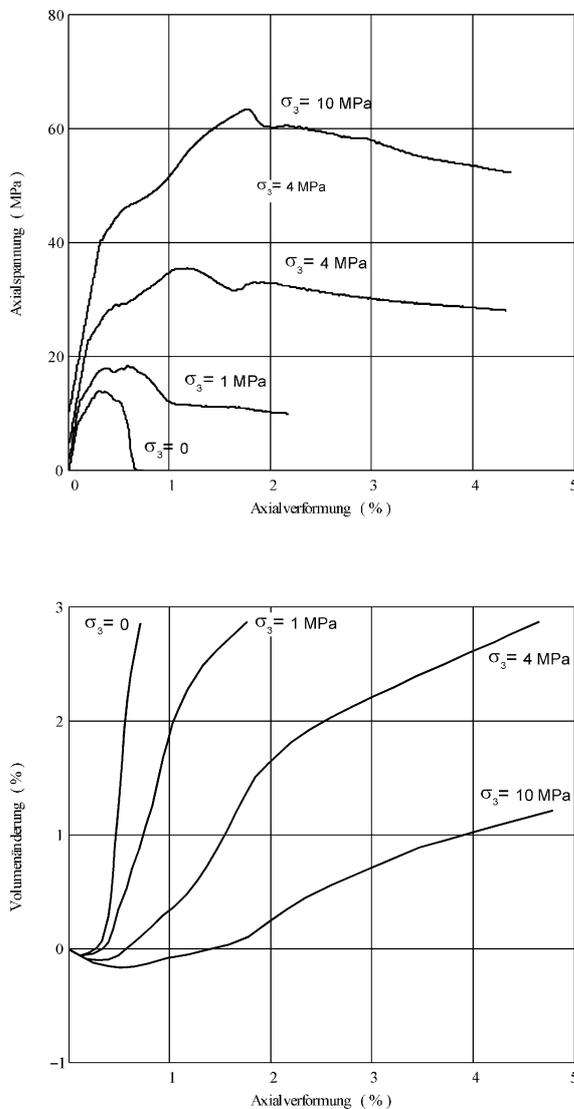


Abb. 4.3: Rechnerische Simulation einaxialer und triaxialer Druckversuche an Staßfurt-Carnallit C₆₀ (Fließgrenze = Dilatanzgrenze)

Aus den berechneten Volumenverformungs-Kurven geht hervor, daß die Dilatanz im Vorbruchbereich einsetzt (Abb. 4.3) und der Schädigungsprozeß, der durch Mikrorißbildung eingeleitet wird, phänomenologisch mit dem elasto-plastischen Stoffmodell erfaßt wird. Der Beginn der durch Dilatanz hervorgerufenen Gefügeschädigung im Vorbruchbereich führt dazu, daß die maximale Tragfähigkeit geringer ausfällt (vgl. Abb. 4.2 mit Abb. 4.3) und auch der Entfestigungsmodul im Nachbruchbereich durch die Vorschädigung kleiner wird, d.h. das Gestein weniger spröde reagiert.

Die Dilatanz, die bei spröden Gesteinen an der Fließgrenze einsetzt, ist bei gleicher Axialverformung größer, wenn die Fließgrenze im Vorbruchbereich liegt (vgl. Abb. 4.2 mit Abb. 4.3). Die Dilatanz wurde in den dargestellten Berechnungsergebnissen durch Anlegen von Tangenten an die experimentell aufgenommenen Volumen-Verformungskurven bestimmt (siehe Pkt. 3), da die Dilatanzrate von Salzgesteinen nicht konstant ist.

In Berechnungsmodellen mit ausreichender Netzfeinheit kann für den von der plastischen Verformung abhängigen Anstiegswinkel der Kurve $\varepsilon_V = f(\varepsilon_1)$ auch der über die Sekante bestimmte $\tan\beta$ verwendet werden. Mit der Formierung eines Scherbandes im Nachbruchbereich flacht die Dilatanzkurve aufgrund der geometrischen Destabilisierung ab. Die dilatante Volumenzunahme konzentriert sich im Bereich des Scherbandes. Die durch Lokalisierung von Scherzonen bei Triaxialversuchen im Experiment und im Berechnungsmodell sich ausbildenden Druckkegel weisen Bruchwinkel auf, die mit zunehmendem Manteldruck geringer werden, eine Folge der gekrümmten Bruchhüllkurve. Im Zentrum der Prüfkörper, wo die Kegel aufeinander stoßen, ist die Dilatanz am größten.

Bei einaxialer Belastung entstehen auch in axialer Richtung auftretende dilatante Zonen. Die Zerstörung der Prüfkörper geht vom Zentrum aus, wo die Dilatanz einsetzt. Bei einaxialen Druckversuchen entstehen dort Zugbeanspruchungen, so daß in der Simulationsrechnung selbst für den Fall Fließgrenze = Bruchgrenze bei Belastungen unterhalb der einaxialen Druckfestigkeit eine dilatante Volumenzunahme auftritt.

Die Lokalisierung von Scherzonen wurde bei hoher Vernetzungsdichte am Beispiel der Carnallitvarietät C_{80} in ebenen Berechnungsmodellen mit dem Programm UDEC, in welches das elasto-plastische Modell ebenfalls implementiert ist, untersucht.

In Abb. 4.4 ist die rechnerische Simulation eines einaxialen Druckversuches mit dem spröden Versagen, gekennzeichnet durch steilen Tragfähigkeitsabfall im post-failure-Bereich,

dargestellt. Die Gefügezerstörung durch Formierung makroskopisch sichtbarer Scherzonen im Prüfkörper leitet den Spröbruch ein.

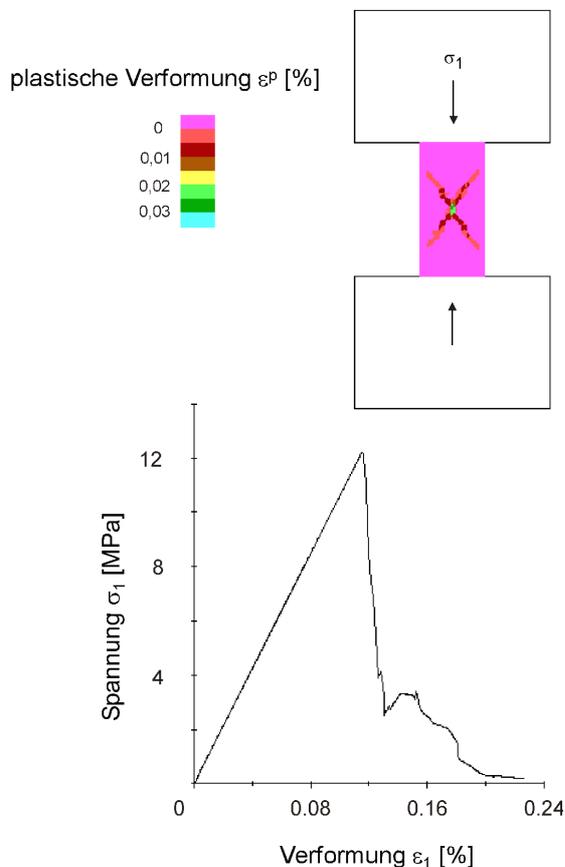


Abb. 4.4: Rechnerische Simulation einaxialer Druckversuch an Werra-Carnallit C₈₀

Auch bei relativ hohem Manteldruck versagt Carnallit der Varietät C₈₀ noch relativ spröde. Mit Erreichen der plastischen Verformung setzt eine Gefügeänderung ein, die den Abfall der Tragfähigkeit zur Folge hat. Die Lokalisierung der plastischen Verformung in Form von Scherbändern auf einem eng begrenzten Bereich ist das Charakteristikum für sprödes Materialverhalten (Abb. 4.4).

Zur Stoffgesetzverifizierung und zur Verdeutlichung des unterschiedlichen Tragverhaltens von Carnallit und Steinsalz sind Vergleichsrechnungen an Steinsalzprüfkörpern vorgenommen worden. Aus der rechnerischen Simulation eines einaxialen Druckversuches (Abb. 4.5) erkennt man den elastischen und verfestigenden Verformungsanteil im pre-failure-Bereich mit einer mehr als doppelt so hohen Bruchfestigkeit im Vergleich zum Carnallit und einen weniger steilen Tragfähigkeitsabfall im post-failure-Bereich, welcher der geringen Spröbruchneigung von Steinsalz entspricht. Unter triaxialen Belastungsbedingungen zeigt Steinsalz ein deutlich weniger stark ausgeprägtes Entfestigungsverhalten ohne die für den zum Spröbruch neigenden Carnallit typische Konzentration der plastischen Verformung auf

scharf begrenzte Scherbänder. Die plastische Verformung erfaßt größere Gesteinsbereiche. Steinsalz zeigt unter triaxialen Belastungsbedingungen ein Fließbruchverhalten.

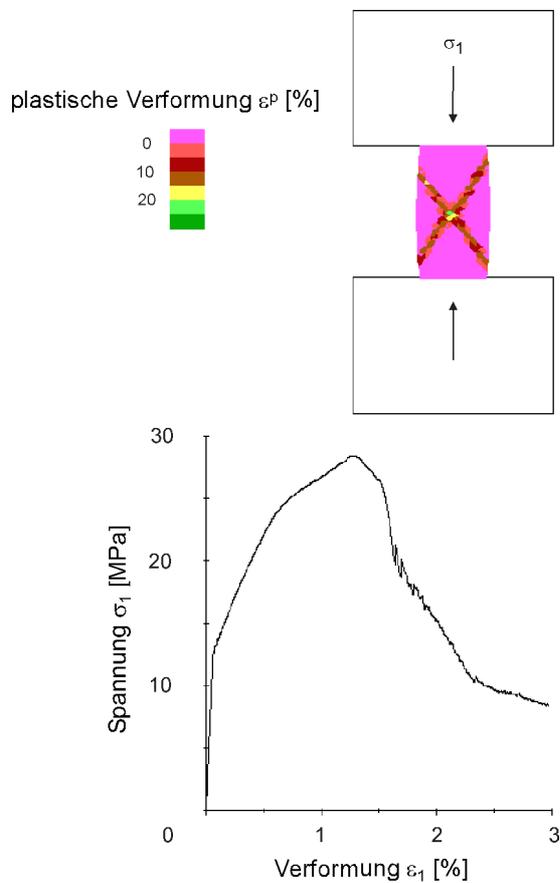


Abb. 4.5: Rechnerische Simulation einaxialer Druckversuch an Steinsalz

Das nichtlineare elasto-plastische Stoffmodell ist in der Lage, die wesentlichen Aspekte des Sprödbrech- und Dilatanzverhaltens von Carnallitit adäquat wiederzugeben. Wesentliche Konsequenzen, die sich aus der nichtlinearen Formulierung des Stoffmodells ergeben und in Übereinstimmung mit experimentellen Befunden stehen sind:

- Die Bruchgrenze ist eine nichtlineare Funktion der minimalen Hauptspannung σ_3 .
- Der Entfestigungsmodul, d.h. die Sprödbrechneigung nimmt mit wachsender minimaler Hauptspannung σ_3 ab.
- Die Dilatanz ist eine nichtlineare Funktion der minimalen Hauptspannung σ_3 . Mit wachsender Einspannung wird die Volumenzunahme stark unterdrückt.

4.3 Simulation einaxialer Kriechversuche unter Verwendung des entwickelten visko-elasto-plastischen Stoffmodells

Erste Testrechnungen zur Verifizierung des visko-elasto-plastischen Stoffmodells wurden an ebenen Modellen mit einem Verhältnis Breite/Höhe = 0,5 bei konstanter Axialbelastung in Analogie zu einaxialen Kriechversuchen vorgenommen. Der Lasteintrag in die Prüfkörper erfolgte über die Modellierung von Stahlstempeln. An den Kontaktflächen zwischen Prüfkörper und Druckplatten wurde ein Reibungswinkel von $\phi_K = 15^\circ$ und eine Kohäsion von $\tau_C = 1$ MPa bzw. $\tau_C = 0$ angesetzt. Die für den Carnallitit verwendeten Stoffparameter sind in Tabelle 4.1 zusammengestellt. Die Kriechparameter für den Carnallitit C_{80} basieren z.T. auf Schätzungen, da zum Zeitpunkt der Testrechnungen die Dauerstandversuche noch nicht abgeschlossen waren.

Tabelle 4.1: Stoffparameter für visko-elasto-plastische Modelle mit Verfestigung und Entfestigung

	G_M	K_M	η_M	m	G_K	η_K	σ_D	σ_{MAX}	σ_ϕ
	GPa	GPa	MPa*d	MPa ⁻¹	GPa	MPa*d	MPa	MPa	MPa
Carnallitit C_{60}	4	6,7	$4 \cdot 10^6$	0,17	2	$1 \cdot 10^4$	8 ¹⁾	86 ¹⁾	25 ¹⁾
Carnallitit C_{80}	4	6,7	$5,5 \cdot 10^5$	0,01	2,4	$3,1 \cdot 10^4$	12,6 ²⁾	96 ²⁾	9,6 ²⁾

1) Fließgrenze = Dilatanzgrenze

2) Fließgrenze = Bruchgrenze

Es wurden Modellvarianten mit unterschiedlichen Laststufen gerechnet (Tabelle 4.2). In Modellvariante 1 wurde der Prüfkörper zunächst einer Belastung von 12 MPa ausgesetzt, was 95 % der Druckfestigkeit entspricht. Nach einer Kriechdauer von 1 Tag wurde die Belastung auf 12,6 MPa erhöht. Die berechnete Kriechkurve zeigt die einzelnen Kriechphasen mit transientem Kriechen nach der Belastung und Lasterhöhung, stationärem Kriechen und Übergang ins beschleunigte Kriechen mit Kriechbruch nach etwa 5 Tagen. Bei einer konstanten Belastung von 12 MPa trat der Kriechbruch nach 10 Tagen ein (Modellvariante 2). In einer weiteren Berechnungsvariante 3 wurde bei gleicher Belastungshöhe an den Kontaktflächen Lastplatten / Prüfkörper nur Reibung ohne Kohäsion angesetzt, wodurch der Kriechbruch früher eintrat (Abb. 4.6). Durch die Reibung zwischen den Prüfkörperendflächen und den Stahldruckstempeln entstehen Druckkegel, in deren Randbereichen sich die plastischen Verformungen konzentrieren (Abb. 4.6). Im Zentrum des Prüfkörpers und im Bereich der Ränder der Druckplatten sind die Gefügezerstörungen im Carnallitit am stärksten.

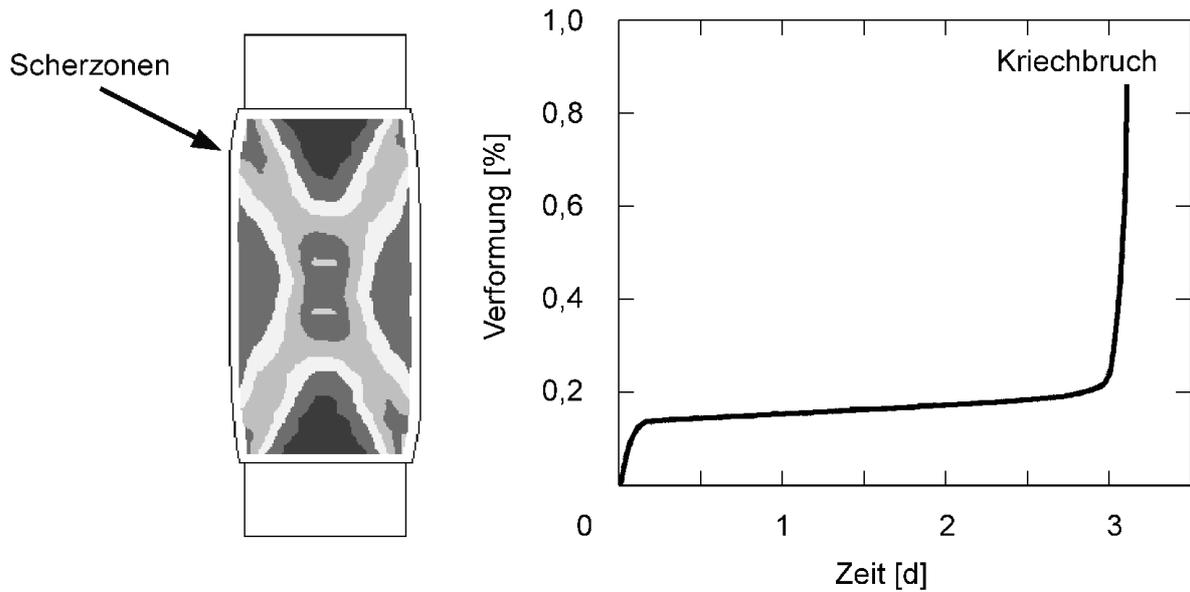


Abb. 4.6: Rechnerische Simulation einaxialer Kriechversuch an Werra-Carnallitit C_{80} mit Laststufe 12 MPa (nur Reibung an Kontaktflächen)

Bei den in den Rechnungen angesetzten Kriechparametern führt das zeitabhängige Entfestigungsverhalten noch bei einer Belastung von 60 % der Druckfestigkeit zum Kriechbruch (Modellvariante 5, Tabelle 4.2). Bei einer Belastung von nur 40 % der Druckfestigkeit konnte im Berechnungsmodell kein Kriechbruch mehr simuliert werden (Modellvariante 6).

Tabelle 4.2: Ebene Berechnungsmodelle einaxialer Kriechversuche

Modellvariante	Belastung [MPa]	σ_1 / σ_D [%]	Zeit bis Kriechbruch [Tage]	Bruchverformung ε_{1B} [%]
1	12 → 12,6	95 → 100	5,7	0,25
2	12	95	10	0,3
3	12	95	3,2	0,2
4	11	87	584	0,8
5	7,6	60	23048	7,3
6	5	40	-	-

An einem rotationssymmetrischen Modell wurden bei der rechnerischen Simulation einaxialer Kriechversuche an Carnallitit C_{80} (Tabelle 4.1) die Volumenverformungen mit berechnet.

Bereits bei der Lastaufgabe in Höhe von 85 % der Druckfestigkeit tritt eine schädigungsbedingte, dilatante Volumenvergrößerung ein. Nach einer Kriechdauer von 150 Tagen nimmt die Dilatanz deutlich zu und nach einem Jahr tritt der Kriechbruch ein.

Ist die Ausgangsbelastung und damit die Vorschädigung geringer, nimmt die bis zum Kriechbruch ertragbare Axialverformung und damit die Kriechdauer zu. Ist die Belastung so gering, daß dilatanzfreies Kriechen stattfindet, kann kein Kriechbruch eintreten.

4.4 Berechnungen zur Tragfähigkeit von Carnallitpfeilern unter Berücksichtigung von Entfestigung

4.4.1 Verifizierung elasto-plastisches Stoffmodell

Zur Verifizierung des in den numerischen Rechencode FLAC implementierten elasto-plastischen Stoffmodells wird eine analytische Lösung zur Berechnung der Tragfähigkeit von Pfeilern unter Berücksichtigung von Entfestigung herangezogen. Der analytische Modellansatz basiert auf der Streifentheorie, wobei nach den Vorstellungen von MROZ und ZADROGA (1980) der Flözstreifen bzw. Pfeiler sich in drei unterschiedliche Bereiche gliedert (Abb. 4.7):

- die elasto-plastische Konturzone Z_p , die entfestigendes Verformungsverhalten aufweist,
- die sich anschließende elastische Zone Z_e , in der Gleitbewegungen an den Kontaktflächen zum Hangenden und Liegenden möglich sind, wie in der elasto-plastischen Konturzone,
- die elastische Kernzone Z_d , auch oedometrische Zone genannt, in der keine Gleitbewegungen am Kontakt Pfeiler - Nebengestein auftreten.

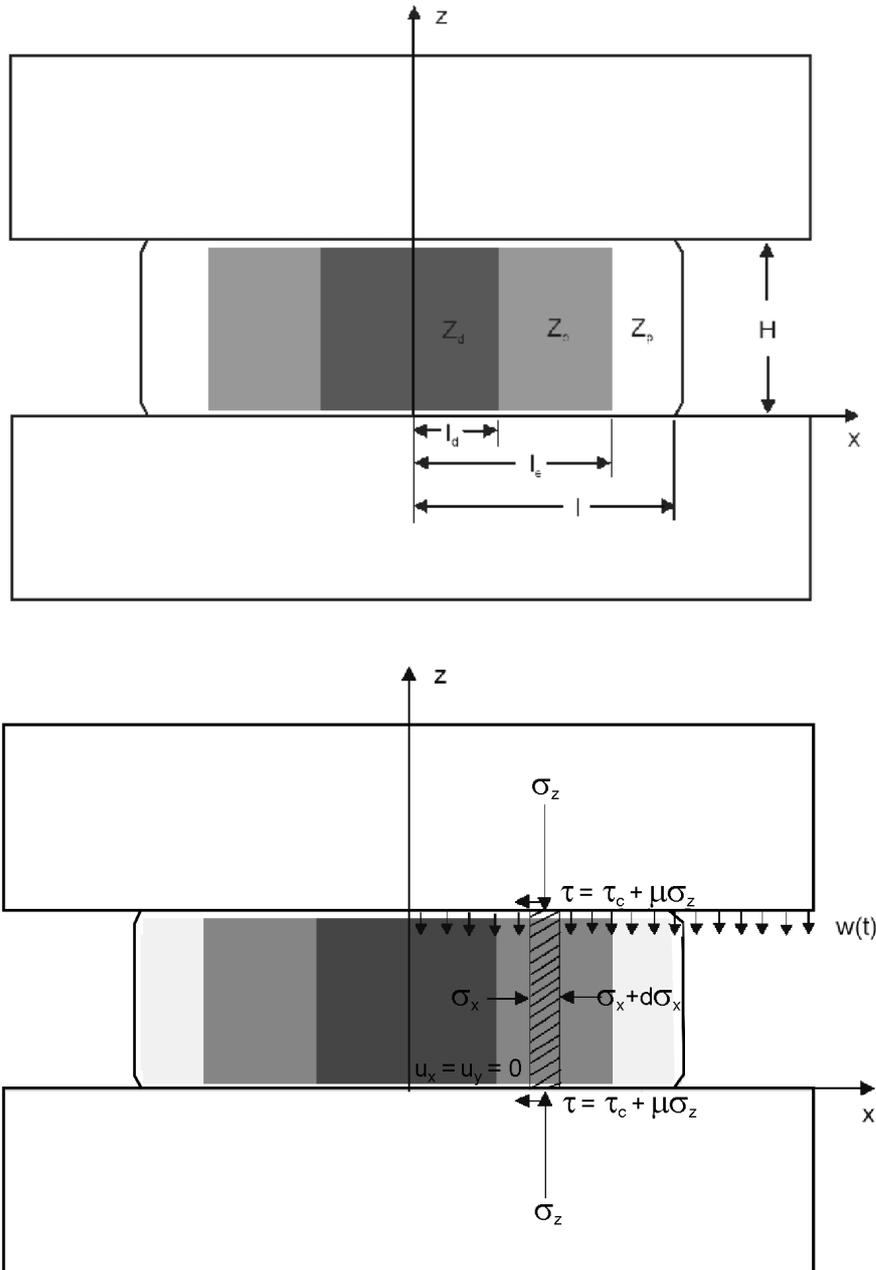


Abb. 4.7: Analytisches Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Pfeilern unter Berücksichtigung von Entfestigung mit Z_p plastischer, Z_e elastischer und Z_d oedometrischer Zone nach MROZ und ZADROGA (1980)

Die analytische Näherung vernachlässigt die Variation der Spannungen und Verformungen über die Pfeilerhöhe und geht von einer uniformen Konvergenz zwischen Hangendem und Liegendem aus, so daß das Problem auf die Druckbelastung eines dünnen Streifens zwischen starren Platten reduziert ist.

Für die Spannungen innerhalb des elastischen Kernbereiches Z_d gilt:

$$\sigma_x^d = \frac{v' \cdot E'}{1 - (v')^2} \cdot \varepsilon_z \quad \sigma_z^d = \frac{E'}{1 - (v')^2} \cdot \varepsilon_z \quad (4.1)$$

mit

$$v' = \frac{v}{1 - v}, \quad E' = \frac{E}{1 - v^2} \quad \text{und} \quad \varepsilon_z = \frac{W}{H}.$$

Dabei sind:

- E - Elastizitätsmodul
- v - Poissonzahl
- H - Pfeilerhöhe
- W - starre Verschiebung der Hangendplatte gegenüber der Liegendplatte.

Für das Verhältnis von Horizontal- zu Vertikalspannung folgt:

$$\frac{\sigma_x^d}{\sigma_z^d} = \frac{v}{1 - v}.$$

Die Berechnung der Spannungen außerhalb der oedometrischen Zone, wo Verschiebungen an den Kontaktflächen zugelassen sind, erfolgt unter Benutzung der Grenzgleichgewichtsbedingung für ein schmales Segment der Breite dx und Höhe H (Abb. 4.7), für das gilt:

$$H \cdot \frac{d\sigma_x}{dx} + 2 \cdot \tau = 0 \quad (4.2)$$

Die Scherfestigkeit zwischen dem Flözstreifen und dem Nebengestein genügt der Beziehung:

$$\tau = \tau_c + \mu_k \cdot \sigma_z \quad (4.3)$$

wobei τ_c die Kohäsion an den Kontaktflächen und μ_k der Gleitreibungskoeffizient sind. Für den von der Normalbelastung abhängigen Gleitreibungskoeffizient an Trennflächen in Salignargesteinen wird angesetzt (MINKLEY, 1989a):

$$\mu_K(\sigma_Z) = \mu_{K0} - a_K \cdot \sigma_Z \quad \text{für} \quad \sigma_Z < \frac{\mu_{K0}}{a_K} \quad (4.4)$$

$$\mu_K(\sigma_Z) = 0 \quad \text{für} \quad \sigma_Z > \frac{\mu_{K0}}{a_K}$$

Für das Flözgestein wird die Festigkeitsbedingung verwendet:

$$\sigma_{ZB} = \sigma_D + N_\phi \cdot \sigma_X \quad (4.5)$$

mit σ_D : Druckfestigkeit

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

Aus der Grenzgleichgewichtsbedingung am Flözstreifen Bez. (4.2) unter Berücksichtigung der Bez. (4.3), (4.4) und (4.5) erhält man die Riccatische Differentialgleichung:

$$\frac{d\sigma_X}{dx} = B_1 + B_2 \cdot \sigma_X - B_3 \cdot \sigma_X^2 \quad (4.6)$$

$$\text{mit:} \quad B_1 = \tau_C + \mu_{K0} \cdot \sigma_D - a_K \cdot \sigma_D^2$$

$$B_2 = \mu_{K0} \cdot N_\phi - 2 \cdot a_K \cdot N_\phi \cdot \sigma_D$$

$$B_3 = a_K \cdot N_\phi^2$$

Als Lösung für den mittleren Horizontaldruck im elasto-plastischen Flöz folgt (MINKLEY, 1989a):

$$\sigma_X^P = \frac{K_1}{a_K \cdot N_\phi^P \cdot \left\{ \frac{K_1 + K_2}{K_1 - K_2} \cdot \exp \left[-2 \cdot N_\phi^P \cdot \frac{K_1}{H} \cdot (l-x) \right] + 1 \right\}} + \frac{K_2 - K_1}{2 \cdot a_K \cdot N_\phi^P} \quad (4.7)$$

$$K_1 = \sqrt{\mu_{K0}^2 + 4 \cdot a_K \cdot \tau_C}$$

$$K_2 = \mu_{k0} - 2 \cdot a_k \cdot \sigma_D^P$$

Für den elasto-plastischen Konturbereich mit Entfestigung (Abb. 4.7) $l_e \leq x \leq l$ gilt (MROZ & ZADROGA, 1980):

$$\sigma_z^P = \frac{1}{F} \cdot (\varepsilon_z - G_1) + \frac{D}{F} \cdot \sigma_x^P \quad (4.8)$$

$$N_\phi^P = \frac{D}{F}$$

$$\sigma_D^P(\varepsilon_z) = \frac{1}{F} \cdot (\varepsilon_z - G_1)$$

mit
$$D = \frac{v'}{E'} - \frac{(1 + \sin \phi) \cdot (1 - \sin \psi)}{4 \cdot c_M \cdot \cos \phi}$$

$$F = \frac{1}{E'} - \frac{(1 - \sin \phi) \cdot (1 - \sin \psi)}{4 \cdot c_M \cdot \cos \phi}$$

$$G_1 = \frac{C_0 \cdot (1 - \sin \psi)}{2 \cdot C_M}$$

wobei die Kohäsion des Flözgesteins linear mit der plastischen Scherverformung

$\varepsilon^P = \varepsilon_z^P - \varepsilon_x^P$ abnimmt:

$$C(\varepsilon^P) = C_0 - C_M \cdot \varepsilon^P \quad \text{für} \quad \varepsilon^P < \frac{C_0}{C_M}$$

$$C(\varepsilon^P) = 0 \quad \text{für} \quad \varepsilon^P > \frac{C_0}{C_M}$$

Für die sich anschließende elastische Zone $l_d \leq x \leq l_e$ (Abb. 4.7) ergibt sich unter Berücksichtigung der Kontinuitätsbedingung für σ_x bei $x = l_e$ und $x = l_d$ und der Kontinuitätsbedingung für σ_z bei $x = l_e$:

$$\sigma_z^e = E' \cdot \varepsilon_z + v' \cdot \sigma_x^e \quad (4.9)$$

$$N_{\phi}^e = v'$$

$$\sigma_D^e(\varepsilon_Z) = E' \cdot \varepsilon_Z \quad \text{und}$$

$$\sigma_x^e = \frac{K_1}{a_K \cdot v' \cdot \exp\left(-2 \cdot v' \cdot \frac{K_1}{H}(l_e - x)\right) \cdot (A_3 + 1)} + \frac{K_3 - K_1}{2 \cdot a_K \cdot v'}$$

mit

$$A_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_1 - K_2} \cdot \exp\left(-2 \cdot \frac{N_{\phi}^P \cdot K_1}{H}(l - l_e)\right) + 1 \quad (4.10)$$

$$A_2 = \left(\frac{K_2}{K_1} - 1\right) v' \cdot F - \left(\frac{K_3}{K_1} - 1\right) \cdot D$$

$$A_3 = \left(\frac{2 \cdot D}{\frac{2 \cdot v' \cdot F}{A_1} + A_2} - 1 \right)$$

$$K_3 = \mu_{K0} - 2 \cdot a_K \cdot \sigma_D^e$$

Die Grenze zwischen elasto-plastischem Konturbereich und dem elastischen Bereich berechnet sich aus:

$$l_e = l + \frac{F \cdot H}{2 \cdot D \cdot K_1} \ln \left\{ \frac{K_1 - K_2}{K_1 + K_2} \left(\frac{2 \cdot (v' \cdot K_1 \cdot F - K_1 \cdot D)}{(K_2 - K_1) \cdot (D - F \cdot v') + 2 \cdot a_K \cdot D \cdot (\sigma_D^P - \sigma_D^e)} - 1 \right) \right\} \quad (4.11)$$

und die Grenze zwischen elastischem und oedometrischem Kernbereich liegt bei:

$$l_d = l_e + \frac{H1}{2 \cdot v' \cdot K_1} \ln \left\{ \frac{1}{A_3} \left(\frac{2 \cdot K_1 \cdot H \cdot (1 - v'^2)}{2 \cdot a_K \cdot E' \cdot W \cdot v'^2 - H \cdot (1 - v'^2)(K_3 - K_1)} - 1 \right) \right\}. \quad (4.12)$$

Die Pfeilertragfähigkeit erhält man durch Integration über die Spannungen σ_z in den drei Zonen unter Zugrundelegung der angegebenen Integrationsgrenzen.

In den Vergleichsrechnungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Carnallitpfeilern unter Berücksichtigung von Entfestigung und Dilatanz mit Hilfe der entwickelten analytischen Lösung und dem numerischen Modell wurde folgender Parametersatz verwendet:

Carnallit

Elastizitätsmodul:	$E = 10 \text{ GPa}$
Poissonzahl:	$\nu = 0,25$
Reibungswinkel:	$\phi = 40^\circ$
Dilatanzwinkel:	$\psi = 15^\circ$
Entfestigungsmodul:	$C_M = 200 \text{ MPa}$
Kohäsion:	$C_0 (\varepsilon^P = 0) = 4 \text{ MPa}$
	$C_0 (\varepsilon^P = 0,02) = 0$

bzw. für das numerische Modell mit:

$$\sigma_D = C_0 \cdot \frac{2 \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

Druckfestigkeit:	$\sigma_D (\varepsilon^P = 0) = 17,2 \text{ MPa}$
	$\sigma_D (\varepsilon^P = 0,02) = 0.$

Zur Anpassung des nichtlinearen Stoffmodells an das lineare MOHR-COULOMBSche Modell wurden für σ_{MAX} , σ_ϕ und σ_ψ große Werte gewählt:

maximale effektive Festigkeit:	$\sigma_{MAX} = 3,6 \cdot 10^3 \text{ MPa}$
Krümmungsparameter Festigkeitskurve:	$\sigma_\phi = 1 \cdot 10^3 \text{ MPa}$
Krümmungsparameter Dilatanzkurve:	$\sigma_\psi = 1 \cdot 10^3 \text{ MPa}.$

Aus dem Dilatanzwinkel ψ folgt für

$$\tan \beta_0 = \frac{2 \cdot \sin \psi}{\sin \psi - 1} = 0,7$$

Kontaktflächen

Gleitreibungskoeffizient:	$\mu_{k0} = 0,8$
Reibungsparameter:	$a_K = 7,75 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}^{-1}$
Kontaktkohäsion:	$\tau_C = 0$

Das numerische Modell erfordert für die Kontaktflächen zusätzlich die Vorgabe von Verformungskennwerten, die relativ hoch angesetzt wurden:

Normalsteifigkeit:	$k_n = 100 \text{ GPa}$
Tangentialsteifigkeit:	$k_s = 100 \text{ GPa}$.

Die starren Hangend- und Liegendplatten der analytischen Lösung wurden im numerischen Modell durch elastisch reagierende Schichtpakete mit hohem Kompressions- und Schubmodul ersetzt:

$$K = 200 \text{ GPa}$$

$$G = 77 \text{ GPa}.$$

Im numerischen Modell wurden die elastischen Hangend- und Liegendplatten mit einer resultierenden Geschwindigkeit von $\dot{\varepsilon}_Z = 2 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ gegeneinander verschoben.

Die analytischen und numerischen Berechnungen wurden für zwei Pfeiler mit einem Verhältnis von Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe von 2 (Abb. 4.8) und 4 durchgeführt.

Die berechneten maximalen Pfeilertragfähigkeiten der analytischen und numerischen Lösung zeigen gute Übereinstimmung. Die Abweichungen im Entfestigungsverhalten resultieren im wesentlichen aus dem Umstand, daß das numerische Modell notwendigerweise mit endlichen Kontaktsteifigkeiten und elastischen Moduln rechnet, während die vereinfachte analytische Lösung von starren Druckplatten und damit einer uniformen Verschiebung ausgeht. Sowohl die analytische als auch die numerische Berechnung liefern für den schlanken Pfeiler mit einem Verhältnis Breite/Höhe = 2 bei Überlastung einen vollständigen Tragfähigkeitsverlust (Abb. 4.8). Das gedrungenere Pfeilermodell mit Breite/Höhe = 4 versagt unter Aufrechterhaltung einer Resttragfähigkeit, die im numerischen Modell aus den oben angeführten Gründen höher liegt. Die dilatanten Zonen bleiben auf die Pfeilerrandbereiche beschränkt.

Die analytische und numerische Lösung liefern praktisch die gleiche Zunahme der maximalen Tragfähigkeit mit wachsendem Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe.

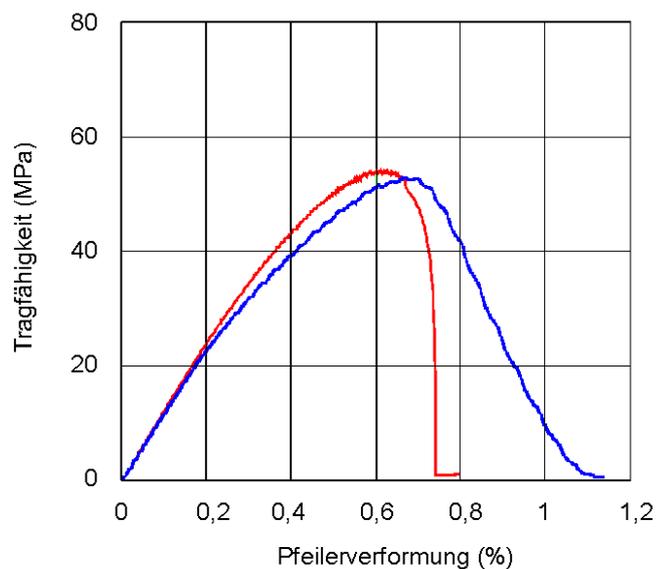
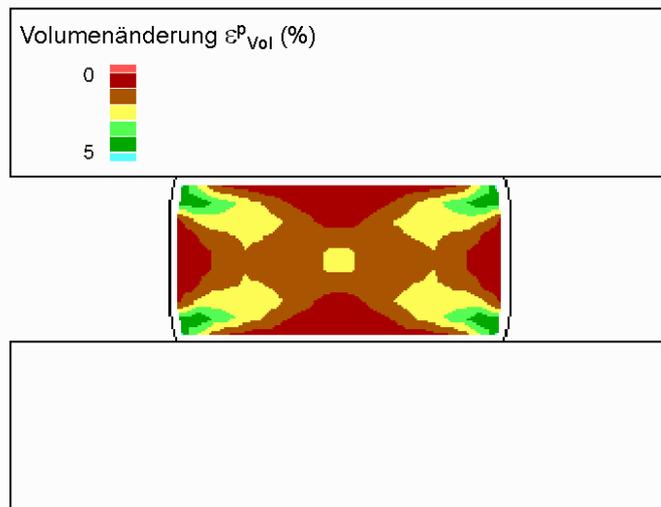


Abb. 4.8: Berechnung der Tragfähigkeit eines Carnallitpfeilers mit einem Verhältnis Breite/Höhe = 2. Oben: Numerisches Modell mit dilatanten Bereichen. Unten: Numerische Berechnung (blau) und analytische Lösung (rot)

Für weitere Vergleichsrechnungen wurde in die analytische Lösung das entwickelte nichtlineare MOHR-COULOMBSche Modell (Bez. 2.2 und 2.10) für die elasto-plastische Konturzone einbezogen. Die Berechnung des von der horizontalen Einspannung σ_x^p im Pfeiler abhängigen Reibungswinkel ϕ und Dilatanzwinkel ψ in Bez. (4.7) und (4.8) erfolgt dabei iterativ:

$$\left(N_{\phi}^P\right)_{i+1} = 1 + \frac{\sigma_{\text{MAX}} - \sigma_D}{\sigma_{\phi} + \left(\sigma_x^P\right)_i} \quad (4.13)$$

$$\phi_{i+1} = \arcsin \frac{\left(N_{\phi}^P\right)_{i+1} - 1}{\left(N_{\phi}^P\right)_{i+1} + 1} \quad (4.14)$$

und

$$\left(\tan\beta\right)_{i+1} = \frac{\sigma_{\psi}^2}{\left(\sigma_{\psi} + \left(\sigma_x^P\right)_i\right)^2} \cdot \tan\beta_0 \quad (4.14)$$

$$\psi_{i+1} = \arcsin \frac{\left(\tan\beta\right)_{i+1}}{2 + \left(\tan\beta\right)_{i+1}} \quad (4.15)$$

Zur iterativen, spannungsabhängigen Reduzierung des Entfestigungsmoduls wurde die empirische Beziehung angesetzt:

$$\left(C_M\right)_{i+1} = \frac{C_{M_0}}{1 + b \cdot \left(\sigma_x^P\right)_i} \quad (4.16)$$

mit $C_{M_0} = 100 \text{ MPa}$
 $b = 9 \text{ MPa}^{-1}$.

In den analytischen und numerischen Langpfeilermodellen sind bei den Vergleichsrechnungen die an Carnallit C_{60} ermittelten Festigkeits- und Dilatanzparameter verwendet worden:

Bruchfestigkeit

$\sigma_D = 17,2 \text{ MPa}$

$\sigma_{\text{MAX}} = 86 \text{ MPa}$

$\sigma_{\phi} = 6,7 \text{ MPa}$.

Dilatanz

$\tan\beta_0 = 2$

$\sigma_{\psi} = 3 \text{ MPa}$

Den Kontaktflächen zwischen Pfeiler und Hangendem bzw. Liegendem ist bei den Berechnungen ein Reibungswinkel von $\phi_K = 15^\circ$ zugewiesen worden, was im analytischen Modell näherungsweise durch den Parametersatz beschrieben wurde:

$$\mu_{KO} = 0,27$$

$$a_K = 3,75 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$$

$$\tau_C = 0.$$

Die für die numerische Modellierung darüber hinaus erforderlichen Parameter sind identisch mit denen der vorausgegangenen Berechnungen unter Ansatz der linearen Bruchhüllkurve.

Die numerisch und analytisch berechneten Tragfähigkeitskurven der Carnallitpfeiler mit einem Verhältnis von Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe von $B/H = 2$, $B/H = 4$ und $B/H = 6$ zeigen gute Übereinstimmung (Abb. 4.9, oben). Der durch Entfestigung und Dilatanz hervorgerufene Tragfähigkeitsverlust der Pfeiler bei Überschreitung der maximalen Traglast fällt mit wachsendem Verhältnis $B : H$ geringer aus.

Mit dem analytischen Modell wurde darüber hinaus der Einfluß von Kohäsion bzw. Haftreibung an den Kontaktflächen der Pfeiler auf das Tragverhalten untersucht. Dabei wurde von einer der Normalbelastung σ_N proportionalen Kohäsion an den Kontaktflächen ausgegangen (MINKLEY, 1989a):

$$\tau_C = (\mu_S - \mu_{KO}) \cdot \sigma_N \quad (4.17)$$

Für das Verhältnis von Haftreibung zu Gleitreibungskoeffizienten wurde angesetzt:

$$\mu_S / \mu_{KO} = 1,02.$$

Im Ergebnis der Berechnungen ist festzustellen, daß die Kontaktkohäsion starken Einfluß auf den möglichen Tragfähigkeitsverlust von Pfeilern ausübt (vgl. Abb. 4.9 Bild oben mit Bild unten). Während der schlanke Pfeiler mit einem $B/H = 2$ auch unter Wirkung von Kohäsion an den Kontaktflächen noch relativ spröde versagt, zeigen die gedrungenen Pfeiler mit wachsendem B/H einen deutlich geringeren Tragfähigkeitsabfall, der auf eine Konturentfestigung beschränkt bleibt. Aufgrund der kohäsionsbedingten Einspannung des Pfeilerkerns mit Aufrechterhaltung einer elastischen Kernzone Z_d , nimmt die Tragfähigkeit der gedrungenen Pfeiler bei weiterer Verformung wieder zu.

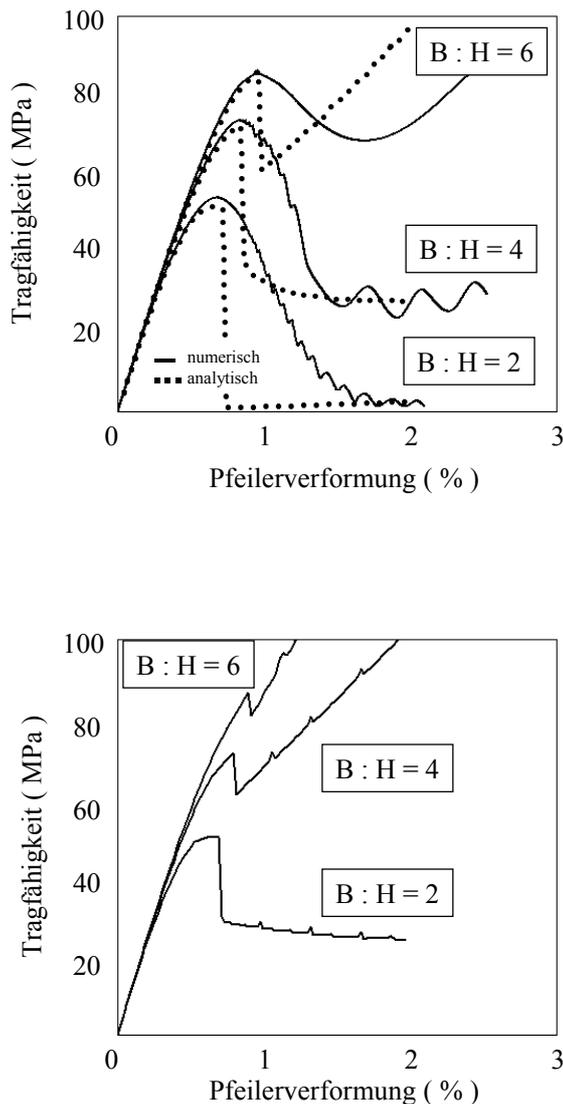


Abb. 4.9: Oben: Numerische und analytische Berechnungen zur Tragfähigkeit von Carnallitpfeilern mit einem Verhältnis Breite zu Höhe von $B/H=2$, $B/H=4$ und $B/H=6$ ohne Haftreibung an den Kontaktflächen
 Unten: Analytische Berechnungen zur Tragfähigkeit von Carnallitpfeilern mit einem Verhältnis Breite zu Höhe $B/H=2$, $B/H=4$ und $B/H=6$ mit Haftreibung an den Kontaktflächen

Daraus ist zu schlußfolgern, daß ein Pfeilerversagen mit progressiver Bruchentwicklung, d.h. ein Gebirgsschlag, an gedrungenen Pfeilern nur möglich ist, wenn die Kontaktkohäsion bzw. Haftreibung zum Nebengestein verloren geht. Unter statischen Belastungsbedingungen bzw. Kriechverformungen sind aufgrund der grenzflächenphysikalischen Eigenschaften der Salzgesteine an den Schichtflächen der Pfeiler zum Hangenden und Liegenden immer Kohäsionskräfte wirksam (MINKLEY, 1989b). Bei dynamischen Beanspruchungen mit hohen Belastungsgeschwindigkeiten kann es dagegen zum Kohäsions- bzw. Haftreibungsverlust am Schichtflächenkontakt zum Nebengestein kommen.

4.4.2 Spröbruchverhalten von Carnallitpfeilern

Das Verformungs- und Bruchverhalten in Grubengebäuden der flachen Lagerung mit Carnallitauflüssen hängt weitgehend vom langfristigen Stabilitätsverhalten seiner Tragelemente ab. Von grundsätzlicher Bedeutung für den Bruchprozeß an Carnallitpfeilern ist die Konturentfestigung. Der Bruchvorgang entwickelt sich ausgehend von der Kontur, da hier bei entsprechenden Teufen die relativ geringe Festigkeit des Carnallits infolge einachsiger Beanspruchung zuerst überschritten wird. Es bildet sich eine entfestigte Konturschicht heraus, wobei dieser Prozeß in Abhängigkeit von den Beanspruchungsbedingungen mehr oder weniger kontinuierlich vonstatten geht oder auch oft im Zusammenhang mit dynamischen Anregungen plötzlich in Form eines Konturbruches auftreten kann, bei dem eine bestimmte Konturschicht sich schlagartig entfestigt und abgestoßen wird.

Mit dem früher angewandten konventionellen Traglastverfahren ohne Berücksichtigung von Entfestigung (MENZEL, 1970) wurde die Tragfähigkeit von Pfeilern aus Gesteinen mit ausgeprägtem Entfestigungsverhalten wie Carnallit (wenig plastisch, spröde, starker Tragfähigkeitsabfall bei geringem Einspannungsgrad) überbewertet und das Bruchverhalten unterschätzt. Bei Anwendung der Grenzgleichgewichtstheorie auf das Tragverhalten von Pfeilern nahm man an, daß zum Zeitpunkt des maximalen Traglastaufbaues der gesamte Pfeilerquerschnitt plastisch reagiert und damit ein stabiles, plastisches Spannungsfeld im Pfeiler, unabhängig von dessen Verformungszustand, entsteht. Diese Annahme, welche für Steinsalz, Sylvinit und Hartsalz weitestgehend erfüllt ist, gilt für Carnallit wegen dessen Sprödigkeit nur stark eingeschränkt. Die Entfestigung verhindert, daß der gesamte Pfeilerquerschnitt gleichzeitig einen plastischen Endzustand erreicht. Vielmehr wird die Kontur eines gedrungeenen Carnallitpfeilers bereits durch Spröbruch zerstört, noch bevor der Pfeilerkern in die Plastifizierung einbezogen worden ist (vgl. Kap. 4.4.1). Ausdruck hierfür ist die Vielzahl der schlagartigen Konturbrüche bei entsprechend hohem Belastungsniveau und dynamischer Anregung z.B. durch das Sprengen.

Mit dem entwickelten elasto-plastischen Stoffmodell unter Beachtung der carnallit-spezifischen Entfestigung läßt sich der Kontur- und Spröbruchvorgang von Carnallitpfeilern in Berechnungsmodellen grundsätzlich nachvollziehen. Die folgenden Berechnungen sind mit dem Programm 3DEC (2000) durchgeführt worden, in welches das Stoffmodell als DLL-file geladen wurde. Die Pfeilermodelle sind jeweils aus einer 6 m mächtigen Carnallitschicht eingebettet in je zwei 6 m mächtige Steinsalzsichten im Hangenden und Liegenden aufgebaut. Variiert wurden die Breite der Pfeilermodelle, um den Einfluß des Verhältnis Pfeilerbreite zu -höhe (Schlankheitsmaß) auf das Tragverhalten zu untersuchen und die Tiefe der Pfei-

lermodelle. Zur Modellierung von Quadratpfeilern ist die Tiefe gleich der Pfeilerbreite gesetzt worden und zur Nachbildung von Langpfeilern wurde eine Modelltiefe von 1 m gewählt mit in horizontaler Richtung unverschiebbarer Modellvorder- und -rückseite. Die seitlichen Modellränder der hangenden und liegenden Steinsalzschiefer wurden in horizontaler Richtung festgehalten und die obere und untere Modellbegrenzung mit einer resultierenden Geschwindigkeit von $v = 1 \text{ m/s}$ gegeneinander verschoben, einer Belastungsgeschwindigkeit wie sie bei dynamischen Beanspruchungen z.B. Gebirgsschlägen in carnallitischen Kammer- Pfeiler- Abbausystemen auftreten kann.

Die bei den Berechnungen angesetzten gesteinsmechanischen Parameter sind in den Tabellen 4.3 und 4.4 zusammengestellt. Die für den Carnallitit gewählten Entfestigungsparameter entsprechen dem C_{60} (Kap. 3, Tab. 3.2).

Tabelle 4.3: Elastische Gesteinseigenschaften

Schicht	Elastizitätsmodul E [GPa]	Poissonzahl ν
Steinsalz	25	0,25
Carnallitit C_{60}	10	0,25

Tabelle 4.4: Plastische Gesteinseigenschaften (Bruchgrenze)

Schicht	Druckfestigkeit σ_D [MPa]	maximale effektive Festigkeit σ_{MAX} [MPa]	Krümmungsparameter Festigkeitskurve $\sigma_\phi (\epsilon^P)$
Steinsalz	35	66	4
Carnallitit C_{60}	17,2	86	6,7

Tabelle 4.5: Schichtflächeneigenschaften

Reibungswinkel $\phi_K [^\circ]$	Kohäsion τ_C [MPa]	Normalsteifigkeit k_n [GPa]	Tangentialsteifigkeit k_s [GPa]
15	0	10	1

Das Verhältnis von Pfeilerbreite zu -höhe lag bei den Berechnungen bei 2 bzw. 4 und 6. Zur Darstellung des Pfeilertragverhaltens wird die gemittelte Pfeilertragfähigkeit im mittigen Schnitt über den Pfeilerquerschnitt in Abhängigkeit von der Pfeilerverformung verwendet. Die Pfeilermodelle zeigen ein unterschiedliches Pfeilertragverhalten, abhängig vom Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe ($B : H$), den Kontaktbedingungen der Pfeiler zum hangenden und liegenden Steinsalz, der Dilatanz des Pfeilergesteins und davon, ob es sich um einen Langpfeiler oder Quadratpfeiler handelt.

Das schlanke Pfeilermodell ($B : H = 2$) reagiert am sprödesten. Bei Erreichen einer Pfeilertragfähigkeit von fast 60 MPa (Langpfeiler) und 42 MPa (Quadratpfeiler) tritt bei einer Verformung von etwa 1 % ein vollständiger Pfeilerkollaps ein. Die Tragfähigkeit fällt bis auf Null ab, bei nur geringer Verformung im post-failure-Bereich (2 % beim Langpfeiler und 1 % beim Quadratpfeiler, großer Entfestigungsmodul !). Die Pfeilverformung ist aus der Verschiebung der Pfeileroberkante gegen die Pfeilerunterkante berechnet, gemittelt über den Pfeilerquerschnitt. Am Langpfeilermodell mit einem Verhältnis $B : H = 4$ erreicht der von der Kontur fortschreitende Bruchvorgang nicht mehr den Pfeilerkern, es tritt kein vollständiger Spannungsverlust mehr ein, wenn in der Berechnung dem Carnallit Dilatanzeigenschaften zugewiesen werden. Der Quadratpfeiler mit einem Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe, $B : H = 4$ versagt dagegen noch mit vollständigem Tragfähigkeitsverlust unter Ansatz der Kontaktbedingungen entsprechend Tabelle 4.5.

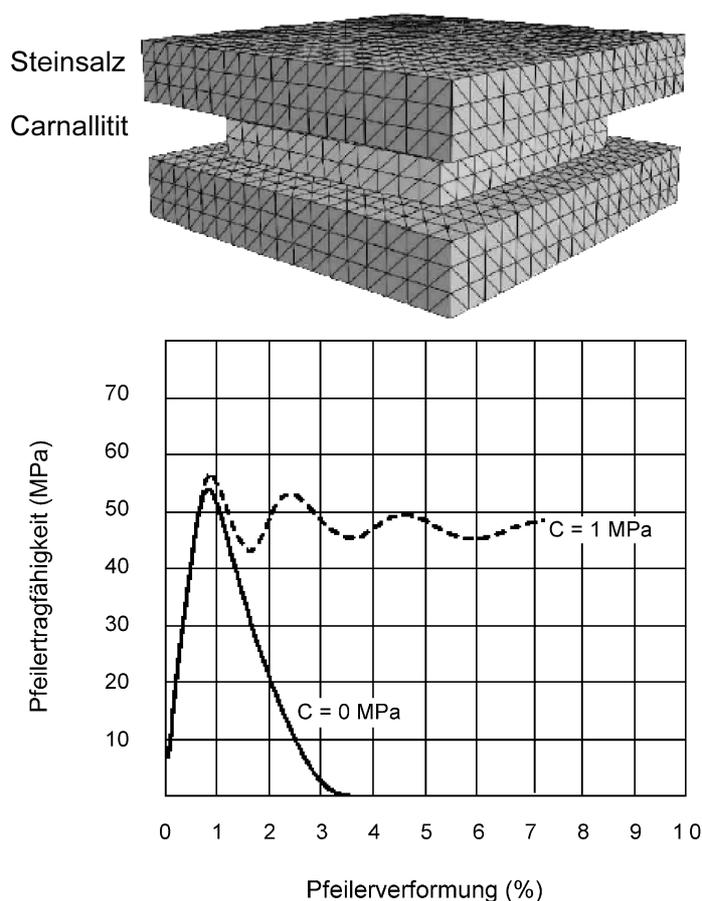


Abb. 4.10: Pfeilermodell Carnallit C_{60} (Quadratpfeiler), Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe $B / H = 4$

Welchen Einfluß die Kontaktbedingungen auf das Pfeilertragverhalten ausüben, wird beispielhaft in der Berechnung mit einer konstant wirkenden Kohäsion von $\tau_c = 1 \text{ MPa}$ an den Kontaktflächen zwischen Carnallit und Steinsalz demonstriert (Abb. 4.10).

Im statischen Belastungsfall ist davon auszugehen, daß an den Kontaktflächen der Pfeiler zum Hangenden und Liegenden neben dem Reibungswiderstand Kohäsionskräfte wirksam sind. Unter dynamischen Beanspruchungen kann es zu einem Haftreibungs- bzw. Kohäsionsverlust an den Kontaktflächen kommen (MINKLEY, 1989b). Gebirgsschläge in carnallitischen Grubenfeldern mit überwiegend relativ gedungenen ($B : H \approx 3...4$), quadratischen Abbaupfeilern wären sonst nicht eingetreten.

Am Langpfeilermodell mit $B : H = 6$ bewirkt die Einstanzung des Carnallitits in das hangende und liegende Steinsalz, vergleichbar mit der Aufrechterhaltung einer Kohäsion, ein geringeres Entfestungsverhalten im post-failure-Bereich (Abb. 4.11). Unter der Wirkung von Dilatanz kommt es sogar zu einer Wiederverfestigung (Brikettierung) im Nachbruchbereich (elastisch eingespannte Kernzone).

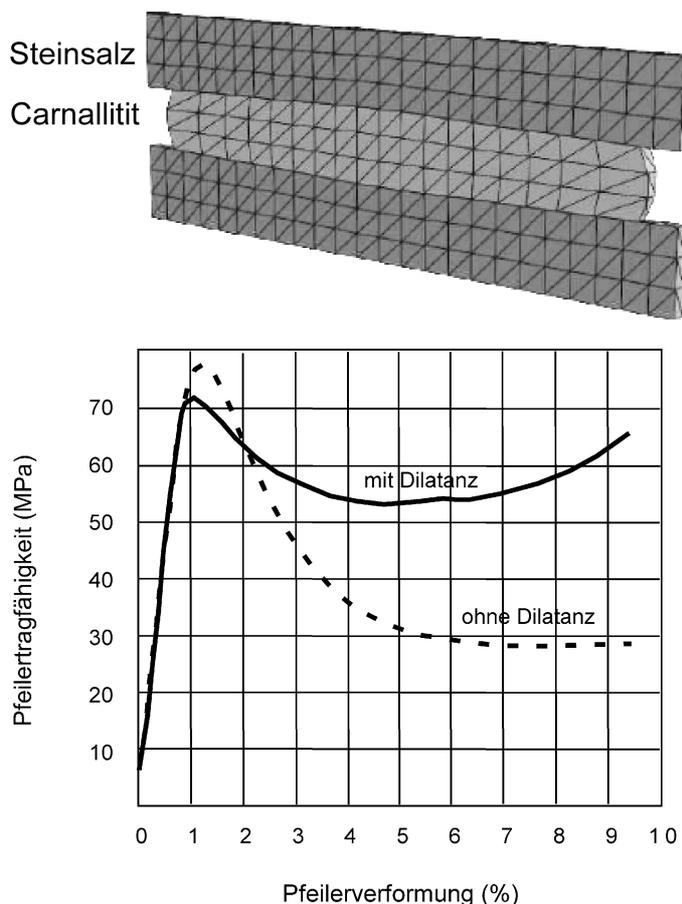


Abb. 4.11: Pfeilermodell Carnallitit C_{60} (Langpfeiler), Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe $B / H = 6$

Der plattige Quadratpfeiler mit $B : H = 6$ entfestigt sich dagegen unter Ansatz der Kontaktbedingungen entsprechend Tab. 4.5 nach einer Verformung von fast 5 % im post-failure-Bereich vollständig. Bei einer Pfeilerbelastung in der Nähe der maximalen Pfeilertragfähigkeit

hat sich einige Meter entfernt von der entfestigten Pfeilerkontur eine Hochdruckzone herausgebildet, während der elastisch eingespannte Pfeilerkern noch eine geringere Pfeilerbelastung aufweist. Mit fortschreitender Entfestigung im Nachbruchbereich wandert die Hochdruckzone ins Pfeilerzentrum.

Für eine detaillierte Betrachtung zum Tragverhalten und Bruchmechanismus von Carnallitpfeilern der Varietät C_{80} sind Berechnungen mit geschichteten Langpfeilermodellen und feinerer Vernetzung (doppelte Elementanzahl) mit dem zweidimensionalen Programm FLAC durchgeführt worden. Die elastischen Gesteinseigenschaften und die Eigenschaften der Kontaktflächen sind identisch mit denen in Tabelle 4.3 und 4.5. Für den Carnallit C_{80} wurde entfestigendes Verformungsverhalten (Fließgrenze = Bruchgrenze) angesetzt und für das hangende und liegende Steinsalzpaket verfestigendes und entfestigendes Verformungsverhalten (Fließgrenze = Dilatanzgrenze) wie in Tabelle 4.6 angegeben. Sowohl dem Carnallit als auch dem Steinsalz wurden Dilatanzeigenschaften zugewiesen.

Tabelle 4.6: Plastische Materialparameter für Carnallit C_{80} und Steinsalz

plastische Scherverformung ε^P [%]	Druckfestigkeit σ_D [MPa]	maximale effektive Festigkeit σ_{MAX} [MPa]	Krümmungsparameter Festigkeitskurve σ_ϕ [MPa]
Carnallit C_{80}			
0	12,6	95,8	9,6
0,2	4,9	94,2	8,2
0,5	2,3	100,1	10,1
3,0	0,0	116,1	17,9
10	0,0	108,8	17,8
Steinsalz			
0	12,1	33,6	3,4
1,0	24,3	41,8	5,1
3,0	30,9	51,6	4,9
5,0	8,9	53,2	0,8
10,0	0,0	82,4	3,7

Die Berechnungsmodelle für Carnallitpfeiler mit Steinsalz im Hangenden und Liegenden verdeutlichen, daß relativ schlanke Pfeiler spröde versagen können. Bei dem im Berechnungsbeispiel modellierten Pfeiler aus Carnallit C_{80} mit einem Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe (Schlankheitsmaß) von 2 baut sich bei Belastung dicht hinter der entfestigten Konturschicht eine Hochdruckzone von 50 MPa auf. Bei Entfernung der die Hochdruckzone schützenden, entfestigten Konturschicht kann das Gleichgewicht leicht gestört werden, wie aus der Beobachtung derartiger Versagensfälle in situ hervorgeht. Bei Überlastung versagt

der Pfeiler unter Ausbildung von Scherbruchzonen, und die Tragfähigkeit fällt um mehr als 50 % ab, wobei sich die Spannungen im Pfeilerkern konzentrieren.

Ein anderes Tragverhalten zeigen gedrungene Carnallitpfeiler. Bei einem Schlankheitsmaß von 6 stellt sich am Langpfeilermodell C_{80} bei Überbeanspruchung nur noch ein Tragfähigkeitsabfall von etwa 20 % ein und mit zunehmender plastischer Verformung im post-failure-Bereich tritt eine Wiederverfestigung (Brikettierung) ein, wie schon am Pfeilermodell C_{60} festgestellt. Die Hochdruckzone liegt weit im Pfeilerinneren hinter dem entfestigten Konturbereich. Zur Stabilisierung des Pfeilertragverhaltens trägt die Einstanzung des Carnallitpfeilers in das hangende und liegende Steinsalz bei.

Der in der Rechnung abgebildete Verformungsmechanismus, gekennzeichnet durch stark entfestigte Randbereiche, Brikettierung des Pfeilerkerns und Einstanzung in das Steinsalz liegende und -hangende, konnte auch bei Laborversuchen an gedrungenen Carnallitpfeilern festgestellt werden (Abb. 4.12). Der Zustand von quadratischen Pfeilermodellen aus Carnallit C_{80} vor und nach den Versuchen im Prüfstand und die Einstanzung in die Hangend- und Liegendplatte aus Steinsalz zeigt Abb. 4.13.

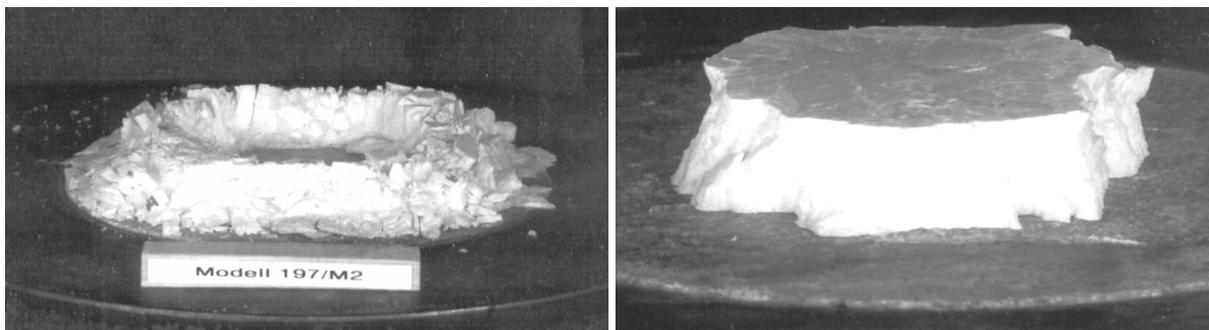


Abb. 4.12: Carnallitpfeiler-Modellversuch. Links: entfestigter Konturbereich. Rechts: brikettierter Pfeilerkern.

Wiederholt wurde beobachtet, daß plötzlich auftretende Spannungsabfälle die beginnende Zerstörung der Konturbereiche kennzeichnen und damit die horizontale Einspannung im Pfeilermodell verringern. Da das Volumen der Druckplatten nur in einem bestimmten Maß komprimierbar ist, muß ein Materialtransport vom Pfeilerkern her nach außen einsetzen. Dabei werden Konturbereiche der Pfeilermodelle mit bewegt. Dies geschieht teilweise mit explosionsartiger Geschwindigkeit und hat den vollständigen Verlust der Tragfähigkeit der Pfeilermodelle mit kleineren Schlankheitsmaßen zur Folge.



Abb. 4.13: Carnallititpfeiler-Modelle K1Th – C₈₀

Wenn plötzliche Tragfähigkeitsverluste mit begrenzten Spannungsänderungen auftraten, waren sie durch das Bruchverhalten nahezu einachsiger belasteter Konturbereiche bestimmt. Dabei wurde durch partielle Bruchvorgänge der tragende Querschnitt des Modells verringert. Ein fortschreitender Konturbruch, der zum Pfeilerkollaps führen kann, wird am Übergang zum eingespannten Pfeilerkern gestoppt, wenn aufgrund eines ausreichenden Verhältnisses von Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe und der daraus resultierenden Einstanzung und Aktivierung von Kohäsionskräften an den Kontaktflächen eine elastisch reagierende Kernzone erhalten bleibt.

Die Pfeilermodellberechnungen spiegeln das von Laborversuchen und in situ Beobachtungen her bekannte Verhalten carnallitischer Pfeiler recht gut wider. Das entwickelte Entfestigungsmodell ist in der Lage, den für Carnallitit typischen Konturbruchmechanismus nachzubilden. Sowohl der progressiv fortschreitende Konturbruch, der zum Kollaps schlanker Pfeiler führt, als auch der Vorgang der Wiederverfestigung an gedrunghenen Carnallititpfeilern ist im Ergebnis der Berechnungen nachvollziehbar.

Die berechneten maximalen Pfeilertragfähigkeiten ordnen sich in den aus Laborversuchen an Carnallitit-Pfeilermodellen vorliegenden Streubereich ein (Abb. 4.14).

Qualitative Übereinstimmung zeigen auch gemessene und berechnete Spannungsprofile zum Vertikalspannungsaufbau in Carnallititpfeilern. Das Verformungsbild der Pfeiler in den Berechnungen gleicht weitgehend denen, wie sie an plattigen Pfeilermodellen im Labor oder an gedrunghenen Grubenpfeilern beobachtet wurden (UHLENBECKER, 1971). Die Pfeiler wei-

sen eine starke Stauchung (Konvergenz) am Pfeilerrand und eine geringe Stauchung im Pfeilerkern auf infolge der im Pfeilerkernbereich hervorgerufenen hohen triaxialen Einspannung. Da die Fließgrenze des Steinsalzes niedriger liegt als die von Carnallitit, stanzen sich die Pfeilerkernbereiche in das Nebengestein ein (Abb. 4.13).

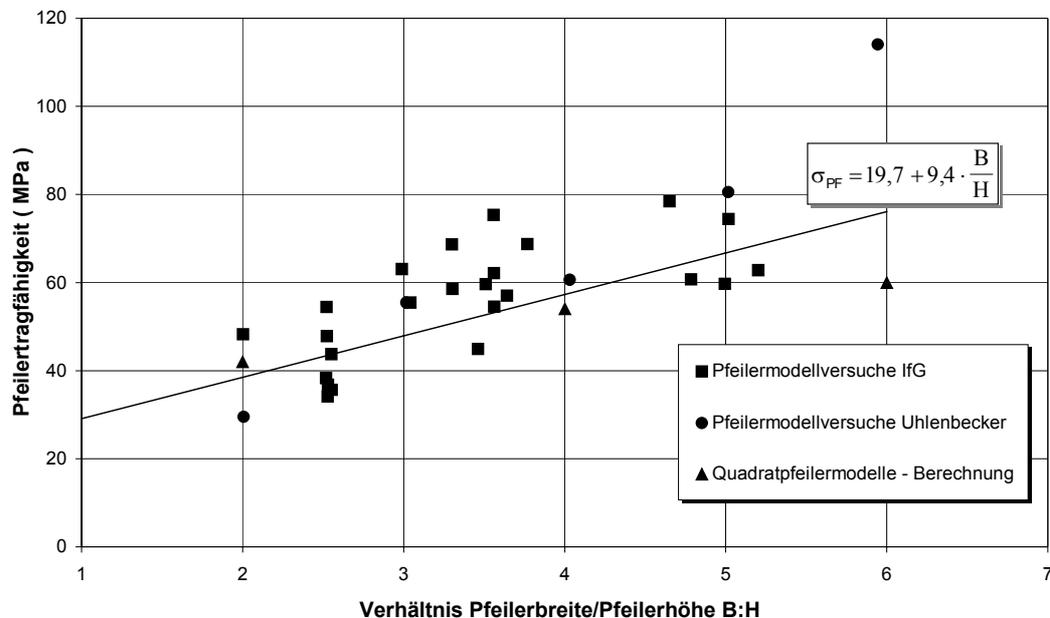


Abb. 4.14: Pfeilermodellversuche an Carnallitit C₆₀ – C₈₀

Die Berechnungen mit dem Entfestigungsmodell erfordern eine sorgfältige Modellkalibrierung. Die Formierung von Scherbändern wird in Gesteinen von spezifischen Materialeigenschaften bestimmt, wie der Korngröße. Im Rechenmodell sind Scherbandbreite und Abstand von der Vernetzung abhängig. Eine physikalische Maßstabsgröße, welche die Eigenschaften des Korngefüges berücksichtigt ist im konstitutiven Modell noch nicht enthalten.

Bei sehr feiner Vernetzung läßt sich der Mechanismus der Gefügeschädigung, der zur Konturentfestigung an Carnallititpfeilern führt, im Berechnungsmodell nachbilden. Im Berechnungsbeispiel (Abb. 4.15) für einen Langpfeiler mit einem Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe von 4, mit dem Rechencode UDEC (2000) ausgeführt, in den das visko-elastoplastische Stoffmodell als DLL-file geladen wurde, beträgt die gewählte Elementgröße bei der Vernetzung nur 0,2 m. Der Pfeiler aus Carnallitit der Varietät C₆₀, der in der Berechnung unter den gewählten Kontaktbedingungen mit kontinuierlichem Kohäsionsabbau an den Schichtflächen eine maximale Tragfähigkeit von 48 MPa erreicht, ist in der Darstellung in Abb. 4.15 mit 32 MPa belastet. Man erkennt, daß sich ausgehend von den Pfeilerecken an Firste und Sohle dilatante Scherzonen gebildet haben, die konkav geformte Dilatanzbereiche

an der Pfeilerkontur abgrenzen. In den Scherzonen erreicht die Volumenverformung 10 % und hat damit das Gefüge dort stark zerstört. Nimmt man an, daß die entfestigten Konturbereiche mit einer Dilatanz größer 1 % aus den Pfeilerstößen herausfallen, entsteht eine konkav geformte Pfeilerkontur (Abb. 4.15, Mitte), wie sie als typische Konturzerstörung an Carnallitpfeilern in situ vorgefunden wird (Abb. 4.15, unten).

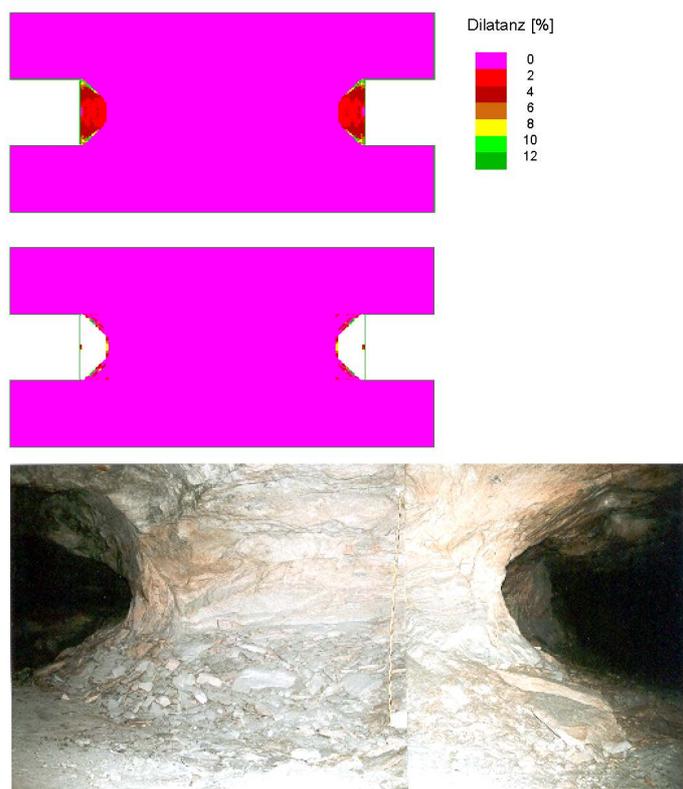


Abb. 4.15: Oben: Dilatante Scherzonen an Pfeilermodell mit B:H = 4. Mitte: Entfestigte Konturbereiche mit Dilatanz größer 1 % entfernt. Unten: Carnallitpfeiler aus C₆₀ in situ

Eine wichtige Fragestellung war, ob mit dem entwickelten Entfestigungsmodell neben dem spröden Pfeilerversagen von Carnallit andererseits auch das für Steinsalzpfeiler typische plastische Verformungsverhalten richtig wiedergegeben wird. In einem Berechnungsbeispiel für einen Steinsalzpfeiler mit dem Schlankheitsmaß $\alpha = 2$ wurden die an Steinsalz ermittelten Verfestigungs- / Entfestigungsparameter zugrunde gelegt (Tabelle 4.6). Der Steinsalzpfeiler erreicht eine maximale Pfeilertragfähigkeit von 50 MPa und verformt sich, ohne daß ein Traglastabfall eintritt. Dieses Berechnungsergebnis stimmt mit dem an Steinsalzpfeilern beobachteten Verhalten überein. Steinsalzpfeiler verformen sich im Unterschied zu Carnallitpfeilern weitgehend ohne Spröbruchreaktionen.

Das Entfestigungsmodell liefert also zwanglos eine Erklärung für das unterschiedliche Tragverhalten von Carnallitit- und Steinsalzpfeilern, allein auf der Grundlage der exakten Beschreibung der gesteinspezifischen Entfestigungseigenschaften der Salzgesteine.

Erste Berechnungen zum Kriechbruchversagen von Carnallititpfeilern wurden mit dem visko-elasto-plastischen Stoffmodell durchgeführt. Die dem Pfeilergestein Carnallitit C_{80} zugrunde gelegten visko-elastischen und plastischen Stoffparameter sind in den Tabellen 4.1 und 4.6 angegeben.

In einem Berechnungsbeispiel (ebene Programm FLAC) zum Kriechverhalten eines Carnallititpfeilers unter einem Teufendruck von 20 MPa wurden drei Abbauphasen (primäre, sekundäre, tertiäre) simuliert, indem durch Abklappen der Pfeilerrandbereiche das Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe von 4,2 auf 3,3 und letztendlich 2,9 reduziert wurde. Im Ergebnis der Pfeilerquerschnittsreduzierung von $\alpha = 4,2$ auf $\alpha = 3,3$ stellt sich nach Durchlaufen einer transienten Kriechphase wieder stationäres Kriechen mit einer entsprechend der erhöhten Pfeilerbelastung auch höheren Kriechrate ein (Abb. 4.16). Die weitere Querschnittsreduzierung führt schließlich zum Kriechbruch (Abb. 4.16). Die ausgewiesenen Kriechzeiten sind fiktiv, da in der Berechnung sofort nach Erreichen der stationären Kriechphasen, wie im Zeitraster, der nächste Abschlag simuliert wurde.

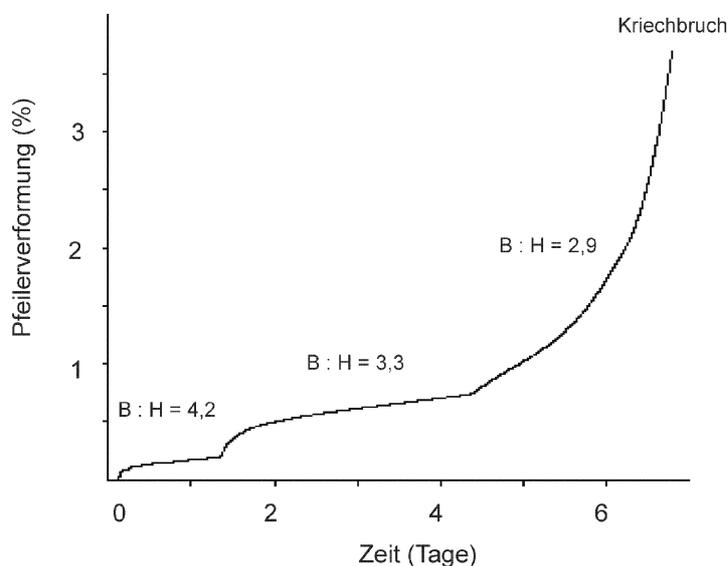


Abb. 4.16: Kriechverhalten eines Carnallitit-Pfeilermodells bei Reduzierung des tragenden Pfeilerquerschnitts von B:H = 4,2 auf 3,3 und 2,9

Die meisten Gebirgsschläge im Kalibergbau wurden während der Betriebsphase bei einer Reduzierung der tragenden Pfeilerquerschnittsflächen durch Sprengen ausgelöst. Sind die Tragelemente nicht ausreichend dimensioniert, kann auch ohne äußeren Eingriff im Ergebnis der zeitabhängigen Entfestigung ein Kriechbruch eintreten, der bei nicht ausreichender Sys-

temstabilität, wie im Fall des Gebirgsschlages am 11.09.1996 in der Grube Teutschenthal, das Initial für einen Feldezusammenbruch in der Nachbetriebsphase liefert.

4.5 Berechnungen zur Entfestigung carnallitischer Kammersohlen, zur dynamischen Systemstabilität und zur Stabilisierung von Tragelementen

Das Verformungs- und Bruchverhalten carnallitischer Tragelemente kann langfristig bei nicht ausreichender Dimensionierung durch den ablaufenden Konturentfestigungsprozeß bestimmt werden. Bei anstehendem geschichteten Carnallit im Liegenden können Sohlenbruchvorgänge eine dominierende Rolle spielen (Abb. 4.17). Der Mechanismus von Sohlenaufbrüchen steht im Zusammenhang mit den Entfestigungs- und Dilatanzeigenschaften des unterlagernden Carnallitits und den als Gleitflächen bzw. Mobilitätszonen fungierenden Schichtflächen, die bei geringem Abstand zur Kammersohle einen signifikanten Entfestigungsprozeß erst ermöglichen. Beim Sohlenbruchvorgang treten Scherverschiebungen an den Schichtflächen im Liegenden auf. Das Ausmaß der Sohlenaufbrüche im unterlagernden Carnallitit hängt im wesentlichen ab:

- vom Abstand der Schicht- bzw. Diskontinuitätsflächen im Carnallitit zur Kammersohle,
- der Größe der Druckfestigkeit des anstehenden Carnallitits,
- der Kammerbreite,
- der Standzeit.

Bei der Analyse der in situ beobachteten Bruch- und Dilatanzprozesse in Kammersohlen hat sich gezeigt, daß die Sohlenaufbrüche im Zusammenwirken mit mechanisch aktivierten Schwäche- bzw. Schichtflächen im Liegenden stehen. Intensive Sohlenbrucherscheinungen sind vor den Gebirgsschlägen in einer Trona-Salzgrube 1995 in den USA (Abb. 5.10) und vor dem Gebirgsschlag 1996 im Ostfeld der Grube Teutschenthal festgestellt worden. Berechnungen zur Systemstabilität des Ostfeldes wurden unter Einbeziehung der dilatanten Entfestigungseigenschaften des Carnallitits vor dem Gebirgsschlag durchgeführt (Abb. 5.13, vgl. Kap. 5.3).

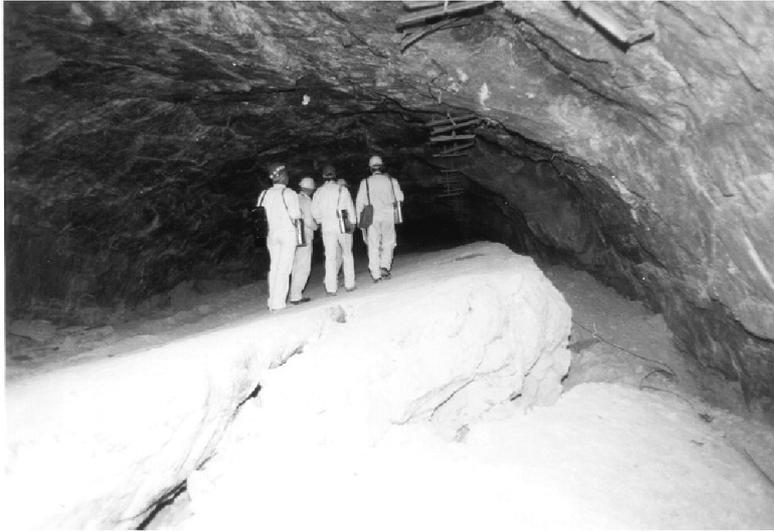


Abb. 4.17: Brucherscheinungen an carnallitischer Kammersohle

Nachdem das Sprödbbruchverhalten einzelner carnallitischer Tragelemente im Berechnungsmodell simuliert werden konnte (vgl. Kap. 4.4.2), wurde zu komplexen Modellen übergegangen (MINKLEY & MENZEL, 1996). Die ebenen gebirgsmechanischen Berechnungsmodelle reichen vom Liegenden der Lagerstätte bis zur Tagesoberfläche und sind einige tausend Meter lang, wobei neben dem carnallitisch ausgebildeten Kaliflöz mit Entfestigungseigenschaften die Schichtenkomplexe Steinsalz, Hauptanhydrit/Salzton und Buntsandstein als Homogenbereiche mit den für die jeweilige Gesteinsschicht typischen Eigenschaften modelliert wurden.

Zur Auslösung von Sprödbbruchvorgängen wurde das System im Abbauhorizont dynamisch angeregt. Konturbruchvorgänge, wie sie in situ an carnallitischen Tragelementen beobachtet werden, können im gebirgsmechanischen Berechnungsmodell durch plötzliche Absenkung der Druckfestigkeit an Konturschichten oder Wegnahme von Konturschichten simuliert werden. In einem Berechnungsbeispiel wurde ein Pfeiler am Baufeldrand durch Entfernen einer 2 m breiten Konturschicht angeregt. Der Pfeiler entspannt sich, die horizontale Einspannung im Pfeilerzentrum von $\sigma_{xx} = 10 \text{ MPa}$ geht in ca. 0,5 s verloren. Die vertikale Pfeilerbelastung steigt im Zentrum bis auf $\sigma_{yy} = 50 \text{ MPa}$ an und nach Überschreitung der Bruchgrenze tritt ein vollständiger Pfeilerkollaps ein. Das entspannte Pfeilergestein wird in die Abbaukammern geschoben und löst sich an der Firste ab. Ein typisches Pfeilerbruchbild wie es beim Kollaps von Pfeilern in situ wiederholt beobachtet wurde. Der benachbart gelegene Pfeiler nimmt die dynamische Zusatzbelastung ohne Verlust seiner Tragfunktion auf.

In einer weiteren Berechnung wurde das System im Baufeldzentrum durch Konturbruchsimulation an drei Pfeilern angeregt. Es entwickelt sich ein progressiver Bruchvorgang, die lokale

Instabilität geht in Systeminstabilität über. Der kettenreaktionsartige Pfeilerbruchvorgang kommt erst am Baufeldrand zum Stehen. Durch Entfestigung und Dilatanz reduziert sich der offene Kammerhohlraum. Mit dem entwickelten Entfestigungsmodell lassen sich auch dynamisch eintretende Sohlenaufpressungen nachbilden.

Das Spröbruchverhalten von Carnallitpfeilern kann durch das Einbringen von Versatz eingeschränkt werden. Diese Zielstellung wird bei der Errichtung von Untertageverwertungen (UTV) und Versatzbergwerken verfolgt. Ein Beispiel für ungenügende Versatzmaßnahmen der statisch unterdimensionierten Pfeiler liegt im Westfeld der Grube Teutschenthal vor, wo es 1940 noch während der Betriebsphase, ausgelöst durch das Gewinnungssprengen, zum Gebirgsschlag kam. Die Nachrechnung eines analog stabilisierten Tragelementes zeigt, daß die schlanken Pfeiler (Verhältnis Pfeilerbreite zu -höhe von 0,6) bei einer Versatzhöhe von 75 % und dynamischer Beanspruchung noch spröde versagen können (Abb. 4.18). In dem aus dem Versatz ragenden Pfeilerbereich konzentrieren sich die für Spröbruch typischen Scherbruchsysteme. Der nicht versetzte obere Pfeilerbereich mit einem Verhältnis freie Höhe zu Pfeilerbreite von 2,5 (Abb. 4.18) zeigt als Folge der dynamischen Belastung eine starke Konturentfestigung mit Pfeilerzerstörung bis in den Kern. Bei dem im Versatz eingebetteten Pfeilerbereich ist die Konturentfestigung deutlich eingeschränkt. Zwei markante Scherbänder reichen in den im Versatz steckenden Pfeilerbereich hinein.

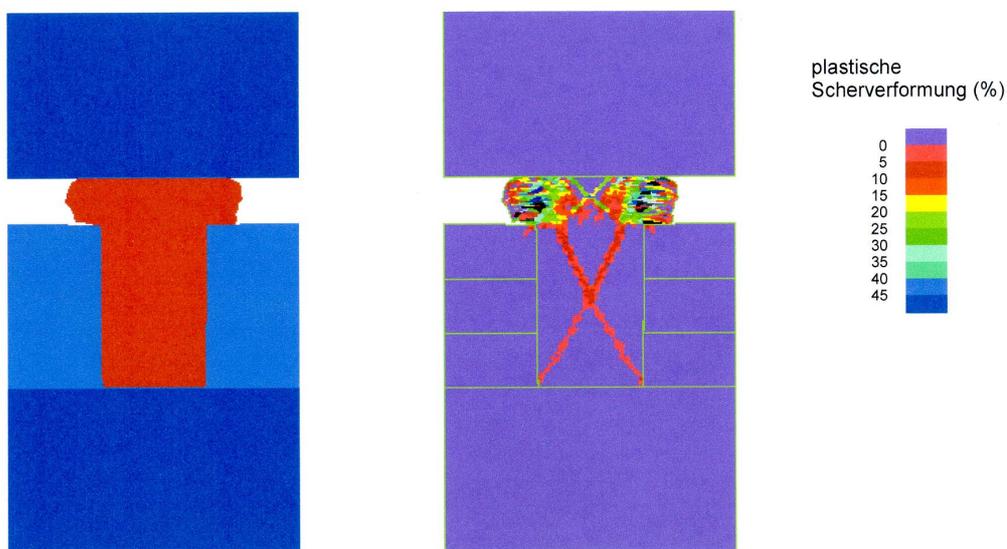


Abb. 4.18: Tragverhalten eines Carnallit-Pfeilers im Versatz (Versatzhöhe 75 %) bei dynamischer Belastung.

Bei Stabilisierungsmaßnahmen carnallitischer Tragelemente in einer UTV ist darauf zu orientieren, daß sich in Abhängigkeit von den Pfeilerabmessungen, den Versatzeigenschaften

und der Versatzhöhe ein Tragverhalten einstellt, das dynamisch ablaufende Entfestigungsvorgänge, d.h. Sprödbrüche weitgehend blockiert.

Um in unzureichend dimensionierten Tragsystemen in carnallitischen Grubenfeldern langfristig ablaufende Entfestigungsvorgänge einzuschränken und Gebirgsschlagerscheinungen vorzubeugen, ergeben sich aus gebirgsmechanischer Sicht folgende mögliche Versatzstrategien:

- Ausschaltung der notwendigen Bedingung zur Energiefreisetzung durch Vollversatz. Diese ökonomisch kostspieligen Versatzmaßnahmen sind bei stark unterdimensionierten schlanken Pfeilern und Verwendung kohäsionslosen Versatzmaterials zu empfehlen.
- Blockierung der notwendigen Bedingung für einen kettenreaktionsartigen Pfeilerbruchvorgang (kinematisch eingeschränkte Bedingung). Eine begrenzte Energiefreisetzung ist möglich, sie überschreitet jedoch nicht das Level für das Ingangsetzen eines eskalierenden Versagensprozesses. Dieses Versatzziel kann durch kohäsiven Teilversatz erreicht werden.
- Beseitigung der hinreichenden Bedingung für einen selbstanlaufenden Pfeilerkriechbruch durch Versatz mit ausreichender Konturverdämmung. Der Versatz verhindert das Eintreten eines dynamisch ablaufenden Konturbruches. Die Energiefreisetzung während des ablaufenden Konvergenzprozesses erfolgt ausschließlich auf mikroseismischem Level, die "Initialzündung" für Systeminstabilität ist ausgeschaltet.

Die zur Erlangung dynamischer Systemstabilität erforderlichen Versatzmaßnahmen, sind unter den konkreten, objektspezifischen Rahmenbedingungen und den für notwendig erachteten Sicherheitsmargen (z.B. übertägige Situation, Ortschaften usw.) festzulegen.

5 Validierung der Modellvorstellungen an ausgewählten dynamischen Erscheinungen (Gebirgsschlägen) in Grubengebäuden der flachen Lagerung

5.1 Spröbruchvorgänge und Gebirgsschläge im Carnallitit

5.1.1 Bergbauinduzierte und natürliche Seismizität

Die durch Spröbruchvorgänge im Carnallitit bergbauinduzierten seismischen Ereignisse reichen von sehr energieschwachen Ereignissen mit negativen Magnituden bis zu Magnituden über 5, was der Stärke mittlerer Erdbeben entspricht. Die energieschwachen mikroseismischen Ereignisse mit negativen Magnituden führen zu keinen sichtbaren Brucherscheinungen im Abbauhorizont. Die seismischen Ereignisse im Magnitudenbereich $0 < M_L < 2,6$ stehen in Zusammenhang mit lokal begrenzten Bruchvorgängen im Abbauhorizont, die von Stoßabschalungen, Konturbrüchen bis zum Versagen mehrerer Pfeiler reichen.

Im Rahmen dieser zusammenfassenden Darstellung wird nur auf die energiestarken seismischen Ereignisse eingegangen, die relevante Auswirkungen auf die den Abbauhorizont umgebenden geologischen Barrieren haben können. Die bei Systeminstabilität von Grubenfeldern ausgelösten dynamischen Beanspruchungen der salinaren Schutzschichten sind generell wesentlich intensiver als bei Erdbeben. Dies hat mit der unmittelbaren Herdnähe der bergbauinduzierten Seismizität zu tun und den durch Gebirgsschläge hervorgerufenen großen Verrückungen in den umgebenden Gebirgsschichten. Deshalb ist es auch nicht ungewöhnlich, daß die salinaren Schutzschichten von Carnallitit abbauenden Salzbergwerken in Deutschland in zwei Fällen bei Gebirgsschlägen ihre Integrität und Dichtheit verloren haben, durch Erdbeben jedoch bisher in keinem Fall die Funktionstauglichkeit der geologischen Barrieren nachweislich beeinträchtigt worden ist. Bei dieser Betrachtung ist die Häufigkeit der Ereignisse zu berücksichtigen.

In der Region Ostniedersachsen und im nordwestlichen Sachsen-Anhalt, wo im ehemaligen Salzbergwerk Asse 2 im Rahmen von Forschungs- und Entwicklungsarbeiten schwach- und mittelradioaktiver Abfall eingelagert wurde, dem Endlager Morsleben und weiteren möglichen Standorten, wie für schwachaktiven Abfall in der ehemaligen Eisenerzgrube Konrad und hochaktiven Abfall im Salzstock Gorleben, hat die seismotektonische Aktivität in historischer Zeit die makroseismische Intensität 7 MSK nicht überschritten (GOMMLICH, et.al., 1983).

Vergleicht man einmal die natürliche und bergbauinduzierte Seismizität in Deutschland, so wird folgender Sachverhalt deutlich. Aus der jüngsten Karte für das Erdbebenrisiko in Deutschland (DGEB, 2000) geht hervor, daß drei Gebiete existieren, in denen eine makroseismische Intensität von VII - VIII durchschnittlich einmal in 475 Jahren zu erwarten ist. Die Wahrscheinlichkeit, daß diese Intensität innerhalb eines beliebigen 50-Jahres-Zeitraumes überschritten wird, beträgt 10 %. In der nur 150-jährigen Geschichte des deutschen Kali-bergbaues sind Epizentralintensitäten von VII - VIII mehrfach durch bergbauinduzierte Seismizität in verschiedenen Kalirevieren erreicht worden (SPONHEUER, 1960; LEYDECKER, 1976; AHORNER, 1989).

UTD bzw. UTV in Kalilagerstätten befinden sich zudem direkt im Hypozentrum eingetretener bzw. möglicher starker bergbauinduzierter seismischer Ereignisse, also unmittelbar am Entstehungsort der seismischen Energiefreisetzung. Während durch Erdbeben im bevorzugten Frequenzbereich von 1...10 Hz und Wellenlängen von einigen hundert bis zu einigen tausend Metern größere Areale einer vergleichsweise geringen Zusatzbelastung ausgesetzt werden, können bei einem Gebirgsschlag in den unmittelbar umgebenden geologischen Barriereschichten aufgrund der Herdnähe und der daraus resultierenden Größe der Gebirgsverrückung bis in den Meterbereich die Beanspruchungen um ein Vielfaches höher sein. Für die Beanspruchung der geologischen Barrieren und die Modellsimulation geomechanischer Grenzzustände ist die Kenntnis des ablaufenden Gebirgsschlagmechanismus von entscheidender Bedeutung. Für die Schutzschichtbeanspruchung ist es ein entscheidender Unterschied, ob der primäre Herdvorgang im nichtsalinaren Grund- oder Deckgebirge liegt und an das Versagen tektonischer Störungszonen gebunden ist oder die Salinarbarrieren durch das Spröbruchversagen carnallitischer Tragelemente, einen Implosionsvorgang im Abbauhorizont, beansprucht werden.

In den folgenden Punkten ist das Faktenmaterial über die großen Gebirgsschläge im Carnallitit zusammengestellt, wobei zunächst die Gebirgsschläge im Flöz Staßfurt behandelt werden und anschließend die in den Flözen Hessen und Thüringen dargestellt sind. Darüber hinaus wird über einen Gebirgsschlag in Rußland berichtet, bei dem der Carnallitit im Hangenden einer Sylvinit abbauenden Grube ansteht. Weiterhin ist ein großer Gebirgsschlag in einer Trona abbauenden Kaligrube der USA mit aufgenommen, einem Salzgestein, welches eine zum Carnallitit vergleichbare Sprödigkeit besitzt.

5.1.2 Gebirgsschlag Angersdorf 1916

Im Grubenfeld der heutigen Grube Teutschenthal haben sich im Verlauf von 80 Jahren drei Gebirgsschläge ereignet. Der erste Gebirgsschlag trat am 22.01.1916 im Kalirevier der damaligen Halleschen Salzwerte ein, das unmittelbar westlich an den Schachtpfeiler des Schachtes Halle angrenzte. Das Bruchfeld umfaßte eine Fläche von etwa 36.000 m² und damit etwa die Hälfte des zu diesem Zeitpunkt aufgefahrenen Grubenfeldes. In einer Mitteilung des Königlichen Oberbergamtes Halle vom 12.05.1916 heißt es, daß das Ereignis unmittelbar nach dem Schießen eintrat (FULDA, 1991). Als Vorankündigungssignale werden Geräusche erwähnt, die nach jedem Schießen in der Zeit vor dem Gebirgsschlag in Form von starkem Knacken und Knistern aufgetreten sind. Zuletzt seien diese so stark geworden, daß besondere Vorsichtsmaßnahmen angeordnet worden seien, wodurch beim Eintreten des Schlages niemand verletzt wurde.

Übereinstimmend wird in mehreren Quellen von erdbebenartigen Erschütterungen und einem heftigen Luftstoß berichtet, der dem Wetterstrom entgegenwirkte und den Einziehschacht für mehrere Minuten zum Ausblasen brachte. Dies ist als Folge einer Kompression der Luft in den Abbauen durch den Konvergenzsprung und die hereinbrechenden Pfeiler zu deuten. Weiter wird von einer relativ gleichmäßigen Senkung der Firste um einen Betrag berichtet, der mit 10 - 20 cm angegeben wird.

Hinsichtlich der Magnitude dieses Gebirgsschlages gibt es keine meßtechnisch belegten Werte. Eine Abschätzung auf Grundlage der in Pkt. 5.2 dargestellten Zusammenhänge zwischen Energiefreisetzung, Bruchfeldgröße, eingetretenem Konvergenzsprung und Spannungsabfall im Pfeilertragsystem liefert für die Lokalmagnitude $M_L = 3...3,5$.

Die Mehrzahl der im Gebirgsschlagfeld gelegenen Abbaue waren als versetzt gekennzeichnet. Als Ursache für den Gebirgsschlag werden die statische Unterdimensionierung aufgrund der sehr schlanken Carnallitpfeiler und die mangelhafte Qualität, insbesondere die zu hohe Feuchtigkeit, des Handversatzes gesehen.

5.1.3 Gebirgsschlag Krügershall 1940

Der zweite Gebirgsschlag in der heutigen Grube Teutschenthal trat am 24.05.1940 ein im Grubenfeld der damaligen Grube Krügershall, das sich nordwestlich und südöstlich vom Schacht Teutschenthal erstreckt. Das Bruchfeld umfaßt eine Fläche von 600.000 m² und

damit nahezu das gesamte zum damaligen Zeitpunkt im Carnallitit aufgefahrenes Grubenfeld. Der Gebirgsschlag war mit einer Magnitude von $M_L = 4,3$ der bis dahin mit Abstand schwerste und mit 42 tödlich verletzten Bergleuten auch der folgenschwerste Gebirgsschlag im Kalibergbau. Über dem Bruchfeld war eine plötzliche Absenkung der Tagesoberfläche um 10...20 cm eingetreten.

Dem Gebirgsschlag vom 24.05.1940 ging eine deutliche Zunahme der Verformungen und des makroseismisch wahrnehmbaren Geräuschpegels voraus. Von SPACKELER (1940) wird ausgeführt: "Schließlich darf ich erwähnen, daß mehrere Betriebsbeamte des Werkes ihre Ansicht dahin äußerten, daß im Südfeld im Bereich der Baue unterhalb der 6. Förderstrecke der Herd des großen Gebirgsschlages zu suchen sei. Sie stützten diese Auffassung auf die Tatsache, daß hier schon beim Auffahren der Firstenkammern ungewöhnliche Druckerscheinungen beobachtet wurden. In den Firstenkammern 25 f und 26 f habe man nach dem Versetzen deshalb den freien Raum über dem Versatz ausgezimmert. In den südlich angrenzenden Kammern 27 f bis 31 f wären in den letzten Wochen vor dem Gebirgsschlag starke Knalle gehört worden, welche die Belegschaft mehrmals zum schleunigen Verlassen der Kammern veranlaßt hätten."

Nach vorliegenden Zeugenaussagen sollte am 24.05.1940 am Ende der Mittagsschicht in den am Baufeldrand liegenden Abbauen 29 f und 31 f die hohe First gedrückt werden. Zum Ablauf des Gebirgsschlages liegen Zeugenaussagen von vier der sieben Überlebenden von untertage sowie von drei Zeugen von übertage vor. Außerdem geben das Seismogramm eines in 17 km Entfernung in Eisleben stationierten Seismografen sowie ein Seismogramm der Erdbebenwarte Jena Auskunft. Daraus läßt sich folgender etwaiger Ablauf rekonstruieren:

Der 1. Schlag erfolgte um 21.00 Uhr oder 21.01 Uhr und wurde von allen 7 Zeugen wahrgenommen, jedoch von den Seismografen in Jena und Eisleben nicht registriert, da offenbar die abgestrahlte Energie dafür nicht ausreichte. Von dem im Ostfeld tätigen Hauer Otto Biering wird dieser 1. Schlag in seiner Zeugenaussage folgendermaßen geschildert (BIERING, 1940):

"Gerade waren wir beim Aushängen der Rolle, da ertönte ein mehr als donnerähnlicher Knall mit langanhaltendem Knattern. Wir ließen die Rolle fallen und wie von einem kam es aus aller drei Munde "was war das ?". Es gab ein kurzes Hin und Her zwischen uns drei und wir wurden uns einig darüber: Es war ein Gebirgsschlag, wie solche bei Schieferschächten (MAG) des öfteren vorkommen."

Der 2. Schlag erfolgte 21.05 Uhr und wurde von 5 Zeugen wahrgenommen, jedoch nicht vom Obersteiger und Anschläger, die zu dieser Zeit miteinander telefoniert haben. Von den Seismografen in Eisleben, Jena und Collm ist er als einleitender Schlag mit geringer Amplitude registriert worden. Der 2. Schlag wird von Biering (und auch anderen Zeugen) als deutlich stärker empfunden:

"Noch waren wir beim Diskutieren, da erfolgte ein zweiter Schlag (vielleicht nach 5 Minuten). Jetzt fuhr uns der Schreck in die Glieder und wir sagten schon nichts mehr. Im Eiltempo hingen wir die Rolle auf und jeder hatte das Bestreben, hier fortzukommen."

Die Zerstörungen im Grubengebäude bei den beiden ersten Schlägen haben sich offenbar auf die unmittelbare Umgebung des auslösenden Sprengortes beschränkt. Fest steht, daß der sich im Bereich der 5. Förderstrecke aufhaltende und später tödlich verletzte Elektriker Schade nach dem 2. Schlag noch unverletzt war und mit dem Obersteiger Rabenalt telefoniert hat. Erst mit dem 3. Schlag, dem eigentlichen Hauptschlag mit der Magnitude 4,3 gegen 21.09 Uhr ging das gesamte Baufeld zu Bruch, mit Ausnahme des damaligen kleinen Ostfeldes (Aufenthaltort von Hauer Biering), das durch einen etwa 80 m breiten, ungebauten Bereich geschützt war und des Füllortes. Biering beschreibt den Hauptschlag eindrucksvoll mit den Worten:

"Doch aber da geschah das Unglück. Ein ohrenbetäubendes Donnern und Knattern und wir wurden gegen den Stoß gedrückt. Zu unserem Glück standen wir noch dicht daran, anderenfalls wären wir vielleicht dagegen geschleudert worden und wer weiß, was passiert wäre. Nach kurzer Zeit kamen wir ab vom Stoß, dafür hatte sich aber ein orkanartiger Sturm erhoben. Unsere Lampen hatten wir vorher gerade noch zur Hand genommen, welche natürlich ausgelöscht waren, und im Eiltempo, wie es gegen den Sturm möglich war, liefen wir nach vorn im Finstern. Das Donnern und Knattern hielt noch an und wir liefen und liefen, die Strecke wollte kein Ende nehmen. Dauernd dachte ich, wann wird die Strecke brechen?"

Aus den seismischen Registrierungen des Gebirgsschlages ist ersichtlich, daß dem Hauptschlag innerhalb einer Stunde noch zehn abklingende schwächere Entspannungsschläge folgten (KRUMBACH, 1952). Interessant ist, daß der aufgezeichnete einleitende Schlag und die Nachbeben eine völlig übereinstimmende charakteristische Seismogrammform aufweisen.

Eine ähnliche Beobachtung wurde bei abbauinduzierten seismischen Ereignissen in der Grube Merkers gemacht (MINKLEY & ROSE, 1989). Bei zwei lokal begrenzten Bruchvorgängen

am 10.02.1988 und 29.06.1988 an zwei Carnallitpfeilern, die 140 m voneinander entfernt waren, ergab der Vergleich der Seismogrammaufzeichnungen ein übereinstimmendes Schwingungsbild, das sich nur hinsichtlich der Stärke der Energiefreisetzung bei den Ereignissen mit Magnituden von $M_L = 1,97$ und $M_L = 1,69$ unterschied. Das bedeutet, daß durch die Entspannungsvorgänge im AbbauhORIZONT ein und dasselbe Schwingungssystem unterschiedlich stark angeregt worden ist.

Durch den Hauptschlag beim Zusammenbruch des etwa nur 300 m breiten und 2 km langen Grubenfeldes Krügershall haben sich die für die Energiefreisetzung maßgebenden, den Lagerhorizont umgebenden Gebirgsbereiche in ihrer Struktur nicht entscheidend verändert, sondern als Reaktion auf den relativ geringen Konvergenzsprung im AbbauhORIZONT hauptsächlich elastisch entspannt, so daß der gleiche Bewegungsvorgang im Schüttergebiet vor und nach dem Hauptschlag registriert werden konnte.

Die Zeitabstände von mehreren Minuten zwischen den einzelnen Schlägen beim Gebirgsschlag Krügershall 1940 sind ungewöhnlich und abweichend von den anderen Gebirgsschlägen. Vermutlich haben stärker dimensionierte Pfeiler mit versetzten Abbaukammern zunächst eine Barrierefunktion ausgeübt, bis durch Lastumlagerung ein erneuter Pfeilerkollaps erfolgt ist mit übergreifender Wirkung auf das benachbarte teilversetzte Abbaufeld.

Versatz wurde im Bergwerk Krügershall von Anfang an eingebracht bei zunächst ausreichend kurzem Zeitabstand zum Abbau (im Normalfall innerhalb weniger Monate). Beginnend ab 1934 kam es jedoch zu einem beträchtlichen Rückgang in der Versatzleistung, wobei einerseits mit bergbehördlicher Genehmigung der über dem Versatz freibleibende Hohlraum mehrfach vergrößert wurde, andererseits die Versatzfront zunehmend hinter der Abbaufont zurückblieb. Damit wuchs der Zeitabstand zwischen Abbauende und Versatz auf über 2 Jahre an. Gleichzeitig wurde 1939/40 ein altes, über 10 Jahre unversetzt gebliebenes Baufeld erreicht und überrollt. Unmittelbar vor dem Mai 1940 war ein Zustand erreicht, wo über eine streichende Länge von 325 m 13 benachbarte Abbaue entweder unversetzt waren oder mit einer 10-jährigen Verspätung nachträglich versetzt wurden. Es ist anzunehmen, daß die dem Versatz anhaftenden, an $MgCl_2$ ungesättigten Lösungen an den sehr schlanken Abbaupfeilern, die durch lange Standzeit bis zum Versatzeinbringen bereits zerklüftet und entfestigt waren, auch im Pfeilerkern Zersetzungserscheinungen hervorgerufen haben (LEE & SOUZA, 1996).

Die entscheidenden Ursachen des Gebirgsschlages sind in einer Überlastung der Abbaupfeiler zu sehen, deren Auswirkungen sich u.a. bereits durch die extremen Verformungen und

die hohe akustische Aktivität in der unmittelbaren Vorphase bemerkbar machten. Eine Unterdimensionierung der Pfeiler nach heutigen Maßstäben war bereits von Anfang der Abbautätigkeit an vorhanden. Allerdings erfuhren die Abbaupfeiler zunächst durch den regelmäßig mit kurzem Zeitabstand und hohem Füllungsgrad nachfolgenden Versatz bei noch geringer Baufeldbreite eine ausreichende seitliche Stützung und Stabilisierung. Von dieser Verfahrensweise wurde jedoch mit fortschreitender Zeit zunehmend abgewichen.

5.1.4 Gebirgsschlag Teutschenthal 1996

Der dritte Gebirgsschlag in der Grube Teutschenthal ereignete sich am 11.09.1996 um 05:36:35,6 MESZ, bei dem das Ostfeld mit einer Fläche von ca. 2,5 km² in einer Teufe von 620 - 770 m zusammenbrach (Abb. 5.1).

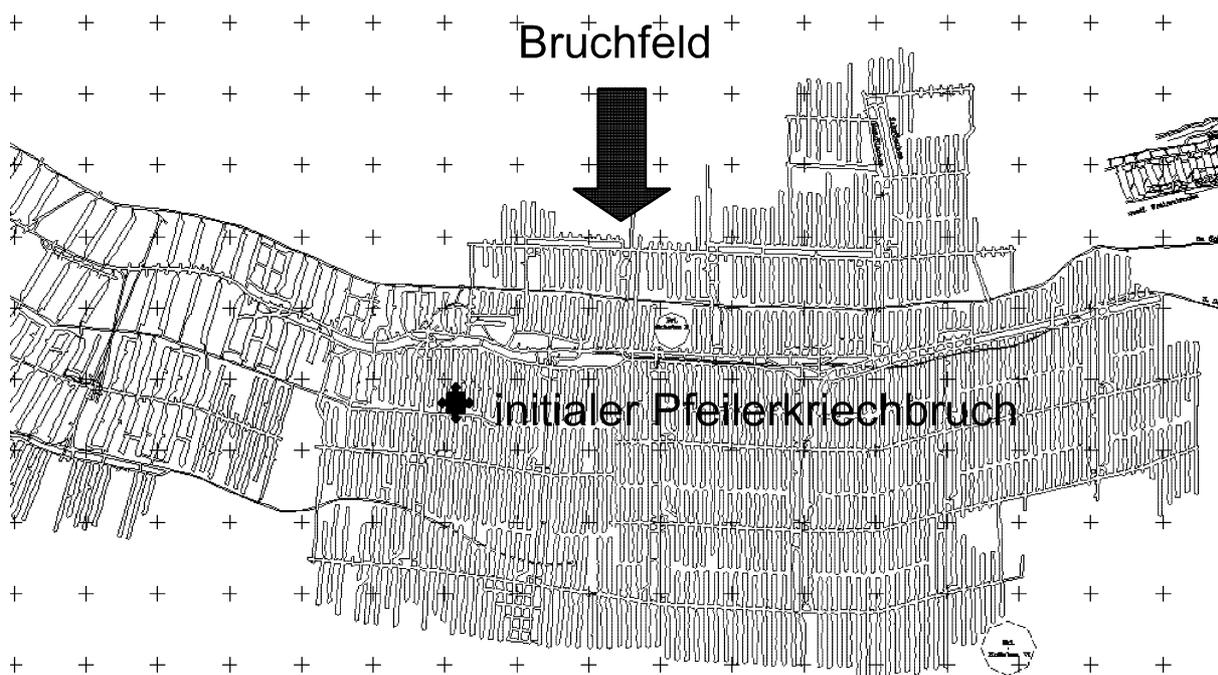


Abb. 5.1: Gebirgsschlag Teutschenthal am 11. September 1996

Aus den seismischen Registrierungen ist abzuleiten, daß der Bruchprozeß durch ein Initialeignis der Stärke $1,1 < M_L < 2$ im westlichen Teil des Ostfeldes, dem Bereich mit der längsten Standzeit der Abbaue (27 Jahre), seinen Ausgang nahm. Dem Initial folgten drei weitere Bruchvorgänge mit wachsender seismischer Energiefreisetzung (Abb. 5.2):

- | | |
|-----------------|-------------------|
| 1. Bruchvorgang | $1,1 < M_L < 2$ |
| 2. Bruchvorgang | $2,6 < M_L < 3,6$ |
| 3. Bruchvorgang | $4,1 < M_L < 4,5$ |
| 4. Bruchvorgang | $4,3 < M_L < 5,2$ |

Der Einsturzvorgang schritt dabei von West nach Ost fort, was sich aus der unterschiedlichen Zeitdifferenz zwischen den aufeinanderfolgenden Brüchen an den östlich und westlich des Herdes gelegenen seismischen Stationen ableiten ließ. Aus der um 0,13 s größeren Zeitdifferenz an der Station Clausthal im Westen gegenüber Collm im Osten und der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit folgt eine Verlagerung des Herdzentrum zwischen dem 3. und 4. Schlag um mehr als 700 m in östliche Richtung.

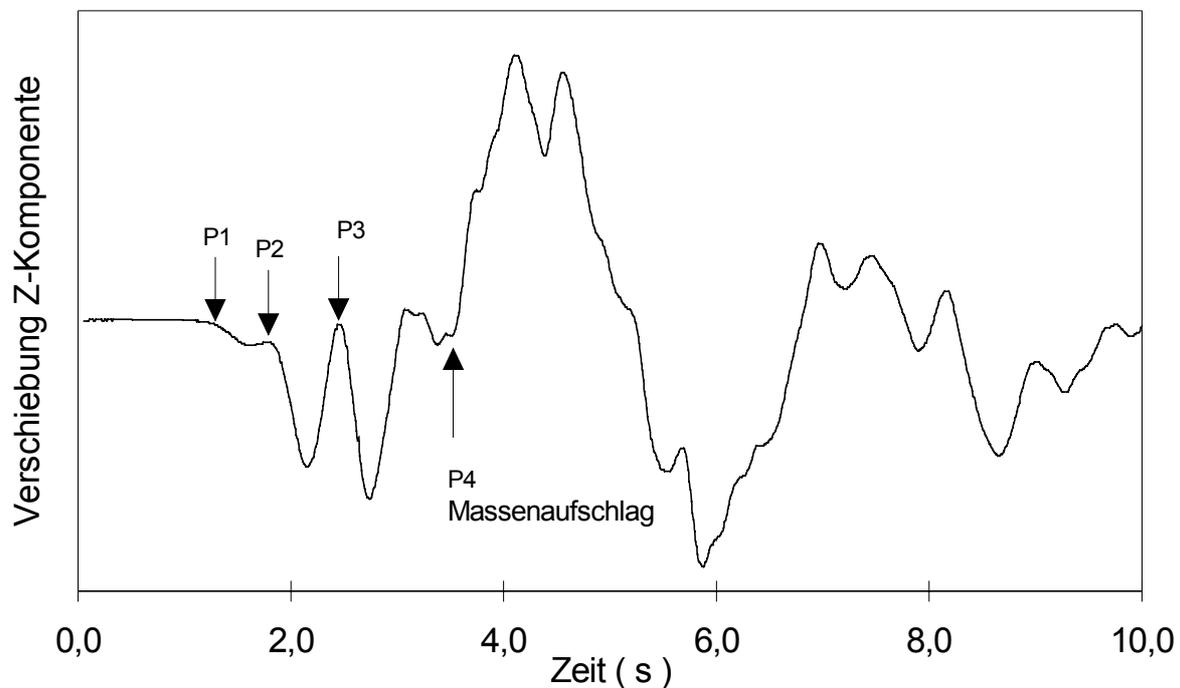


Abb. 5.2: Seismogramm (Vertikalkomponente Collm) des Gebirgsschlages Teutschenthal 11.09.1996 mit den vier Einsätzen P1 ($1,1 < M_L < 2$), P2 ($2,6 < M_L < 3,6$), P3 ($4,1 < M_L < 4,5$), P4 ($4,3 < M_L < 5,2$) nach Korn et.al. 1996

Der Hauptschlag mit der größten seismischen Energiefreisetzung (4. Schlag) besaß damit eine Herdlage, die dem Zentrum des Ostfeldes zuzuordnen ist, d.h. dem Massenmittelpunkt des sich über dem kollabierenden Ostfeld absenkenden Deckgebirges. Für den Hauptschlag wurde eine mittlere Lokalmagnitude von $M_L = 4,9$ angegeben (Abb. 5.3). Dies entspricht einer seismischen Energiefreisetzung von $\Delta W = 1,0 \cdot 10^{12}$ J.

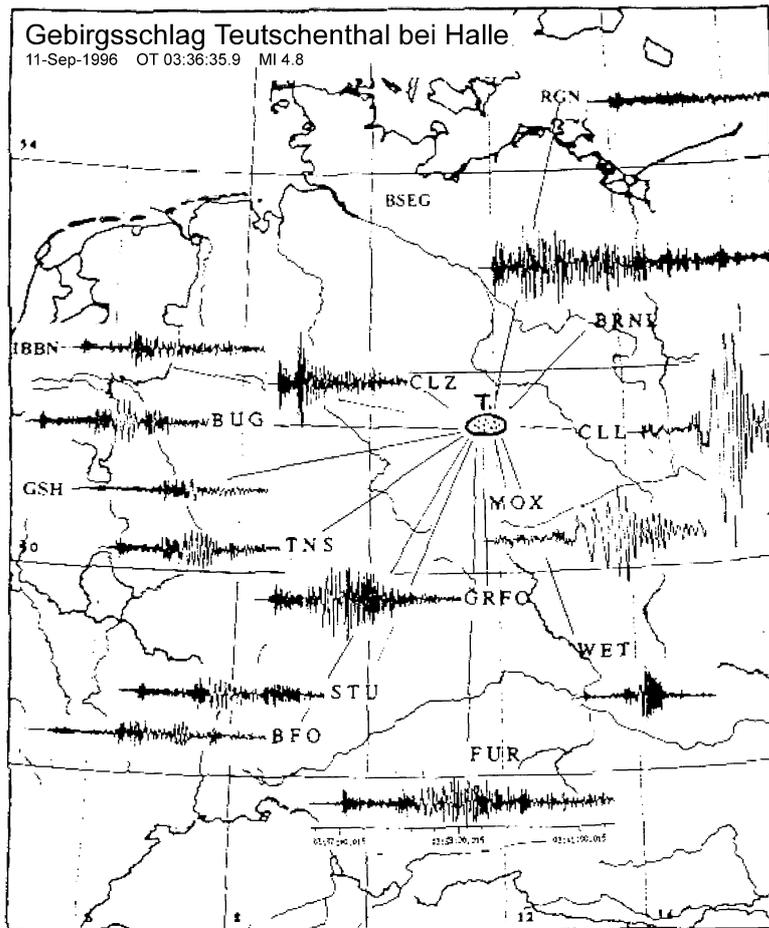


Abb. 5.3: Deutsches seismologisches Stationsnetz: Seismogramme Gebirgsschlag 11.09.1996 Teutschenthal

Der multiple Bruchvorgang (Implosionsphase) dauerte ca. 1,5 s und nach 2,1...2,5 s setzte die Kompressionsphase mit dem Rückschwingen des Deckgebirges bei der Wiederauflage auf das zerbrochene Pfeilersystem ein. Aus den untertägigen Erkundungen (Abb. 5.4) geht hervor, daß das Ostfeld mit seinen etwa 700 Langpfeilern großflächig zusammengebrochen ist und der Bruchprozeß erst an den Baufeldrändern sowie am Barrierepfeiler zum Westfeld zum Stehen kam (Abb. 5.1).

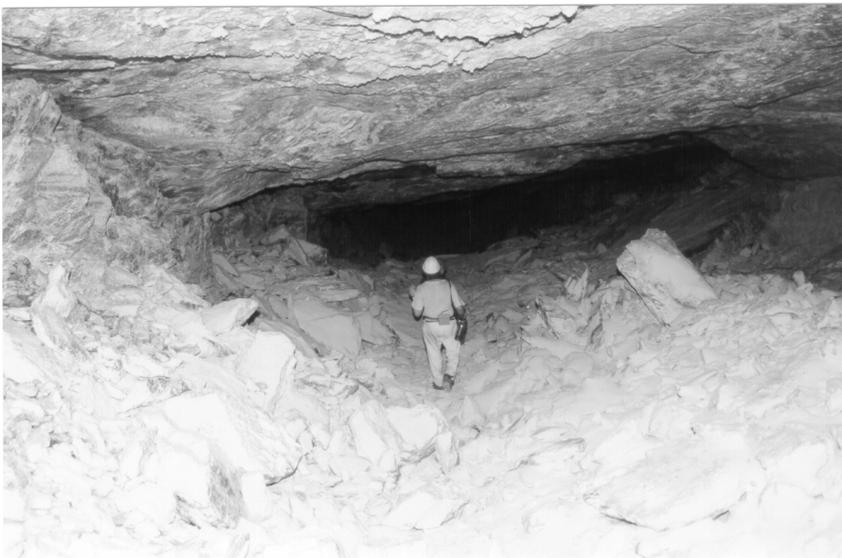


Abb. 5.4: Brucherscheinungen in Kammer 158 im Ostfeld.

Aufgrund des Umstandes, daß der Feldezusammenbruch im Bereich des westlichen Randes des Ostfeldes ausgelöst wurde und die Bruchgeschwindigkeit größer als die Schallgeschwindigkeit war, sind zunächst die Abströmquerschnitte im westlichen Feldesteil erheblich reduziert worden, so daß das Abströmen der Luft hauptsächlich in östlicher Richtung erfolgte. Dies wird auch durch den aus dem Bruchfeld pneumatisch transportierten Salzstaub belegt, der sich in der Maschinenstrecke nach Angersdorf in großen Mengen abgesetzt hat (Abb. 5.5). Der Schacht Halle blies Salzstaub aus. Im Unterschied dazu wurde am einziehenden Schacht Teutschenthal eine Minute nach Eintritt des Gebirgsschlages nur eine schwache Wetterumkehr mit Geschwindigkeiten der austretenden Luftmassen von wenigen m/s wahrgenommen.



Abb. 5.5 Konturbrucherscheinungen und abgelagerter Salzstaub in der Maschinenstrecke 3 a Sohle.

Am Schacht Halle wurde im Abwetterstrom über mehrere Wochen eine stark erhöhte Kohlenwasserstoffführung festgestellt. Im Austrittsgas wurden Stickstoff, Methan, höhere Kohlenwasserstoffe und Wasserstoff nachgewiesen (HEMPEL, 1996). Aufgrund der Mengenbilanz und des Chemismus der Gase wird geschlußfolgert, daß es sich um ein Gemisch aus mineralgebundenen Gasen, die bei der Carnallititzerstörung im Abbauhorizont freigesetzt wurden und freien Gasen aus den Hangendschichten Hauptanhydrit/Grauer Salzton handelte, die über entstandene Rißbildungen in der hangenden Carnallititschicht in das Bruchfeld gelangt sind. Die im Austrittsgas festgestellten geringen Konzentrationen an Kohlenmonoxid wurden kleineren Bränden an im Bruchfeld zerstörten Fahrzeugen zugeschrieben. Eine Schlagwetterexplosion wurde ausgeschlossen.

Die Untersuchungen kamen zu dem eindeutigen Ergebnis, daß der Gebirgsschlag durch einen standzeitbedingten, spontan eingetretenen Pfeilerbruchvorgang ausgelöst wurde. Eine Initiierung durch grubenbetrieblich verursachte oder externe Einwirkungen scheidet aus. Die erwartete Vorankündigungsphase, wie sie bei beiden vorangegangenen Gebirgsschlägen in Teutschenthal beobachtet worden war, blieb aus. Eine unmittelbar dem Gebirgsschlag vorangehende Aktivierung der seismoakustischen bzw. seismischen Aktivität trat nicht ein. Die Summenkurve der Energiefreisetzung im Ostfeld ließ keinen progressiv ansteigenden Verlauf erkennen, sie blieb ab April 1996 bis zum Eintritt des Gebirgsschlages auf annähernd konstantem Niveau. Das Ausbleiben der Vorankündigungsphase steht wahrscheinlich im Zusammenhang mit der langen Standzeit der Pfeiler und dem in der Nachbetriebsphase abgelaufenen Konturentfestigungsprozeß.

Die Ursache des Gebirgsschlages im Ostfeld, welches im Unterschied zum 1940 in der Gewinnungsphase zusammengebrochenen Westfeld zum Zeitpunkt der Auffahrung statisch standsicher dimensioniert war, ist in dem zeitabhängig eingetretenen Entfestigungsprozeß der carnallitischen Tragelemente (Pfeiler und Kammersohlen) begründet. Die Bemessung

der Tragelemente war bei den relativ geringen Sicherheiten unter den Bedingungen der erheblichen Entfestigung des Carnallitits, insbesondere auf den oberen Sohlen, im Langzeitprozeß und den daraus resultierenden Spannungsumlagerungen mit Zusatzlasten auf die unteren Sohlen nicht ausreichend.

Das Ostfeld war bis zur Stilllegung der Carnallitgrube Teutschenthal 1982 ohne Versatz abgebaut worden. Der ab Ende 1995 bis zum 10.09.1996 zur Stabilisierung eingebrachte Reststoffversatz konnte aufgrund der geringen Menge (0,5 % des versetzbaren Hohlraumvolumens) und der großen Entfernung zum auslösenden Teilbereich noch nicht wirksam werden.

Der Gebirgsschlag vom 11.09.1996 verursachte eine plötzliche Absenkung der Tagesoberfläche um ca. 0,5 m im Senkungszentrum. Das Ereignis hat zu Erschütterungen der Tagesoberfläche geführt, die über mehrere Tausend Kilometer Entfernung registriert werden konnten und für die Bevölkerung im Umkreis von etwa 80 bis 100 km spürbar waren. Die makroseismische Fühlbarkeit war besonders in östlicher Richtung ausgebildet, was sich mit der bevorzugten Richtung der Oberflächenwellenabstrahlung deckt (Abb. 5.3), als Folge des nach Osten fortschreitenden Bruchprozesses. Aus einem Gebiet mit einem maximalen Radius zwischen 20 und 40 km gingen Schadensmeldungen ein. Die Epizentralintensität wird mit $I_0 = VII - VIII$ (MSK) eingeschätzt, was einer Schwinggeschwindigkeit > 200 mm/s entspricht. Sie erstreckte sich auf einen Bereich ohne Bebauung. Zu verzeichnen waren Böschungsabbrüche am Rande eines Badesees, begünstigt durch den hier vorhandenen relativ lockeren und feuchten Boden (Abb. 5.6).



Abb. 5.6: Gebirgsschlagschäden am Pappelgrund in Teutschenthal (ARGE, 1997).

Die Orte, in denen die Intensität VI wahrgenommen wurde, lassen sich nach TITTEL, et. al. (2001) durch eine geschlossene Isoseiste (Flächeninhalt etwa 25 km², mittlerer Isoseistenradius 2,8 km) von den schwächer erschütterten Gebieten abgrenzen. Das Gebiet mit Intensi-

täten V - VI umfaßt südwestliche Stadtteile von Halle, ganz Halle-Neustadt und das westlich anschließende Gebiet beiderseits der Bundesstraße 80 bis Amsdorf (Abb. 5.7).

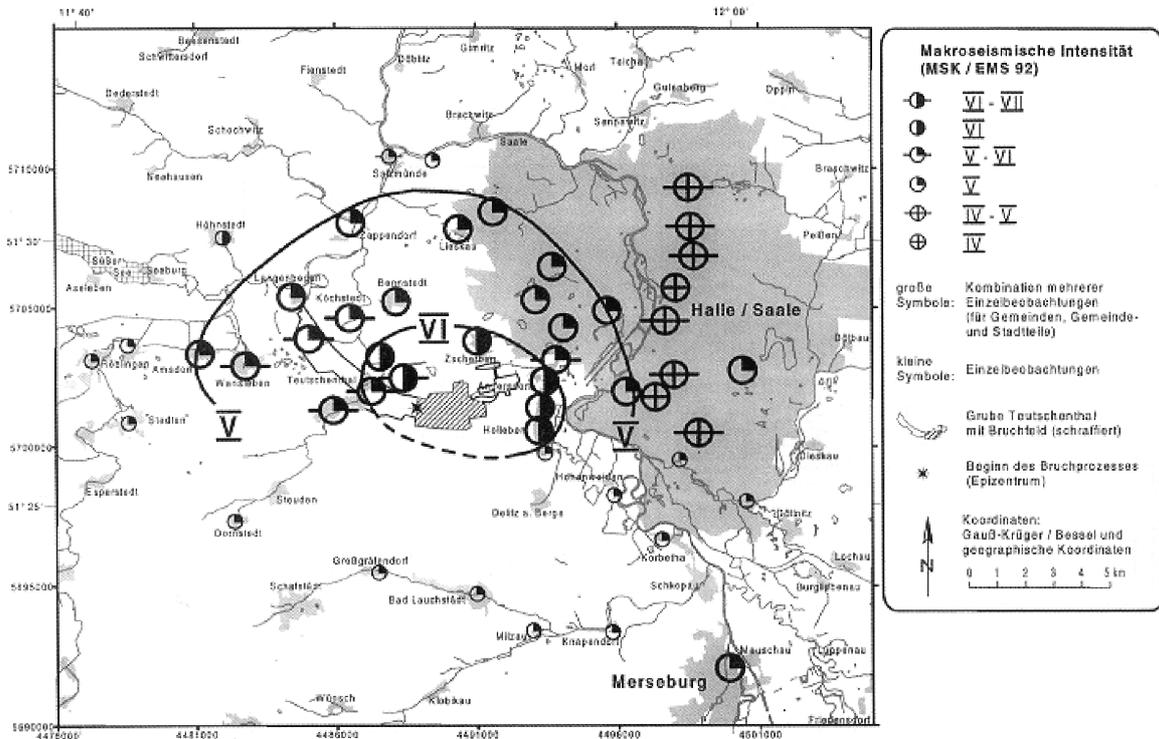


Abb. 5.7: Oben: Teileinsturz des Giebels eines Wohnhauses in Zscherben (Saalkreis) infolge des Gebirgsschlages in Teutschenthal. Unten: Makroseismisches Schüttergebiet des Gebirgsschlages Teutschenthal am 11.09.1996, nach TITTEL et. al. (2001)

Im etwa 5 km entfernten Wohngebiet Halle-Neustadt traten bei den hier vorherrschenden mehrgeschossigen Plattenbauten offenbar große Schwingungsamplituden in den Obergeschossen auf, ohne jedoch die Bausubstanz zu schädigen. Die Intensitätszone IV zeigte deutliche Abweichungen von der sonst konzentrischen Ausbildung und wurde in ihrer Ausdehnung offenbar hauptsächlich von regionalen Deckgebirgsstrukturen bestimmt, worauf bereits durch GIMM & PFORR (1961) bei der Analyse der makroseismischen Auswirkungen des Gebirgsschlages Krügershall 1940 hingewiesen worden war. Als Folge der dynamischen Deckgebirgssetzung kam es nach dem Gebirgsschlag an einigen Grundwassermeßstellen im Buntsandstein zu Pegeländerungen um mehrere Meter (BÖTTGE, 1997 UND STAU, 1998).

Die den Gebirgsschlag charakterisierenden wesentlichen Herdparameter und Prozesse wie: Auslösemechanismus, Herddauer, Magnitude, Deckgebirgsabsenkung und Bruchfeldbegrenzung stehen in prägnanter Übereinstimmung mit einer vor dem Gebirgsschlag (vgl. Pkt. 5.3) vorgelegten dynamischen Berechnung zur möglichen Systeminstabilität im Ostfeld. Ob und wann ein den Baufeldkollaps auslösendes Initial ausreichender Stärke eintreten wird, konnte nicht vorausberechnet werden. Der auf Grundlage der Entfestigungseigenschaften des Carnallitits berechnete kettenreaktionsartige Bruchvorgang, ausgelöst durch lokale Instabilität im AbbauhORIZONT, beschreibt den Gebirgsschlagmechanismus in zutreffender Weise.

5.1.5 Gebirgsschlag Aschersleben 1971

Im deutschen Kalibergbau wurde bisher ein Gebirgsschlag durch Wassereinleitung als Folge von Gesteinsauflösung in einem in 400 m Teufe gelegenen carnallitischen Grubenfeld induziert. Dieser Gebirgsschlag ereignete sich am 04.04.1971 bei der Verbundflutung der Gruben Aschersleben IV / V und Schierstedt I / II (SEIFERT & SCHWANDT, 1996):

„Durch den Anstieg des Flutungsmediums Wasser in das carnallitische Nordfeld des Schachtes Aschersleben V wurde durch Anlösen der ersten Pfeilerreihe ein initialer Bruchvorgang ausgelöst, in dessen Folge das 325 000 m² große Baufeld plötzlich zusammenbrach, wodurch ein seismischer Vorgang mit einer Lokalmagnitude $M_L = 4,6$ und eine plötzliche Geländeabsenkung von 0,75 m verursacht wurden“.

Direkte Vorläufer wurden mit dem kurz zuvor installierten lokalen seismischen Überwachungssystem nicht registriert.

5.1.6 Gebirgsschlag Bleicherode 1983

Das stärkste bergbauinduzierte seismische Ereignis im Südharz-Kalirevier wurde durch den Gebirgsschlag vom 02.07.1983 in der Grube Bleicherode ausgelöst. Bei diesem Gebirgsschlag kollabierte ein im Trümmern carnallitit aufgefahrenes Baufeld (Größe ca. 200 m x 500 m, Teufenlage ca. 600 m) mit einer plötzlichen Auslösung von gasausbruchähnlichen Firstfällen (bis in Höhen von ca. 15 m). Die Magnitude des seismischen Ereignisses wird mit $M_L = 3,3$ angegeben. Die durch Übertagenivellements ausgewiesene plötzliche Absenkung der Tagesoberfläche über dem Gebirgsschlagfeld liegt im Bereich einiger Zentimeter (im Zentrum max. 7 cm). Der Gebirgsschlag trat zum Zeitpunkt des Sprengens ein.

Der Gebirgsschlag ist ein Beispiel für den fehlerhaften Abbau einer carnallitischen Restfläche, bei der sich der Abbau auf einen Markscheidepfeiler zu bewegte, hinter dem ein bereits abgeworfenes Hartsalzfeld mit einer Hangendabsenkung von etwa 1,5 m lag. Die schwach dimensionierten Pfeiler im Bereich der Hochdruckzone des auf 50 m Breite nachträglich reduzierten völlig unzureichend bemessenen „Markscheidesicherheitspfeilers“ sind als begünstigendes Moment für die Auslösung des Gebirgsschlages anzusehen.

5.1.7 Gebirgsschlag Heringen 1953

Die im Werra-Kaligebiet eingetretenen Gebirgsschläge sind in Tabelle 5.1 zusammengestellt (siehe auch Abb. 5.8).

Beim Gebirgsschlag am 22.02.1953 in der Grube Wintershall-Heringen entstand ein Bruchgebiet von ca. 0,7 km² auf der in 420 m Teufe liegenden 1. Sohle. Im Begleitflöz Hessen stand weißer Carnallitit in auffallend hohen Mächtigkeiten an (10 m). An der Tagesoberfläche wurden nach dem Gebirgsschlag an der Bahnlinie Heringen - Widdershausen Senkungen von 2,2 m festgestellt, die jedoch nach Angaben von NEUWIRTH (1959) nicht mit dem untertägigen Schadensbild korrespondieren, da im Bereich unter dem Bahnkörper lediglich Schalenabblätterungen an Pfeilern sowie Firstfälle entstanden sein sollen.

Das Bruchfeld war an der Tagesoberfläche von aufgerissenen Bodenspalten umgeben, wobei die innere Fläche bis zu 0,6 m abgesunken war. Der Gebirgsschlag, welcher auch als pseudotektonisches Beben gedeutet wurde, besaß eine Magnitude von $M_L = 5$. Über eine Vorankündigung oder den Schlag auslösende bergmännische Eingriffe ist nichts bekannt geworden.

Tabelle 5.1: Gebirgsschläge im Werra-Kaligebiet

Grube	Sohle	Teufe [m]	Bruchfeld [km ²]	Ca-Mächtigkeit [m] ^{*)}	Ca-Gehalt [%]	Magnitude
Heringen / 1953	1.	500	0,7	8 [10]	> 90	5,0
Merkers / 1958	1.	630	3,0	3 [10]	> 90	4,8
	2.	700	2,0	3 [8]	> 70	
Merkers / 1961	2.	710	0,2	2,5 [3]	> 70	3,7
Unterbreizbach 1975	2.	800 - 900	3,4	5 [30]	> 80	5,2
Völkershäuser 1989	2.	750 - 900	6,5	5 [10]	> 70	5,6

*) es wird die mittlere und in Klammern die max. Carnallitmächtigkeit angegeben.

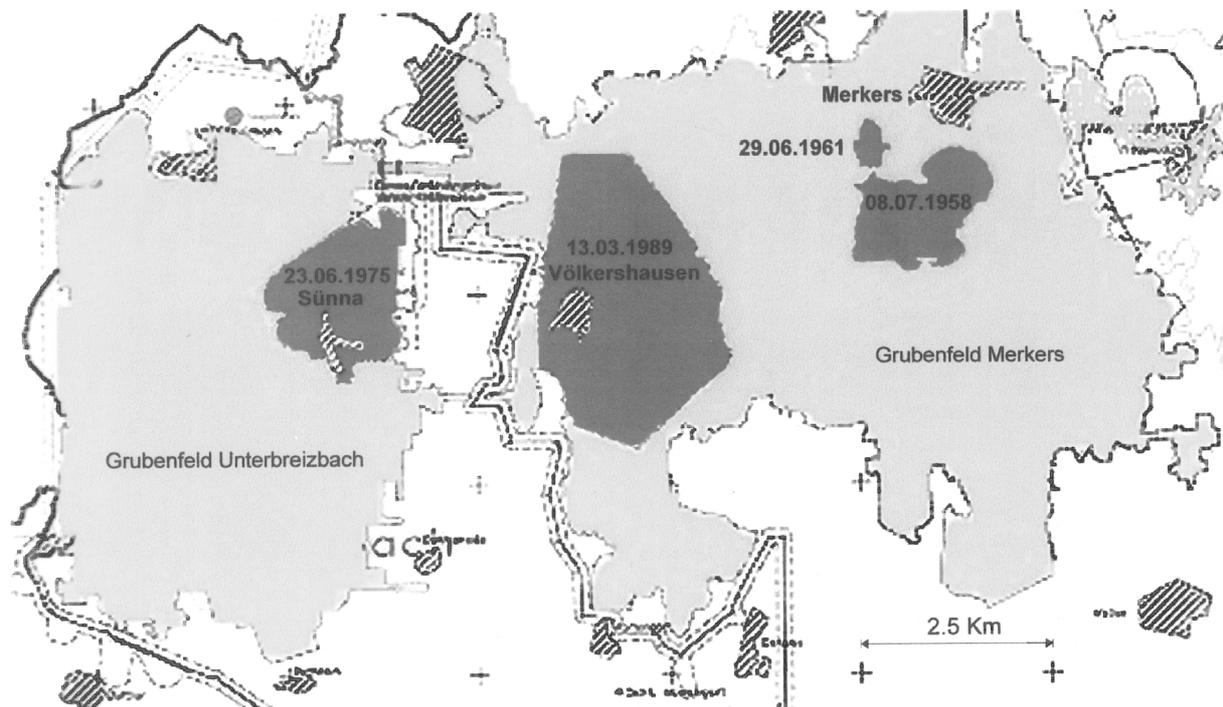


Abb. 5.8: Gebirgsschläge im Carnallit des Flözes Thüringen

5.1.8 Gebirgsschlag Merkers 1958 und Merkers 1961

Der Gebirgsschlag in Merkers am 08.07.1958 trat ein, als der Abbau auf der 2. Sohle im Flöz Thüringen (Abb. 5.8) von Osten, Süden und Westen auf die im Zentrum des Baufeldes liegende Restfläche geführt wurde. Ausgelöst wurde er durch das Gewinnungssprengen am Ende der Nachtschicht. Der mit dem Gebirgsschlag verbundene Senkungssprung übertage betrug ca. 45 cm. Im Bruchfeld auf der 2. Sohle wurde eine Absenkung der Firste von maximal 60 cm gemessen (NEUBERT, 1961). Der Gebirgsschlag hatte sich durch Gebirgsgeräusche, das Verklemmen von Bohrgestängen, dumpfe Schläge beim Bohren und durch intensive Pfeilerabschalungen angekündigt.

Nach dem Gebirgsschlag vom 08.07.1958 wurde versucht, in Analogie zum Hartsalzabbau ein nachgiebiges Carnallitfeld mit sehr schlanken Pfeilern aufzufahren und damit die Gebirgsschlagsgefahr zu bannen. Dieser Abbauversuch führte jedoch zum Gebirgsschlag vom 29.06.1961, bei dem die bis dahin belassenen Schmalpfeiler auf einer Fläche von 0,2 km² schlagartig zerstört wurden (Abb. 5.8). Bereits kurze Zeit nach Aufnahme der Gewinnungsarbeiten in dem später vom Gebirgsschlag betroffenen Baublock machten sich Gebirgsdruckerscheinungen bemerkbar (Verklemmen von Bohrgestängen, Geräusche in der Firste, Firstfälle, größere Pfeilerabschalungen), so daß die Pfeiler teilweise bis auf 3 m geschwächt wurden. Der Gebirgsschlag wurde beim gleichzeitigen Zünden von 10 Sprengarbeiten im westlichen Teilblock ausgelöst, wodurch insgesamt 640 m² plötzlich freigelegt wurden.

5.1.9 Gebirgsschlag Unterbreizbach 1975

Der Gebirgsschlag am 23.06.1975 in der Grube Unterbreizbach (Abb. 5.8) wurde wiederum durch das Gewinnungssprengen ausgelöst. Am Ende der Frühschicht des 23.06.1975 wurden im betroffenen Feldesteil neun Sprengarbeiten mit einer Sprengstoffmenge von 835 kg Sprengstoff gezündet. Nach Magnetbandaufzeichnungen sind auch alle Sprengstellen gezündet worden. Fünf Sprengstellen befanden sich im westlichen Teil des Bruchfeldes, wobei vier unmittelbar im Bereich einer Restfläche zwischen der 5. und 4. südlichen Abteilung Osten lagen (große Mächtigkeit). Sie wurden zuerst gezündet. Vier Sprengstellen sind dem östlichen Teil des Bruchfeldes zuzuordnen. Mit zwei Sprengstellen erfolgten Vortriebsarbeiten am nordöstlichen Rand des Bruchfeldes (Übergang zum Wetterverbund). Die beiden letzten Sprengstellen lagen im zentralen östlichen Teil inmitten eines bereits intensiv gebauten Sekundärabbaublockes. Durch dieses Gewinnungssprengen, Sohlenstrossen und Pfeilerabklappen wurde das Verhältnis von Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe weiter reduziert (analog Abb. 4.16).

Die Magnetbandaufzeichnung läßt folgenden Ablauf vermuten: Die Sprengungen im Westteil zeigen keinerlei seismische Nachfolgereaktionen. Die Sprengungen im östlichen Teil lösen einzelne akustische bzw. seismoakustische Reaktionen aus, die auf Pfeilerkonturbruchereignisse hindeuten. Das letzte Sprengen, wahrscheinlich das Pfeilerabklappen, löste das Hauptereignis aus. Der Gebirgsschlag führte zum Zusammenbruch des gesamten 3,35 km² großen Ostfeldes.

Die Pfeiler im Bruchfeld bestanden zum größten Teil aus glasigem Carnallit, der für seine extreme Spröbruchneigung bekannt ist. Die Lagermächtigkeit nahm von Nord nach Süd zu, wobei in Anstauungsbereichen bis zu 30 m Mächtigkeit erreicht wurden. Abgesehen von ei-

nigen Langkammern im nordwestlichen Teil wurde generell room and pillar- Abbau angewandt. Die Pfeilerbreiten lagen zwischen 40 m (Tunnelstrecken) und 28 m (Sekundärabbau), die Kammerbreiten zwischen 6 m und 16 m. In 900 m Teufe führte dieses System zu Pfeilerbelastungen von 30 MPa (Primärphase) bis 60 MPa (Sekundärphase) bei allseitigem Abklappen der Pfeilerstöße bzw. Strossen auf 10 m Höhe und zur Reduzierung des Verhältnisses Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe bis auf 3,5. Hinzu kam, daß im Bereich der Lageranstauungen aus dem Tunnelstreckensystem heraus die Firste hochgebrochen wurde und sogenannte Kuppenabbau bis 30 m Höhe und mit 25 m Firstspannweite entstanden. Dies führte zu extrem unterschiedlichen Nachgiebigkeiten und damit zu großen Ungleichförmigkeiten in der Lastverteilung. Bereits im Vorfeld des Gebirgsschlages kam es zu einer Zunahme von lokalen Brucherscheinungen (First- / Stoßabschalungen, Nachbrüche beim Berauben).

Es ist davon auszugehen, daß für die Auslösung des Gebirgsschlages ein oder mehrere Konturbruchereignisse verantwortlich waren, welche durch die Sekundärabbausprengungen ausgelöst worden sind. Aufgrund des generell hohen Belastungsniveaus und der herabgesetzten Anregungsschwelle für fortschreitende Konturbrüche wurde eine Kettenreaktion von Pfeilerbrüchen ausgelöst. Der Herd der Gebirgsschlagauslösung lag im AbbauhORIZONT des Ostfeldes und nicht im Deckgebirge. Nahezu alle Vertikalseismographen zeigten als Ausschlagsrichtung des ersten P - Einsatzes Dilatation, also Bewegung zum Herd hin, was auf eine Implosion (Baufeldkollaps) als initialen Herdvorgang schließen läßt (LEYDECKER, 1976). Störungszonen waren nicht für die Auslösung des Gebirgsschlages wirksam, begrenzen aber die carnallitische Ausbildung des Flözes und damit das Bruchgebiet. An der Tagesoberfläche traten beim Gebirgsschlag im Zentrum Senkungen bis zu 0,7 m auf.

5.1.10 Gebirgsschlag Völkershäuser 1989

Der bisher schwerste Gebirgsschlag ereignete sich am 13.03.1989 in der Grube Merkers. Der Gebirgsschlag wurde durch das Gewinnungssprengen ausgelöst. Die Turmuhr der durch den Gebirgsschlag zerstörten Kirche von Völkershäuser ist zum Zeitpunkt des Gewinnungssprengens um 14.00 Uhr stehengeblieben (Abb. 5.9). Der Gebirgsschlag erfaßte innerhalb weniger Sekunden den carnallitischen Teil des westlichen Grubenfeldes auf einer Fläche von 6,5 km² (Abb. 5.8) und wurde erst an den das Feld östlich, westlich und südlich begrenzenden Vertaubungs- bzw. Umwandlungszonen gestoppt (Abb. 5.22, Kap. 5.4). Einige, nicht vollständig durchgehende Baustreifentrennpfeiler, die das Gesamtfeld in drei Teilfelder trennten, wurden umlaufen bzw. übersprungen.

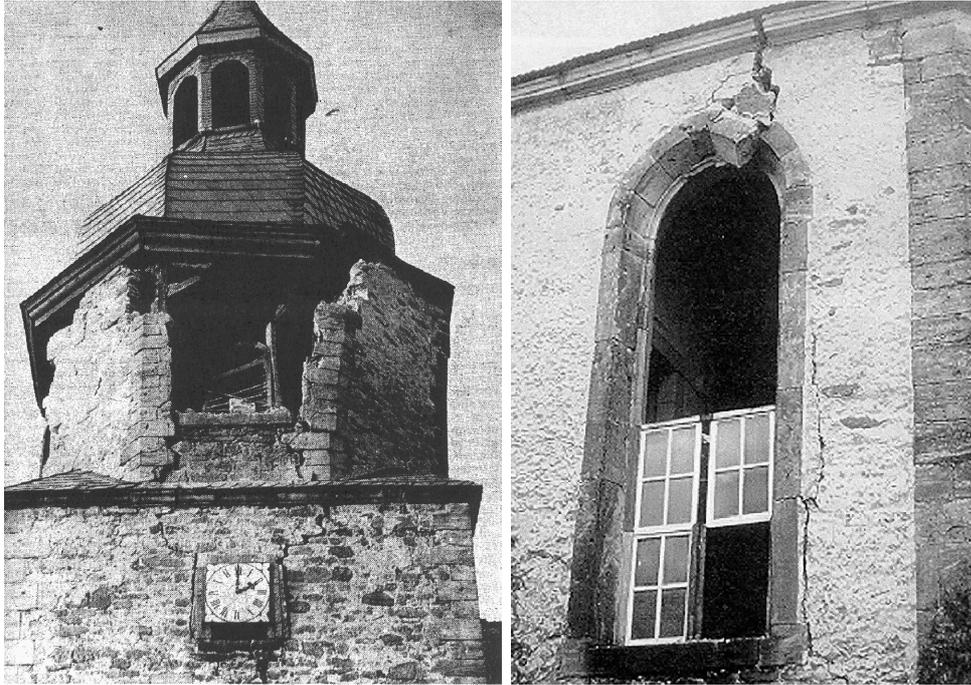


Abb. 5.9: Durch Gebirgsschlag zerstörte Kirche von Völkershausen

Im Seismogramm waren mehrere energiereiche Teilphasen erkennbar (AHORNER, 1991), die auf einen multiplen Bruchvorgang hinweisen, der vermutlich mit dem Zusammenbruch von Teilfeldern korrespondiert. Der primäre Herdvorgang ist ein Implosionsvorgang, resultierend aus einem initialen Bruchvorgang und dem nachfolgenden Zubruchgehen größerer Teilflächen, wobei der kettenreaktionsartige Zerstörungsprozeß des Pfeilersystems hier 2...3 s gedauert hat. Der multiple Bruchvorgang, bestehend aus mehreren energiereichen Teilphasen, kann im Zusammenhang mit dem Vorhandensein von Barrierepfeilern im Bruchfeld gedeutet werden, die das Abbaufeld in drei Teilfelder untergliederten, jedoch nicht konsequent durchgehend angelegt waren, so daß der Bruchvorgang übergreifen konnte. Der Hauptschlag ist dem Baufeldzentrum zuzuordnen und resultiert aus der Freisetzung der potentiellen Energie bei der Absenkung des Hangenden. Daß die Zerstörung von mehr als 3200 Pfeilern in der kurzen Zeitdauer von wenigen Sekunden abgelaufen ist, läßt auf eine hohe Bruchausbreitungsgeschwindigkeit schließen, die im Zusammenhang mit der großen Sprödigkeit des im Werra-Kalirevier verbreitet anstehenden Carnallitits C_{80} erklärbar ist.

Ausgelöst wurde der Gebirgsschlag durch eine Regulierungssprengung an einem carnallitischen Pfeiler, der zur Hälfte durchfeuchtet war und an dem bereits in der Primärphase ein Konturbruch aufgetreten war. Bemerkenswert ist, daß fast alle Sprengungen zur Regulierung einer Strecke (in der auch die den Gebirgsschlag auslösende Sprengung gezündet wurde) zu seismischen Reaktionen geführt hatten. Bereits bei der primären Auffahrung des Grubenfeldes in den 60er bis zu Beginn der 80er Jahre wurden in Teilbereichen starke seismische

Aktivitäten beobachtet, die zur Einstellung der sekundären Abbaumaßnahmen zwangen (der Anteil der Sekundärphase lag bei etwa 44 %). Die Pfeilerabmessungen lagen zwischen 36 m (Primärphase) und 30 m (Sekundärphase), die Kammerbreiten zwischen 10 m und 16 m. Im Gegensatz zum Ostfeld Unterbreizbach spielten im Westfeld Merkers Mächtigtkeitsanstauungen nur eine untergeordnete Rolle, so daß der sogenannte Kuppenabbau eine Ausnahme war.

Eine Überprüfung der Pfeilerdimensionierung im gesamten Bruchfeld ergab, daß 10 % der Pfeiler einen Dimensionierungsfaktor $D_f < 1$ aufwiesen, also schwächer dimensioniert waren, als dies nach der damals gültigen Abbauanweisung in den thüringischen Kaligruben zulässig war (WITTKÉ, 1992). Nach dem in den hessischen Kaligruben angewandten Dimensionierungsregeln wiesen 36 % der Pfeiler Sicherheiten $S < 2$ auf und für 4,5 % der Pfeiler lag die Sicherheit unter 1. Neben den durchgeführten sekundären Abbaumaßnahmen 5 - 10 Jahre nach der primären Abbauphase wirkte sich der nachfolgende Abbau der 1. Sohle bei reduzierter Zwischenmittelmächtigkeit geomechanisch negativ aus. Mit dem Gebirgsschlag war eine plötzliche Absenkung der Tagesoberfläche in der Größenordnung bis zu 1 m verbunden.

Generell ist festzustellen, daß Fehler bei der Abbauführung im Zusammenhang mit einer zu schwachen Dimensionierung und der Abbaudynamik erst die Voraussetzung für die Auslösung einer Reihe von Gebirgsschlägen geschaffen haben. Dies trifft auch für den letzten großen Gebirgsschlag vom 13.03.1989 im Werra-Kaligebiet zu, der in einem Abbaufeld eintrat, in dem die Gewinnungstätigkeit bereits 10 Jahre zuvor eingestellt worden war. Aus gebirgsmechanischer Sicht sind folgende Fehler bei der Abbauführung und Faktoren zu nennen, welche in ihrem komplexen Zusammenwirken für die Entstehung der Gebirgsschlagsituation verantwortlich sind, indem sie zur entscheidenden Reduzierung der dynamischen Anregungsschwelle beigetragen haben:

- Sprengen in einem 10 Jahre alten abgeworfenen Abbaufeld in einem Bereich, in dem bei der Auffahrung zahlreiche Pfeilerkonturbrüche stattfanden, so daß hochbelastete Pfeiler vorhanden waren. Dies äußerte sich vor dem Gebirgsschlag bei den Regulierungssprengungen für eine Bandstrecke, durch die mehrere Bruchvorgänge an Pfeilern ausgelöst wurden.

- Überbauen des Baustreifentrennpfeilers auf der 2. Sohle in breiter Front mit nachgiebig gestaltetem Hartsalzabbau auf der 1. Sohle und stehender Abbaukante über dem Gebiet des Carnallitfeldes, in welchem zahlreiche seismische Pfeilerreaktionen bei der Primärauffahrung stattfanden, in unmittelbarer Umgebung des den Gebirgsschlag später auslösenden Sprengortes (Abb. 5.25, Kap. 5.4).
- Auslösendes Sprengen an einem Pfeiler, der bereits durch einen Bruchvorgang bei der Primärauffahrung geschwächt worden war (Ereignis vom 20.03.1980).

Dies erklärt, weshalb eine relativ geringe Anregung (Sprengladung 30 kg) den initialen Pfeilerbruchvorgang auslöste und weshalb keine Barriere mehr vorhanden war, die eine Eskalation des Bruchvorganges verhindern konnte.

Im allgemeinen liegt die Anregungsschwelle höher, sonst wären Carnallitfelder mit vergleichbarer Abbaudimensionierung bei Pfeilerkonturbrüchen ebenfalls zusammengebrochen. Allerdings besitzt die Dimensionierung bei fehlerhafter Abbauführung und lokal ungünstigen geologischen Bedingungen keine großen Reserven.

Als Vorankündigung des Gebirgsschlages sind neben der Häufung der bei den Regulierungssprengungen auf der 2. Sohle ausgelösten Bruchvorgänge die auf der 1. Sohle im Vorfeld des Ereignisses aufgetretenen Firststandsicherheitsprobleme mit mehreren Firstfällen und Bruchgeräuschen zu werten, welche zu einer Beunruhigung der Bergleute führten und Anlaß für eine Sonderbefahrung der Expertengruppe waren.

Über die Ursachen und den Gebirgsschlagmechanismus wurden bis zum letzten großen Gebirgsschlag im Werra-Kalirevier konträre Auffassungen vertreten. Als Ursache des bislang weltweit energiestärksten Gebirgsschlages am 13.03.1989 in Völkershausen wurden zwei unterschiedliche Hypothesen aufgestellt.

Im Gutachten der DDR (GUTACHTEN, 1989) wurde die These vertreten, daß es sich primär um ein „flüssigkeitsinduziertes, seismisches Ereignis im Deckgebirge“ handelt, welches durch die Verpressung von Salzlaugen in den in ca. 600 m Tiefe anstehenden Plattendolomit verursacht wurde. Gegen diese Hypothese sprechen folgende Fakten:

- Es existiert weder ein räumlicher noch ein zeitlicher Zusammenhang zwischen der seismischen Aktivität und der Versenkung von Laugen in das postsalinare Deckgebirge (AHORNER & SOBISCH, 1988).

- Ebenso fehlen im Werra-Kalirevier die charakteristischen Merkmale der reservoir-induzierten Seismizität, die sogenannten „foreshocks“ und „aftershocks“.
- Die Auswertung von extrem empfindlichen Strainmeter-Langzeitmessungen hat keine Anhaltspunkte für eine Korrelation zwischen der Verpreßbarkeit (Pegelschwankung) und dem Strainvorgang (Station Tiefenort) ergeben (KBW, 1990).
- In allen im Gutachten der DDR zitierten Bohrungen zur Pegelbeobachtung sowie speziell angesetzter Bohrungen ist der Nachweis einer hydraulischen Verbindung (vertikale Zirkulation) zwischen Plattendolomit und Buntsandstein, als wesentliche Voraussetzung für das Wirkprinzip des flüssigkeitsinduzierten, tektonischen Gebirgsschlages (Versagen einer Deckgebirgsstörung), nicht erbracht worden (KBW, 1990).

Die These eines flüssigkeitsinduzierten, tektonischen Gebirgsschlages (KNOLL, 1989) ist wissenschaftlich nicht haltbar, es existieren weder belegbare Fakten noch ein gebirgsmechanisch fundiertes Ablaufmodell. Auch die publizierte Meinung (DUCHROW, 1990):

"...daß die Zeit-Raum-Relation für den Pfeilerzusammenbruch, der gemäß der ersten Auffassung in der primären Phase des Ereignisses erfolgt (AHORNER, 1989), die Vorstellungskraft des praktischen Bergmannes, die durch vielseitige, in situ gewonnene Erfahrungen geprägt ist, doch weit übersteigt..."

ist nur eine subjektive Einschätzung, welche die Hypothese eines tektonischen Gebirgsschlages im Deckgebirge nicht belegen kann.

Die im Gutachten der BRD (GUTACHTEN, 1990) dargelegte Modellvorstellung eines im AbbauhORIZONT ausgelösten, kettenreaktionsartig verlaufenden Pfeilerbruchvorganges besitzt, basierend auf dem vorliegenden Faktenmaterial und der Entwicklung eines gebirgsmechanischen Mechanismusmodells (vergl. Kap. 5.4), eine wissenschaftlich fundierte Grundlage (MINKLEY & MENZEL, 1993). Wesentliche Argumente für die Richtigkeit dieser Modellvorstellung sind:

- Koinzidenz zwischen Herdortung und den Bruchvorgang auslösender Sprengstelle auf der 2. Sohle (AHORNER, 1991; KBW, 1990).

- Das Verteilungsmuster der ersten Bodenbewegung entspricht einer allseitigen Dilatation, das bedeutet, der primäre Herdmechanismus ist ein Implosionsvorgang als Folge der elastischen Hangend- und Liegend-Entspannung in der initialen Phase beim Zubruchgehen der Pfeiler (AHORNER, 1989).
- Simulation des kettenreaktionsartig ablaufenden dynamischen Prozesses bei einem Feldeszusammenbruch im Kalibergbau in einem gebirgsmechanischen Modell unter Berücksichtigung der spezifischen Entfestigungseigenschaften von Carnallit. Die Berechnungen zeigen, daß durch dynamische Anregung im Abbaufeld (z.B. Sprengen), unter bestimmten Bedingungen ein Verlust der Systemstabilität eintreten kann (MINKLEY, 1998).

Der initiale Bruchvorgang trat in dem am stärksten spröbruchgefährdeten Gestein Carnallit ein, in welchem auch die hochbelasteten Tragelemente des Grubengebäudes standen und die dynamische Anregung durch das Gewinnungssprengen eingeleitet wurde. Das Versagen der Abbaupfeiler hat zu einer Gebirgsverrückung geführt, in die sekundär auch weite Bereiche des umgebenden Gebirges einbezogen wurden.

5.1.11 Gebirgsschlag Solikamsk 1995

Am 05.01.1995 ereignete sich in der russischen Kaligrube Solikamsk, Schacht II ein Zusammenbruch mit der Magnitude $M_L = 4,8$. In 350 m Teufe war in drei Bauscheiben, beginnend mit der 8 m mächtigen oberen Scheibe und dem anschließenden Abbau der 4 m mächtigen mittleren und 6 m mächtigen unteren Bauscheibe Sylvinit gewonnen worden (МОСКА, 1995). Die Mächtigkeit des Steinsalz-Zwischenmittels, das teilweise mit herein gewonnen wurde, lag bei 2...5 m. Die Abbauparameter waren:

Pfeilerbreite:	11 m
Pfeilerlänge:	180 m
Kammerbreite:	9,5...16,5 m
Verhältnis Pfeilerbreite zu -höhe:	1,3...2,8.

Die Abbauhöhe entsprach der Sylvinitmächtigkeit, so daß das Verhältnis von Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe in den einzelnen Bauscheiben im Bereich zwischen 1,3...2,8 lag. Wo das Zwischenmittel mit abgebaut worden ist bzw. die Schweben weggebrochen sind, war das Schlankheitsmaß noch geringer. Vor dem Gebirgsschlag waren die Kammerbreiten von 9,5 auf 16,5 m vergrößert worden (SWANSON & BOLER, 1995).

Die Auffahrungen im nachgiebigen Sylvinitabbau mit Senkungsgeschwindigkeiten von 1000 mm/Jahr erfolgten maschinell. Das Einbringen von Spülversatz in den Abbaublock hatte gerade begonnen. Die Auslösung des Gebirgsschlages erfolgte während der Schicht um 17.46 Uhr, wobei sich 75 Bergleute in 300 m Entfernung befanden. Als Auslöseursache wird das nicht vertaubte obere Flöz angesehen, das carnallitisch ausgebildet war und mit einer Mächtigkeit von 40 m im Hangenden anstand, bei einer nur 2 m mächtigen Anbaubank aus Steinsalz bzw. teilweiser Freilegung an der Firste. Das 600 m x 600 m große Bruchfeld war mit Carnallit aus dem Hangenden verfüllt, wobei die Sylvinitpfeiler mit Spaltrissen versehen noch standen. Beim Gebirgsschlag, der als Implosionsvorgang beschrieben wird (SWANSON & BOLER, 1995) trat Methan und Wasserstoff aus, wodurch eine Explosion ausgelöst wurde. An der Tagesoberfläche trat gleichzeitig eine Absenkung von 4,5 m ein (MALOVICHKO, et.al., 2001).

5.1.12 Gebirgsschlag Wyoming 1995

Der Gebirgsschlag am 03.02.1995 in der Solvay Trona Grube in Wyoming zerstörte ein 2 km² großes Grubenfeld in 490 - 518 m Teufe (SWANSON & BOLER, 1995). Die Raumwellenmagnitude wird mit $m_b = 5,3$ und die Lokalmagnitude mit $M_L = 5,1$ angegeben. Innerhalb der ersten 14 Stunden nach dem Gebirgsschlag ereigneten sich vier seismische Ereignisse mit Magnituden im Bereich 1,2...1,8.

Bei dem in maschineller Gewinnung im Trona - Flöz (sprödes karbonatisches Salzgestein) aufgefahrenen Grubenfeld mit einer Gewinnungsrate von 62 % wurden folgende Abbauparameter angewandt:

Kammerbreite:	4,8 m
Pfeilerlänge:	70 m
Pfeilerbreite:	3,8 m
Pfeilerhöhe:	2,7 m
Verhältnis Pfeilerbreite zu -höhe:	1,4.

In den Abbaukammern wurden Sohlenaufbrüche (Abb. 5.10) welche die Kammern z.T. bis zur Hälfte ausfüllten, und an vielen Stellen ein Hereinbrechen der Hangend- und Liegendanbaubank beobachtet. Die Senkung der Tagesoberfläche betrug nach 10 Jahren Standzeit 0,1 m. Durch den Gebirgsschlag ist eine plötzliche Absenkung von 1 m eingetreten.

Die seismologischen Untersuchungen kamen zu dem Ergebnis: Wenn das Ereignis dynamisch getriggert worden ist, muß die bergbauinduzierte Magnitude in der Größenordnung $M_L \leq 1,5$ gelegen haben. Aus der Anpassung berechneter Seismogramme an die registrierten Wellenformen läßt sich eine Dauer des Herdvorganges von 0,5...1,5 s ableiten.

Der Herdmechanismus wurde als Implosionsvorgang identifiziert, verursacht durch aufeinander folgendes progressives Pfeilerversagen bzw. Pfeiler / Liegend- Versagen. Beim Bruchvorgang haben die Schichtflächen eine wesentliche Rolle gespielt. Horizontale Materialbewegungen durch Gleiten des Tronapaketes an der im Hangenden und Liegenden befindlichen Schieferbänderung in Richtung Abbauhohlraum sind an vielen Stellen sichtbar (Abb. 5.10).

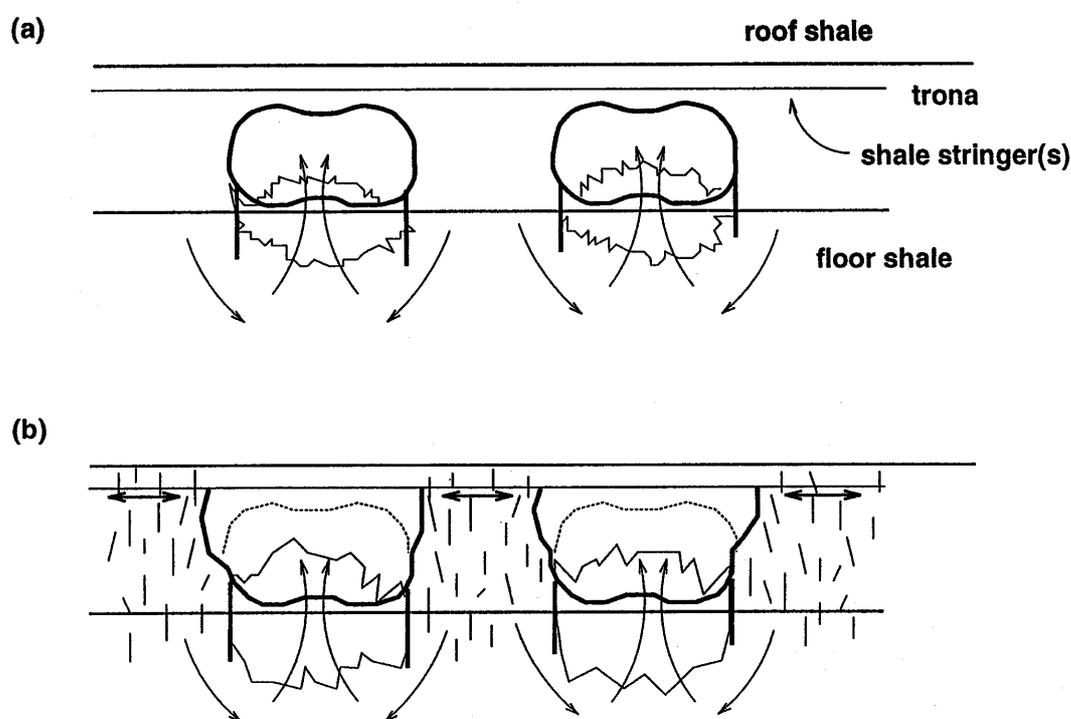


Abb. 5.10: Beobachtete Entfestigungserscheinungen Trona-Grube/USA nach (SWANSON & BOLER, 1995): a) Sohlenhebungen vor Gebirgsschlag, b) Brucherscheinungen nach Gebirgsschlag (Sohlensaufbrüche, vertikale Rissbildungen in Pfeilern infolge horizontalen Gleitens an Tonschiefer-Schichten).

Als auslösender, initialer Mechanismus des Gebirgsschlages werden Entfestigungsvorgänge durch zeitabhängige Pfeiler / Liegend - Verformungen als sehr wahrscheinlich angesehen. Messungen in situ belegen, daß in der nördlichen Hälfte des zusammengebrochenen Südwest - Feldes ein Übergang von einer degressiven zu einer anwachsenden Belastungs- und Konvergenzrate einige Jahre vor dem Kollaps stattgefunden hat (Abb. 5.11). Die

gemessenen Konvergenzen zeigen eine primäre (abnehmende), sekundäre (stationäre) und eine tertiäre (beschleunigte) Kriechphase (Abb. 5.11).

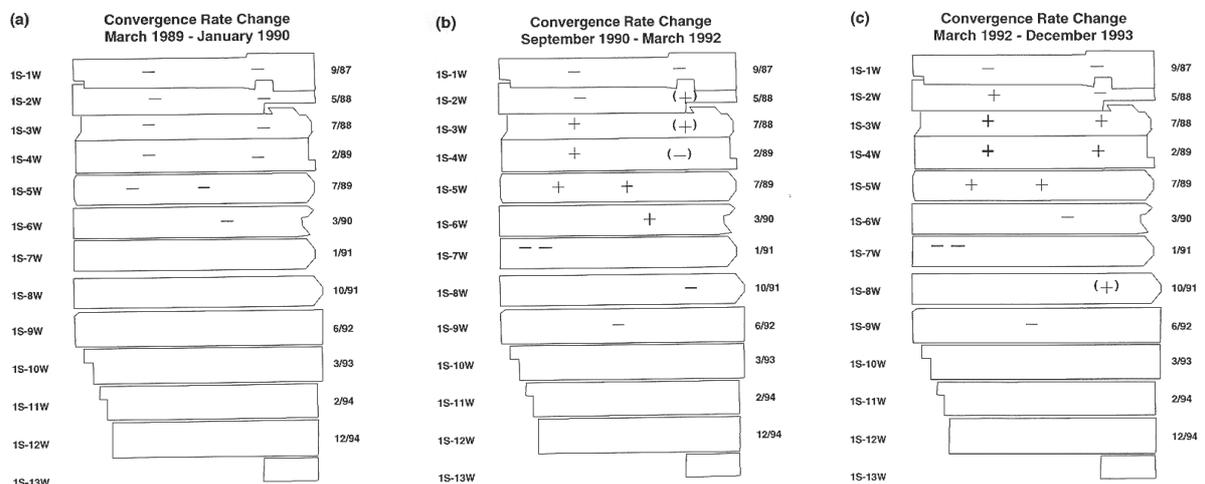
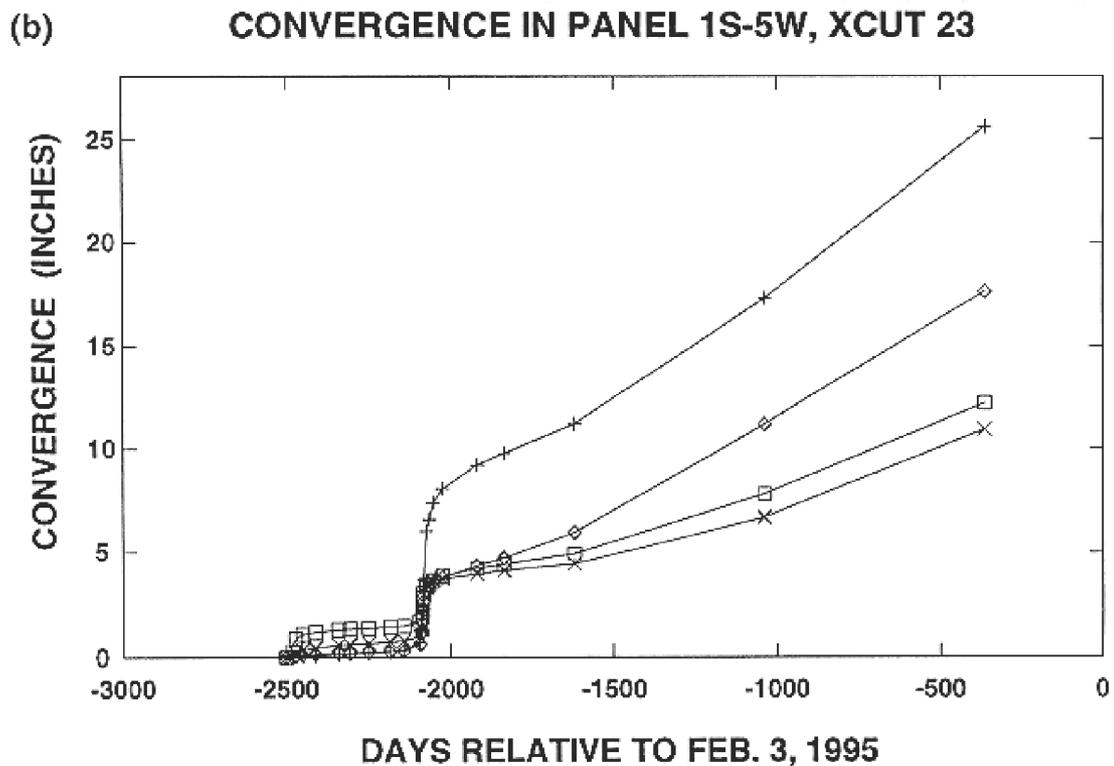


Abb. 5.11: Entwicklung der Konvergenz vor Gebirgsschlag am 03.02.1995 in der Trona Grube in Wyoming (- Abnahme der Konvergenzrate, + Zunahme der Konvergenzrate)

Als begünstigender Faktor, der die zeitabhängige Verformung beschleunigt haben könnte, wird die Migration von Versatzwässern in die durch Sohlenhebungen aufgebrochenen Liegendschichten vermutet. Der nordwestliche Feldeteil der Grube wurde ab Oktober 1987 bis Dezember 1994 mit Abfällen unter Nutzung von Schlammwässern verspült. Die Lagerstätte besitzt ein Generaleinfallen nach S bis SW. Durch die Sohlenhebungen im SW - Feld wurden

Fließwege geöffnet und eine feuchtigkeitsbedingte Festigkeitsreduzierung in den wenig festen, tonhaltigen Schluffsteinschichten einige Meter unterhalb der Basis des Trona - Flözes eingeleitet, die die Sohlenaufpressungen verstärkt haben. Vor dem Gebirgsschlag wurde an verschiedenen Stellen im Liegenden Wasser festgestellt. Nach dem Gebirgsschlag ist in allen Sohlen-Bohrungen entlang der 1. südlichen Hauptstrecke in Teufen von 1 m bis 1,2 m Wasser vorgefunden worden, dessen Menge sich nicht aus undicht gewordenen Leitungen erklären ließ.

Während des Gebirgsschlages befanden sich 55 Bergleute untertage, 5 von Ihnen im SW - Feld im Bereich des noch in Auffahrung befindlichen Panel 1 S - 13 W. Einer von ihnen wurde erst nach zwei Tagen gefunden und verstarb. Der Kollaps trat ohne Vorwarnzeichen ein. Mehrere Bergleute machten ähnliche Beobachtungen: Sie fühlten rollende Bewegungen mit vorherrschend vertikalem Bewegungsablauf, dann einen Augenblick später hörten sie Geräusche und spürten die Luftdruckwelle als Folge des kollabierenden Grubenfeldes.

Der Luftstrom im einziehenden Förderschacht wurde für 15 - 20 Minuten umgekehrt und das Ventilationssystem total zerstört. Explosive Gase, Methan, höhere Kohlenwasserstoffe und Kohlenmonoxid wurden über längere Zeit in den Wettern gemessen.

Der Gebirgsschlagmechanismus und die charakteristischen Erscheinungen sind identisch mit den im deutschen Kalibergbau bei derartigen Ereignissen gesammelten Erfahrungen und Erkenntnissen. Der Auslösemechanismus durch zeitabhängige Entfestigung ist vergleichbar dem beim Gebirgsschlag in Teutschenthal 1996.

5.2 Kenntnisstand über Gebirgsschlagmechanismus und Energiefreisetzung im Kalibergbau

Der Kalibergbau in Deutschland und anderen Kalibergbau betreibenden Ländern ist bis in die jüngste Vergangenheit wiederholt von großen Gebirgsschlägen betroffen worden. Die dabei aufgetretenen Magnituden reichen über die Größe 5 hinaus. Magnituden dieser Größenordnung traten weltweit nur beim Abbau von Erzmineralien in bedeutend größeren Teufen auf (GAY & WAINWRIGHT, 1984). Über die Ursachen und den Mechanismus der in flacher Lagerung eingetretenen Gebirgsschläge im Kalibergbau wurden verschiedene Hypothesen aufgestellt.

Bei den zuerst im Flöz Staßfurt eingetretenen Gebirgsschlägen wurde der unmittelbar im Hangenden befindliche Hauptanhydrit als "schlagende Schicht" angesehen (JUNGHANS, 1953). Diese Auffassung entsprach den Gebirgsschlagerfahrungen aus dem Steinkohlenbergbau. Die damals anerkannten Gebirgsschlagthesen gingen von einem direkten Schlag der benachbarten Hangendschichten auf die Lagerstätte infolge zu hoher Biegebeanspruchungen oder eines Gewölbebruches aus (GIMM & PFORR, 1961).

Der erste Gebirgsschlag im Kali-Werrarevier, in dessen Lagerstätte die Kaliflöze in mächtige, plastisch-viskos reagierende Steinsalzschieben eingebettet sind, kam deshalb völlig unerwartet (HÖFER, 1958). Folglich wurde dieser Gebirgsschlag in Wintershall-Heringen 1953 im Zusammenhang mit tektonischen Ursachen, einem möglichen Erdbeben, interpretiert. Über Tage hatten sich offene Spalten gebildet, die das Bruchfeld von vier Seiten umgaben und den vorgezeichneten Klüften im Buntsandstein folgten.

Vorstellungen von einer Mitwirkung tektonischer Kräfte zur Erklärung der großen Energiefreisetzungen bei derartigen Ereignissen wurden auch bei den nachfolgenden Gebirgsschlägen geäußert (KNOLL, et. al., 1980).

Der letzte Gebirgsschlag im Kali-Werrarevier am 13.03.1989 bei Völkershäusen zählt zu den energiereichsten seismischen Ereignissen, die bislang weltweit in Bergbaugebieten aufgetreten sind. AHORNER (1991) geht in seinen Modellvorstellungen von einer durch das Sprengen ausgelösten kettenreaktionsartigen Pfeilerzerstörung aus. Interessant ist, daß bereits wesentlich früher ein derartiges Mechanismusmodell in Betracht gezogen wurde, zu einem Zeitpunkt als die extreme Spröbruchneigung des Carnallitits versuchsstechnisch noch nicht untersetzt war (KEGEL, 1957).

Erst in den 90er Jahren wurde versucht, den komplizierten Vorgang der dynamischen Systeminstabilität von Kammer-Pfeiler-Abbausystemen in spröbruchgefährdeten Salzgesteinen in Berechnungsmodellen zu simulieren (MINKLEY & MENZEL, 1993 und 1996) und damit über die verschiedenen geäußerten Hypothesen

- schlagende Schicht im Hangenden,
- tektonische Ursachen, Erdbeben,
- tektonischer Gebirgsschlag im Deckgebirge,
- kettenreaktionsartiger Pfeilerzusammenbruch

hinausgehend, ein gebirgsmechanisch fundiertes Gebirgsschlagmodell zu entwickeln, welches das Phänomen der Zerstörung von tausenden Pfeilern in wenigen Sekunden zu erklären vermag.

Auf der Basis des speziell zum Sprödbbruchverhalten von Carnallitit entwickelten elasto-plastischen Entfestigungsmodells (Kap. 2) ist es erstmalig gelungen, den bei einem Gebirgsschlag ablaufenden dynamischen Prozeß in einem gebirgsmechanischen Modell vorauszuberechnen (MINKLEY & MENZEL, 1999). Bei allen zuvor eingetretenen Gebirgsschlägen im Kalibergbau setzte die Ursachenklärung und z.T. kontrovers geführte Diskussionen zum abgelaufenen Gebirgsschlagmechanismus erst nach Eintritt der Ereignisse ein.

Mit der den Feldeszusammenbruch am 11.09.1996 im Ostfeld der Grube Teutschenthal vorwegnehmenden dynamischen Berechnung zum Baufeldkollaps (ARGE, 1996) ist das Mechanismusmodell des progressiven, kettenreaktionsartig ablaufenden Pfeilerbruchvorganges, ausgelöst durch lokale Instabilität im Abbauhorizont, in überzeugender Weise bestätigt worden und hat eine wissenschaftliche Grundlage erhalten. Die wesentlichen Gebirgsschlagerscheinungen von der Auslösung bis zur seismischen Energieabstrahlung, wie sie bei einer Reihe von Feldeszusammenbrüchen offener Kammer-Pfeiler-Abbausysteme beobachtet wurden:

- Auslösung durch lokales Pfeilerversagen,
- Translationsbewegung des carnallitischen Pfeilergesteins bei kompaktem Steinsalzhangenden und -liegenden,
- untertägiger Konvergenzsprung im Dezimeter- bis Meterbereich,
- Deckgebirgsabsenkung in der Größenordnung bis zu 1 m,
- Abstrahlung der seismischen Energie bevorzugt im Periodenbereich von 1 - 2 s,
- Dauer der Hauptphase des Gebirgsschlages von wenigen Sekunden und
- Größe der Energiefreisetzung mit Magnituden bis 5,6

lassen sich mit dem gebirgsmechanischen Mechanismusmodell erklären, das erstmalig bei der Rückrechnung (Back Analysis) zum 1940 in der Grube Teutschenthal eingetretenen Gebirgsschlag erfolgreich angewandt wurde (IfG, 1992).

Der Übergang von lokaler Instabilität zu Systeminstabilität vollzieht sich nur, wenn das Gesamtsystem nahe genug dem Grenzzustand ist und die dynamische Anregungsschwelle gering ist. Neben dem durch die Teufe bestimmten Belastungsniveau können vor allem folgen-

de gebirgsmechanische Faktoren den Zeitpunkt und den Ablauf von Bruchprozessen eines im Carnallitit aufgefahrenen Pfeilersystems bestimmen:

- Dimensionierung der Pfeiler,
- Festigkeits- und Entfestigungseigenschaften des Pfeilergesteins,
- Einspannungsbedingungen der Pfeiler (Löser- und Schichtflächen im Kontaktbereich zum bzw. im unmittelbaren Hangenden und Liegenden),
- Steifigkeitsverhältnisse im Abbauhorizont zwischen verschiedenen benachbarten Pfeilern bzw. Pfeilergruppen (Spannungsrelaxation),
- Steifigkeitsverhältnisse zwischen Belastungssystem (Hangenden und Liegenden) und Pfeilertragsystem,
- Baufeldgröße,
- zeitabhängiger Entfestigungsprozeß.

Die großen Energiefreisetzen bei den Gebirgsschlägen erklären sich aus der beim Baufeldkollaps bedingten elastischen Entspannung und der bei der Absenkung des Deckgebirges freigesetzten potentiellen Energie. Die durch Gebirgsschläge im Kalibergbau beim Kollaps von Grubenfeldern freigesetzte Energie läßt sich auf analytisch - empirischer Grundlage abschätzen (MINKLEY, 1991).

Die bei der schlagartigen Hohlraumkonvergenz eines Abbaufeldes infolge der elastischen Entspannung des umgebenden Gebirges freigesetzte potentielle Energie W_p berechnet sich aus:

$$W_p = \int_V w_d \, dV, \quad (5.1)$$

wobei für die Volumendichte der potentiellen Energie (Deformationsenergie eines Volumenelementes) angesetzt werden kann:

$$w_d = \frac{A_{PF}}{H \cdot A_S} \cdot K_B \cdot Z \quad (5.2)$$

und für das entspannte Volumen:

$$dV = A_{BF} \cdot dz \quad (5.3)$$

Hierbei bedeuten:

- A_{BF} - zerstörte Grubenfeldfläche
- A_{PF} - Pfeilerfläche
- A_S - Rasterfläche
- H - Abbauhöhe
- z - Konvergenzsprung
- K_B - Entspannungsmodul des Gebirges.

Ein Teil der freigesetzten Energie wird bei der Verformung des Pfeilersystems im zusammenbrechenden Grubenfeld verbraucht:

$$W_{PF} = A_{BF} \frac{A_{PF}}{A_S} \int_z \sigma_{PF}(z) dz \quad (5.4)$$

Die bei einem Gebirgsschlag freigesetzte und ins Gebirge abgestrahlte Energie ΔW ergibt sich aus der Differenz:

$$\Delta W = W_{PF} - W_p \quad (5.5)$$

Eine seismische Energiefreisetzung tritt ein, wenn das Belastungssystem bei einer Entspannung mehr Energie freisetzt als vom Pfeilertragsystem aufgenommen werden kann. Das Tragverhalten der Pfeiler $\sigma_{PF}(z)$ hängt von den Eigenschaften des Pfeilergesteins ab. Carnallitpfeiler können mit einem extrem steilen Tragfähigkeitsabfall versagen. Geht man davon aus, daß der Entfestigungsmodul des Pfeilergesteins M_{PF} viel größer ist ($M_{PF} \rightarrow \infty$) als der Entspannungsmodul des umgebenden Gebirges K_B (Abb. 4.1), was für relativ schlanke Carnallitpfeiler zutrifft, so erhält man für die Energiefreisetzung in erster Näherung:

$$\Delta W \approx \frac{1}{2} \cdot f_{AB} \cdot \Delta V_{BF} \cdot \Delta \sigma_{PF} \quad (5.6)$$

bzw.

$$\Delta W \approx \frac{1}{2} \cdot n \cdot A_{PF} \cdot \Delta \sigma_{PF} \cdot \Delta z \quad (5.7)$$

$f_{AB} = A_{PF} / A_S$: Abbauverlustfaktor
 $\Delta V_{BF} = A_{BF} \cdot \Delta z$: Volumenentspannung (Δz mittlerer Konvergenzsprung)
 $\Delta \sigma_{PF}$: mittlerer Pfeilertragfähigkeitsabfall im Grubenfeld
 n : Anzahl der gebrochenen Pfeiler.

Für die Umrechnung der freigesetzten Energie in Magnitudenwerte können die bekannten empirischen Beziehungen von GUTENBERG und RICHTER (1956):

$$\log W = 4,8 + 1,5 M_S \quad (5.8)$$

mit M_S : Oberflächenwellen - Magnitude

bzw. von AHORNER und SOBISCH (1988):

$$\log W = 3,81 + 1,64 M_L \quad (5.9)$$

mit M_L : Lokalbeben - Magnitude

herangezogen werden. Die Beziehung von GUTENBERG und RICHTER gilt für Fernbeben. Für die Anwendung auf Lokalbeben - Magnitude M_L wird in Bez. (5.8) z.T. der Faktor 1,8 vor der Magnitude verwendet (JENTZSCH, 1996). Im Folgenden wird der Faktor 1,64 für die Umrechnung der im Herd abgestrahlten Energie in Lokalmagnituden verwendet:

$$M_L = \frac{1}{1,64} (\log W - 4,8), \quad (5.10)$$

woraus sich Spannungsabfälle ableiten, die denen beim Bruch von Carnallitpfeilern experimentell bestimmten sowie berechneten Pfeilertragfähigkeitsabfällen entsprechen (Abb. 4.14). In Abb. 5.12 ist der Zusammenhang zwischen freigesetzter Energie und Magnitude für Gebirgsschläge im Kalibergbau dargestellt. Die Fläche der versagenden Pfeiler im kollabierenden Grubenfeld ist in Abb. 5.12 mit A bezeichnet:

$$A = n \cdot A_{PF} = f_{AB} \cdot A_{BF} \quad (5.11)$$

Tabelle 5.2: Gebirgsschläge im Kalibergbau

Nr.	Datum	Ort	Magnitude	Bruchfeldfläche [km ²]	Abbauverluste [%]	Senkung [m]
	22.01.1916	Angersdorf	-	0,04	40	-
1	24.05.1940	Krügershall	4,3	0,6	40	0,2
2	22.02.1953	Heringen	5,0	0,7	40	0,6
3	08.07.1958	Merkers	4,8	2,0	40	0,45
4	29.06.1961	Merkers	3,7	0,2	24	0,1
5	04.04.1971	Aschersleben	4,6	0,33	40	0,75
6	23.06.1975	Sünna	5,2	3,4	50	0,7
7	02.07.1983	Bleicherode	3,3	0,1	40	0,07
8	13.03.1989	Völkershäuser	5,6	6,5	50	1,0
9	05.01.1995	Solikamsk/GUS	4,8	0,36	20	4,5
10	03.02.1995	Wyoming/USA	5,1	2,0	40	1,0
11	11.09.1996	Teutschenthal	4,9	2,5	50	0,5

Für den mittleren Konvergenzsprung Δz wurde als Näherung bei den großen Feldeszusammenbrüchen in flacher Lagerung die übertägig eingetretene Senkung (Tab. 5.2) angesetzt.

Aus der Abschätzung ergeben sich überwiegend mittlere Pfeilertragfähigkeitsabfälle bei den einzelnen Gebirgsschlägen zwischen 10 MPa und 50 MPa (Abb. 5.12). Die Energiefreisetzung beim Zusammenbruch eines Grubenfeldes ist proportional dem eintretenden mittleren Pfeilertragfähigkeitsabfall sowie der Volumenentspannung, die sich aus der Grubenfeldfläche und dem Konvergenzsprung ergibt.

Verwendet man für die Umrechnung der freigesetzten Energie in Magnitudenwerte die Bez. (5.9) ergibt sich eine ähnlich gute Korrelation, nur fällt der Spannungsabfall im Herd dann geringer aus (MINKLEY, 1998).

Energie kann freigesetzt werden, wenn das Pfeilergestein Entfestigungs- bzw. Sprödbrecheneigenschaften besitzt, d.h. die notwendige Bedingung für eine Energiefreisetzung $\Delta\sigma_{PF} > 0$ (Abb. 4.1) gegeben ist. Als hinreichende Bedingung für eine Energiefreisetzung folgt aus Abb. 4.1, daß die Tragfähigkeitsgrenze erreicht bzw. überschritten wird $\sigma_{PF} \geq \sigma_{PF,MAX}$ und der Entfestigungsmodul des Pfeilergesteins größer als der Entspannungsmodul des Belastungssystems ist: $M_{PF} > K_B$ (SALOMON, 1970).

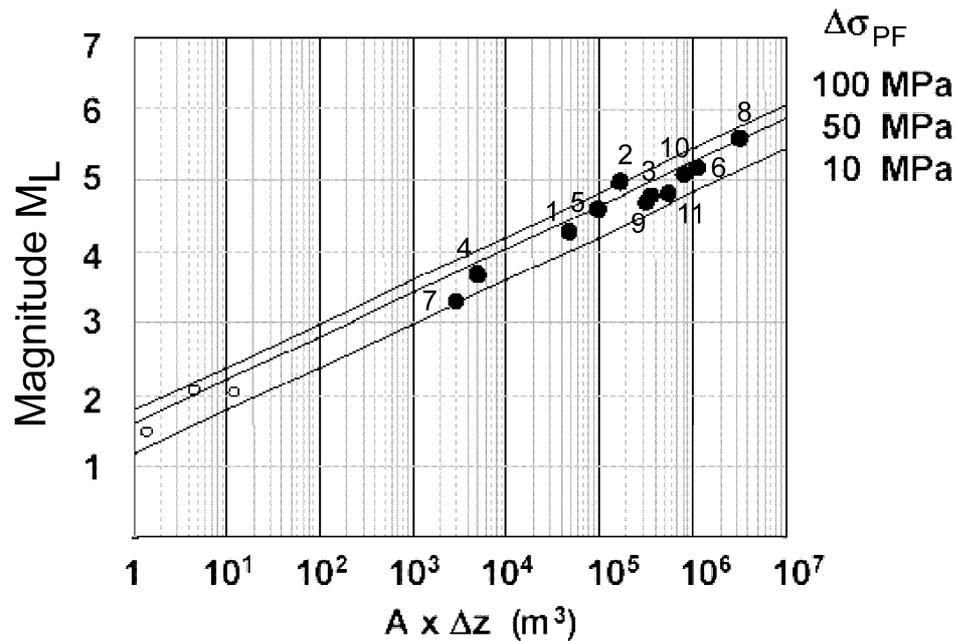


Abb. 5.12: Magnituden von Gebirgsschlägen im Kalibergbau im Zusammenhang mit der Größe der versagenden Pfeilerfläche $A = n \cdot A_{PF}$, dem Konvergenzsprung Δz und dem mittleren Pfeilertragfähigkeitsabfall $\Delta\sigma_{PF}$ (Nr. der Gebirgsschläge siehe Tab. 5.2)

Für Carnallitit mit seinen extremen Sprödbrechungscharakteristika ist die notwendige Bedingung an schlanken Pfeilern grundsätzlich erfüllt, so daß bei Erreichen eines entsprechenden Belastungszustandes, der die hinreichende Bedingung darstellt, ein Gebirgsschlag eintritt, da vom Belastungssystem mehr Energie freigesetzt wird als vom Pfeilertragssystem aufgenommen werden kann.

Die gute Korrelation über mehrere Größenordnungen hinweg liefert auf der Grundlage des gebirgsmechanischen Modells eine Erklärung für die Energiefreisetzung, ohne daß es dafür durch tektonische Vorgänge aufgespeicherter Energie bedarf (Abb. 5.12). Der mittlere Spannungsabfall im Herdgebiet und der Konvergenzsprung sind im Vergleich zum stress drop und zur Dislokation tektonischer Flachbeben relativ groß. Ursache hierfür ist die extreme Sprödbrechungscharakteristika des Pfeilergesteins Carnallitit, so daß bei diesen Einsturzbeben in der obersten Lithosphärenkruste Energien freigesetzt wurden, vergleichbar mit mittleren Erdbeben. Der Einfluß tektonischer Störungen auf den Herdmechanismus von Feldeszusammenbrüchen im Kalibergbau ist generell von sekundärer Bedeutung. Die Absenkung der Tagesoberfläche lag, aufgrund der Prämisse, das Hangende weitgehend in seiner Lage zu belassen, vor Eintritt aller Gebirgsschläge im Carnallitit unter bzw. bei 0,1 m mit Ausnahme von Teutschenthal 1996, so daß die abbauinduzierten Gebirgsdeformationen im Deckgebirge relativ gering waren.

Gebirgsschläge können ausgelöst werden, wenn dem System plötzlich Energie zugeführt wird, die zur Überschreitung der dynamischen Anregungsschwelle ausreicht. Bei den bisher eingetretenen Gebirgsschlägen im Kalibergbau erfolgte die Auslösung initialer Bruchvorgänge hauptsächlich durch bergmännische Eingriffe (Hohlraumfreilegung bzw. Hohlraumerweiterung) im Abbauhorizont:

- Sprengen (Gewinnungssprengen)
- maschinelle Gewinnung
- Lösungsvorgänge beim Fluten.

Andere denkbare Auslösemechanismen für Gebirgsschläge im Kalibergbau sind:

- Seismisches Primärinitial im Abbauhorizont infolge eines Pfeilerkonturbruches bzw. -kollapses durch standzeitbedingte Entfestigung (Kriechbruch),
- seismisches Primärinitial außerhalb des Abbauhorizontes infolge deformationsbedingter Anregung eines Herdmechanismus an Diskontinuitäten im Hangenden oder Liegenden,
- seismisches Primärinitial infolge natürlicher Seismizität (Erdbeben).

Bisher wurde von den letztgenannten Auslösemechanismen nur der durch Kriechbruch induzierte Feldeszusammenbruch beobachtet (Teutschenthal, 1996). Mit dem Gebirgsschlag im Ostfeld der Grube Teutschenthal 1996 ist auch die Frage eindeutig beantwortet, ob zur Überwindung der Anregungsschwelle nicht notwendigerweise dem System von außen Energie zugeführt werden muß. Der Gebirgsschlag Teutschenthal 1996 ist der erste Gebirgsschlag in der Geschichte des Kalibergbaus, der in der Nachbetriebsphase ohne Einwirkung bergmännischer Aktivitäten durch zeitabhängige Entfestigung spontan ausgelöst worden ist.

Generell ist festzustellen, daß die Gebirgsschläge im Kalibergbau durch lokale Instabilität im Abbauhorizont, d.h. Bruchvorgänge an einzelnen Tragelementen initiiert worden sind, die sich innerhalb von wenigen Sekunden über das gesamte Abbaufeld ausgebreitet haben. Die Bruchvorgänge mit der Zerstörung bis zu einigen tausend Pfeilern sind bei den extremen Sprödbroeigenschaften von Carnallitit und den hohen dynamischen Zusatzlasten an der Bruchfront erst an Baufeldrändern, Verraubungszonen, Faziesgrenzen oder breiten Barrierepfeilern zum Stehen gekommen.

Die Prognose von Gebirgsschlägen ist ähnlich schwierig wie die Vorhersage von Erdbeben. Gebirgsschläge werden i.allg. als plötzlich und unerwartet eintretende Zusammenbrüche angesehen, bei denen Energie in großem Umfang freigesetzt wird. In den meisten Fällen sind jedoch vor Eintritt von Gebirgsschlägen abnorme Erscheinungen makroseismischer und seismischer Art, Verformungen und Brüche wahrgenommen worden.

Das Problem besteht allerdings in der richtigen Deutung der Vorwarnzeichen und der Kenntnis von kritischen Schwellenwerten, die gesteins- und lagerstättenspezifisch sind und beeinflußt werden von der angewandten Abbaumethode, so daß die Gebirgsschlagvorhersage weiterer wissenschaftlicher Untersuchungen bedarf.

5.3 Validierung der entwickelten Stoffmodelle am Gebirgsschlag Teutschenthal 1996

5.3.1 Berechnungen mit dem elasto-plastischen Stoffmodell

5.3.1.1 Vorbemerkung

Über den letzten großen Gebirgsschlag in Teutschenthal 1996 liegen eine Reihe aktueller und detaillierter seismologischer, bergschadenkundlicher und geomechanischer Untersuchungen vor, so daß sich dieses Ereignis für eine Validierung anbietet, zumal im Vorfeld des Gebirgsschlages gebirgsmechanische Berechnungen zur Systemstabilität / -instabilität des Ostfeldes der Grube Teutschenthal auf der Grundlage des entwickelten elasto-plastischen Stoffmodells durchgeführt worden sind. Im Unterschied zu einer Rückrechnung bzw. Back-analysis zu den früher eingetretenen Gebirgsschlägen bietet die Analyse der Vorausberechnung des dynamischen Bruchvorganges die Gewähr einer objektiven Überprüfung der Möglichkeiten und Grenzen des entwickelten Modells.

5.3.1.2 Geologische und bergbauliche Situation

Die Baufelder der Grube Teutschenthal wurden an der NE - Flanke des NW - SE streichenden Teutschenthaler Sattels aufgefahren. Abgebaut wurde das Kalisalz in bis zu 15 m hohen Abbaukammern im 40 - 45 m mächtigen Kaliflöz Staßfurt K2, das hier überwiegend in carnallitischer Ausbildung vorliegt. Das Kaliflöz ist als geschichteter Carnallitit oder als Trümmercarnallitit mit einem Mineralanteil von 65 % Carnallit ausgebildet. Die Lagerstätte weist ein Einfallen von durchschnittlich 7° nach Norden auf. Die Abbauteufe liegt zwischen 600 und 900 m. In der Grube trat bereits während der Gewinnungsphase ein Gebirgsschlag auf. Im

Jahre 1940 wurde mit Ausnahme einer kleinen Restfläche das gesamte zum damaligen Zeitpunkt aufgefahrene Grubenfeld Teutschenthal (ehemals Krügershall) zerstört (vgl. Kap. 5.1.3). Die Magnitude erreichte damals die Stärke $M_L = 4,3$. Über dem Bruchfeld trat eine plötzliche Absenkung der Tagesoberfläche um 10 - 20 cm ein.

Im Ergebnis einer gebirgsmechanischen Analyse (ARGE 1996) wurde das bis zur Stilllegung 1982 aufgefahrene großflächige carnallitische Ostfeld der Grube Teutschenthal in seinem gebirgsmechanischen Zustand als kritisch eingeschätzt. Gründe für eine mögliche Gebirgsschlaggefährdung wurden vor allem in folgendem Sachverhalt gesehen: Im Ostfeld liefen starke Entfestigungsvorgänge auf den oberen Sohlen ab mit Abgleiten von Pfeilerstößen an Schichtflächen und Sohlenaufpressungen im Meterbereich (Abb. 5.13), die Überzugswirkungen auf die unteren Sohlen zur Folge hatten. Über ein Jahrzehnt nach Einstellung der Abbautätigkeit war noch keine Abnahme der Senkungsgeschwindigkeit über dem Ostfeld zu verzeichnen. Die Pfeilerbreiten betragen im Ostfeld 13 m bzw. 15 m bei Kammerbreiten von 12 m bzw. 10 m. Die Abbauhöhe lag generell bei 5 m, woraus ein Verhältnis von Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe von 2,6...3,0 resultierte.

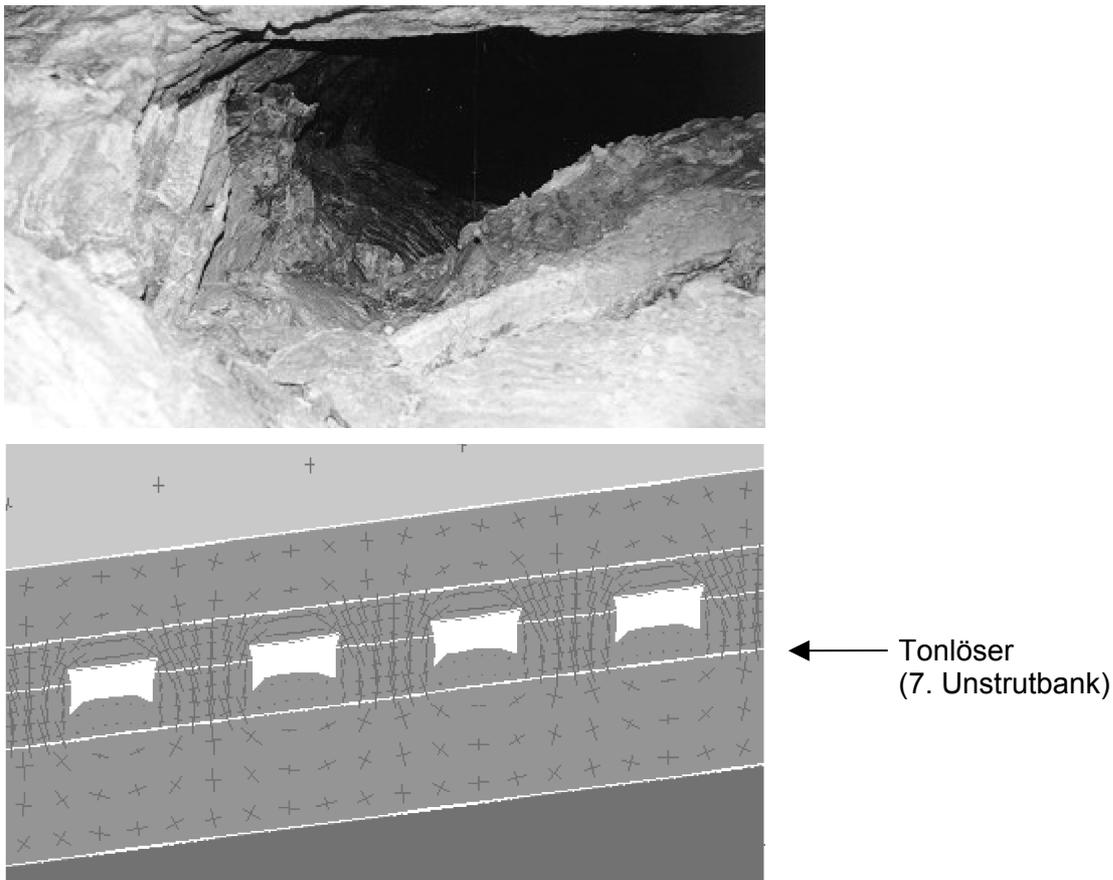


Abb. 5.13: Dilatante Entfestigungserscheinungen im Ostfeld der Grube Teutschenthal vor dem Gebirgsschlag. Oben: in situ. Unten: im Berechnungsmodell.

Während in den älteren Grubenfeldern die sogenannte Schlammlage, ein meist markanter Tonlöser über der 7. Unstrutbank als Sohle angehalten wurde, lag sie im Ostfeld einige Meter unter den Kammersohlen, wo sie gebirgsmechanisch zur Aktivierung der Sohlenaufbrüche beigetragen hat. In gebirgsmechanischen Modellrechnungen wurde die dynamische Systemstabilität des Ostfeldes unter Berücksichtigung der auf den oberen Sohlen eingetretenen Entfestigungsprozesse der carnallitischen Tragelemente Pfeiler und Kammersohlen untersucht (Abb. 5.13 unten).

5.3.1.3 Vergleich Vorausberechnung mit Gebirgsschlag

Das spezifische Sprödbruch- bzw. Entfestigungsverhalten des Teutschenthaler Carnallitits wurde mit dem entwickelten elasto-plastischen Stoffmodell beschrieben. In den Vorausberechnungen ist das Stoffmodell noch auf der Ebene des user defined models im Programm FLAC benutzt worden.

Die bei den Berechnungen verwendeten, geschichteten Modelle mit Schnittebenen in N-S- und E-W-Richtung durch das Ostfeld der Grube Teutschenthal reichen von der Tagesoberfläche bis ins Liegende und entsprechen in generalisierter Form dem durch geologische Profilschnitte dokumentierten Gebirgsaufbau. Unter Verwendung der experimentell am Teutschenthaler Carnallitit bestimmten Entfestigungseigenschaften (Abb. 5.14) konnte der Mechanismus der Sohlenhochbrüche im Zusammenwirken mit dem ablaufenden Kriechprozeß erklärt werden.

Statische Berechnungen mit der weitgehenden Nachbildung der vor dem Gebirgsschlag vorliegenden gebirgsmechanischen Situation (Entfestigung, Überzugswirkung, Senkung, Senkungsgeschwindigkeit) bildeten den Ausgangszustand für die Analyse der dynamischen Systemstabilität des Ostfeldes (ARGE 1996). Als Anregungsort für mögliche standzeitbedingte bergbauinduzierte Ereignisse wurde der Übergangsbereich zwischen den von Sohlenhebungen betroffenen oberen Sohlen und den unteren Sohlen gewählt, dort wo die Pfeiler erhöhten Belastungen ausgesetzt waren.

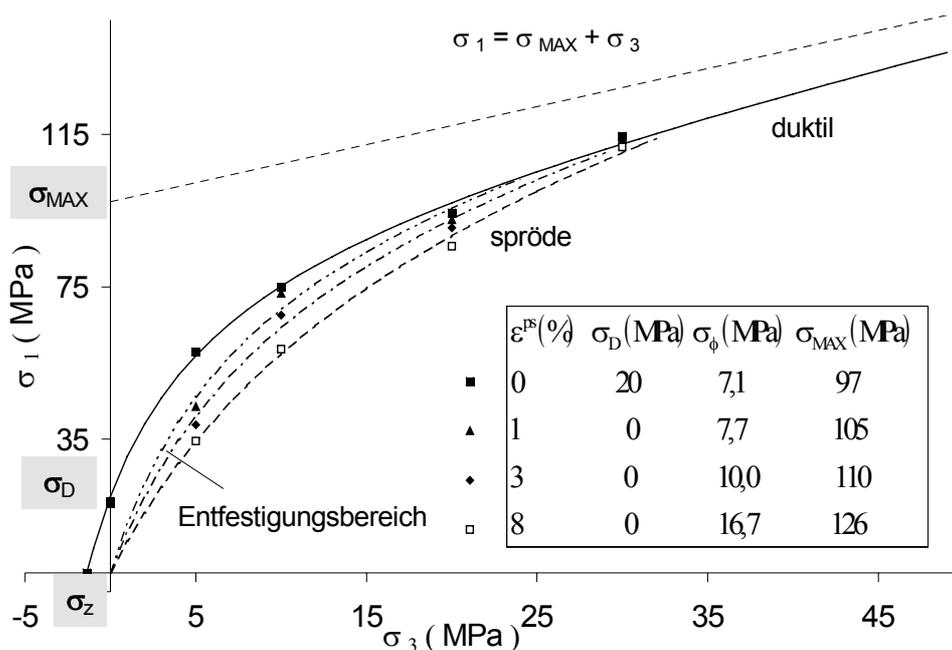


Abb. 5.14: Festigkeitsverhalten von Carnallit C₆₀

Die dynamische Systemanregung erfolgte in den Berechnungen durch Simulation der für Carnallit typischen Konturbrucherscheinungen, indem an benachbart gelegenen Pfeilern eine mehrere Meter breite Konturschicht plötzlich entfernt wurde. Überschritt dieses Starterereignis die Magnitude $M_L \approx 2$, so eskalierte der zunächst lokale Pfeilerbruchvorgang, indem die umgebenden Pfeiler überlastet wurden bis der mit großer Geschwindigkeit fortschreitende Bruchvorgang in 1,5 Sekunden kettenreaktionsartig das Versagen aller Pfeiler im Abbaufeld herbeigeführt hatte. Der Pfeilerbruchvorgang kam erst an der Baufeldgrenze zum Unverritzten im Norden, Süden und Osten zum Stehen (verschiedene ebene Modelle). Die Berechnungen ergaben, daß der das Ostfeld im Westen begrenzende Barrierepfeiler ausreichend bemessen ist, um den Bruchvorgang dort zum Stehen zu bringen und ein Übergreifen des Gebirgsschlages auf die älteren Abbaufelder im Westen nicht eintreten wird.

Am 11.09.1996 um 05:36:35,6 MESZ ereignete sich in der Grube Teutschenthal ein Gebirgsschlag, bei dem das Ostfeld mit einer Fläche von ca. 2,5 km² in einer Teufe von 620 bis 770 m zusammenbrach.

Zur Überprüfung des in der Vorausberechnung entwickelten Gebirgsschlagmodells mit dem dargelegten Mechanismusablauf und den berechneten dynamischen Auswirkungen wurden die vorliegenden seismologischen und bergschadenkundlichen Meßergebnisse und die gebirgsmechanischen Erkundungen herangezogen.

Aus den seismischen Registrierungen ist abzuleiten, daß der Gebirgsschlag durch ein Initialeignis der Stärke $1,1 < M_L < 2$ im westlichen Teil des Ostfeldes, dem Bereich mit der längsten Standzeit der Abbaue (27 Jahre), seinen Ausgang nahm. Der initiale Herd lag im Bereich der Übergangszone zwischen den noch deutlich weniger entfestigten unteren Sohlen und den oberen Sohlen, auf denen in den zurückliegenden zwei Jahrzehnten vor dem Gebirgsschlag signifikante Sohlenhebungen und Konturentfestigungsvorgänge abgelaufen sind. Da zum Zeitpunkt der Gebirgsschlagauslösung keine bergmännischen Eingriffe durchgeführt wurden, verbleibt als initiales Ereignis nur ein standzeitbedingter lokaler Pfeilerbruchvorgang (Kriechbruch). Anregungsort und Auslösemechanismus des Gebirgsschlages entsprechen somit den in der Vorausberechnung getroffenen Annahmen. Die Magnitude des Initialeignisses liegt etwas niedriger als die berechnete dynamische Anregungsschwelle mit $M_L > 2$. Die Diskrepanz erklärt sich höchstwahrscheinlich aus einer Vorschädigung der Pfeiler durch die im Anregungsgebiet vorausgegangenen Konturbruchereignisse im Januar und April 1996 mit Magnituden von $M_L = 0,26$ bzw. $M_L = 0,74$.

Alle Ersteinsätze der übertägigen 14 GRF-Array-Stationen (KLINGE, et.al., 1996) zeigten negativen Ausschlag (Dilatation). Der seismische Untertagemesspunkt MP 7 am westlichen Baufeldrand, auf der Sohle installiert, lieferte einen positiven Erstausschlag. Die elastische Entspannung beim initialen Pfeilerbruchvorgang verursachte eine Senkungsbewegung des Hangenden und eine Hebung des Liegenden. Die festgestellten Ersteinsätze entsprachen den beim Konvergenzsprung im gebirgsmechanischen Berechnungsmodell ermittelten Bewegungsabläufen. Der erste Ausschlag war an allen übertägigen seismischen Stationen Dilatation wie in der geomechanischen Vorausberechnung, was für einen Implosionsvorgang typisch ist.

Der primäre Herdvorgang der elastischen Hangend- und Liegendentspannung besteht aus dem initialen Pfeilerbruchvorgang auf einer kleinen Fläche und nachfolgenden Zusammenbrüchen größerer Teilflächen, wobei die großflächige Pfeilerzerstörung im Ostfeld innerhalb von nur etwa 1,5 s erfolgte. Dies entspricht einer Bruchausbreitungsgeschwindigkeit von etwa 1500 m/s. Beim sekundären Herdvorgang wird während der Absenkung des Gebirgsmassivs über dem kollabierenden Abbaufeld potentielle Energie freigesetzt, die den Hauptschlag des Gebirgsschlages mit der Magnitude 4,9 hervorrief. Die vierte Phase geht im Gegensatz zu den vorausgegangenen Dilatations-, also Entspannungsphasen, in einen Kompressionsvorgang (Bodenbewegung nach oben) über (Abb. 5.2), der durch das Rückschwingen des Deckgebirges nach ca. 2 s bei der Wiederauflage des Hangenden auf das gebrochene Pfeilertragsystem verursacht wird.

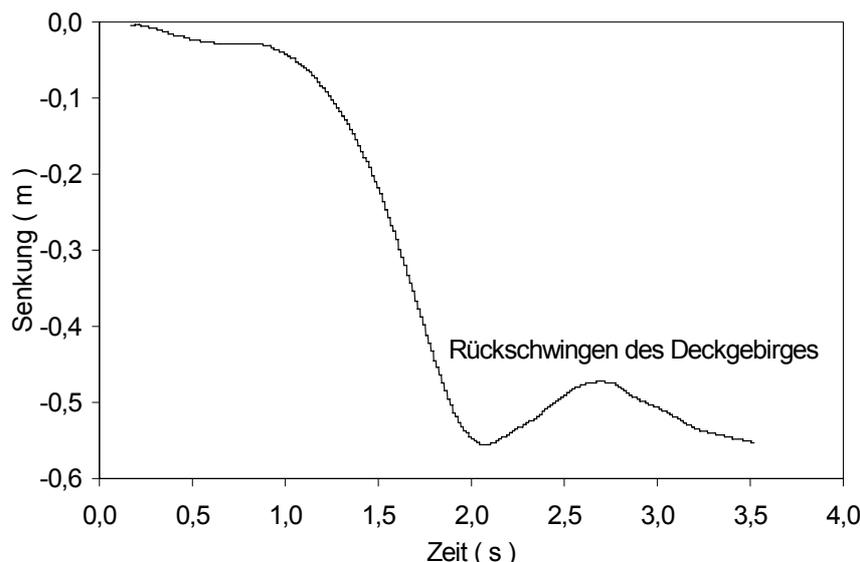


Abb. 5.15: Vorausberechnete Absenkung der Tagesoberfläche im Senkungszentrum über dem kollabierenden Ostfeld

Der Vergleich von Vorausberechnung und Gebirgsschlagereignis führt zu dem Ergebnis:

- Die für den Herdvorgang berechneten Zeitverläufe mit 1,5 s für den kettenreaktionsartigen Pfeilerbruchvorgang und dem Aufprall (Rückschwingen) des Deckgebirges nach ca. 2 s (Abb. 5.15) stimmen mit den seismologisch ermittelten Herdparametern überein.
- Der vorausberechneten Magnitude $M_L \approx 5$ für den Hauptschlag stehen lokale Magnitudenwerte an den einzelnen Stationen zwischen 4,3 (MOX) ... 5,2 (BRNL) mit einer mittleren Magnitude von $M_L = 4,9$ gegenüber.
- Die vorausberechnete maximale Absenkung der Tagesoberfläche von 0,5 m (Abb. 5.15) konnte durch die markscheiderischen Messungen bestätigt werden.
- Die aus den berechneten Schwinggeschwindigkeiten für die Tagesoberfläche abgeleitete Epizentralintensität liegt um 1 Grad über der aus dem herdnahen Schadensbild abgeleiteten makroseismischen Intensität.

Nach dem Gebirgsschlag wurden weitere dynamische Berechnungen durchgeführt. Bei Berücksichtigung der Dilatanzeigenschaften des Carnallitits auch in der dynamischen Berechnung konnte ein noch genaueres Bild des beim Gebirgsschlag abgelaufenen Bruchvorganges erhalten werden (Abb. 5.16). Nach gleicher dynamischer Anregung breitet sich der Bruchprozeß zunächst auf den oberen Sohlen aus und zerstört die durch den zeitabhängig eingetretenen Entfestigungsprozeß in ihrem Tragverhalten stark geschwächten und vorgeschädigten Pfeiler. Nachdem dieser Baufeldbereich zu Bruch geworfen ist, setzt mit einiger Verzögerung die Zerstörung der noch standfesteren Pfeiler der unteren Sohlen ein. Der Zerstörungsprozeß der unteren Sohlen ist mit einer stärkeren Energiefreisetzung verbunden,

da die Pfeiler noch über eine höhere Tragfähigkeit verfügen und mit deutlich größerem Spannungsabfall versagen als die Pfeiler der oberen Sohlen, die bereits einen Teil der in ihnen gespeicherten Deformationsenergie während der zeitabhängig eingetretenen Entfestigung verloren haben. Der sich in der dynamischen Berechnung unter Berücksichtigung von Dilatanz einstellende multiple, sich verstärkende Bruchvorgang korrespondiert mit den aufgenommenen Seismogrammen des Gebirgsschlages (Abb. 5.2). Im ebenen dynamischen Berechnungsmodell lassen sich nur drei Bruchvorgänge unterscheiden, der initiale Pfeilerbruchvorgang, der 2. dem Versagen der oberen Sohlen zugeordnete Bruchvorgang und der 3. dem Versagen der unteren Sohlen zugeordnete Bruchvorgang, der im ebenen Berechnungsmodell mit dem Versagen des Gesamtsystems zusammenfällt. Zur Unterscheidung eines 4. Bruchvorganges, welcher im Zusammenhang mit der Ausbreitung des Bruches in östlicher Richtung steht und nach den seismologischen Untersuchungen eine Herdlage im Zentrum des Ostfeldes aufwies, ist eine räumliche Berechnung erforderlich.

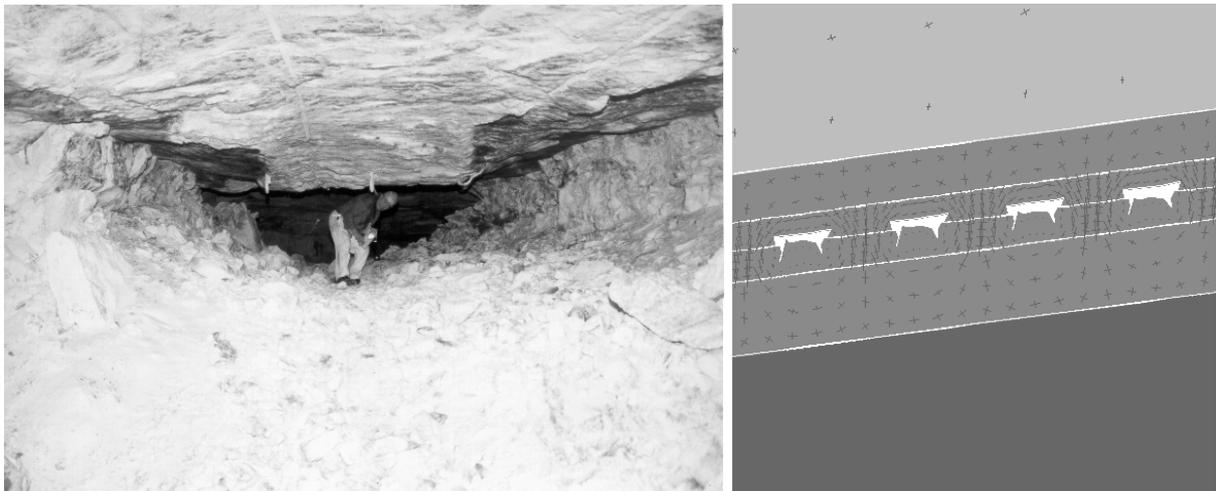


Abb. 5.16: Dilatante Entfestigungserscheinungen im Ostfeld der Grube Teutschenthal nach dem Gebirgsschlag. Links: in situ. Rechts: im Berechnungsmodell.

5.3.1.4 Schlußfolgerungen

Die den Gebirgsschlag am 11.09.1996 in der Grube Teutschenthal charakterisierenden wesentlichen Herdparameter und Prozesse wie Auslösemechanismus, Herddauer, Magnitude, Deckgebirgsabsenkung und Bruchfeldbegrenzung stehen in prägnanter Übereinstimmung mit der vor dem Ereignis vorgelegten dynamischen Berechnung zur Systeminstabilität im Ostfeld. Der auf der Grundlage der Entfestigungseigenschaften des Carnallitits mit dem elasto-plastischen Stoffmodell berechnete kettenreaktionsartige Bruchvorgang, ausgelöst durch lokale Instabilität im Abbauhizont, beschreibt den Gebirgsschlagmechanismus in zutreffender Weise. Der Gebirgsschlag Teutschenthal 1996 ist eine weitere Bestätigung für das

Gebirgsschlagmodell des kettenreaktionsartig ablaufenden Pfeilerzusammenbruches, bei dem der Implosionsvorgang im AbbauhORIZONT der primäre Herdvorgang ist.

Der Zeitpunkt der Gebirgsschlagauslösung konnte nicht vorausberechnet werden. Eine zeitliche Prognose von Bruchprozessen auf der Basis gebirgsmechanischer Berechnungsmodelle setzt die Entwicklung eines visko-elasto-plastischen Stoffgesetzes mit Entfestigung voraus, mit dem der zeitabhängig eintretende Entfestigungsprozeß beschrieben werden kann.

5.3.2 Berechnungen mit dem visko-elasto-plastischen Stoffmodell

5.3.2.1 Modellaufbau

Ausgehend vom Entwicklungsstand des Stoffmodells war es vor dem Gebirgsschlag 1996 noch nicht möglich, in den gebirgsmechanischen Berechnungen einem Gebirgs- bzw. Stoffbereich gleichzeitig sowohl Entfestigungs- als auch Kriecheigenschaften zuzuordnen, Eigenschaften, die das mechanische Verhalten von Carnallit und den meisten anderen Salinargesteinen ganz wesentlich prägen. Vereinfachend mußte deshalb der zu einem bestimmten Zeitpunkt das mechanische Verhalten dominierende Verformungsmechanismus (elasto-plastisch bzw. viskos) den einzelnen im gebirgsmechanischen Modell ausgehaltenen Salinarschichten zugewiesen werden.

Tabelle 5.3: Schichtmächtigkeiten Strukturmodell Ostfeld Teutschenthal

Gesteinsschicht	Mächtigkeit [m]		
	N	N bis S	S
Buntsandstein	646		450
Roter Salzton T4		15	
Leinsteinsalz Na3	50		
Hauptanhydrit / Grauer Salzton A3/T3		50	36
Kaliflöz Staßfurt K2		39	
Staßfurtsteinsalz Na2	100		310

Mit dem weiterentwickelten jetzt zur Verfügung stehenden Stoffmodell (Kap. 2.2), das eine Kopplung des elasto-plastischen Entfestigungsmodells mit dem BURGERS-Kriechmodell darstellt, läßt sich das gebirgsmechanische Verhalten der Salinargesteine vor, während und nach dem Gebirgsschlag mit ein und demselben Stoffansatz beschreiben. Damit ist es möglich, das zeitabhängige Entfestigungsverhalten zu untersuchen und den Mechanismus aufzuklären, wie ein carnallitisches Kammer-Pfeiler-System ohne externe Anregung und Ener-

giezufuhr plötzlich versagen kann, wie im Fall des Gebirgsschlages im Ostfeld der Grube Teutschenthal am 11.09.1996 geschehen.

Das in den Berechnungen angewandte Strukturmodell (Tab. 5.3) zum Ostfeld Teutschenthal ist weitgehend identisch mit dem vor dem Gebirgsschlag benutzten Modell. Der gesamte saline Schichtenkomplex vom Roten Salzton an der Basis des Buntsandstein-Deckgebirges bis zum liegenden Staßfurtsteinsalz wird im gebirgsmechanischen Modell einheitlich mit dem visko-elasto-plastischen Stoffmodell beschrieben, unter Ansatz der für die einzelnen Salinargesteine typischen Eigenschaften für Verfestigung/Entfestigung und Dilatanz sowie für die viskosen, das Kriechverhalten bestimmenden Eigenschaften (Tab. 5.5).

Für das aus Buntsandstein aufgebaute Deckgebirge ist ein elasto-plastisches Modell in Ansatz gebracht, wobei das Senkungsverhalten mit der Ausbildung des Senkungstrogens an der Tagesoberfläche vor dem Gebirgsschlag am besten mit dem sogenannten ubiquitous joint model nachgebildet wird, welches die kleintektonische Zerlegung des Deckgebirges qualitativ berücksichtigt (Tab. 5.4).

Tabelle 5.4: Stoffmodelle - Strukturmodell Ostfeld Teutschenthal

Gesteinsschicht / Strukturelement	Modell	Stoffparameter			
		E [GPa]	ν	ϕ [°]	C [MPa]
Buntsandstein	elasto-plastisch: ubiquitous joint model bzw. MOHR-COULOMB model	8...20	0,3	30	10
Roter Salzton T4	visko-elasto-plastisch mit Verfestigung/Entfestigung	10	0,26		
Leinsteinsalz Na3	visko-elasto-plastisch mit Verfestigung/Entfestigung	25	0,25		
Hauptanhydrit A3 Grauer Salzton T3	elasto-plastisch mit Entfestigung	60	0,25		
Kaliflöz Staßfurt K2	visko-elasto-plastisch mit Entfestigung	10	0,25		
Staßfurtsteinsalz Na2	visko-elasto-plastisch mit Verfestigung/Entfestigung	25	0,25		
Diskontinuitäten		k_n [GPa/m]	k_s [GPa/m]	ϕ_K [°]	τ_C [MPa]
Schichtflächen	MOHR / COULOMB	10	1	15...30	0...1
Schwächeflächen Deckgebirge	MOHR / COULOMB	-	-	30	0,5...5

Für die spröde reagierenden Salinargesteine mit einem weitgehend linearelastischen Verhalten im pre-failure-Bereich, wie Carnallit und Anhydrit, ist die praktikable Annahme getroffen worden, daß die Fließgrenze identisch mit der Bruchgrenze ist und folglich das Verhalten dieser Salinargesteine bei Überbeanspruchung durch entfestigendes Verformungsverhalten charakterisiert wird. Bei den duktil-visko-plastisch reagierenden Salinargesteinen Steinsalz und Roter Salzton liegt die Fließgrenze im Vorbruchbereich an der Grenze, bei der die Volumenänderung von Kontraktanz in Dilatanz übergeht. Dementsprechend wird mit dem Stoffmodell das verfestigende Verformungsverhalten im pre-failure-Bereich und das entfestigende Verformungsverhalten im post-failure Bereich erfaßt.

Die durch Entfestigung und Dilatanz bedingte Reduzierung der elastischen Moduln wird nach Bez. (2.37) berücksichtigt.

Die Schichtflächen im Salinar können sich bei dynamischer Belastung durch Kohäsionsabbau entfestigen.

Tabelle 5.5: Stoffparameter für visko-elasto-plastisches Modell
Strukturmodell Ostfeld Teutschenthal

Stoffparameter	G_M	K_M	η_M	m	G_K	η_K	σ_D	σ_{MAX}	σ_ϕ
	GPa	GPa	MPa*d	MPa ⁻¹	GPa	MPa*d	MPa	MPa	MPa
Roter Salzton T4	4	7	2,1*10 ⁵	0	3,3	1,8*10 ⁴	6	22,7	4 ¹⁾
Leinsteinsalz Na3	10	17	4...40*10 ⁷	0,33	63	1,7*10 ⁵	7	40	8 ¹⁾
Hauptanhydrit Grauer Salzton A3/T3	24	40	(1*10 ²⁰)	-	63	(1*10 ²⁰)	70	161	6,7 ²⁾
Kaliflöz Staßfurt K2	4	6,7	2...8*10 ⁷	0,17	2	1*10 ⁴	17,2	86	6,7 ²⁾
Staßfurtsteinsalz Na2	10	17	4*10 ⁷	0,33	63	1,7* 10 ⁵	7	40	8 ¹⁾

1) Dilatanzgrenze

2) Bruchgrenze

Für den Gesteinskomplex Hauptanhydrit / Grauer Salzton sind für die Viskositäten sehr große Werte angesetzt, durch die das nicht viskose, praktisch zeitunabhängige mechanische Verhalten des kompetenten Hauptanhydrits determiniert wird (Tab. 5.5).

Die das sekundäre bzw. stationäre Kriechen bestimmende Maxwell-Viskosität mußte für Carnallit bei den Berechnungen um einen Faktor bis 10 höher gesetzt werden als im Labor ermittelt, um Übereinstimmung mit dem in situ gemessenen Senkungs-Zeitverlauf über den Grubenfeldern zu erzielen. Dies resultiert aus dem Umstand, daß die stationären Kriechraten im Labor aufgrund der mit der Probenahme verbundenen Gefügeschädigung und der relativ kurzen Standzeiten prinzipiell überschätzt werden, d.h. die daraus ermittelten Maxwell-Viskositäten zu gering sind.

Nach der Generierung des Primär- bzw. Grundspannungszustandes erfolgte im gebirgsmechanischen Berechnungsmodell die Auffahrung des Kammer-Pfeiler-Systems mit den gleichen Abbauparametern wie in der Vorausberechnung unter Verwendung des elasto-plastischen Stoffmodells (Kap. 5.3.1):

Kammerbreite:	12 m
Pfeilerbreite:	12 m
Abbauhöhe:	6 m
Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe:	2,0

wobei in zeitlicher Abfolge 42 Langkammern angelegt wurden.

5.3.2.2 Statische und dynamische Berechnungen

Die visko-elasto-plastische Berechnung mit der sukzessiven Kammerauffahrung (14 Jahre) erfaßt den Zeitraum vom Auffahrungsbeginn des Ostfeldes bis zum Eintritt des Gebirgschlages. Zur Modellanpassung wurden die ab 1977 gemessenen Senkungen an der Tagesoberfläche im Senkungszentrum über dem Ostfeld herangezogen. Der Vergleich des gemessenen und berechneten Senkungs-Zeitverlaufes zeigt gute Übereinstimmung (Abb. 5.17).

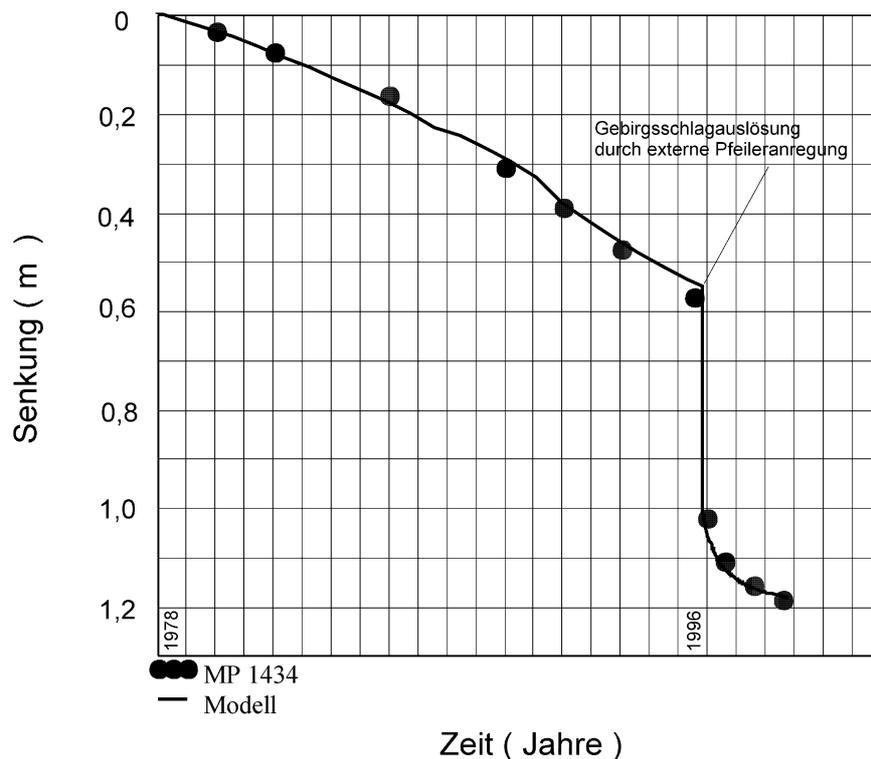


Abb. 5.17: Berechneter und gemessener Senkungsverlauf über dem Ostfeld der Grube Teutschenthal mit Auslösung des Gebirgschlages im Berechnungsmodell durch externe Anregung

Im Ergebnis der visko-elasto-plastischen Berechnung über einen Zeitraum von 18 Jahren sind im Modell im Abbauhorizont an den carnallitischen Kammersohlen und Pfeilerstößen

entfestigte, dilatante Konturbereiche entstanden, wie sie in situ vor dem Gebirgsschlag im Ostfeld insbesondere auf den oberen Sohlen verstärkt in Erscheinung getreten sind.

Zur Gebirgsschlagauslösung wurden zunächst analog der elasto-plastischen Vorausberechnung, nach Umschaltung in den Dynamikmodus bei entsprechend geringer lokaler Dämpfung und Vorgabe nicht reflektierender seitlicher Modellränder zur Simulation der Energieabstrahlung, zwei Pfeiler durch Abklappen einer 4 m breiten Konturschicht dynamisch ange-regt. Durch die externe dynamische Anregung wird wie in der Vorausberechnung der Pfeilerbruchvorgang ausgelöst und das Kammer-Pfeiler-System wird instabil und kollabiert. Während des dynamischen Vorganges, der sich in wenigen Sekunden abspielt, sind die viskosen Eigenschaften der Salinargesteine nicht wirksam, das Bruchverhalten wird durch die Sprödbrucheigenschaften des Carnallitits bestimmt. Nach dem Kollaps des Grubenfeldes mit dem untertägigen Konvergenzsprung und der plötzlichen übertägigen Absenkung unter Freisetzung elastisch gespeicherter Verformungsenergie und potentieller Energie nimmt das System wieder einen stabilen Zustand ein. Die dynamische elasto-plastische Berechnung wird nach Ausschwingen des Systems beendet und die statische Berechnung fortgesetzt, wobei die viskosen Eigenschaften der Salinargesteine den Entfestigungs- und Verformungsprozeß wieder mitbestimmen.

Der dem Gebirgsschlag folgende transiente Kriechvorgang im Abbauhorizont, mit geprägt durch die Dilatanzeigenschaften des Carnallitits, mit anfänglich relativ großen Konvergenz- und Senkungsgeschwindigkeiten, geht mit degressiven Kriechraten innerhalb weniger Jahre wieder in den stationären Kriechzustand über, mit Kriechraten vergleichbar denen vor Eintritt des Gebirgsschlages. Der gesamte Senkungsprozeß, gekennzeichnet durch allmählich zunehmende Geschwindigkeiten nach Abbaueinstellung, den plötzlichen Senkungssprung während des Gebirgsschlages und den Senkungsverlauf mit degressiven Raten nach dem Kollaps des Grubenfeldes, läßt sich durch Erfassung der relevanten mechanischen Vorgänge mit dem visko-elasto-plastischem Stoffmodell nachbilden (Abb. 5.17).

Eine entscheidende Frage war, ob das Modell auch in der Lage ist, den Vorgang der Gebirgsschlagauslösung ohne externe dynamische Anregung allein durch Kriechbruchversagen als Folge der zeitabhängigen Entfestigung zu erklären.

Erste dynamische Berechnungen unter dieser Zielsetzung ergaben, daß ohne Wegnahme von Konturelementen an Pfeilern und die dadurch hervorgerufenen plötzlichen Zusatzbelastungen bei reduzierter Tragfähigkeit der schlankeren Pfeiler, analog sprengtechnischer Gewinnungsmaßnahmen durch Pfeilerabklappen, das System stabil blieb.

Wenn dagegen der zeitabhängige Konturentfestigungsprozeß an einigen Pfeilern soweit fortgeschritten ist, daß die Tragfähigkeitsgrenze erreicht wird und sich der Übergang in beschleunigtes, transientes Kriechen vollzieht, kann das System aus sich selbst heraus die Anregungsschwelle für Systeminstabilität überwinden und bei Umschaltung in den dynamischen Berechnungsmodus instabil werden. Im Berechnungsmodell ließ sich ein Prozeß in Richtung auf einen labilen Zustand in Gang setzen, wenn einige Jahre vor dem Gebirgsschlag die Festigkeit des Carnallitits auf den oberen Sohlen des Ostfeldes auf 75 % der im Labor ermittelten Kurzzeitfestigkeit reduziert wurde.

Diese Vorgehensweise erscheint zunächst willkürlich, was jedoch nicht der Fall ist, wenn man berücksichtigt, daß Anfang 1995, also etwa eineinhalb Jahre vor dem Gebirgsschlag, nach 12-jähriger stark gedrosselter Bewetterung der Grube Teutschenthal bei geringem Volumenstrom bzw. abgeschalteten Lüftern der Wettervolumenstrom nach Beendigung der Sanierung des Schachtes Teutschenthal wieder auf das vierfache hochgefahren wurde. Der damit verbundene Feuchtigkeitseintrag kann sich an den bereits stark entfestigten und durch Volumendilatanz vorgeschädigten Tragelementen des Ostfeldes festigkeitsreduzierend ausgewirkt haben. Gesteinsmechanische Laboruntersuchungen an Carnallitit-Prüfkörpern aus Teutschenthal bestätigen den festigkeitsmindernden Einfluß der Feuchtigkeit auf das Tragverhalten, insbesondere im Nachbruchbereich (Abb. 3.7) in der bei den Berechnungen angesetzten Größenordnung.

Die Hohlraumkonturen auf den oberen Sohlen befanden sich zum Zeitpunkt der Wiedererhöhung des Wettervolumenstromes bereits im Nachbruchbereich aufgrund des dort weit fortgeschrittenen Entfestigungsprozesses im Carnallitit (Abb. 5.13), der dazu geführt hat, daß Jahre nach Einstellung der Abbautätigkeit 1982 die Senkungsgeschwindigkeit stetig angewachsen ist, was ab 1985 deutlich sichtbar wurde (Abb. 5.18).

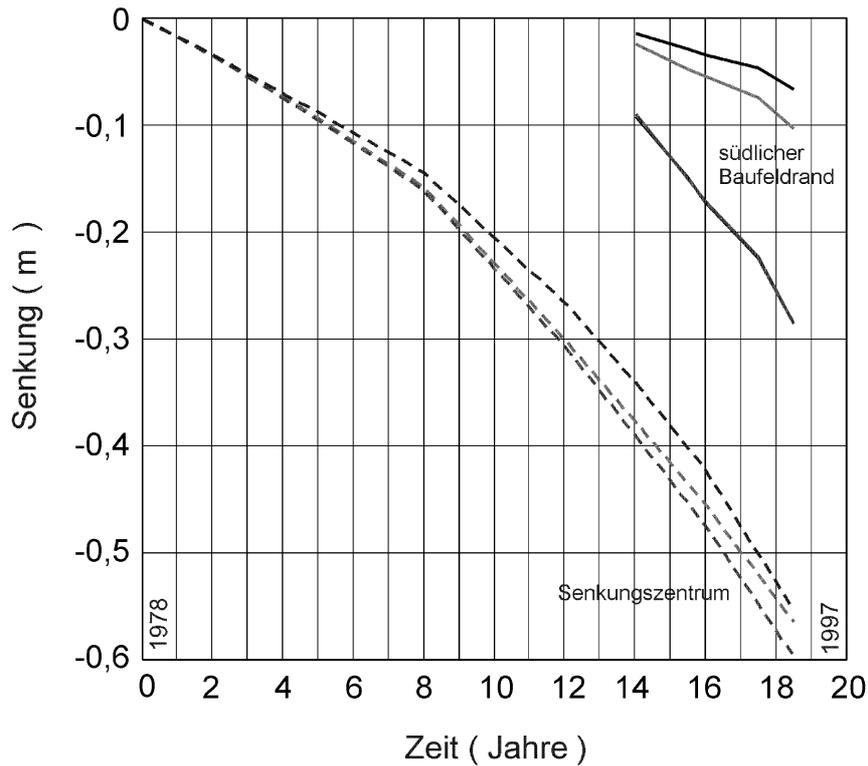


Abb. 5.18: Gemessene Senkungen an Höhenpunkten über dem Ostfeld der Grube Teutschenthal

Die feuchtigkeitsbedingt verstärkt einsetzende Entfestigung der Tragelemente auf den oberen Sohlen muß ein Anwachsen der Konvergenz- bzw. Senkungsgeschwindigkeit unmittelbar vor Eintritt des Gebirgsschlages hervorgerufen haben. Der berechnete Senkungsverlauf ist in Koinkidenz mit den für das Senkungszentrum vorliegenden markscheiderischen Meßergebnissen (Abb. 5.19). Auch die für den Abbauhorizont berechnete Konvergenz ist in Übereinstimmung mit den im Zeitraum 1983 bis 1993 auf der 2. Sohle gemessenen Konvergenzen (Abb. 5.20). Leider sind die Konvergenzmessungen 1993 abgebrochen worden, da wegen der erheblichen Sohlenaufbrüche (Abb. 5.13) auf der 2. Sohle keine Zugänglichkeit mehr bestand, so daß das weitere Anwachsen der Konvergenzgeschwindigkeit meßtechnisch nicht mehr erfaßt wurde.

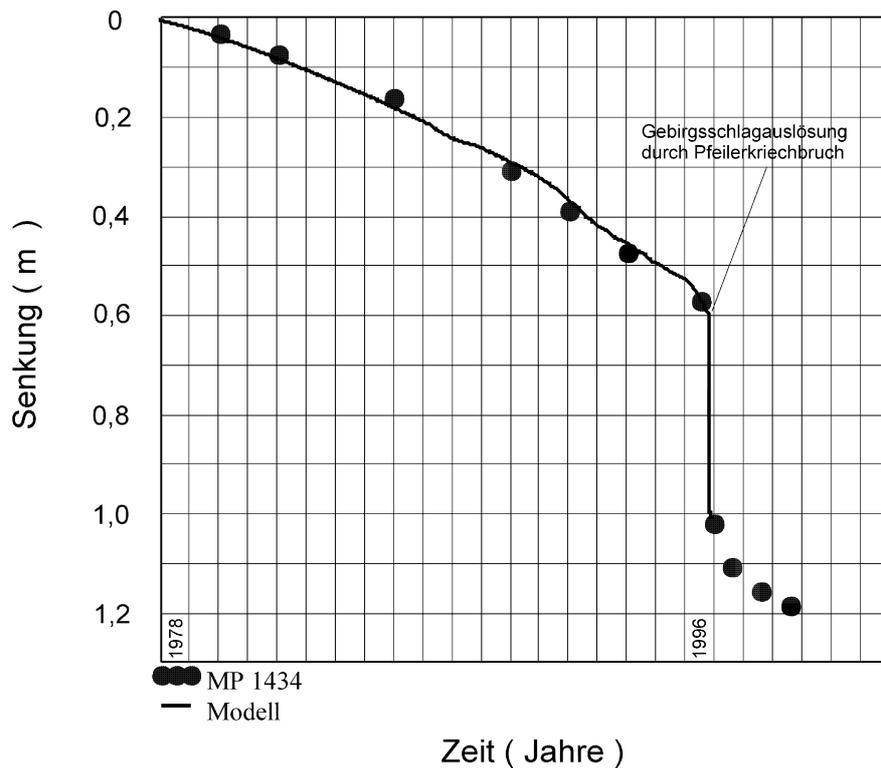


Abb. 5.19: Berechneter und gemessener Senkungsverlauf über dem Ostfeld der Grube Teutschenthal mit Auslösung des Gebirgschlages im Berechnungsmodell durch einen entfestigungsbedingten Pfeilerkriechbruch

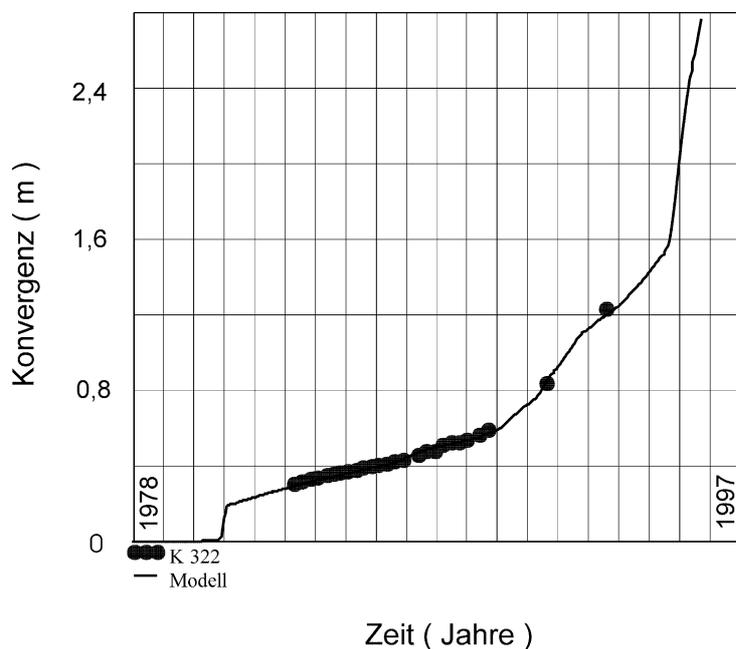


Abb. 5.20: Berechnete und gemessene Konvergenzen vor Gebirgschlag im Ostfeld der Grube Teutschenthal am 11.09.1996

Aus der Rekonstruktion der Senkungsgeschwindigkeiten für einige Meßpunkte im randlichen Einwirkungsbereich des Ostfeldes, die wenige Monate vor dem Gebirgschlag letztmalig vermessen wurden, ist eine deutliche Zunahme der Senkungsgeschwindigkeit abzuleiten

(Abb. 5.18). Zu einem qualitativ gleichen Ergebnis führt die Berechnung mit dem viskoelasto-plastischen Entfestigungsmodell für das Senkungszentrum.

Die ersten durch die zeitabhängige Entfestigung unter Feuchtigkeitseinfluß bedingten Kriechbrüche treten im Berechnungsmodell auf den oberen Sohlen ein (Abb. 5.21), dort wo im Januar und April 1996 Pfeilerkonturbrüche mit seismischer Energieabstrahlung ($M_L > 0$) lokalisiert wurden. Der Bruchvorgang zerstört zuerst die geschwächten Pfeiler der oberen Sohlen (Abb. 5.21) und nachfolgend die noch standfesteren Pfeiler der unteren Sohlen.

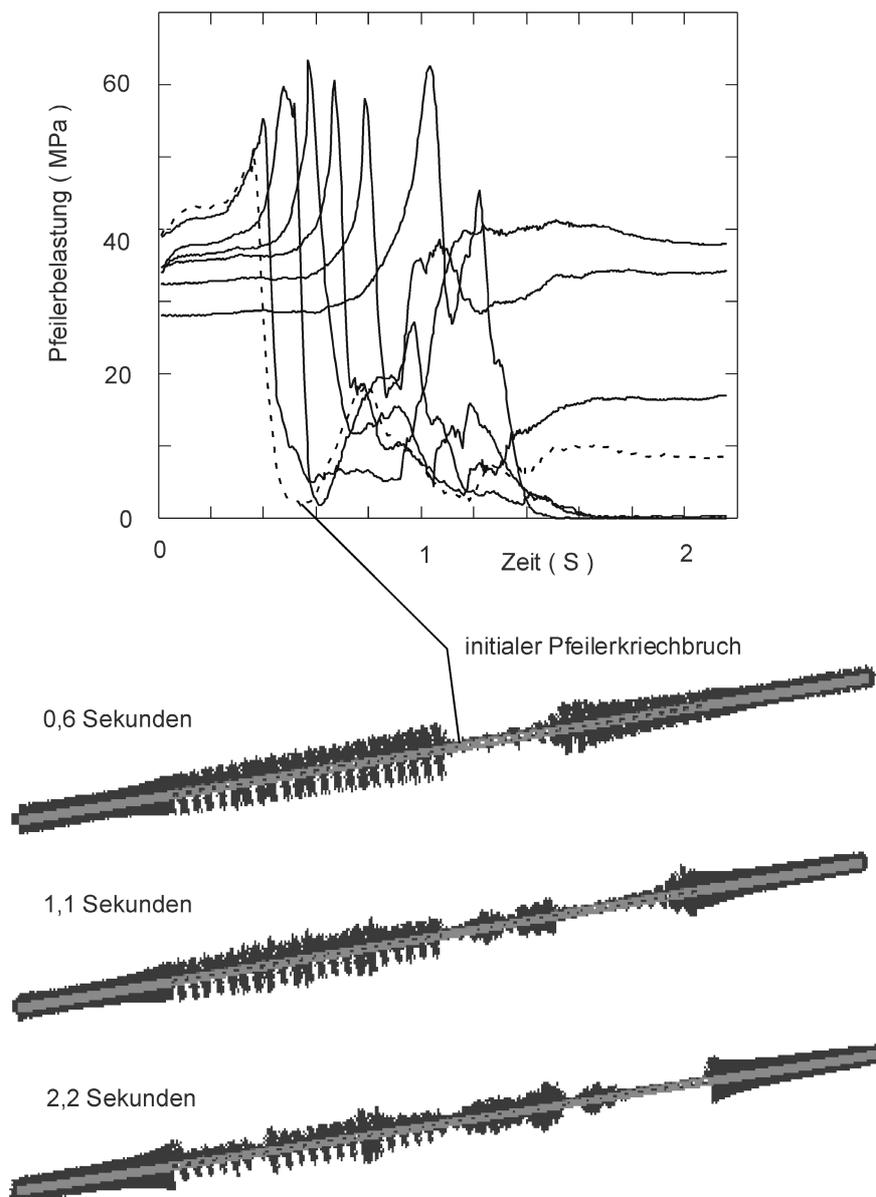


Abb. 5.21: Kettenreaktionsartiges Pfeilerversagen (oben) und Spannungsverteilung im Abbauhorizont zu verschiedenen Zeitständen (unten)

Der multiple Bruchvorgang ist abhängig von der Vorschädigung der Pfeiler auf den oberen Sohlen. Sind erst wenige Pfeiler entfestigungsbedingt im Grenzzustand, ist die Zeitspanne

zur Überwindung der Anregungsschwelle für Systeminstabilität größer. Im Berechnungsbeispiel sind nur zwei Pfeiler auf den oberen Sohlen stärker vorgeschädigt, was gerade ausreicht, um die Anregungsschwelle nach 0,5 s zu überwinden.

Der im Abbauhorizont kettenreaktionsartig ablaufende Bruchvorgang führt auch zu Schädigungen in den umgebenden Gebirgsbereichen. Besonders betroffen sind das hangende und liegende Kaliflöz und der im Hangenden befindliche spröde reagierende Hauptanhydrit (A3/T3-Komplex). Die von Dilatanz betroffenen Bereiche über dem Zentrum des kollabierten Grubenfeldes und den Abbaukanten in diesem 50 m mächtigen relativ festem Gestein deuten auf die Entstehung senkrechter Risse hin, die sich, ausgehend von der Unterkante bzw. Oberkante der Gesteinsschicht, während des dynamischen Belastungsvorganges ausgebildet haben.

In den darüber befindlichen salinaren Barrierschichten Steinsalz und Roter Salzton ist die Gefügeschädigung durch Dilatanz in den am stärksten durch Scherung beanspruchten Bereichen über den Abbaukanten mit weniger als 0,1 Promille relativ gering.

5.3.2.3 Schlußfolgerungen

Die statischen und dynamischen Berechnungen unter Verwendung des entwickelten viskoelasto-plastischen Stoffmodells mit Entfestigung und Dilatanz liefern ein konsistentes Modell für den zum Spröbruchvorgang führenden zeitabhängigen Entfestigungsprozeß und den dynamisch ablaufenden Versagensmechanismus beim Kollaps im Ostfeld der Grube Teutschenthal am 11.09.1996.

Die im Rahmen der Modellvalidierung durchgeführten gebirgsmechanischen Berechnungen bestätigen die vor dem Gebirgsschlag geäußerten Vermutungen über mögliche Auslösemechanismen (ARGE, 1996):

"Die Wahrscheinlichkeit der Auslösung eines Gebirgsschlages durch bergbauinduzierte Seismizität ist gering, wenn die in Zusammenhang mit dem Konvergenzprozeß eintretenden Entfestigungsvorgänge im Ostfeld ohne größere seismische Energiefreisetzungen ($M_L < 0$) ablaufen. Zur Überwindung der dynamischen Anregungsschwelle bei Systeminstabilität sind schnell ablaufende Entfestigungserscheinungen, also Bruchvorgänge mit seismischer Energieabstrahlung erforderlich. Solange die im Ostfeld beobachteten kriechbedingten und mit relativ konstanter Geschwindigkeit eingetretenen Entfestigungen, insbesondere in den Kammersohlen und an den Pfeilerstößen, ohne größere seismische Äußerungen abliefen, war die bergbauinduzierte Seismizität als Initial für einen Gebirgsschlag nicht relevant. Seit

1996 werden zum ersten Mal nach Inbetriebnahme der seismischen Überwachungsanlage bergbauinduzierte seismische Vorgänge mit positiver Magnitude im Ostfeld der Grube Teutschenthal registriert:

$M_L = 0,26$ am 18.01.1996

$M_L = 0,74$ am 28.04.1996,

die mit untertägig sichtbaren Konturbrucherscheinungen und Firstfällen verbunden waren. Die lokalen Konturbruchvorgänge liegen im Bereich der 3. Sohle, dort wo mit Überzugswirkungen zu rechnen ist. Sie können im Zusammenhang mit dem normal ablaufenden Deformationsprozeß stehen, wie sie auch in abgeworfenen Grubenfeldern in anderen Kalirevieren beobachtet werden. Der Umstand, daß 14 Jahre nach Abbaueinstellung im Ostfeld der Grube Teutschenthal erstmalig Brucherscheinungen mit seismischer Energiefreisetzung auftreten, läßt einen komplexen Auslösemechanismus vermuten. Der vorher nur von mikroakustischen Emissionen begleitete Entfestigungsvorgang im Ostfeld mit Magnituden $M_L < 0$ hat durch die Zunahme der mit den Wettern in das Grubengebäude eingebrachten Feuchte höchstwahrscheinlich zu einer qualitativen Veränderung des Konturentfestigungsmechanismus geführt. Ab 1995 wurde der Wettervolumenstrom im Vergleich zu den vorangegangenen Jahren nach Einstellung der Abbautätigkeit mehr als verdoppelt.

Durch die bereits abgelaufenen Konturentfestigungsvorgänge unter Volumen- und Oberflächenvergrößerung mit weitreichenden, makroskopisch sichtbaren Rißbildungen steht eine wesentlich größere Angriffsfläche als an intakten Hohlraumkonturen wie zum Auffahrungszeitpunkt zur Verfügung. Feuchtigkeit führt zu einer Reduzierung der Festigkeit und Erhöhung der Kriechgeschwindigkeit, d.h. der Konturentfestigungsprozeß wird beschleunigt. Bedingt durch die in situ immer vorhandene Streubreite in den geologischen und bergtechnischen Bedingungen u.a. der Gesteinseigenschaften, Gefügestruktur, Abbauparameter und Konvergenzgeschwindigkeit kann es zu lokalen Spannungsakkumulationen kommen. Die Initiierung von Konturbrüchen an hoch beanspruchten Bereichen im Carnallitit und insbesondere tachydrithaltigen Gestein besitzt bei Feuchtezunahme eine höhere Wahrscheinlichkeit."

Bereits in der 1978 erarbeiteten geomechanischen Stellungnahme zur Einschätzung der Standsicherheit und der Möglichkeit einer sicheren Verwahrung der Grube Teutschenthal wurde eingeschätzt (IfB, 1978):

"Befinden sich die Pfeiler in der Nähe ihres Grenzzustandes, dann können schon geringfügige Änderungen im Belastungszustand oder andere Einflüsse, welche die Grenztragfähigkeit

in bestimmten Zonen herabsetzen (Feuchtigkeit), die Einleitung eines Sprödbrechens zur Folge haben. Deshalb sollte eine Verwahrung des Grubengebäudes so rechtzeitig vorgenommen werden, daß sich die Pfeiler noch möglichst weit unterhalb ihres Grenzzustandes befinden. Das Aussetzen der endgültigen Verwahrung über Jahrzehnte erhöht das Risiko, daß Pfeiler einzelner Feldesteile ihren Grenzzustand erreichen und damit bei der Verwahrung die Sprödbrechgefahr und somit gebirgsschlagähnliche Erscheinungen nicht ausgeschlossen werden können."

Aufgrund der intensiv abgelaufenen dilatanten Konturentfestigungserscheinungen mit Rißbildungen und Auflockerungszonen im Meterbereich muß bei den geringen Pfeilerbreiten von nur 13 m im Ostfeld angenommen werden, daß die Wetterfeuchte einen nicht zu vernachlässigenden Einfluß auf das Kriech- und Entfestigungsverhalten der Pfeiler vor dem Gebirgsschlag ausgeübt hat.

Aus dem Senkungsverlauf bis zum Eintritt des Gebirgsschlages ist für vier im Einwirkungsbereich über den oberen Sohlen gelegenen Höhenpunkten, die zwischenzeitlich im April 1995 und letztmalig im April 1996 vermessen wurden, ein Geschwindigkeitsanstieg in diesem Zeitraum zu verzeichnen. Die Geschwindigkeitszunahme korreliert mit der Erhöhung des Wettervolumenstromes und deutet auf eine feuchtigkeitsbedingte Beschleunigung des Entfestigungsprozesses auf den oberen Sohlen im Ostfeld der Grube Teutschenthal vor dem Gebirgsschlag hin.

Bei einer kontinuierlichen meßtechnischen Überwachung hätte die Möglichkeit bestanden, die qualitativen Veränderungen im Konvergenz- bzw. Senkungsprozeß im Vorfeld des Gebirgsschlages zu erfassen.

In der visko-elasto-plastischen Berechnung wird durch die Reduzierung der Festigkeit des Carnallitits auf den oberen Sohlen zum Zeitpunkt Anfang 1995 (Erhöhung des Wettervolumenstromes) die den Gebirgsschlag unmittelbar vorbereitende Phase mit einer Beschleunigung des zeitabhängigen Entfestigungsprozesses eingeleitet, die nach rund eineinhalb Jahren ohne zusätzliche externe Anregung direkt zum Kollaps des Ostfeldes führt.

Damit liegt ein in sich geschlossenes Modell über den Mechanismusablauf des Gebirgsschlages Teutschenthal 11.09.1996 von der Auslösung des Sprödbrechvorganges, dem kettenreaktionsartigen Bruchvorganges bis zur Energiefreisetzung beim Kollaps sowie der Schadensakkumulation im umgebenden Gebirge vor.

Als Reaktion auf den Feldeszusammenbruch weist die Berechnung markante seiger stehende dilatante Zonen in dem über dem Kaliflöz lagernden Schichtpaket Hauptanhydrit / Grauer Salzton aus. Gestützt wird dieses Berechnungsergebnis durch die Gasfreisetzung mit erhöhter Kohlenwasserstoffführung über mehrere Wochen nach dem Gebirgsschlag, bei der es sich aufgrund der erheblichen Mengen (530 000 m³, ARGE, 1997) um ein Gasgemisch aus mineralgebundenen Gasen aus dem zerstörten Carnallit und freien Gasen aus dem Hauptanhydrit gehandelt haben muß, die über Rißbildungen im Hangenden ins Bruchfeld gelangt sind.

Die Barriereintegrität der darüber befindlichen hangenden Salinarschutzschichten Steinsalz und Roter Salzton ist erhalten geblieben, wie aus den Berechnungen und den Beobachtungen in situ hervorgeht.

Mit dem entwickelten visko-elasto-plastischen Entfestigungsmodell ist es grundsätzlich möglich, den Sprödbbruchvorgang und Gebirgsschlagmechanismus carnallitischer Kammerpfeiler-Abbausysteme einschließlich zeitabhängiger entfestigungsbedingter Auslösemechanismen in gebirgsmechanischen Modellen zu simulieren und die Auswirkungen extremer dynamischer Beanspruchungen auf die umgebenden geologischen Barrieren zu untersuchen.

5.4 Rückrechnung Gebirgsschlag Völkershäusen 1989

5.4.1 Modellaufbau

Das gebirgsmechanische Berechnungsmodell basiert auf einem geologischen W-E-Profileschnitt, der durch das Bruchfeld des Gebirgsschlages von Völkershäusen am 13.03.1989 verläuft (Abb. 5.22).

Als Berechnungsprogramm wurde der diskontinuumsmechanische Rechencode UDEC (2000) gewählt, in den das visko-elasto-plastische Stoffmodell als DLL-file geladen wurde.

Das gebirgsmechanische Strukturmodell bildet die geologische und bergmännische Situation generalisiert ab, um im ebenen Gebirgsmodell die wesentlichen geomechanischen Aspekte, die zum Kollaps des 6,5 km² großen Grubenfeldes geführt haben, analysieren und erklären zu können sowie eine belastbare Vorstellung zum Mechanismusablauf zu entwickeln.

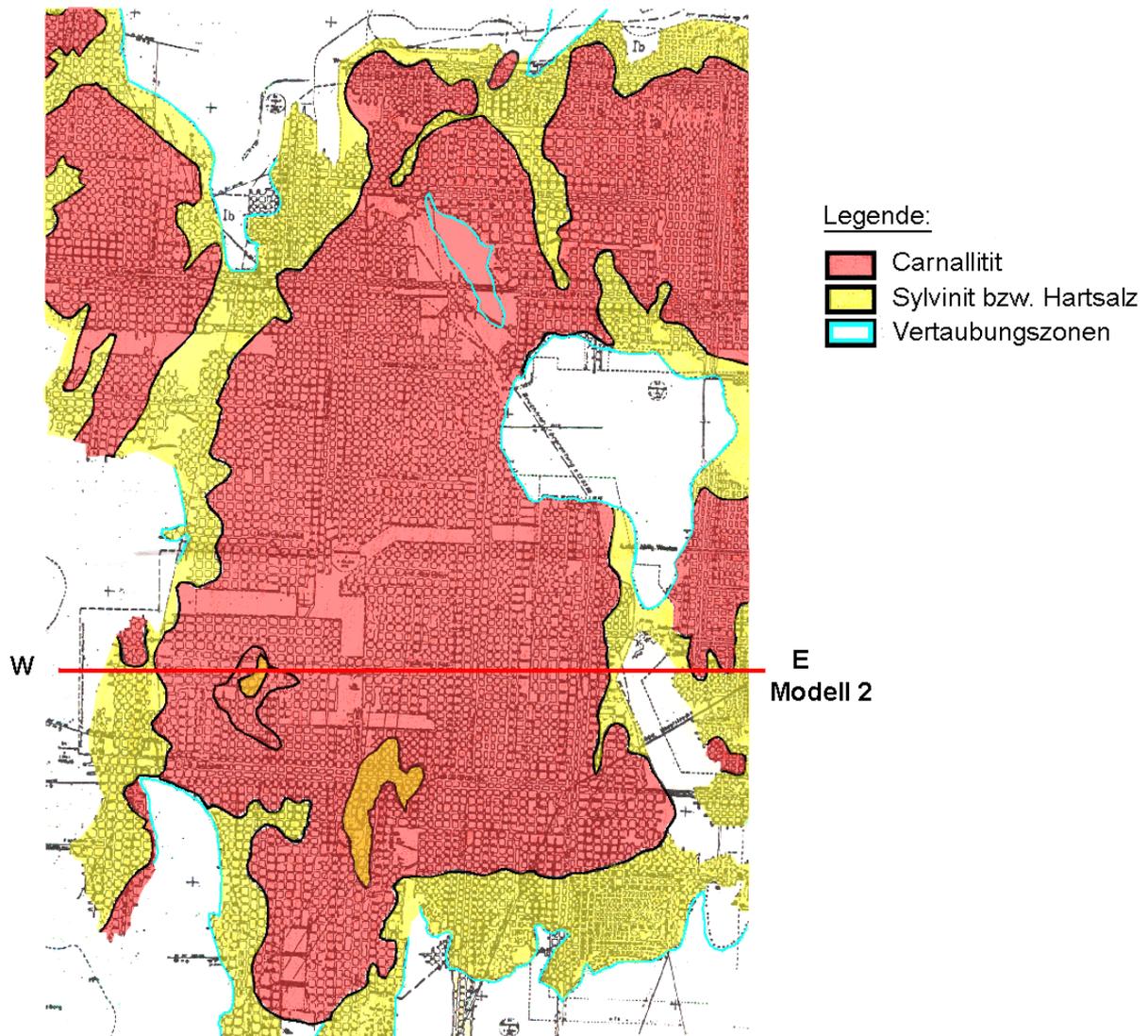


Abb. 5.22: Grube Merkers. Salzverteilung 2. Sohle Westfeld und Schnittspur Berechnungsmodell.

Das ebene Berechnungsmodell stellt einen W-E-Schnitt (Abb. 5.23) durch das ca. 2,2 km breite und sich in Nord-Süd-Richtung etwa 3,5 km erstreckende Bruchfeld dar, wobei in die Schnittebene die unter dem östlichen Bruchfeldrand durch Radarmessungen (KÄDING & LUKAS, 1997) und Bohrungen nachgewiesene Ausdünnung im Unteren Werra-Steinsalz auf weniger als 30 m sowie die über der 6. südl. Abt. n. Westen bei einer Zwischenmittelmächtigkeit von nur 35...40 m verlustarm abgebauten Bereiche der 1. Sohle projiziert wurden.

Das gebirgsmechanische Strukturmodell ist 3450 m breit und bildet das geologische Profil von der Tagesoberfläche bis ins Rotliegende in einer Tiefe von -700 m NN ab (Abb. 5.23). Die seitlichen Modellränder sind bei der statischen Berechnung in horizontaler Richtung verschiebungsfrei und der untere Modellrand ist in vertikaler Richtung fixiert. Bei den dynamischen Berechnungen wurden dagegen an den seitlichen Modellrändern energieabsorbierende, viskose Randbedingungen implementiert, welche die Energieabstrahlung in das umge-

bende Gebirge simulieren. Die im geologischen Profilschnitt vorgegebenen Schichtgrenzen und die das suprasalinare Deckgebirge durchsetzenden, mit ca. 80° nach Westen steil einfallenden Bruchstörungen, wie die Feldatal-Störung und die Dorndorf-Oechsen-Störungszone (Staffelbrüche mit nach Westen abgesenkten Schollenteilen), werden durch das Berechnungsmodell wiedergegeben.

Für das aus Buntsandstein aufgebaute Deckgebirge wurde ein elasto-plastisches Modell in Ansatz gebracht, wobei das Senkungsverhalten mit der Ausbildung des Senkungstrogens an der Tagesoberfläche am besten mit dem sogenannten ubiquitous-joint-model nachgebildet werden kann, welches die kleintektonische Zerlegung des Deckgebirges (orthogonal ausgerichtetes Primärklufsystem) qualitativ mitberücksichtigt (Tab. 5.6).

Das Schichtpaket des Zechsteins vom Oberen Fulda-Ton (T7r) unterhalb der Basis des Buntsandstein-Deckgebirges bis zum im Liegenden befindlichen Unteren Werra-Anhydrit (A1) wird im gebirgsmechanischen Modell einheitlich mit dem visko-elasto-plastischen Stoffmodell beschrieben, unter Ansatz der für die einzelnen Salinargesteine typischen Eigenschaften für Verfestigung/Entfestigung und Dilatanz sowie der viskosen, das Kriechverhalten der Gesteine bestimmenden Eigenschaften (Tab. 5.7).

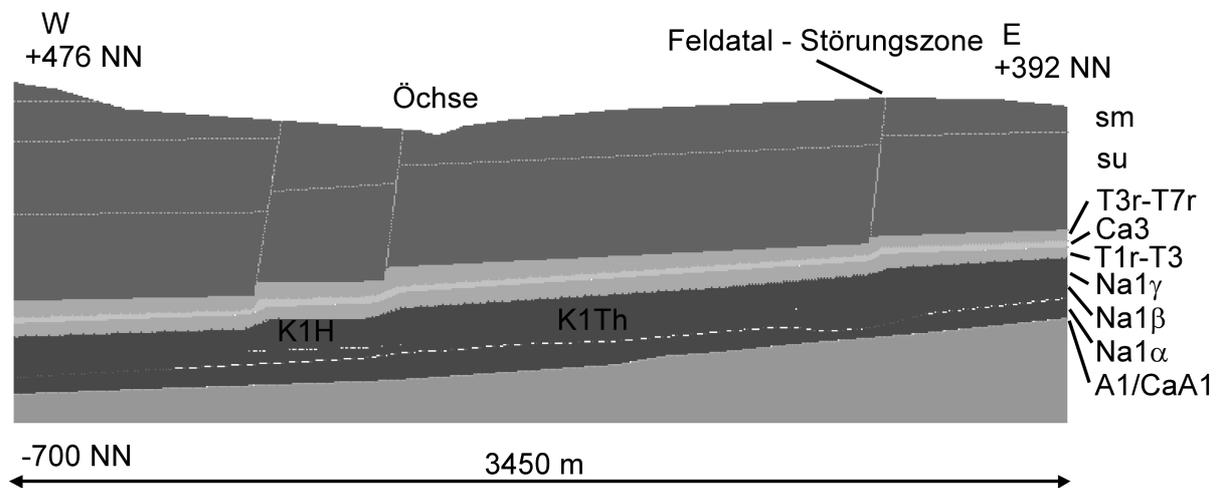
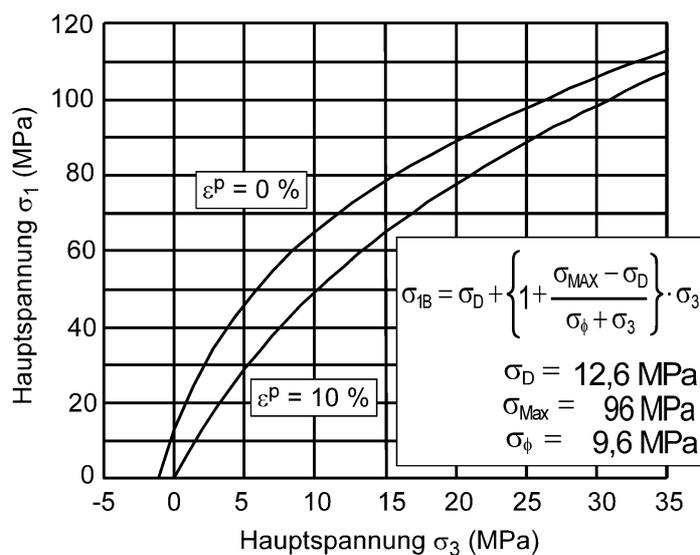


Abb. 5.23: Gebirgsmechanisches Strukturmodell 2 Westfeld Merkers

Tabelle 5.6 Stoffmodelle - Strukturmodell Westfeld Merkers

Gesteinsschicht	Modell	Stoffparameter				
		E [GPa]	ν	ϕ [°]	c [MPa]	
Buntsandstein	elasto-plastisch ubiquitous-joint-model	8	0,3	30	10	
Obere und Untere Letten	visko-elasto-plastisch mit Verfestigung/Entfestigung	10	0,26	-	-	
Plattendolomit	elasto-plastisch mit Entfestigung	60	0,25	-	-	
Oberes, Mittleres und Unteres Werra-Steinsalz	visko-elasto-plastisch mit Verfestigung/Entfestigung	25	0,25	-	-	
Kaliföz Thüringen	visko-elasto-plastisch mit Entfestigung	10	0,25	-	-	
Unterer Werra-Anhydrit	elasto-plastisch mit Entfestigung	60	0,25	-	-	
Diskontinuitäten						
Strukturelement	Modell	k_n [GPa/m]	k_s [GPa/m]	ϕ [°]	c [MPa]	
Schwächeflächen Deckgebirge	MOHR/COULOMB	-	-	30	0,5	
Schichtflächen außer Carnallit/Steinsalz	MOHR/COULOMB	10	1	30	1	
Schichtflächen Carnallit/Steinsalz	Joint Model	R [m]	k_n [GPa/m]	k_s [GPa/m]	ϕ [°]	$\phi_m^{(i)}$ [°]
	CONTINUOUSLY YIELDING	$0,5 \cdot 10^{-3}$...1	10	1	15	70...50

Abb. 5.24: Modell Westfeld Merkers: Bruchfestigkeit und Entfestigungsbereich Carnallit C₈₀ 2. Sohle

Für den Carnallitit sind in den Berechnungen die visko-elasto-plastischen Parameter der Varietät C_{80} verwendet worden (Abb. 5.24).

Für die Schichtenfolgen Plattendolomit und Unterer Werra-Anhydrit sind für die Viskositäten sehr große Werte angesetzt, die das nicht viskose, praktisch zeitunabhängige mechanische Verhalten dieser Gesteine angemessen reproduzieren (Tab. 5.7).

Tabelle 5.7 : Stoffparameter für visko-elasto-plastisches Modell - Strukturmodell Westfeld Merkers

Gesteinsschicht	Stoffparameter								
	G^M	K^M	η^M	m	G^K	η^K	σ_D	σ_{MAX}	σ_ϕ
	[GPa]	[GPa]	[MPa*d]	[MPa ⁻¹]	[GPa]	[MPa*d]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Letten	4	7	$2,1 \cdot 10^5$	0	7,3	$3,8 \cdot 10^4$	6	22,7	4 ¹⁾
Werra-Steinsalz	10	17	$8 \cdot 10^9$	0,33	63	$1,7 \cdot 10^5$	12,1	33,6	3,4 ¹⁾
Plattendolomit und Unterer Werra-Anhydrit	24	40	$(1 \cdot 10^{20})$	-	63	$(1 \cdot 10^{20})$	70	161	6,7 ²⁾
Kaliflöz Thüringen	6	10	$5,6 \cdot 10^8$	0,18	2,3	333	12,6	96	9,6 ²⁾

¹⁾ Dilatanzgrenze

²⁾ Bruchgrenze

Die das sekundäre bzw. stationäre Kriechen bestimmende Maxwell-Viskosität mußte für die Carnallitit- und Steinsalz-Bereiche bei den Berechnungen um den Faktor 100 höher gesetzt werden als die im Gesteinslabor ermittelten Werte, um Übereinstimmung mit dem in situ gemessenen Senkungs-Zeitverlauf über den Grubenfeldern zu erzielen. Diese Notwendigkeit resultiert aus dem Umstand, daß die stationären Kriechraten im Labor aufgrund der mit der Probenahme verbundenen Gefügeschädigung und der relativ kurzen Standzeiten prinzipiell überschätzt werden (KLÜGEL, et.al., 2001), d.h. die daraus direkt ermittelten Maxwell-Viskositäten generell zu gering sind.

Nach der Generierung des Primär- bzw. Grundspannungszustandes erfolgte im gebirgsmechanischen Berechnungsmodell die Auffahrung des Kammer-Pfeiler-Systems im Flöz Thüringen und anschließend im Flöz Hessen.

Für die im carnallitisch ausgebildeten Flöz Thüringen auf der 2. Sohle aufgefahrenen Quadratpfeiler im späteren Bruchfeld Völkershäuser wird als Verhältnis von Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe ein Intervallbereich von $\alpha = 4,1 \dots 7,0$ angegeben, mit einem mittleren Schlankheits-

maß von $\alpha = 5,1$ (IfB, 1989 a). Diese Einschätzung zur Pfeilerdimensionierung erfolgte unter dem damaligen Gesichtspunkt, die schwach dimensionierten Pfeiler als Ursache für den Gebirgsschlag auszuschließen. Im ebenen Berechnungsmodell wird deshalb ein an der unteren Grenze liegendes Schlankheitsmaß von $\alpha = 4$ angesetzt.

Die gebaute Mächtigkeit in den einzelnen Abbaublöcken der 2. Sohle wird mit 4,8...9 m eingeschätzt. Die durchschnittliche Mächtigkeit lag zwischen 5...6 m (IfB, 1989 b).

Die Festlegung der Kammer-Pfeiler-Parameter der 2. Sohle (Flöz Thüringen) für das ebene Berechnungsmodell erfolgt unter der Prämisse, daß die Pfeilerbelastung der Langpfeiler im Modell etwa der Pfeilerbelastung der Quadratpfeiler in situ entsprechen soll. Für die rechnerische Pfeilerbelastung gilt dabei:

Pfeilerbelastung Quadratpfeiler

$$\sigma_{PF,Q} = L_Q \cdot \sigma_z$$

$$\text{Lastfaktor} = \frac{\text{Systemfläche}}{\text{Pfeilerfläche}} \quad L_Q = \frac{A_S}{A_{PF}}$$

Pfeilerbelastung Langpfeiler

$$\sigma_{PF,L} = L_L \cdot \sigma_z$$

$$\text{Lastfaktor} = \frac{\text{Systembreite}}{\text{Pfeilerbreite}} \quad L_L = \frac{B_S}{B_{PF}}$$

Für $\sigma_{PF,Q} = \sigma_{PF,L}$ bzw. $L_Q = L_L$ folgt:

$$B_{PF} = \frac{1}{L_Q} \cdot B_S$$

Ausgehend von einer Systembreite von 46 m, bei einer Kammerbreite von 12 m in der Primärphase, wird unter Berücksichtigung sekundärer Abbaumaßnahmen (Sekundärabbau 44 %) für die Berechnung des Lastfaktors angesetzt:

$$L_Q = \frac{46\text{m} \cdot 46\text{m}}{30\text{m} \cdot 30\text{m}} = 2,35$$

Damit ergibt sich für die Breite der Langpfeiler bei einer Systembreite von $B_S = 46$ m im ebenen Modell ein Wert von $B_{PF} \approx 20$ m.

In einer Teufe von 800 m entspricht dies einer theoretischen Pfeilerbelastung von:

$$\sigma_{PF,L} = \frac{46 \text{ m}}{20 \text{ m}} \cdot \sigma_z = 45 \text{ MPa}.$$

Die Pfeilerbelastung vor Eintritt des Gebirgsschlages wurde mit 32...43 MPa eingeschätzt (IfB, 1989 a), wobei sie eher im Bereich des oberen Wertes gelegen haben dürfte. Mit Frac-Sondierungen in Pfeilern wurden im Zeitraum von 1977 bis 1989 Ruhedrucke, die der Größe der minimalen Hauptspannung entsprechen, zwischen 25 MPa und 30 MPa gemessen.

Für das ebene Berechnungsmodell ergeben sich folgende Abbauparameter im Carnallitit der 2. Sohle:

Systembreite:	46 m
Kammerbreite:	26 m
Pfeilerbreite:	20 m
Abbauhöhe:	5 m
Schlankheitsmaß:	4

Auf der 1. Sohle im Hartsalz mit einer durchschnittlichen Flözmächtigkeit von 2...2,5 m wurden bis 1987 standsichere Quadratpfeiler aufgefahren. Ab 1987 erfolgte die Umstellung auf nachgiebige Kurzpfeiler mit einem Ausgangsschlankheitsmaß von $\alpha = 1,7$ (Verhältnis Pfeilerbreite zu -höhe). Die Pfeilerbelastungen erreichten dabei Werte bis 75 MPa (IfB, 1989 b). Mit diesen Abbauparametern wurde ein E-W-orientierter, 120 m breiter Barrierepfeiler auf der 2. Sohle unter der Ortslage Völkershausen in breiter Front überbaut und das Abbaufeld auf der 1. Sohle im Hartsalz weiter nach Süden entwickelt (Abb. 5.25). Infolge der zu schwach bemessenen Pfeilerparameter wurden umfassende Spannungsumlagerungsvorgänge ausgelöst, die zu einer durch Frac-Messungen nachgewiesenen Erhöhung der minimalen Hauptspannung um ca. 30 % im Gebiet der Abbaufont führten, deren Einfluß erst in einer Entfernung von ca. 60 m im Abbauvorfeld abgeklungen war. In den schlanken Hartsalzpfeilern wurden noch Ruhedrucke von 20 bis 30 MPa im Bereich der Pfeilerkerne gemessen, was auf hohe vertikale Belastungen schließen läßt.

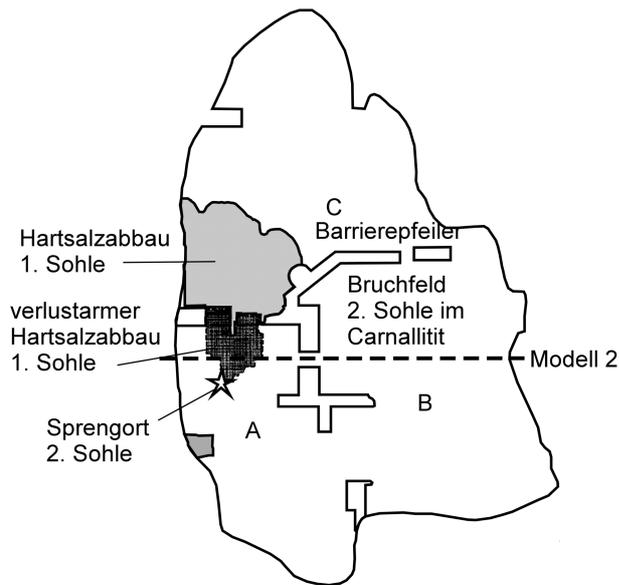


Abb. 5.25: Bruchfeld auf der 2. Sohle im Carnallit beim Gebirgsschlag Völkershausen 1989 und Abbaustand auf der 1. Sohle im Hartsalz

Mit dem verlustarmen Abbau auf der 1. Sohle war eine erhebliche Aktivierung des induzierten Senkungsvorganges verbunden, für den im ersten Jahr nach Einführung der neuen Abbauparameter eine maximale Firstabsenkung in der Größenordnung um 300 mm prognostiziert wurde. Da der nachgiebige Abbau im Hartsalz der 1. Sohle für die Gebirgsschlagauslösung von Bedeutung ist, wurde er im ebenen gebirgsmechanischen Berechnungsmodell mit den folgenden Abbauparametern nachgebildet:

Systembreite:	14 m
Kammerbreite:	10 m
Pfeilerbreite:	4 m
Abbauhöhe:	3 m
Schlankheitsmaß:	1,3

Bei einem Lastfaktor von

$$L_L = \frac{14 \text{ m}}{4 \text{ m}} = 3,5$$

entspricht dies einer theoretischen Pfeilerbelastung von $\sigma_{PF,L} = 69 \text{ MPa}$. Die für die Hartsalzpfeiler der 1. Sohle im Berechnungsmodell angesetzte Bruchfestigkeit und das Entfestigungsverhalten sind in Abb. 5.26 dargestellt.

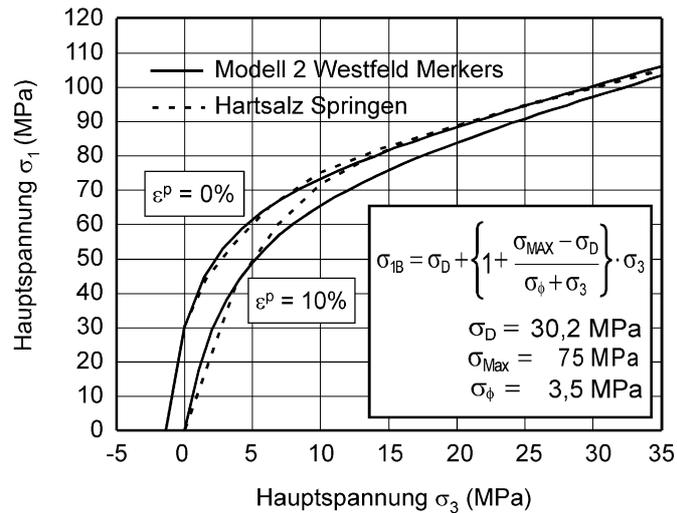


Abb. 5.26: Modell 2 Westfeld Merkers: Bruchfestigkeit und Entfestigungsbereich Hartsalz 1. Sohle

Mit den angegebenen Abbauparametern für die 1. und 2. Sohle wurden im Berechnungsmodell die folgenden Abbaufelder in zeitlicher Abfolge angelegt:

2. Sohle im Carnallitit

- Abbaufeld östlich vom Bruchfeld
 - Breite: 457 m bzw. mit Symmetrieachse: 914 m
 - 10 Pfeiler
 - 10 Kammern
- Abbaufreibereich: 250 m
- Westfeld (Bruchfeld Völkershausen)
 - Breite: 2211 m
 - 48 Pfeiler
 - 49 Kammern
- Abbaufreibereich im Westen zur Grube Unterbreizbach
 - Breite: 531 m bzw. mit Symmetrieachse: 1062 m

1. Sohle im Hartsalz

- Baufeldbreite: 378 m
- 26 Pfeiler
- 27 Kammern

Die durch das Mittlere Werra-Steinsalz gebildete Zwischenmittelmächtigkeit zwischen der 1. und 2. Sohle beträgt im Modell im Westen 42 m und im Osten 31 m.

Die Anlage der Abbaufelder im Modell folgte der in situ auf der 2. Sohle im Carnallit betriebenen Auffahrungsrichtung von Ost nach West. Anschließend wurden die Abbaue der 1. Sohle im Hartsalz angelegt. Die Auffahrungen erstrecken sich im Modell über einen Zeitraum von 20 Jahren, entsprechend der Abbautätigkeit von 1969 bis 1989.

Tabelle 5.8: Diskretisierung - Strukturmodell Westfeld Merkers

Gebirgsschicht	Elementgröße [m]	Zonen
Buntsandstein	20	27.342
Obere Letten	20	2.902
Plattendolomit	10	7.156
Untere Letten	20	2.886
Oberes Werra-Steinsalz	6	63.238
Kalisalzflöz Hessen	1x1	7.480
Mittleres Werra-Steinsalz	5	40.264
Kalisalzflöz Thüringen	2x2	22.200
Unteres Werra-Steinsalz	4	92.640
Unterer Werra-Anhydrit und Rotliegendes	20	9.814

Die Diskretisierung der einzelnen Gebirgsschichten im numerischen Modell ist in Tabelle 5.8 angegeben. Die deformierbaren, mit unterschiedlichen Stoffmodellen belegten Gebirgsschichten bzw. Blöcke (siehe Tab. 5.8) sind aus 275.922 Zonen aufgebaut, die Schichtflächen und Störungszonen besitzen 26.593 Kontakte.

5.4.2 Primärspannungszustand

Der lithostatische Teufendrucke, d.h. der Primär- bzw. Grundspannungszustand σ_G , ergibt sich aus dem Aufbau des Buntsandstein-Deckgebirges, des Zechsteins und des Rotliegenden.

Im Werra-Kaligebiet wird bei der Dimensionierung von Tragsystemen in Grubengebäuden generell ein Teufendruckgradient angesetzt von:

$$D_G = \rho \cdot g = 0,0245 \text{ MPa/m}$$

mit: mittlere Dichte $\rho = 2,5 \text{ g/cm}^3$
Erdbeschleunigung $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Mit diesen Teufendruckgradienten ist auch die Vertikalspannungskomponente im gebirgsmechanischen Berechnungsmodell initialisiert worden.

In Gebirgsschichten mit ausgeprägtem Kriech- und Relaxationsverhalten, wie Salzgesteinen, bestätigen Meßergebnisse die Ausbildung eines isotropen Spannungszustandes mit allseitig gleichem Druck, der dem lithostatischen Überlagerungsdruck entspricht. Dementsprechend wurde der Seitendruckbeiwert im Zechstein bis zu den Unteren Letten mit $\lambda = 1$ angesetzt.

Aus Spannungssondierungen im postsalinaren Deckgebirge sind Seitendruckbeiwerte im Bereich $\lambda = 0,6$ bis $1,2$ bekannt (GROß, et.al., 1986). Der Wert von $\lambda = 0,5$, der in den Berechnungen angesetzt wurde, kann ohne Berücksichtigung eines tektonischen Anteils als unterer Grenzwert für den Seitendruckbeiwert des Deckgebirges in flacher Lagerung angesehen werden. Der niedrige Seitendruckbeiwert im Deckgebirge wurde gewählt, um ein Versagen an den steil einfallenden Störungen zu ermöglichen, ein Mechanismus, der im Zusammenhang mit den Gebirgsschlagursachen diskutiert worden ist (KNOLL, 1989).

Der Übergang vom anisotropen Primärspannungszustand in dem aus sedimentären Ablagerungsfolgen des Buntsandsteins bestehenden Deckgebirge zu dem isotropen Spannungszustand im fließ- bzw. kriechfähigen Salinar wird im Modell im Bereich der Unteren Letten vollzogen.

Die Generierung des Grundspannungszustandes im Deckgebirge erfolgte in einigen Berechnungsvarianten unter Abbildung eines hydrostatischen Poren- und Kluftwasserdruckes im Buntsandstein bzw. in den berücksichtigten Störungszonen.

Die das Steinsalz überlagernden Tonschichten Braunroter Salzton, Untere Letten, Obere Letten und Bröckelschiefer dichten das Salzgebirge gegen den wasserführenden Buntsandstein ab und fungieren als hydraulische Barrierschichten. Der von den Unteren und Oberen Letten eingeschlossene Plattendolomit mit seinem Kluftspeicher wird zur Kaliabwasserver-senkung genutzt. Im Plattendolomit wurde deshalb in einigen Berechnungen ein Poren- bzw. Kluftwasserdruck angesetzt.

5.4.3 Statische Berechnung des Zustandes vor Gebirgsschlag

Nach Initialisierung des Primärspannungszustandes im unverritzten Gebirgsmodell wurde mit der Anlage der Abbaukammern im Carnallitit am östlichen Modellrand begonnen und die Auf-fahrung der Baufelder auf der 2. Sohle mit einer nach Westen gerichteten Abbauentwicklung nachvollzogen. Durch die Hohlrumschaffung im Carnallitit wurden Entfestigungs- und Kriechvorgänge in Gang gesetzt, die im Modell mit Hilfe des visko-elasto-plastischen Stoff-modells erfaßt werden. Deutlichen Einfluß auf die Entfestigung der Pfeilerkonturen üben auch die Kontaktbedingungen zwischen Carnallitit und Steinsalz aus.

Bei statischen Beanspruchungen ist die Entfestigung an den Kontaktflächen der Pfeiler zum hangenden und liegenden Steinsalz stark eingeschränkt. In den statischen Kriechrechnun-gen mit Entfestigung wurde dies erreicht, indem ein relativ hoher initialer Reibungswinkel zum Ansatz kam und der Abfall des Reibungswinkels mit der plastischen Scherverschiebung durch Wahl eines entsprechend großen Rauigkeitsparameters gering gehalten wurde (Abb. 5.27). Im sogenannten kontinuierlichen Kluffentfestigungsmodell gilt für den wirksamen Rei-bungswinkel ϕ_m (CUNDALL & LEMOS, 1990):

$$\phi_m = (\phi_m^{(i)} - \phi) \cdot \exp\left(-\frac{u_s^p}{R}\right) + \phi \quad (7.1)$$

mit: $\phi_m^{(i)}$: initialer Reibungswinkel
 ϕ : Restreibungswinkel
 R : Rauigkeitsparameter
 u_s^p : plastische Scherverschiebung,

wobei sich der effektive Dilatanzwinkel i aus der Differenz des wirkenden Reibungswinkels und des Restreibungswinkels einstellt:

$$i = \arctan \frac{|\tau|}{\sigma_n} - \phi \quad (7.2)$$

mit: τ : Schubspannung
 σ_n : Normalspannung.

Abgeleitet aus Parameterstudien wurde für die Reibungsparameter an den Kontaktflächen Carnallitit/Steinsalz unter statischen Belastungsbedingungen in den Berechnungen angesetzt:

$$\phi_m^i = 70^\circ$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$R = 1 \text{ m.}$$

Diese Reibungsparameter sollten, da sie von entscheidendem Einfluß auf die Langzeitstabilität von Pfeilertragsystemen im Carnallitit sind, durch experimentelle Untersuchungen an Schichtflächen Carnallitit/Steinsalz überprüft werden.

Das Erscheinungsbild der konkav entfestigten und ausgebrochenen Pfeilerkonturen kann unter Ansatz der Entfestigungsmodelle für Gestein und Kontaktflächen qualitativ im Berechnungsmodell nachvollzogen werden. An den von Dilatanz betroffenen Konturbereichen bilden sich Abschalungen, die im Laufe der Standzeit die typisch konkave Konturgeometrie von Carnallititpfeilern mit kohäsiven („gut verwachsenen“) Schichtflächen zwischen Carnallitit und hangendem bzw. liegendem Steinsalz prägen (Abb. 5.27).

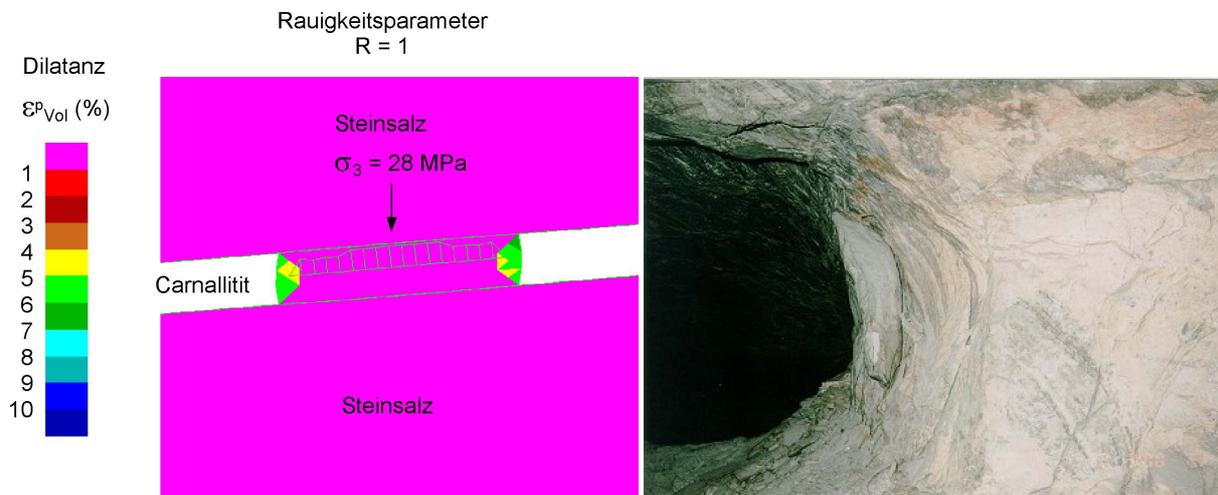


Abb. 5.27: Ausschnitt Modell 2 Westfeld Merkers: Berechnete entfestigte Pfeilerkonturen und Profil der minimalen Hauptspannung nach 20 Jahren Standzeit im Vergleich mit in situ vorgefundenen Entfestigungserscheinungen. Maxwell-Viskosität: Carnallitit $\eta_M = 5,6 \cdot 10^8$ MPa·d, Steinsalz $\eta_M = 8 \cdot 10^9$ MPa·d.

Die Berechnungen zum statischen Ausgangszustand vor dem Gebirgsschlag unter gleichzeitiger Wirkung von Entfestigung und Kriechen wurden über einen Zeitraum von 20 Jahren durchgeführt. Die berechnete minimale Hauptspannung von $\sigma_3 = 28 \text{ MPa}$ in den Pfeilerkernen (Abb. 5.27) liegt im Bereich der vor dem Gebirgsschlag gemessenen Frac-Ruhedrucke von 25...30 MPa (IfB, 1989 a). Durch die Auffahrung des Hartsalzbaufeldes der 1. Sohle

nach den Auffahrungen im Carnallit der 2. Sohle mit schlanken Pfeilern wurde der Senkungsvorgang reaktiviert und umfassende Spannungsumlagerungen ausgelöst. Die gemessenen Übertagesenkungen bis 10/88 erreichten maximal 0,1 m (OB, 1989). In der Berechnung stellen sich über dem Hartsalzfeld die größten Senkungen mit 0,15 m ein (Abb. 5.28). Der intensive Abbau auf der 1. Sohle bedingt hohe Pfeilerbelastungen, die gemäß des Berechnungsergebnisses im Niveau um 70 MPa liegen. Diese hohen Pfeilerbelastungen haben im Vorfeld des Gebirgsschlages verstärkt zu Firstfällen auf der 1. Sohle geführt. Die Belegschaft war aufgrund dieser Ereignisse, die Ausdruck des stark "arbeitenden" Gebirges waren, beunruhigt und verunsichert, so daß Expertenberatungen einberufen wurden. Ein untertage auf der 1. Sohle durchgeführtes Senkungsnivellement ergab eine Firstabsenkung von 200 mm (OB, 1989) vor dem Gebirgsschlag, die mit der Berechnung übereinstimmt (Abb. 5.28). Die hohen Pfeilerbelastungen auf der 1. Sohle und der geringe Abstand zwischen 1. und 2. Sohle haben insbesondere im Bereich des Baufeldrandes der 1. Sohle auf der 2. Sohle Zusatzbeanspruchungen hervorgerufen (Abbaukantenwirkung), wie aus den Berechnungen abzuleiten ist. Die Berechnungen belegen die erhöhten Pfeilerbelastungen auf der 2. Sohle im Carnallit im Vorfeld der Abbaukante der 1. Sohle mit 55 ... 65 MPa und den Druckschatten unterhalb der 1. Sohle mit Pfeilerbelastungen von 45 ... 55 MPa (Abb. 5.29).

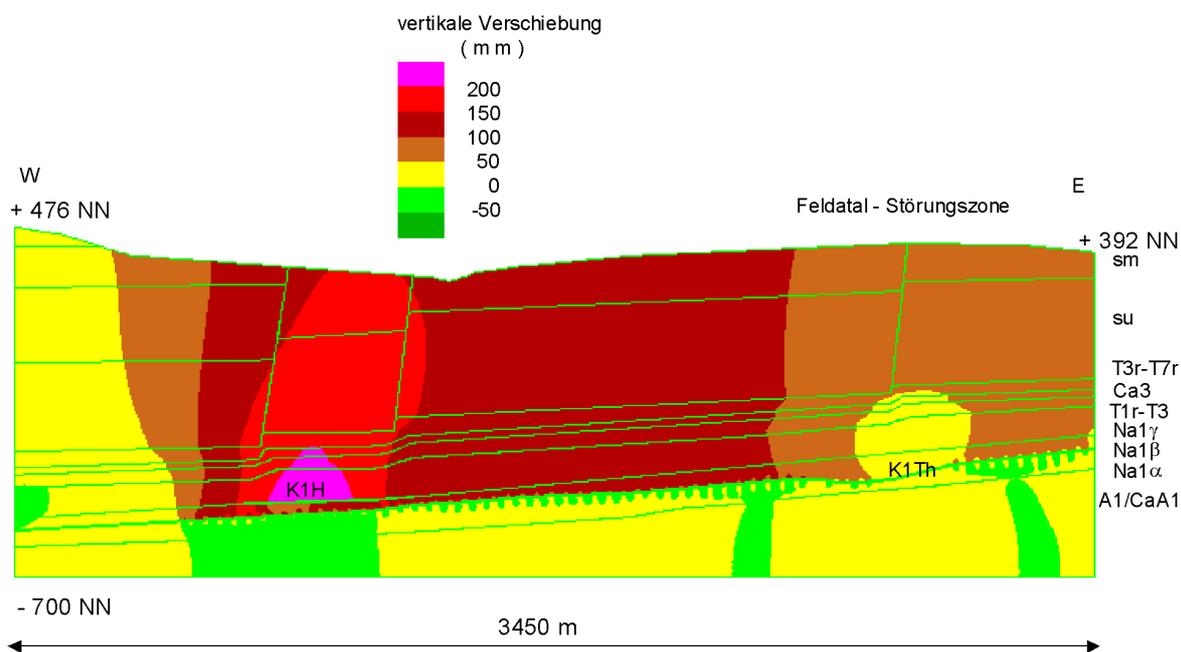


Abb. 5.28: Gebirgsmechanisches Strukturmodell 2 Westfeld Merkers: Vertikales Verschiebungsfeld vor dem Gebirgsschlag

Die Berechnungen vermitteln ein Bild der ungünstigen gebirgsmechanischen Auswirkungen des nachträglich erfolgten verlustarmen Hartsalzabbaus der 1. Sohle auf die bereits ein Jahrzehnt zuvor aufgefahrenen, spröbruchgefährdeten carnallitischen Tragelemente der 2. Sohle. Der Vorgang der Auslösung des Gebirgsschlages wird im nächsten Punkt behandelt.

5.4.4 Dynamische Berechnung - Gebirgsschlag

Das Initial für den Gebirgsschlag lieferte eine Regulierungssprengung an einem Carnallitpfeiler der 2. Sohle, der an der zur Abförderung vorgesehenen Bandachse lag. Bei den zuvor durchgeführten Regulierungssprengungen wurden bereits wiederholt lokale Konturbruchereignisse registriert.

Der Carnallitpfeiler, dessen Versagen den Gebirgsschlag auslöste, lag unmittelbar unterhalb der Abbaufont der 1. Sohle (Abb. 5.25) und damit unter Zusatzbeanspruchung. Hinzu kam, daß der Pfeiler bereits während der Primärauffahrung durch ein seismisch registriertes Bruchereignis geschwächt worden war (Ereignis vom 20.03.1980).

Mit der das Initial für den Gebirgsschlag liefernden Sprengung wurde im Bereich einer Gesamthöhe von 10 m die den Pfeiler stabilisierende Berme beseitigt (KBW, 1990). Es ist also durchaus verständlich, daß als Initialzündung für den Gebirgsschlag die relativ geringe Sprengstoffmenge von 30 kg Dekamon ausreichte.

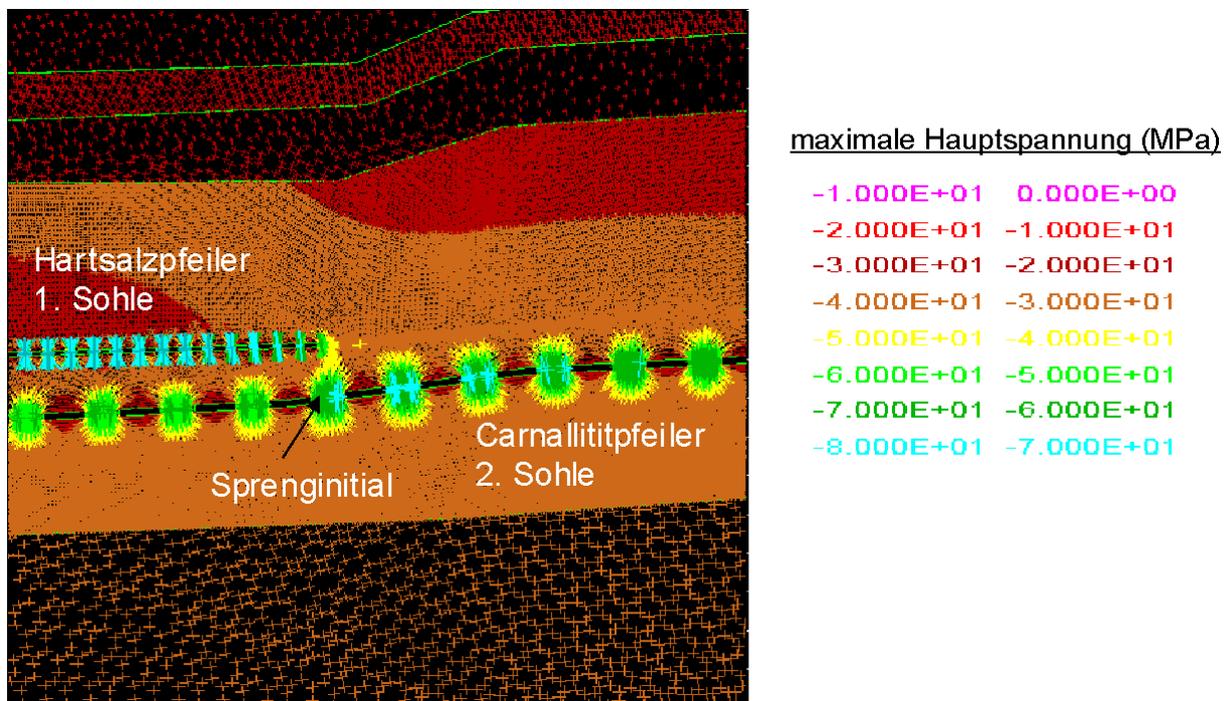


Abb. 5.29: Ausschnitt Modell Westfeld Merkers: Überzugswirkung 1. Sohle auf 2. Sohle (Vektoren maximale Hauptspannung).

Im Berechnungsmodell wurde an dem unter der Abbaufont der 1. Sohle gelegenen Carnallitpfeiler mit unsymmetrischer Lasteinleitung (Abb. 5.29) die Sprengung durch Aufgabe eines Druckimpulses simuliert. Ein progressiver Pfeilerbruchvorgang trat ein, wenn an den Kontaktflächen der Pfeiler im dynamischen Lastfall die folgenden Parameter wirksam waren:

$$\begin{aligned}\phi_i &= 50^\circ \\ \phi &= 15^\circ \\ R &= 0,5 \text{ mm.}\end{aligned}$$

Diese Parameter bewirken eine stärkere Entfestigung der Kontaktflächen Carnallit/Steinsalz unter dynamischer Beanspruchung. Nur unter Annahme eines derartigen Effektes läßt sich ein kettenreaktionsartiger Bruchvorgang an gedrungenen, im Verhältnis zur Höhe relativ breiten Carnallitpfeiler (im Modell B : H = 4) erklären. Der experimentelle Nachweis dieses geschwindigkeitsabhängigen Schereffektes durch direkte Scherversuche und die Umsetzung in ein adäquates Schermodell für Schichtflächen im Salinar stehen noch aus.

In der dynamischen Berechnung unter Ansatz obiger Schichtflächenparameter versagen nach der Sprengsimulation im ebenen Modell zunächst die Carnallitpfeiler im Umfeld unterhalb der 1. Sohle, bevor sich der Bruchvorgang in Richtung Osten fortpflanzt.

Die Dynamik des Bruchvorganges gedrungener Carnallitpfeiler ist dadurch gekennzeichnet, daß sich die dicht hinter den entfestigten Konturzonen liegenden Hochspannungszonen durch schnelles Fortschreiten der Konturentfestigung in das Pfeilerzentrum verlagern und dort lokal hohe Pfeilerspannungen auftreten, bevor auch die Pfeilerkerne den Belastungen nicht mehr standhalten und versagen (Abb. 5.30). Die entfestigten Pfeilerrandbereiche werden explosionsartig durch Translationsbewegung in die Abbaukammern geschleudert (Abb. 5.33). Beobachtungen am Randbereich des Bruchfeldes stützen diesen Zerstörungs- und Bruchmechanismus (Abb. 5.32). Die Abbaukammern sind dort vollständig mit Bruchmassen verfüllt.

Die über den Pfeilerquerschnitt gemittelte Tragfähigkeit liegt deutlich niedriger (beim Verhältnis Pfeilerbreite zu -höhe von 4 in der Berechnung bei etwa 55 MPa) als die beim Pfeilerkollaps aufgenommene Spitzenlast in den Pfeilerkernen (Abb. 5.30).

Der einmal in Gang gesetzte Bruchprozeß mit hohen dynamischen Zusatzlasten an der Bruchfront entwickelt eine Eigendynamik und überwindet auch statisch noch nicht instabile Tragelemente. Der Bruchvorgang wird erst am Baufeldrand bzw. im Übergangsbereich von carnallitischer zu sylvinitischer Fazies gestoppt. Das sich an den Abbaufreibereich unter der

Feldatal-Störungszone östlich anschließende carnallitische Abbaufeld ist vom Gebirgsschlag nicht betroffen worden. Die Berechnung kommt zum gleichen Ergebnis. Der Abbaufreibereich gerät als randlicher Auflagebereich unter Zusatzlast (Kurve 4 in Abb. 5.30), die Pfeiler im östlich benachbarten Abbaufeld nehmen die stark abgeschwächte dynamische Zusatzlast ohne Versagen auf (Kurve 5 in Abb. 5.30). Für die 1600 m vom dynamisch angeregten Pfeiler bis zum östlichen Baufeldrand benötigt der Bruchvorgang in der Berechnung etwa 2,2 Sekunden (Abb. 5.30, Kurve 3).

Beim Gebirgsschlag am 13.03.1989 wurde ca. 2,5 s nach Ereignisbeginn das Signalkabel im Wetterverbund zwischen den Gruben Merkers und Unterbreizbach zerstört (KBW, 1989 a). Die Distanz vom Anregungsort bis dorthin beträgt etwa 2000 m.

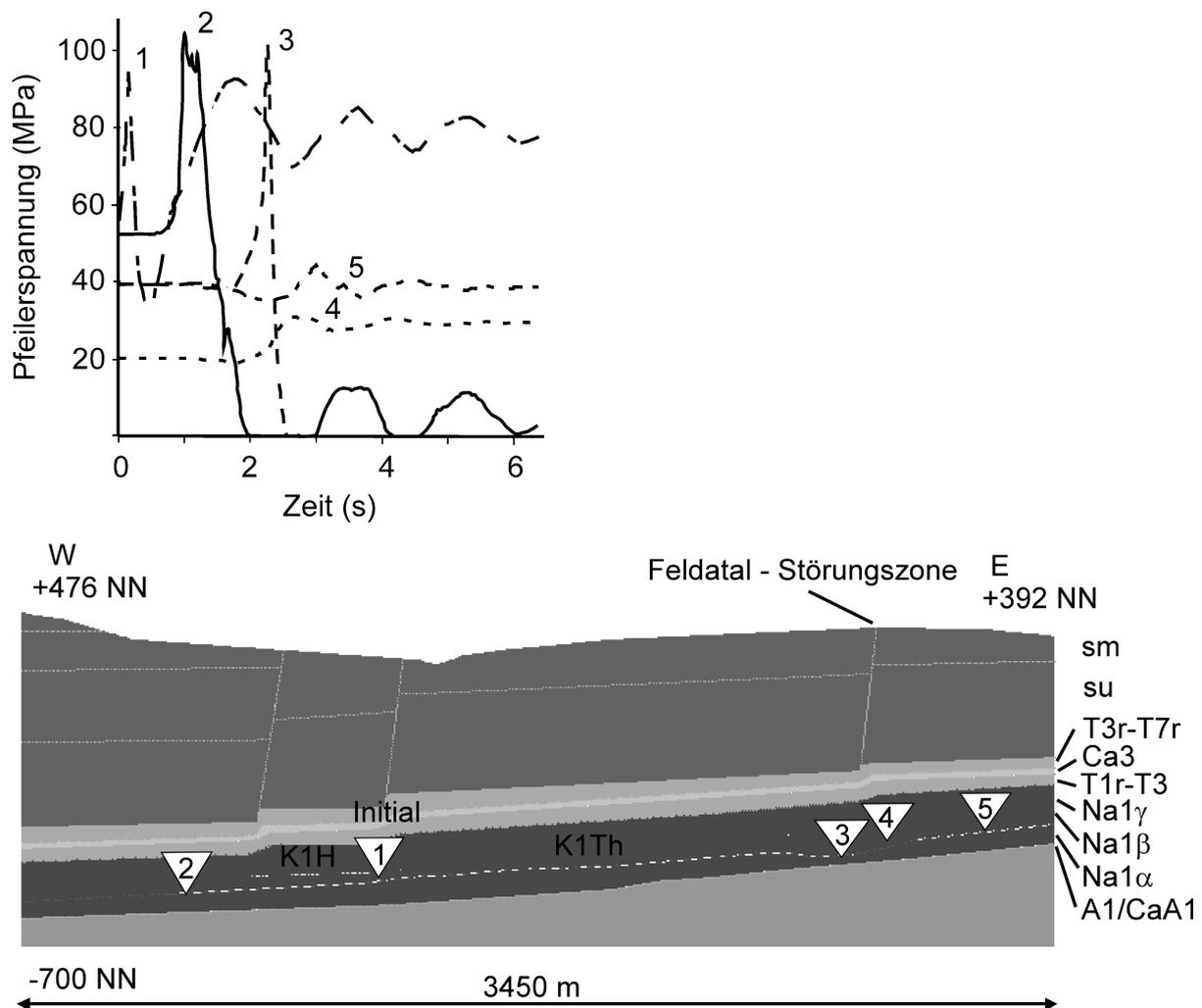


Abb. 5.30: Zeitliche Entwicklung des Pfeilerbruchvorganges im Carnallit der 2. Sohle

Die seismologischen Untersuchungen kamen ebenfalls zu dem Ergebnis, daß die Ausbreitung des Bruchprozesses über das gesamte Grubenfeld innerhalb einer Zeitspanne von 2...3 Sekunden abgelaufen ist (AHORNER, 1991). Der kettenreaktionsartige Pfeilerbruchvorgang in

der dynamischen Berechnung ist damit in guter Übereinstimmung mit dem realen zeitlichen Ablauf des Gebirgsschlagprozesses.

Abb. 5.31 stellt das berechnete vertikale Verschiebungsfeld im Gebirge zu verschiedenen Zeitständen dar. Die dynamisch eingetretene Absenkung der Tagesoberfläche erreicht in der Berechnung im Senkungszentrum nach dem Ausschwingen etwa 1 m (Abb. 5.31), vom Betrag her die gleiche Größenordnung wie in der nach dem Gebirgsschlag durchgeführten Senkungsmessung. Das berechnete Senkungsprofil weicht von dem gemessenen Ost-West-Profil ab, da in der Berechnung der N-S angeordnete, das Grubenfeld jedoch nicht vollständig separierende Baustreifentrennpfeiler weggelassen wurde. Dieser Baustreifentrennpfeiler (Abb. 5.25) wurde beim Bruchprozeß in situ umlaufen bzw. übersprungen, seine Stützwirkung ist jedoch im übertägigen Senkungsnivellement erkennbar.

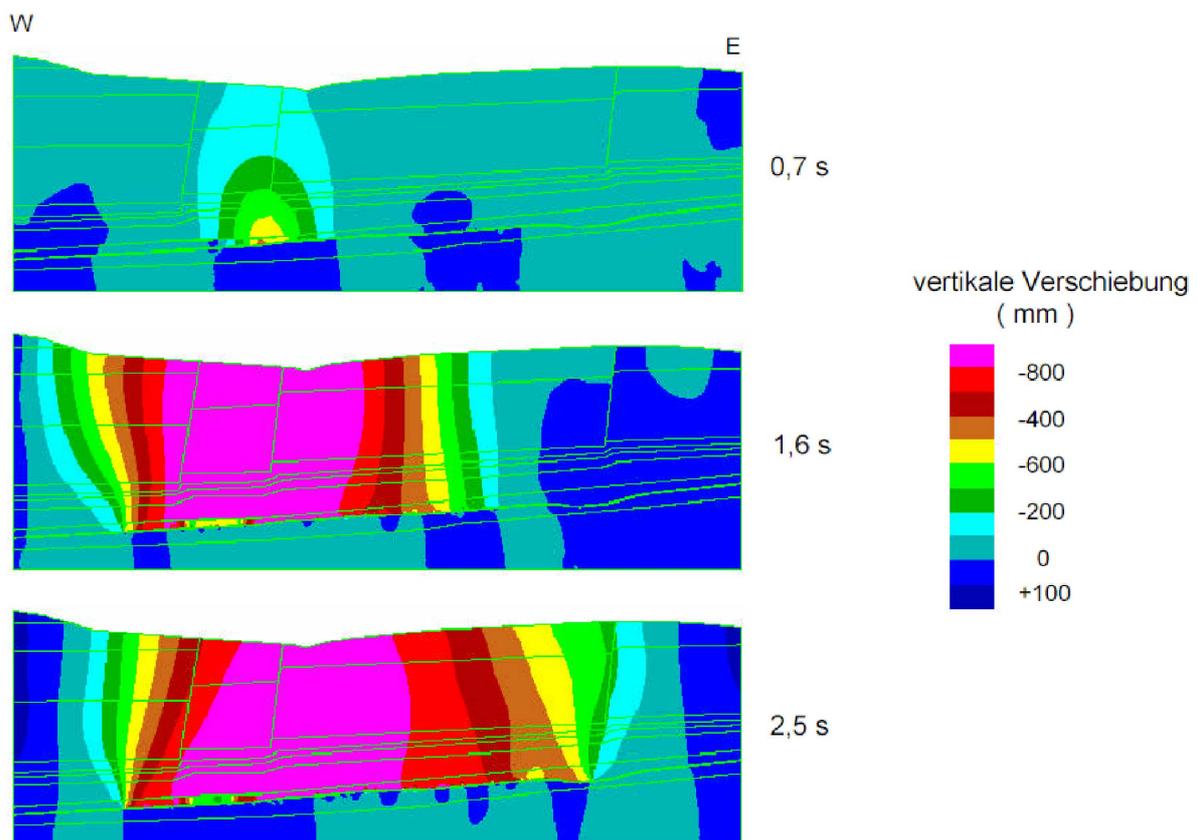


Abb. 5.31: Modell Westfeld Merkers: Vertikales Verschiebungsfeld zu verschiedenen Zeitständen nach Gebirgsschlagauslösung

An der im gebirgsmechanischen Strukturmodell nachgebildeten Feldatal-Störung, am östlichen Rand des Bruchfeldes, ist eine Scherdislokation im Dezimeterbereich eingetreten. Die Störungszonen über dem Bruchfeld sind dagegen nicht aktiviert worden.

Die markscheiderischen Messungen ergaben keine Hinweise auf Scherverschiebungen an Störungszonen, möglicherweise sind sie auch wegen der relativ geringen Beträge durch die tertiären Überlagerungen des Buntsandsteins in situ nicht erkennbar. Beim Gebirgsschlag in Heringen 1953 wurden Versetzungsbeträge von über einem halben Meter festgestellt.

Die berechnete Schwinggeschwindigkeit an den beiden Flanken der Feldatal-Störung liefert zu Beginn entgegengesetzte Ausschläge. An einigen seismischen Stationen sind auch abweichend von den hauptsächlich auf den Herd gerichteten ersten Bewegungen (Dilatation), die für einen Implosionsvorgang typisch sind, Kompressionen gemessen worden.

Die Absenkbewegung des postsalinaren Deckgebirges kann randlich über dem kollabierenden Grubenfeld mit Scherdislokationen entlang steil stehender Störungszonen verknüpft sein, die gegenüber der primären Implosionsphase mit einer gewissen zeitlichen Verzögerung einsetzen (Abb. 5.31).

Das Auftreten von Kompressionen an einigen wenigen Stationen steht also nicht im Widerspruch zum initialen, implosionsartigen Herdvorgang.

Die nach dem Gebirgsschlag gemessenen Senkungsraten nahmen sehr schnell ab. Innerhalb einer Woche nach dem Gebirgsschlag wurde in Völkershäuser eine Zunahme der Senkungen von nur wenigen Zentimetern gemessen (KBW, 1989 b). Dieses Ergebnis korreliert mit dem vollständigen Verfüllungsgrad der Grubenbaue, wie er bei untertägigen Erkundungen im Bruchfeld am 14. und 15.03.1989 vorgefunden wurde (Abb. 5.32).



Abb. 5.32: Nach dem Gebirgsschlag vorgefundene mit Bruchmassen verfüllte Abbaukammern auf der 2. Sohle im Carnallitit

In der dynamischen Berechnung wurden ebenfalls die Abbaukammern durch Translation des entfestigten, dilatanten Pfeilergesteins nahezu vollständig zugeschoben (Abb. 5.33). Die nachfolgende Kriechrechnung liefert einen schnell abklingenden Senkungsverlauf an der Tagesoberfläche.

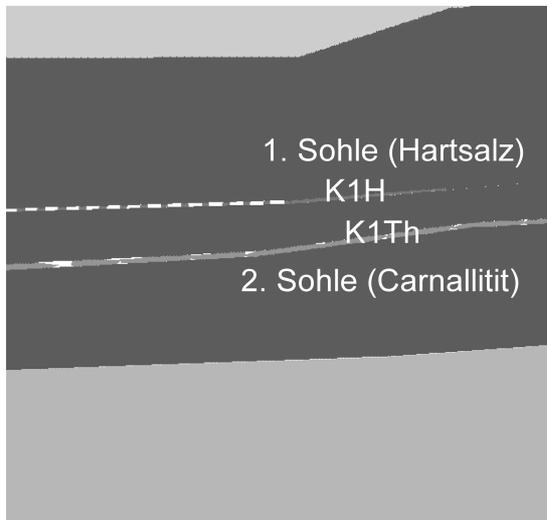


Abb. 5.33: Im Berechnungsmodell durch Translation des entfestigten Carnallitits zugeschobene Abbaukammern ca. 6 Sekunden nach Gebirgsschlagauslösung

5.4.5 Beanspruchung der geologischen Barrieren

Für den statischen Ausgangszustand vor dem Gebirgsschlag ergeben die Berechnungen, abgesehen von den die Abbauhohlräume unmittelbar umgebenden Auflockungszonen, daß die hangende und liegende Steinsalzbarriere frei von Dilatanz sind. Das bedeutet, daß die im Zusammenhang mit dem quasistatisch ablaufenden Konvergenz- und Senkungsprozeß stehende Abbaueinwirkung in den geologischen Barrieren keine Gefügeschädigung hervorgerufen hat, welche die Dichtwirkung beeinträchtigt. Die Primärpermeabilität des Steinsalzes ist in den Barrieren erhalten geblieben. Auch die minimale Hauptspannung in den salinaren Barriereschichten liegt deutlich über der theoretisch möglichen hydraulischen Druckbelastung.

Die Dichtheit der geologischen Barrieren ist damit selbst im flächenhaft ausgedünnten Unteren Werra-Steinsalz unter dem östlichen Baufeldrand unter statischen Bedingungen gewährleistet. Dieses Berechnungsergebnis ist konform mit den Erfahrungen und Beobachtungen vor dem Gebirgsschlag, die keinerlei Hinweise auf eine Verletzung der Dichtheit und Barriereintegrität ergaben. Unter statischen bzw. quasistatischen Randbedingungen wäre dieser Zustand aufrechterhalten geblieben. Grund hierfür ist die Kriechfähigkeit der Salinargesteine, die bei Aufrechterhaltung ausreichender Einspannbedingungen und dilatanzfreier

Verformungen die Primärpermeabilität der Schutzschichtgesteine erhält, selbst wenn sich die Barrierschichten durch die kriechbedingte Hohlraumkonvergenz im Meterbereich verlagern.

Anders stellt sich die Situation unter dynamischen Belastungsbedingungen dar. Bei dynamischen Beanspruchungen sind Kriechverformungen nicht maßgebend, das Gestein reagiert vor allem elastisch. Unter diesen Bedingungen können sich viel größere und weitreichendere Spannungsumlagerungen vollziehen in deren Folge dilatante Verformungen mit Gefügeschädigungen einhergehen.

Der beim Gebirgsschlag durch das Versagen der Pfeiler im Abbauhorizont plötzlich eintretende Stützkraftentzug führt zu einer momentanen elastischen Hangend- und Liegendentension, bei der sich die Gesteinsschichten im Liegenden des Hohlraumes ruckartig nach oben und diejenigen im Hangenden nach unten bewegen.

Durch den Implosionsvorgang im Abbauhorizont werden bei Gebirgsschlägen im Carnallit extreme Beanspruchungen in den umgebenden salinaren Barrierschichten hervorgerufen, die ein Vielfaches derjenigen bei quasistatisch ablaufender Hohlraumkonvergenz betragen. Gebirgsschläge stellen somit für die geologischen Barrieren worst-case-Situationen dar.

Durch adäquate Simulation derartiger Herdprozesse in gebirgsmechanischen Berechnungsmodellen können die Grenzen der Belastbarkeit salinärer Barrieren analysiert werden, aus denen sich Rückschlüsse für erforderliche Mächtigkeiten langzeitsicherer geologischer Barrieren ableiten. Aus der Analyse quasistatischer Verformungsprozesse und Berechnungen lassen sich diese sicherheitsrelevanten Aussagen zum Barriereverhalten nicht ableiten.

5.4.5.1 Bewertungskriterien zur Dichtheit und zum Permeabilitätsverhalten geologischer Barrieren

Grundsätzlich ist davon auszugehen, daß das Salinargebirge im unverritzten Zustand als geologisch dicht zu charakterisieren ist. Im Zusammenhang mit bergbauinduzierten Spannungs- und Verformungsfeldern wird das Integritäts- und Permeabilitätsverhalten von Salinarbarrieren beeinflusst.

Zum Nachweis der Barrierenintegrität sind als mechanische Kriterien zur Bewertung des sekundären Spannungs- und Verformungsfeldes zwei Kriterien von entscheidender Bedeutung:

Minimalspannungs- bzw. Frac-Kriterium

Dieses Kriterium fordert für die abdichtende Barriere, daß die kleinste Gebirgsdruckspannung $\sigma_{\text{MIN}} = \sigma_3$ zuzüglich eines Durchtrittsdruckes p_{ER} (Eintritts- und Reibungsdruck) immer größer sein muß als der in der entsprechenden Teufenlage hypothetisch mögliche Fluiddruck p_{FL} , um ein Aufreißen und Durchströmen der Salinarbarriere zu verhindern:

$$\sigma_{\text{MIN}} + p_{\text{ER}} > p_{\text{FL}}$$

Die Größe des Sicherheitsfaktors bestimmt sich danach mit:

$$n_{\text{FRAC}} = \frac{\sigma_{\text{MIN}} + p_{\text{ER}}}{p_{\text{FL}}} \quad (5.12)$$

Dilatanzkriterium

Dieses Kriterium fordert, daß in der abdichtenden Barriere keine Gefügauflockerung eintritt, die eine Permeabilitätsänderung (Zunahme) bedingen würde. Außerdem kann eine Gefügeschädigung bei Lokalisierung von Scherzonen die Tragfähigkeit reduzieren und damit die Barriereintegrität schwächen bzw. gefährden. Gefügauflockerung ist mit einer Volumenzunahme, d.h. Dilatanz durch Ausbildung von Mikrorissen und Rißakkumulation, verbunden.

Das Dilatanzkriterium ist erfüllt, so lange die Volumenänderung $\Delta\varepsilon_{\text{VOL}}$ negativ (Kompaktion) bzw. Null (volumentreue Verformung) bleibt:

$$\frac{d\varepsilon_{\text{VOL}}}{d\varepsilon_1} \leq 0 \quad (5.13)$$

Der Punkt an dem die Volumenänderung positiv wird, also Dilatanz eintritt, wird als Dilatanzgrenze bezeichnet. Die Festigkeit im pre-failure-Bereich, bei der die Dilatanzgrenze erreicht wird und Mikrorißbildung einsetzt, ist als Dilatanzfestigkeit definiert. Zur Beschreibung der Dilatanzfestigkeit von Salinargesteinen hat sich analog zur Bruch- und Restfestigkeit (vergl. Bez. (2.3)) der Ansatz bewährt:

$$\sigma_{\text{eff,Dil}} = \sigma_{\text{D,Dil}} + \frac{(\sigma_{\text{MAX}} - \sigma_{\text{D,Dil}})}{(\sigma_{\phi,\text{Dil}} + \sigma_3)} \cdot \sigma_3 \quad (5.14)$$

Mit dem Dilatanzkriterium wird der in der Salinarschutzschicht wirkende Spannungszustand $\sigma_{\text{eff,w}}$ (wirkende Effektivspannung) mit der Dilatanzfestigkeit verglichen:

$$S_{\text{Dil}} = \frac{\sigma_{\text{eff,Dil}}(\sigma_3)}{\sigma_{\text{eff,w}}} \quad (5.15)$$

und für den Nachweis der Barriereintegrität gefordert:

$$S_{\text{Dil}} > 1$$

Für $S_{\text{Dil}} > 1$ kann Gefügeschädigung mit Mikrorißbildung ausgeschlossen werden, die Dilatanzfreiheit des bewerteten Gebirgsbereiches ist, unabhängig von der erlittenen Verformung, gewährleistet und das Kriterium erfüllt. Diese Gebirgsbereiche sind dauerstandsicher.

Für $S_{\text{Dil}} \leq 1$ muß mit dem Entstehen von Mikrorissen gerechnet werden, d.h. das Kriterium ist verletzt. Bei einer Verletzung des Kriteriums gilt für die plastische Volumenverformung (Volumendilatanz):

$$\varepsilon_{\text{VOL}}^p > 0$$

In Berechnungsmodellen mit deformationsabhängiger Entfestigung und Dilatanz läßt sich das Auftreten von Gefügeschädigung und damit die Verletzung des Dilatanzkriteriums direkt durch Bereiche, in denen $\varepsilon_{\text{VOL}}^p > 0$ ist, ausweisen. Mit dem entwickelten visko-elasto-plastischen Stoffmodell lassen sich Schädigungsvorgänge unter statischen und dynamischen Belastungsbedingungen untersuchen.

In Berechnungsmodellen ohne dilatante, deformationsbedingte Gefügeentfestigung kann nur durch Darstellung der Verhältniszahl S_{Dil} der vorhandene Spannungszustand gegenübergestellt werden, ohne daß Schädigungen im Vorbruchbereich mechanisch berücksichtigt werden.

Die Integrität und Funktionsfähigkeit salinärer Barrieren ist gewährleistet, wenn innerhalb der Barrieren in einer ausreichend mächtig ausgewiesenen Zone sowohl das Frac- bzw. Minimalspannungskriterium als auch das Dilatanzkriterium nicht verletzt sind (POPP, et.al., 2002).

Im Folgenden wird eine Permeabilitäts-Porositätsbeziehung entwickelt, um die dilatanz- und spannungsbedingte Änderung der Primärpermeabilität im abbauinduzierten Spannungs- und Verformungsfeld quantifizieren zu können.

Ausgangspunkt ist die Erkenntnis, daß die Permeabilität duktiler Salinargesteine nicht in erster Linie von der absoluten Größe der minimalen Hauptspannung bestimmt wird, sondern vielmehr von der effektiven Minimalspannung abhängt (MINKLEY & MENZEL, 1995):

$$\Delta p = (\sigma_{\text{MIN}})_S - \alpha \cdot p_{\text{FL}} \quad (5.16)$$

mit: $(\sigma_{\text{MIN}})_S$: minimale Hauptspannung im sekundären Spannungsfeld
 p_{FL} : angreifender Fluiddruck
 α : Biotscher Koeffizient

Bei den Berechnungen zum spannungsabhängigen Permeabilitätsverhalten wird deshalb der in obiger Veröffentlichung angegebene Zusammenhang verwendet:

$$K_1 = K_V \cdot \exp(-\gamma \cdot \Delta p) \quad (5.17)$$

mit: K_V : Permeabilität bei $\Delta p = 0$
 γ : empirische Größe

Zur Berücksichtigung des Einflusses der Volumendilatation auf die Permeabilität wird von folgender für Steinsalz und Salzgrus abgeleiteten empirischen Beziehung ausgegangen (STÜHRENBURG, 1995):

$$K_2 = \eta \cdot e_p^\xi \quad (5.18)$$

mit: e_p : Porenzahl
 η, ξ : empirische Größen

Durch multiplikative Verknüpfung von Bez. (5.17) und Bez. (5.18) wird für die Permeabilität angesetzt:

$$K_3 = \bar{K}_V \cdot \left(e_{p,1\%} + \Delta e_p \right)^\xi \cdot \exp(-\gamma \cdot \Delta p) \quad (5.19)$$

mit: $e_{p,1} \text{‰} = 0,001$: (Primärporosität von Steinsalz, nach LANGER (1995)
identisch mit $K = 10^{-22} \text{ m}^2$)

$$\Delta e_p = \frac{\varepsilon_{\text{VOL}}^p}{1 - \varepsilon_{\text{VOL}}^p} : \text{Änderung der Porenzahl}$$

Die Volumendilatanz $\varepsilon_{\text{VOL}}^p$ wird nach Bez. (2.33) berechnet.

Unter der Bedingung dilatanzfreier Verformung, d.h. $\Delta \varepsilon^p = 0$, geht Bez. (5.19) in Bez. (5.17) über, woraus folgt:

$$K_v = \bar{K}_v \cdot e_{p,1}^{\xi} \text{‰} \quad (5.20)$$

Die experimentellen Untersuchungen an Steinsalz liefern:

$$K_v = 2,82 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$$

$$\bar{K}_v = 8,52 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2$$

$$\gamma = 5,26 \text{ MPa}^{-1}$$

$$\xi = 4,16$$

$$\alpha = 1$$

Bei einer Druckdifferenz zwischen minimaler Hauptspannung und Fluiddruck von $\Delta p = 1,5$ MPa ergibt sich aus Bez. (5.19) die Primärpermeabilität von Steinsalz im nicht dilatanten Zustand ($K = 10^{-22} \text{ m}^2$) bei einem Primärporenanteil von 1 ‰.

5.4.5.2 Gebirgsschlagauswirkungen auf die geologischen Barrieren

Wenige Sekunden nach Auslösung des Gebirgsschlages sind als Folge der elastischen Reaktionen erhebliche Spannungsumlagerungen und Schädigungen im AbbauhORIZONT und im umgebenden Gebirge eingetreten. Der Vergleich der berechneten minimalen Hauptspannung im Gebirge vor und 6 Sekunden nach dem Gebirgsschlag zeigt, daß entspannte Gebirgsbereiche vornehmlich über und unterhalb des Bruchfeldrandes weit in das umgebende Gebirge hineinreichen. Die Scherverformungen sind im Hangenden über den Bruchfeldrändern stärker ausgeprägt. Im Bereich der Bruchfeldränder konzentrieren sich auch die Scherverschiebungen an Schichtflächen im umgebenden Salzgebirge.

Die Beanspruchungen der hangenden geologischen Barriere sind größer als die der liegenden Barriere. Für die Schutzwirkung im Hangenden von Vorteil sind die größere Mächtigkeit

und der geschichtete Aufbau der dort vorhandenen geologischen Barrieren im Hangenden. Das Mehrbarrierensystem im Hangenden wird aus dem Oberen Werra-Steinsalz bzw., dort wo die 1. Sohle nicht abgebaut ist, aus dem Mittleren und Oberen Werra-Steinsalz, dem Roten Salzton und den Unteren Letten gebildet. Für die Dichtfunktion zu den wasserführenden Horizonten, dem Plattendolomit und grundwasserleitenden Horizonten im Buntsandstein sind die tonhaltigen Gebirgsschichten mit ihrem plastischen Fließvermögen von Bedeutung.

Selbst wenn im dynamischen Belastungsfall Dichtheitskriterien im Steinsalz durch die elastische Hangendentspannung bei Gebirgsschlägen zeitweilig verletzt werden, kann das geschichtete Mehrbarrierensystem im Hangenden seine Schutzfunktion aufrechterhalten. In der geologischen Barriere zum Liegenden hin fehlen schützende, plastisch reagierende Gebirgsschichten.

Im Berechnungsmodell ist die minimale Hauptspannung unter dem westlichen Bruchfeldrand, an der Basis des Unteren Werra-Steinsalzes, auf eine Größenordnung von 5...10 MPa nach dem Kollaps abgefallen. Von Scherverformungen und Dilatanz betroffene Gebirgsauflockerungen reichen nicht bis an den Unteren Werra-Anhydrit heran.

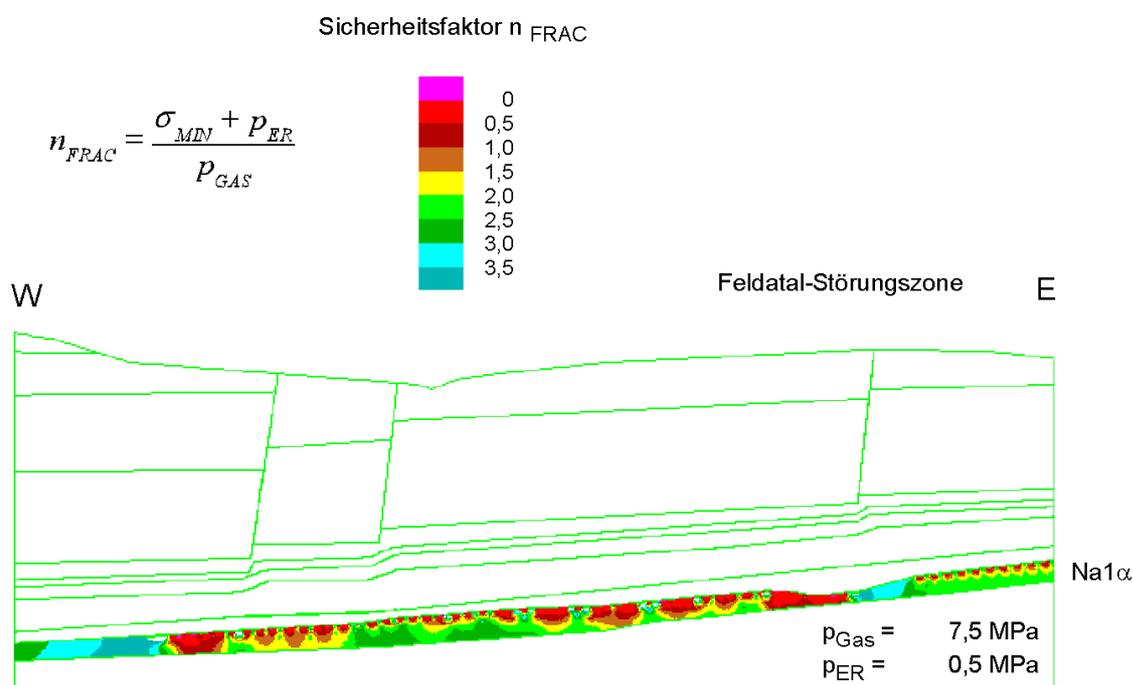


Abb. 5.34: Modell Westfeld Merkers: Sicherheitsfaktor gegenüber Gasfrac im unteren Werra-Steinsalz 6 Sekunden nach Gebirgsschlagauslösung.

Die Gebirgsschlagwirkungen auf die geringmächtige Steinsalz-Liegendschutzschicht unterhalb des östlichen Bruchfeldrandes sind kritischer einzuschätzen. Im Gebiet der Feldatal-Störung, mit der flächenhaften Ausdünnung des Unteren Werra-Steinsalzes auf weniger als

30 m unter dem östlichen Bruchfeldrand, wurden infolge der dynamischen Beanspruchung sowohl das Dilatanzkriterium als auch das Frac-Kriterium verletzt (Abb. 5.34). Plastische Scherverformungen mit dilatanter Gefügeauflockerung reichen von der Kammersohle am östlichen Bruchfeldrand bis an den Unteren Werra-Anhydrit heran. Die in größerer Entfernung von der Kammersohle eintretenden Dilatanzbeträge im Unteren Werra-Steinsalz sind relativ gering, so daß die Permeabilität allein durch den Auflockerungseffekt nur marginal erhöht worden wäre. Entscheidend für das Versagen der Liegendenschutzschicht sind die dynamisch hervorgerufenen Spannungsumlagerungen unter dem östlichen Bruchfeldrand, wo der kettenreaktionsartige Pfeilerzerstörungsvorgang zum Stehen gekommen ist. Nach Durchlaufen der Druckwelle vor der Bruchfront fällt verbunden mit dem Konvergenzsprung im Abbauhorizont und der Stütz- und Überbrückungsfunktion der mehrere hundert Meter breiten Barriere die minimale Hauptspannung an der Basis des Unteren Werra-Steinsalzes im Gebiet der Ausdünnung unter dem östlichen Bruchfeldrand schlagartig um etwa 15 MPa auf wenige MPa ab (Abb. 5.35).

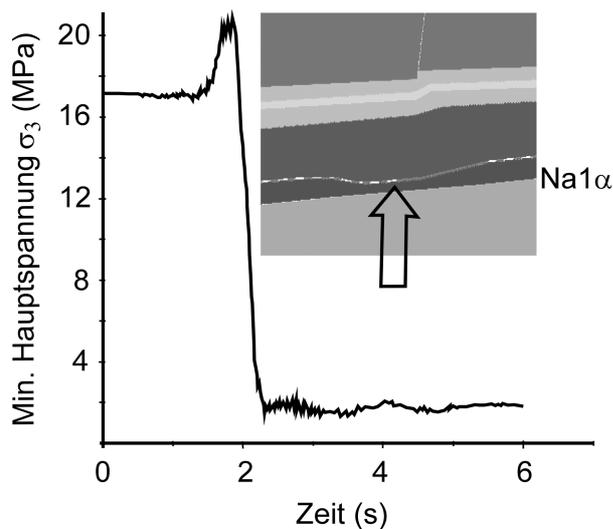


Abb. 5.35: Modell 2 Westfeld Merkers: Abfall der minimalen Hauptspannung an der Basis des Unteren Werra – Steinsalzes beim Gebirgsschlag unter dem östlichen Bruchfeldrand.

An der Schichtfläche zwischen Unterem Werra-Steinsalz und Unterem Werra-Anhydrit treten in diesem Bereich Scherdislokationen in cm-Größenordnung ein, die als Fließwege genutzt werden können.

Unter der Annahme eines offenen hydraulischen Systems würden im Unteren Werra-Anhydrit bei vorhandener Klüftung Fluide mit einem Druck in der Größenordnung um 7 MPa anstehen.

Das Subsalinar wird seit Jahrzehnten zur Förderung von CO₂ genutzt. In den Bohrungen Schorngraben 2 und 3 wurde ein CO₂-Gasdruck von 7...7,5 MPa angetroffen.

In der Berechnung zur Überprüfung des Frac-Kriteriums wird von folgenden Drücken ausgegangen:

$$\begin{aligned} \text{Fluiddruck } p_{\text{FL}} &= 7,5 \text{ MPa} \\ \text{Durchtrittsdruck } p_{\text{ER}} &= 0,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Aus dem berechneten sekundären Spannungsfeld nach dem Gebirgsschlag wird deutlich, daß der Sicherheitsfaktor gegenüber einem Aufreißen der liegenden Steinsalzbarriere im Bereich der Ausdünnung des Unteren Werra-Steinsalzes durchgehend vom Niveau der Abbau-sole bis zur Oberkante des Unteren Werra-Anhydrits mit $n_{\text{FRAC}} \leq 0,5$ weit unter 1 liegt (Abb. 5.34). Bei anstehendem Gasdruck an der Basis des Unteren Werra-Steinsalzes in der angegebenen Größenordnung mußte es zwangsläufig infolge des Gebirgsschlages in besagtem Gebiet aufgrund der starken Liegendentspannung mit Scherdilatanz zu einem Gasfrac kommen.

Unter Verwendung von Bez. (5.19) mit den oben angegebenen Parametern für Steinsalz läßt sich die Permeabilität in der Liegendenschutzschicht berechnen (Abb. 5.36). Die Primärpermeabilität im Steinsalz von $K = 10^{-22} \text{ m}^2$ ist in den Bereichen unter den Kammersohlen durch Entspannung und Auflockerung deutlich erhöht, jedoch nur im Bereich der Steinsalzausdünnung ist eine bis zur Oberkante des Unteren Werra-Anhydrits durchschlägige, hochpermeable Zone mit $K \approx 10^{-4} \text{ m}^2$ ausgebildet.

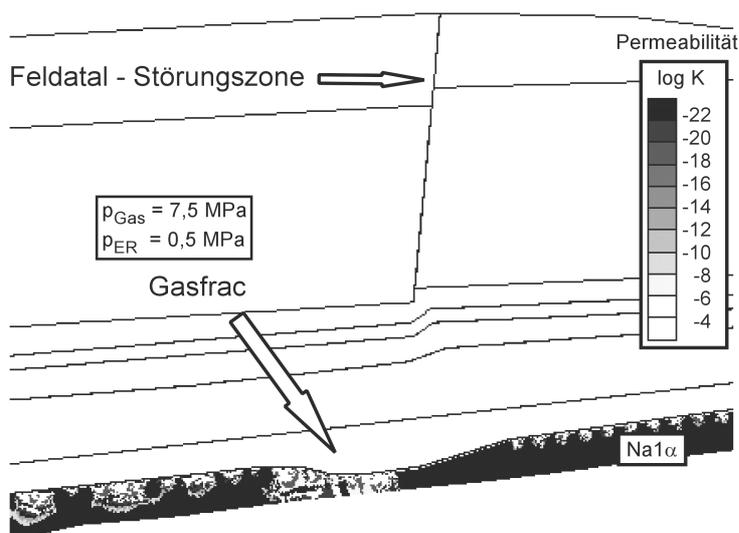


Abb. 5.36: Modell 2 Westfeld Merkers: Permeabilität im Unteren Werra – Steinsalz 6 Sekunden nach Gebirgsschlagauslösung

Unmittelbar nach dem Gebirgsschlag ist in den Orten 19 und 20 nach Süden der 7. südlichen Abteilung nach Westen, also am südöstlichen Bruchfeldrand, aus Rissen und Spalten in der Streckensohle austretendes CO₂ festgestellt worden.

Etwa 10 Sekunden nach der Gebirgsschlagauslösung waren die dynamischen Erschütterungen und Schwingungen im Gebirge abgeklungen. Nach den Gesteinszerstörungen und elastischen Gebirgsreaktionen gewannen wieder zunehmend die viskosen Deformationsprozesse an Bedeutung.

Die visko-elasto-plastische Berechnung nach dem Gebirgsschlag verdeutlicht, wie durch Kriechvorgänge die dynamisch hervorgerufenen Spannungsunterschiede im Salinar im Laufe der Zeit wieder ausgeglichen werden. Von großem praktischen Interesse ist der Wiederaufbau der minimalen Hauptspannung in der liegenden geologischen Steinsalzbarriere, die ihre Integrität und Dichtheit im Bereich der Ausdünnung, im Gebiet der Feldatal-Störungszone unter dem südöstlichen Bruchfeldrand, beim Kollaps des Grubenfeldes verloren hat.

Die gebirgsmechanischen Berechnungen weisen aus, daß innerhalb eines Jahrzehntes kriechbedingt erhebliche Spannungsumlagerungen ablaufen und der Einspannungszustand in den den Abbauhorizont umgebenden Salinarbarrieren sich in Richtung auf den Zustand vor dem Gebirgsschlag zubewegt. Unter welchen Einspannungsbedingungen gasdurchlässige, dilatante Gebirgsbereiche im Steinsalz wieder verheilen, sollte durch weitere Untersuchungen und Forschungen aufgeklärt werden.

Die vielerorts im Kalibergbau an der Werra angetroffenen gasführenden Schnitte sind ein Beleg für das über geologische Zeiträume während des Basaltvulkanismus in Fracrissen eingeschlossene Kohlendioxid (CO₂). Wenn nachgewiesen werden kann, daß Gas-Fracrisse im Steinsalz bei minimalen Hauptspannungen, die größer als der Gasdruck sind, wieder verheilen, ist das von großer praktischer Bedeutung für die Langzeitsicherheit der geologischen Barrieren um Untertagedeponien und Endlager.

5.4.6 Schlußfolgerungen

Für eine Überprüfung der entwickelten Modellvorstellungen und Bewertungskriterien in einem umfassenden gebirgsmechanischen Modell ist eine Back-Analysis zum Gebirgsschlag Völkershausen 1989 durchgeführt worden. Die Berechnungsergebnisse belegen, daß die wesentlichen geomechanischen Erscheinungen, welche im Zusammenhang mit dem Ereignis beobachtet wurden, mit Hilfe des entwickelten visko-elasto-plastischen Stoffmodells

richtig wiedergegeben werden. Dies betrifft den Belastungs- und Entfestigungszustand vor dem Gebirgsschlag, den zeitlichen Ablauf des dynamischen Versagensvorganges im AbbauhORIZONT und die Beanspruchung der umgebenden geologischen Barrieren mit der Verletzung des Frac- und Dilatanzkriteriums in der ausgedünnten Liegendenschutzschicht während des dynamischen Belastungsvorganges. Das Berechnungsmodell liefert eine konsistente Erklärung für den abgelaufenen Bruchvorgang, einschließlich des Versagens der Steinsalzbarriere durch Gasfrac während der dynamischen Liegendenspannung beim Gebirgsschlag.

5.5 Berechnungen zur dynamischen Systemstabilität carnallitischer Tragwerke bei Erdbebenanregung

5.5.1 Festlegung des Bemessungserdbebens

Der Fall eines Feldeszusammenbruches eines carnallitischen Kammer-Pfeiler-Systems, ausgelöst durch Erdbebenanregung, ist bisher noch nicht beobachtet worden. Insofern ist eine Modellvalidierung an einem realen Ereignis nicht möglich. Im Hinblick auf die Langzeitsicherheit bleibt aber die Fragestellung zu beantworten, ob und wie ein derartiger Prozeß ablaufen könnte und mit welchen Konsequenzen gerechnet werden muß.

Bei der Betrachtung eines konkreten Standortes ist zunächst das Bemessungserdbeben festzulegen. In Anlehnung an die sicherheitstechnischen Regeln des Kerntechnischen Ausschusses (KTA 2201.1, 1975) ist als Bemessungserdbeben das Erdbeben mit der für den Standort größten Intensität anzunehmen, das unter Berücksichtigung einer größeren Umgebung des Standortes (bis etwa 200 km) nach wissenschaftlichen Erkenntnissen auftreten kann.

Primärdaten über Erdbeben in Deutschland in historischer Zeit und über das aktuelle seismische Geschehen können den an der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) geführten Katalogen entnommen werden, in denen die Stärken der Erdbeben in Form der makroseismischen Intensität oder mit Beginn der instrumentellen seismologischen Überwachung als Magnituden angegeben sind. Die makroseismische Intensität ist zur Bewertung der Schadenswirkung eines Erdbebens für eine qualitative Einschätzung geeignet, für eine quantitative dynamische Stabilitätsberechnung jedoch allein nicht ausreichend. Zur Abschätzung der standortspezifischen seismischen Lastannahme sind zwei Vorgehensweisen üblich:

- Benutzung empirischer Näherungsbeziehungen zwischen der makroseismischen Größe Intensität und ingenieurseismologischen Größen,
- Verwendung von Beschleunigungsaufzeichnungen (Akzellerogrammen) von Erdbeben mit ähnlichen geologischen Bedingungen und Ableitung statistischer Beschleunigungs-Antwortspektren.

Im ersten Fall kann aus der abgeleiteten Standortintensität unter Benutzung z.B. der Beziehung von MURPHY & O' BRIEN (1977):

$$\log a = 0,25 * I_0 - 1,75 \quad (5.21)$$

a (m/s²): Beschleunigung
I₀: Epizentralintensität

eine Beschleunigung abgeschätzt werden.

Im zweiten Fall erfolgt die Festlegung der seismischen Lastannahme auf Grundlage einer statistischen Auswertung aufgenommener Beschleunigungs-Zeitverläufe (strong-motion-Daten) vorwiegend europäischer Erdbeben (KÖNIG & HEUNISCH, 1986). Die Verwendung des statistischen Mittelwertes aus Freifeldspektren ist dabei insofern berechtigt, da im Unterschied zur Beurteilung der seismischen Lastannahmen einer kerntechnischen Anlage an der Tagesoberfläche hier ein Standort im Vollraum in großer Teufe zu bewerten ist. Physikalisch bedeutet dies, daß die Effekte der Wellenausbreitung an einer Freifläche in dem das Grubengebäude umgebenden Vollraum teilweise oder gänzlich fehlen, so daß die effektiven Beschleunigungen generell geringer sind als an der Erdoberfläche:

- In Teufen von einigen hundert Metern ist bereits mit einer deutlichen Abnahme der Oberflächenwellenanteile zu rechnen.
- Der Effekt der Transversalwellenverstärkung an der freien Oberfläche ist für untertägige Grubengebäude nicht vorhanden.

Die Dauer der Starkbebenphase bei Feldeszusammenbrüchen im Kalibergbau liegt bei einigen Sekunden (MINKLEY, 1997). Für Erdbeben gilt nach JENTZSCH (1996) die empirische Beziehung:

$$\log t_0 = - 1,4 + 0,32 M_L \quad (5.22)$$

Basierend auf den für das Bemessungserdbeben abgeleiteten Parametern Beschleunigung, Dauer der Starkbebenphase und Frequenz können Berechnungen zur dynamischen Systemstabilität carnallitischer Grubenfelder bei Erdbebenanregung vorgenommen werden.

Die Berechnungen zur seismischen Systemstabilität wurden am Beispiel des 1975 durch den Gebirgsschlag Sünna zerstörten Grubenfeldes durchgeführt. Zielstellung der Untersuchungen war die Fragestellung, ob als dynamische Anregung statt des Gewinnungssprengens, das den Gebirgsschlag ausgelöst hat, auch der Durchlauf von Erdbebenwellen mit der Stärke des Bemessungserdbebens den Spröbruchvorgang hätte initiieren können.

Tabelle 5.9: Parameter Bemessungserdbeben

Epizentralintensität	$I_0 = 6,5$
max. Beschleunigung	$a_{SP} = 1,6 \text{ m/s}^2$
Schwingungsfrequenz im Herdgebiet	$f = 1 \text{ Hz}$
Dauer d. Starkbebenphase	$t_0 = 5 \text{ s}$

Als Bemessungserdbeben wird das gemäß Erdbebenkatalog der Bundesrepublik Deutschland (LEYDECKER, 1988) stärkste bekannte Erdbeben im Umkreis von 50 km um den Standort herangezogen:

Rotenburg/Fulda 13.04.1767 $I_0 = 6,5$.

Aus den vorstehend dargestellten Zusammenhängen ergeben sich die in Tabelle 5.9 angegebenen Parameter für das Bemessungserdbeben.

5.5.2 Modell Gebirgsschlag Sünna

Das ebene gebirgsmechanische Berechnungsmodell stellt einen generalisierten W-E-Schnitt durch das vom Gebirgsschlag Sünna 1975 betroffene Grubenfeld dar. Das Modell erfaßt einen Gebirgsausschnitt von 2500 m Länge und reicht bis in 1100 m Teufe. Der als Symmetrieachse ausgebildete westliche Modellrand liegt im Zentrum des Abbaufreibereiches zwischen dem vom Gebirgsschlag zerstörten Ostfeld und dem westlich gelegenen Grubenfeld. Im Osten reicht das Modell bis 400 m in das Abbauvorfeld.

Der modellierte Gebirgsausschnitt umfaßt im Deckgebirge die Schichten des Buntsandsteins und reicht im Liegenden bis in das Oberrotliegende. Der geschichtete Modellaufbau geht aus Tabelle 5.10 hervor.

Tabelle 5.10: Schichtmächtigkeit Modell Gebirgsschlag Sünna

Gesteinsschicht	Mächtigkeit [m]
Buntsandstein (s) bis Unterkante Plattendolomit (Ca3)	640
Unterer Leine-Ton (T3) bis Unterkante Oberes Werra-Steinsalz (Na1 γ)	180
Mittleres Werra-Steinsalz (Na1 β)	50
Kaliflöz Thüringen (K1Th)	6 - 10
Unteres Werra-Steinsalz (Na1 α)	120
Anhydritknotschiefer (CaA1) bis in das Oberrotliegende (r)	100

Im mit 6 m bis 10 m Mächtigkeit modellierten Kaliflöz Thüringen (Carnallit C₈₀) wurden in 880 m Teufe (Sohlenniveau) auf einer Baufeldbreite von 1794 m 39 Abbaukammern und 38 Pfeiler im 46 m - Abbauraster mit den Abbauparametern

	<i>Primärphase</i>	<i>Sekundärphase</i>
Kammerbreite	10 m	18 m
Pfeilerbreite	36 m	28 m
Abbauhöhe	6 bis 10 m	10 m
Schlankheitsmaß	3,6 bis 6	2,8

angelegt. Der Bereich mit Abbauparametern der Sekundärphase mit einer Breite von 598 m befindet sich im Zentrum des Modells infolge der Konzentration dieser Abbaumaßnahmen im Bereich östlich und westlich der 4. östlichen Abteilung Süden zwischen der 4. südlichen und der 5. südlichen Abteilung Osten des Ostfeldes.

Das Deckgebirge aus Buntsandstein wird im Berechnungsmodell als eine geomechanische Grundgesamtheit zusammengefaßt. In den gebirgsmechanischen Berechnungsmodellen wird das annähernd orthogonal ausgebildete, nahezu seiger stehende "Fundamentale Klufsystem" mittels an beliebiger Stelle aktivierbaren, steil einfallenden Schwächeflächen im Deckgebirge (ubiquitous joint model) nachgebildet.

Für die Gesteine Steinsalz und Carnallit wird das entwickelte elasto-plastische Stoffmodell mit Verfestigung/Entfestigung und Dilatanz verwendet. Die Salzgesteine zeigen bei Belastung zunächst eine Volumenkompaktion, die mit zunehmender Verformung in eine Volumen-

zunahme, also Dilatanz übergeht, mit der eine Materialschädigung einhergeht. Im Carnallitit läuft dieser Prozeß beim Spröbruch dynamisch ab. Im Berechnungsmodell wird das Entfestigungsverhalten des Carnallitits mit den an C_{80} gewonnenen Materialparametern beschrieben, da dieser im Gebirgsschlagfeld Sünna dominiert.

Tabelle 5.11: Stoffparameter Modell Gebirgsschlag Sünna

Gesteinsschicht / Strukturelement	Modell	Stoffparameter			
		E [GPa]	ν	ϕ [°]	c [MPa]
Deckgebirge Buntsandstein	elastoplastisch (ubiquitous joint model)	20...40	0,3	35	10
Salinar	elastoplastisch				
Werra-Steinsalz Carnallitit (Kaliflöz Thüringen)	mit Ver-/ Entfestigung mit Entfestigung	20 10	0,3 0,25		
Rotliegende	elastisch	20	0,3		
Diskontinuitätsflächen		k_N [MPa/m]	k_S [MPa/m]	ϕ_K [°]	τ_C [MPa]
Schichtflächen	MOHR/COULOMB	$10 \cdot 10^3$	$1 \cdot 10^3$	15...30	1
Schwächeflächen Deckgebirge	MOHR/COULOMB	$10 \cdot 10^3$	$1 \cdot 10^3$	35	5

Das Rotliegende, welches die Basis des gebirgsmechanischen Modells bildet, wurde mit einem elastischen Stoffmodell belegt. Die im geschichteten Gebirgsmodell verwendeten Stoffmodelle und die auf Grundlage der vorliegenden gesteinsmechanischen Untersuchungsergebnisse abgeleiteten Stoffparameter sind in Tabelle 5.11 zusammengestellt.

5.5.3 Berechnungen mit abbauiduzierter und seismischer Anregung

Die Anlage des ca. 1800 m breiten Kammer-Pfeiler-Systems im mit den Eigenschaften des Carnallitits C_{80} modellierten Flöz Thüringen, ruft an der Modelloberkante Senkungen von 2 bis 5 cm hervor. Die sich bei den statischen Berechnungen einstellenden Senkungen entsprechen den gemessenen Senkungen an der Tagesoberfläche vor Eintritt des Gebirgsschlages Sünna 1975.

Im Ergebnis der Hohlräumerschaffung haben sich im Gebirge Spannungsumlagerungen vollzogen, die im Modell im Bereich des sekundär abgebauten zentralen Feldesteiles deutlich in Erscheinung treten. Die Belastung der Pfeiler im Ostfeld vor dem Gebirgsschlag stellt sich folgendermaßen dar: Die mit primären Abbauparametern angelegten Carnallititpfeiler weisen im gebirgsmechanischen Modell in ihren Zentren Belastungen um 35 MPa auf. Beim Übergang in das sekundär abgebaute Teilfeld wachsen die Pfeilerbelastungen an und erreichen ein Niveau um 50 MPa in den Pfeilerkernbereichen.

Ein wesentliches Ergebnis der Berechnungen im Hinblick auf das Stabilitätsverhalten der Pfeiler stellen die in den Randbereichen ausgebildeten Hochdruckzonen dar, die durch Spannungssondierungen auch in situ nachgewiesen worden sind. Hinter dem mehrere Meter entfestigten und entspannten Pfeilerkonturbereich liegen die am höchsten belasteten Pfeilerbereiche mit Spitzenbelastungen um 40 MPa in der Primärphase und mit bis zu 60 MPa in der Sekundärphase.

Die Pfeiler im Übergangsbereich sind ungleichförmig belastet durch Überzugswirkungen, resultierend aus unterschiedlichen Pfeilersteifigkeiten. Im sekundär abgebauten Feldesteil mit Kuppenabbauen im Kammer-Pfeiler-Raster können in situ noch ungünstigere Belastungsverhältnisse vorgelegen haben. Das gebirgsmechanische Berechnungsmodell unter Berücksichtigung der speziellen Entfestigungseigenschaften des Carnallitits liefert ein weitgehend reales Abbild der das Stabilitätsverhalten carnallitischer Tragsysteme prägende Spannungsverformungsmechanismen.

Vor den Untersuchungen zum Stabilitätsverhalten bei Erdbebeneinwirkung wurde eine Back-Analysis zum Gebirgsschlag Sünna 1975 durchgeführt. An zwei Pfeilern im zentralen, sekundär abgebauten Feldesteil wurde im Modell das Pfeilerabklappen simuliert, analog der Situation bei der Gebirgsschlagauslösung. Diese Anregung führt zum Pfeilerversagen und löst den kettenreaktionsartigen Bruchvorgang aus. Wird an den Kontaktflächen der Pfeiler zum hangenden und liegenden Steinsalz kein Kohäsionsverlust zugelassen, bleibt der Bruchvorgang beim Übergang zu den stärker dimensionierten randlichen Feldesteilen (primär abgebaute Bereiche) stecken. Die Absenkung erreicht an der Modelloberkante max. 0,4 m. Unter der Voraussetzung, daß an den Kontaktflächen der Pfeiler verschiebungsabhängig ein Kohäsionsverlust eintritt, breitet sich der Bruchvorgang innerhalb von ca. 2 s über das gesamte Grubenfeld aus und die berechnete Absenkung erreicht die in situ ermittelte Größenordnung von 0,7 m.

Das unterschiedliche Tragverhalten der Pfeiler in den primär und sekundär abgebauten Feldesteilen spiegelt sich in einem multiplen Bruchvorgang im Modell wider, wie er analog bei Gebirgsschlägen in den registrierten Seismogrammen festgestellt wurde.

Die Berechnungen mit Erdbebenanregung wurden ohne entfestigende Schichtflächen durchgeführt. Die Simulation der Erdbebenanregung mit der für das Bemessungserdbeben abgeleiteten Stärke $I_0 = 6,5$ erfolgte durch Aufgabe einer Scherwelle am unteren Modellrand. Die Maximalbeschleunigung von $1,6 \text{ m/s}^2$ baut sich dabei im Zeitverlauf nach der Beziehung auf:

$$\ddot{x}(t) = \sin(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) \cdot \sqrt{\beta \cdot e^{-\alpha \cdot t} \cdot t^\gamma}$$

mit $\ddot{x}(t)$ in [m/s²] t in [s] f = 1 Hz

$\beta = 31,8$

$\alpha = 4$

$\gamma = 8,0$

(β , α und γ stellen empirische Parameter dar).

Die Starkbebenphase dauert mehrere Sekunden. Die Erdbebenanregung ist nach 10 s abgeklungen. Beim Durchgang der Erdbebenwelle durch den Abbauhorizont versagen die Pfeiler im zentralen, sekundär abgebauten Feldesteil. Der Carnallitit C₈₀ ist in den Berechnungen mit einem relativ großen Dilatanzwinkel von $\psi = 39^\circ$ belegt, der im Zusammenwirken mit den sich nicht entfestigenden Kontaktflächen der Pfeiler zum hangenden und liegenden Steinsalz dazu führt, daß der Bruchvorgang aufgrund der relativ hohen Tragfähigkeit der Pfeiler im Primärraster stecken bleibt. Die benachbarten Pfeiler in den sich anschließenden, primär abgebauten Feldesteilen sind hoch belastet. Zu den Baufeldrändern hin nehmen die Belastungen ab. Über dem kollabierten Baufeldzentrum liegen die Absenkungen der Modelloberkante im Dezimeterbereich. Die Senkungs-Zeitkurven sind durch die Erdbebenwelle moduliert.

In einer weiteren Berechnungsvariante wurde der Modellbasis die stärkste in Deutschland zu erwartende Erdbebenanregung aufgeprägt (Epizentralintensität: $I_0 = 8,5$, Horizontalbeschleunigung $a = 3 \text{ m/s}^2$). Der Dilatanzwinkel ist mit $\psi = 15^\circ$ ($\tan \beta = 0,7$) angesetzt, wie bei der Nachrechnung des Gebirgsschlages Sünna 1975.

Beim Durchgang der Erdbebenwellen durch den Flözhorizont werden zuerst im zentralen, sekundär abgebauten Teilfeld Pfeilerbruchvorgänge ausgelöst, die im Zusammenwirken mit der über mehrere Sekunden andauernden Erdbebenbelastung zum vollständigen Baufeldkollaps führen. Die Deckgebirgsabsenkung erreicht max. 0,8 m und widerspiegelt deutlich den unter der Erdbebeneinwirkung sich progressiv entwickelnden Bruchprozeß. Die minimale Hauptspannung an der Salinaroberkante zeigt ebenfalls den durch die Erdbebenanregung mit 1 Hz modellierten Schwingungsverlauf, wobei über dem Abbauvorfeld eine Spannungserhöhung eintritt und über dem kollabierenden Feld die Minimalspannung in Teilbereichen unter den hydrostatischen Teufendruck abfällt (Abb. 5.37).

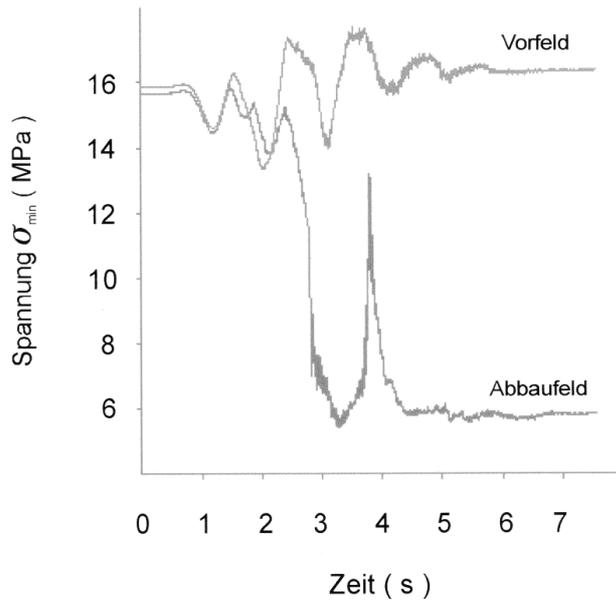


Abb. 5.37: Minimale Hauptspannung in der hangenden geologischen Barriere bei Erdbebenbelastung mit der Stärke $I_0 = 8,5$ im Fall eines Kammer-Pfeiler-Tragsystems mit Entfestigung.

Zur Einschätzung der dynamischen Beanspruchungswirkungen auf die den Abbauhorizont umgebenden Salinarbarrieren, die sich beim Kollaps eines Grubenfeldes zusätzlich zur Erdbebenererschütterung einstellen, wurde in einer weiteren Berechnungsvariante der Fall eines Kammer-Pfeiler-Systems ohne Entfestigung untersucht.

Unter diesen Randbedingungen bleibt das System bei Durchlauf der Erdbebenwellen stabil, die Pfeiler im zentralen schwach dimensionierten Feldesteil sind hoch belastet, ohne daß sie versagen. Dieses Stabilitätsverhalten ist analog dem einer UTD bzw. eines Endlagers im Steinsalz ohne entfestigendes, sprödes Materialverhalten, bei dem die globale Stabilität bei Erdbebenbelastung nicht beeinträchtigt wird.

Der Vergleich der Beanspruchung der geologischen Barrieren mit und ohne Entfestigungseigenschaften im Pfeilertragsystem zeigt signifikante Unterschiede:

- Ohne Systeminstabilität stellt sich nach Durchlauf der Erdbebenwelle in den Salinarbarrieren annähernd der gleiche Spannungszustand ein wie vor dem Ereignis (Abb. 5.38) und es treten keine plastischen Scherverformungen ein.

- Im Fall von Systeminstabilität wird die minimale Hauptspannung über dem kollabierenden Grubenfeld stark abgesenkt (Abb. 5.37) und in der hangenden Salinarbarriere treten Bereiche mit plastischen Scherverformungen auf, in denen eine dilatante Gefügeschädigung vorliegt.

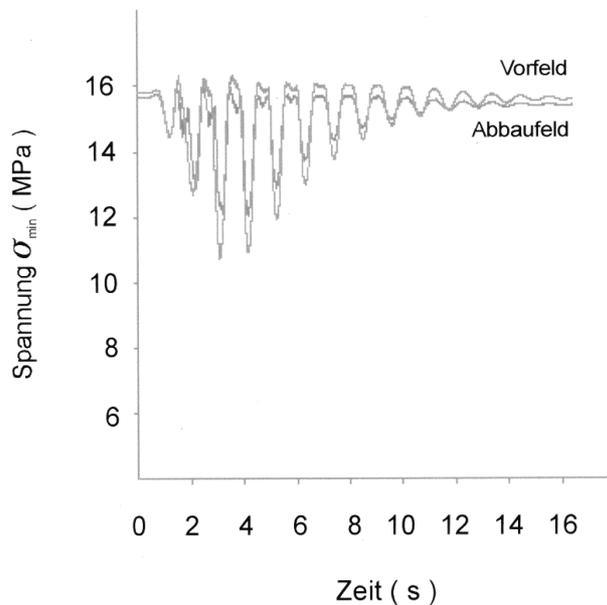


Abb. 5.38: Minimale Hauptspannung in der hangenden geologischen Barriere bei Erdbebenbelastung mit der Stärke $I_0 = 8,5$ im Fall eines Kammer-Pfeiler-Tragsystems ohne Entfestigung.

5.5.4 Schlußfolgerungen

Bei der rechnerischen Nachweisführung zur Langzeitsicherheit einer UTV bzw. UTD ist für die salinaren geologischen Barrieren zu belegen, daß

- kein rißbildungsbehaftetes hydraulisch aktiviertes Eindringen von wässrigen Lösungen in das Barrierengestein möglich ist (z.B. auf der Basis des Minimalspannungskriteriums, welches eine über dem anstehenden hydrostatischen Druck liegende höhere minimale Gebirgsspannung in Raum und Zeit fordert),
- die dilatante Gefügeschädigung lokal begrenzt ist bzw. zu keiner erheblichen Erhöhung der Permeabilität der Salinarschutzschichten führt (Dilatanzkriterium).

Aus den Berechnungen sind folgende Schlußfolgerungen zu ziehen:

- In einem sprödebruchgefährdeten Kammer-Pfeiler-Tragsystem, welches sich in einem labilen Zustand befindet, kann Systeminstabilität durch Erdbebenanregung getriggert werden.
- Im Fall von Systeminstabilität ist die Beanspruchung der geologischen Barrieren um ein Vielfaches höher verglichen mit der ausschließlich erdbebeninduzierten Beanspruchung beim Durchlauf seismischer Wellen, ausgelöst durch die stärksten in Deutschland zu erwartenden Beben (Epizentralintensität $I_0 = 8$).

Die Gebirgsschläge im Kalibergbau können in diesem Kontext als "Großversuche" in situ betrachtet werden, bei denen die Schutzschichten extremsten dynamischen Beanspruchungen unterworfen worden sind.

6 Zusammenfassung

Das im Rahmen des Forschungsprojektes entwickelte elasto-plastische Stoffmodell zur Beschreibung des Spröbruchverhaltens von Carnallit mit deformationsabhängiger Entfestigung und Dilatanz berücksichtigt das nichtlineare Verhalten der Salzgesteine und eröffnet damit eine weitaus präzisere Erfassung der salzgesteinsspezifischen Eigenschaften und der zum Spröbruch führenden deformationsbedingten Gefügeentfestigung.

Das entwickelte elasto-plastische Entfestigungsmodell basiert auf einem modifizierten MOHR-COULOMB'schen Fließ- bzw. Bruchkriterium, welches durch Einführung der gesteinsphysikalischen Größe maximale effektive Festigkeit neben den bekannten Größen einaxiale Druckfestigkeit und Zugfestigkeit nichtlinear ist. Im Entfestigungsmodell ist die Abhängigkeit der Reibung und Dilatanz von der minimalen Hauptspannung funktional enthalten. Die Abhängigkeit der gesteinsphysikalischen Größen von der plastischen Scherverformung zur Erfassung von Ver- und Entfestigung wird implizit berücksichtigt, was eine universelle Anpassung an die allgemein nichtlinearen Zusammenhänge ermöglicht. Das Stoffmodell verwendet eine nicht assoziierte Fließregel aus der sich die starke Abhängigkeit der Dilatanz von der Einspannung ergibt, wie sie in zahlreichen Experimenten an Salzgesteinen beobachtet wurde. Unter der Annahme einer unendlich großen maximalen effektiven Festigkeit geht das abgeleitete spannungsabhängige Fließ- bzw. Bruchkriterium als Grenzfall in das lineare MOHR-COULOMB'sche Modell über. Mit der im Stoffmodell enthaltenen Fließfunktion kann die Festigkeit im pre-failure-Bereich bei Einsetzen der Dilatanz (Dilatanzfestigkeit), die Bruchfestigkeit und die Festigkeit im post-failure-Bereich als Funktion der minimalen Hauptspannung und der plastischen Verformung beschrieben werden.

Die Verknüpfung des entwickelten Entfestigungsmodells mit einem modifizierten, nichtlinearen BURGERS - Kriechmodell zu einem visko-elasto-plastischen Stoffmodell gestattet darüber hinaus die Analyse zeitabhängiger Entfestigungsprozesse mit transientem, stationärem und beschleunigtem Kriechen einschließlich der rechentechischen Simulation von Kriechbrüchen.

Das entwickelte visko-elasto-plastische Stoffmodell mit Verfestigung / Entfestigung und Dilatanz steht als DLL - file (MINKLEY, et. al., 2001) für leistungsfähige Rechenprogramme bereit auf Basis:

- finiter Differenzen: FLAC^{2D}, FLAC^{3D}
- distincter Elemente: UDEC, 3DEC.

Die Programme verwenden einen expliziten Zeitschrittalgorithmus (CUNDALL & BOARD, 1988), der für die Modellierung nichtlinearer Prozesse und Instabilitätsprobleme besonders geeignet ist.

Damit sind die Voraussetzungen für eine breite Anwendung und praktische Nutzung im Rahmen der geotechnischen Nachweisführung zur Langzeitsicherheit von UTV, UTD und Endlagern gegeben. Die Entwicklung der Stoffmodelle ist in enger Wechselbeziehung zwischen Theorie, Experiment und praktischer Anwendung erfolgt, um zu effizienten, praktikablen Lösungen zu gelangen. Dabei wurde versucht, das inelastische Verhalten und die zum Spröbruch führenden Schädigungsmechanismen mit der Gefügeentfestigung auf der Grundlage der Plastizitätstheorie durch eine phänomenologische Modellbeschreibung zu erfassen, die eine handhabbare Parameteridentifikation weitgehend auf bewährter geotechnischer Versuchstechnik erlaubt. Für das elasto-plastische Stoffmodell werden nur wenige zusätzliche Parameter benötigt, die sich aus konventionellen verformungsgesteuerten einaxialen und triaxialen Druckversuchen mit Messung der Volumenänderung in Abhängigkeit von der plastischen Verformung bestimmen lassen.

Die umfangreichen Laboruntersuchungen zur Bestimmung der erforderlichen Stoffparameter zur Spröbruchcharakterisierung von Carnallit sind an verschiedenen Carnallitvarietäten aus den Kaliflözen Staßfurt, Ronnenberg und Thüringen durchgeführt worden. Darüber hinaus liegen erste experimentelle Untersuchungsergebnisse zum zeitabhängigen Entfestigungsverhalten von Carnallit vor.

Zur Verifizierung der Stoffmodelle wurden Versuche nachgerechnet, mit denen wesentliche Aspekte des Spröbruchversagens, wie Lokalisierung von Scherbändern, Abnahme des Entfestigungsmoduls und der Dilatanz mit der triaxialen Einspannung sowie zeitabhängige Entfestigungserscheinungen bis hin zum Kriechbruch überprüft wurden.

Zum Tragverhalten von Pfeilern wurden analytische Berechnungen unter Berücksichtigung der für Carnallit typischen Konturentfestigung und numerische Vergleichsrechnungen durchgeführt und den experimentell an Pfeilermodellen gewonnenen Versuchsergebnissen gegenüber gestellt. Die in den Modellversuchen und Berechnungen erhaltene Einstanzung des Carnallits in das hangende und liegende Steinsalz und die Aufrechterhaltung der triaxialen Einspannung im Pfeilerkern mit wachsendem Verhältnis von Pfeilerbreite zu -höhe

reduziert die Sprödbbruchneigung. Die Sprödbbruchneigung von Carnallititpfeilern wird durch die Größe des Kohäsionsverlustes an den Kontaktflächen zum Hangenden und Liegenden signifikant beeinflusst.

Der Mechanismus der Sohlenaufbrüche, wie er sich im Vorfeld des Gebirgsschlages in Teutschenthal 1996 abgespielt hat, konnte in Modellrechnungen unter Beachtung der Volumendilatanz nachvollzogen werden. Die Entfestigung carnallitischer Kammersohlen wird durch Schichtflächen im unmittelbaren Liegenden verstärkt. Zur Entwicklung von Mechanismusmodellen, welche den Sprödbbruch einzelner Tragelemente bis hin zum Kollaps ganzer Grubenfelder beschreiben, wurde das Faktenmaterial über Schadensfälle (Gebirgsschläge) aus der Praxis des Kalibergbaues zusammengestellt und analysiert.

Die Validierung des elasto-plastischen Stoffmodells erfolgte am Gebirgsschlag Teutschenthal 1996. Der wissenschaftliche Erfolg der anwendungsorientierten Forschung dokumentiert sich überzeugend in dem Ergebnis, daß es weltweit erstmalig gelungen ist, den bei einem Gebirgsschlag ablaufenden dynamischen Prozeß vorzuberechnen. Die den Gebirgsschlag in Teutschenthal am 11.09.1996 charakterisierenden dynamischen Parameter stehen in prägnanter Übereinstimmung mit den auf der Grundlage der entwickelten Modellvorstellungen vor Eintritt des Gebirgsschlages berechneten dynamischen Größen:

- Konvergenzsprung
- Deckgebirgsabsenkung
- Bruchdauer und -begrenzung
- Energiefreisetzung bzw. Magnitude.

Der dynamische Versagensfall konnte also in seinen geomechanischen Auswirkungen unter Benutzung des speziell entwickelten Sprödbbruchmodells für Carnallitit vorausberechnet werden. Der Gebirgsschlag in Teutschenthal hat gezeigt, daß ein Feldeszusammenbruch selbst ohne externe Anregung spontan als Folge des zeitabhängig ablaufenden Entfestigungsprozesses im Carnallitit in der Nachbetriebsphase eintreten kann.

Von grundsätzlicher Bedeutung war deshalb die Fragestellung, ob das visko-elasto-plastische Modell den Vorgang der Auslösung dynamischer Systeminstabilität ohne externe Anregung allein aufgrund des zeitabhängigen, dilatanten Entfestigungsprozesses im Carnallitit zu erklären vermag.

Im Rahmen der Berechnungen zur Modellvalidierung konnte ein derartiger Auslösungsmechanismus für Gebirgsschläge im sprödbbruchgefährdeten Gestein Carnallitit in einem ge-

birgsmechanischen Modell simuliert werden, was zuvor noch nie gelungen war. Das Modell zeichnet ein kohärentes Bild von der Auslösung durch einen entfestigungsbedingten Kriechbruch, über den progressiven, kettenreaktionsähnlichen Pfeilerbruchvorgang mit Freisetzung elastisch gespeicherter Verformungsenergie beim Kollaps des Grubenfeldes bis hin zur Freisetzung potentieller Energie bei der Absenkung des Deckgebirges mit erdbebenartigen Erschütterungen an der Tagesoberfläche.

Mit der Rückrechnung zum bisher stärksten seismischen Ereignis mit einer Magnitude $M_L = 5,6$ im Kalibergbau, dem Gebirgsschlag Völkershäuser 1989, ist es gelungen, den Auslösemechanismus, die Zeitdauer des dynamischen Bruchvorganges von wenigen Sekunden, die Bruchbegrenzung auf das Westfeld Merkers ($6,5 \text{ km}^2$), die Absenkung des Deckgebirges von ca. 1 m und den Integritätsverlust der Liegendbarriere in einem gebirgsmechanischen Modell unter Benutzung des entwickelten visko-elasto-plastischen Stoffansatzes nachzuvollziehen.

Berechnungen zur dynamischen Systemstabilität carnallitischer Pfeilertragsysteme bei Erdbebenanregung wurden mit seismischen Lastannahmen, Epizentralintensität $I_0 = 6,5 \dots 8,5$, durchgeführt, die den Bereich der in Deutschland maximal zu erwartenden Bebenintensität abdecken.

Berechnungen mit und ohne deformationsabhängiger Entfestigung des Pfeilergesteins führen zu der Erkenntnis, daß die dynamische Beanspruchung der umgebenden geologischen Salinarbarrieren um ein Vielfaches höher ist, wenn Systeminstabilität eintritt, verglichen mit dem seismischen Lastfall beim Durchlaufen von Erdbebenwellen mit der in Deutschland maximal möglichen Stärke ohne Kollaps eines Grubenfeldes. Das heißt, die großen Gebirgsschläge im Kalibergbau stellen den Extremfall der dynamischen Beanspruchung der abdichtenden Salinarbarrieren dar, der aufgrund des ablaufenden Herdmechanismus mit den großen Gebirgsverrückungen und der Lage des Hypozentrums in der Lagerstätte weit über der Beanspruchung liegt, die sich allein aus der natürlichen Seismizität in Deutschland ergibt.

Die Grundlagen für die Modellsimulation dieser geomechanischen Grenzzustände, welche für die Sicherheitsbeurteilung von UTV und UTD in Salzgesteinen bei dynamischen Belastungen von erstrangiger Bedeutung sind, wurden im vorliegenden Forschungsprojekt geschaffen. Der Nachweis der dauerhaften Funktionstauglichkeit der geologischen Barrieren ist unter den in situ auftretenden statischen und dynamischen Beanspruchungsbedingungen zu führen. Während statische Beanspruchungen über einen weiten Spannungs- und Verformungsbereich eine bruchlose Verformung aufgrund der Kriecheigenschaften der Salzgesteine zulassen, muß bei dynamischen Beanspruchungen viel eher mit dilatanter Gefügeschädi-

gung bzw. Rißbildung gerechnet werden, da das Gestein bei hohen Verformungsgeschwindigkeiten spröder reagiert und durch die Superposition von statischen und dynamischen Belastungen Grenzzustände früher erreicht werden können.

Von fundamentaler Bedeutung für die Langzeitsicherheit von UTV, UTD und Endlagern ist die aus Gebirgsschlägen zu ziehende Schlußfolgerung, daß die stärksten bergbauinduzierten dynamischen Beanspruchungen, welche die aus natürlicher Seismizität in Deutschland möglichen Belastungen um ein Vielfaches übertreffen und im Vergleich mit statischen Beanspruchungen weitaus kritischere Belastungsfälle darstellen, bei einer bestimmten Mächtigkeit der Salinarbarrieren nicht im Stande sind, deren Integrität und Dichtheit zu verletzen. Bei welcher Mächtigkeit der salinaren Schichtenfolgen von einer Unverletzbarkeit ausgegangen werden kann, ist u.a. Gegenstand weiterlaufender Forschungen (Prognose der dynamischen Langzeitstabilität).

Das entwickelte elasto-plastische Stoffmodell mit deformationsabhängiger Entfestigung und Dilatanz ist im Rahmen der Führung von Nachweisen zur geotechnischen Sicherheit bei der Bewertung der Betriebssicherheit - Standsicherheit in sprödrbruchgefährdeten Grubengebäuden - und Berechnungen zum Nachweis der Langzeitsicherheit der mechanischen Integrität geologischer Barrieren aus Steinsalz und Salzton mit Modellsimulation geomechanischer Grenzzustände bei extremen dynamischen Beanspruchungen für verschiedene Objekte eingesetzt worden:

UTV Teutschenthal

UTV Unterbreizbach

UTD Zielitz

Versatzbergwerk Merkers

Forschungsbergwerk Asse.

Darüber hinaus wird das entwickelte Stoffmodell zur Dimensionierung von Tragelementen im Gewinnungsbergbau beim Carnallitabbau mit großen Mächtigkeiten eingesetzt.

Forschungsbedarf besteht für die Weiterentwicklung des Stoffmodells im Hinblick auf die Erweiterung des kontinuumsmechanischen Ansatzes zur physikalisch noch genaueren Beschreibung der mechanischen Gefügeschädigung von Salinargesteinen. Salzgebirge ist im unverritzten Zustand aufgrund seiner plastischviskosen Eigenschaften als Kontinuum anzusprechen im Unterschied zum Felsgebirge. Erst wenn mit der Hohlraumauffahrung der Versagenszustand erreicht wird, lokalisieren sich z.B. beim Carnallit die Deformationen in

dünnen Scherbändern. Diese Scherfugenbildung, die für die Standsicherheit und Integrität entscheidend ist, läßt sich mit dem entwickelten visko-elasto-plastischen Stoffmodell mit Entfestigung und Dilatanz mechanisch-mathematisch erfassen, wobei sich jedoch eine Abhängigkeit von der gewählten Vernetzung zeigt, so daß bei den Berechnungen eine sorgsame Modellkalibrierung an Labor- und In-situ - Messungen erfolgen muß. Im Rahmen eines polaren Kontinuums (z.B. Cosserat - Kontinuum) besteht die Möglichkeit, die in der Theorie fehlende physikalische Größe zur Beschreibung der Scherbandbreite, die in Beziehung zum Korngefüge steht und damit Maßstabseffekte, direkt über die konstitutiven Beziehungen zu berücksichtigen.

Literaturverzeichnis

ARGE 1996 (IfG Leipzig, ERCOSPLAN Erfurt, K-UTEC Sondershausen & Schwandt, A.):
Bewertung der Langzeitsicherheit Grube Teutschenthal der GTS GmbH & Co. KG.
Institut für Gebirgsmechanik Leipzig, 9. August 1996, unveröffentlicht

ARGE 1997 (IfG Leipzig, ERCOSPLAN Erfurt, K-UTEC Sondershausen & Schwandt, A.):
Sachstandsbericht Untersuchung der Ursachen des Gebirgsschlages vom 11.09.1996 in
Teutschenthal und seine Folgewirkungen.
Institut für Gebirgsmechanik Leipzig, unveröffentlicht

AHORNER, L.; SOBISCH, H.-G. (1988): Ein untertägliches Überwachungssystem im
Kalibergwerk Hattorf zur Langzeiterfassung von seismischen Ereignissen im Werra -
Kaligebiet.
Kali und Steinsalz, Band 10, Heft 2, 38 - 49

AHORNER, L. (1989): Seismologische Untersuchung des Gebirgsschlages am 13.04.1989 im
Kalisalzbergbau bei Völkershäusen, DDR. Glückauf-Forschungshefte 50, Nr. 4, 224 - 230

AHORNER, L. (1991): Entstehung und Ablauf des Gebirgsschlages bei Völkershäusen am
13.04.1989 aus seismologischer Sicht.
2. Int. Potash Conference Kali 91, Hamburg

BIERING, O. (1940): Erlebnisbericht über den Ablauf des Gebirgsschlages am 29. Mai 1940.
Verhandlungsbericht vor dem Bergrevier Halle vom 29.05.1940, Archivunterlage
Teutschenthal D/111

BGR (1998): Gebirgsmechanische und geotechnische Erkundung im Labor und in situ.
Ingenieurgeologische Erkundung von Homogenbereichen (APGM 213 10015), Hannover

BÖTTGE, V. (1997): Landesamtliche Stellungnahme zu den Grundstücksvernässungen der
Familien Baumgart und Dr. Wolf in Holleben. GLA Sachsen-Anhalt, Halle, unveröffentlicht

CUNDALL, P.; BOARD, M. (1988): A Microcomputer Program for Modeling Large-Strain
Plasticity Problems in Numerical Methods in Geomechanics. Proc. of the 6th Int. Conference,
Innsbruck, Rotterdam: A.A. Balkema, 2101 - 2108,

CUNDALL, P.; LEMOS, J. V. (1990): Numerical simulation of fault instabilities with a
continuously-yielding joint model. Proc. 2nd Int. Symposium on Rockburst and Seismicity in
Mines. Minneapolis, 8. – 10. Juni 1988, 147 - 152

DGEB (2000): Erdbebensituation in Deutschland - Gefährdung, Risiko, Forschungs- und
Handlungsbedarf. Geotechnik 23, Nr. 2, 120 - 122

DÖRING, T.; HEINRICH, F.; PFORR, H. (1964): Zur Frage des Verformungs- und
Festigkeitsverhaltens statistisch isotroper und homogener Gesteine mit inelastischen
Verformungseigenschaften. 6. Ländertreffen des internationalen Büros für Gebirgsmechanik.
Akademie-Verlag Berlin, 1965, 68 - 80

DUCHROW, G. (1990): Die bergtechnische Entwicklung des Kalisalzbergbaus der DDR.
Glückauf 126, Nr. 21/22, 1016 - 1032

FLAC (1993): Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.2
ITASCA Consulting Group Inc. Minneapolis, Minnesota USA

FLAC (1998): Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.4
ITASCA Consulting Group Inc. Minneapolis, Minnesota USA

FULDA, D. (1991): Darstellung und Auswertung der Gebirgsschläge vom 22.01.1916 auf den Halleschen Salzwerken (Angersdorf) und am 29.05.1940 auf der Grube Krügershall (Teutschenthal). KIB - Plan Erfurt, unveröffentlicht

GAY, N.C. & WAINWRIGHT, E.H. (1984): Rockburst and seismicity in mines.
The South African Institute of Mining and Metallurgy, Symp. Ser., 6; Johannesburg

GIMM, W.; PFORR, H.(1961): Gebirgsschläge im Kalibergbau unter Berücksichtigung von Erfahrungen des Kohle- und Erzbergbaus. Freiburger Forschungshefte A 173, Akademie-Verlag Berlin

GOMMLICH ,G.; HENTE, B.; FLACH, D. (1983): Messungen zur Erdbebensicherheit von Endlagerbergwerken. Kali und Steinsalz, Bd. 8, Heft 10, 348 - 351

GUTACHTEN (1989): Über den Ablauf und die Ursachen des seismischen Ereignisses vom 13.03.1989 im Werra-Kaligebiet, Kreis Bad Salzungen / DDR.
Akademie der Wissenschaften der DDR, Berlin, unveröffentlicht

GUTACHTEN (1990): Der Regierung der Bundesrepublik Deutschland zum Gebirgsschlag vom 13.03.1989 in der Grube "Ernst Thälmann" des VEB Kombines Kali in der DDR.
Bonn, unveröffentlicht

GRÜNTAL, B.; MAYER-ROSA, D.; LENHARDT, R. (1998): Abschätzung der Erdbebengefährdung für die D-A-CH-Staaten - Deutschland, Österreich, Schweiz.
Bautechnik 75. Jahrgang, Heft 10, 3 - 17

GUTENBERG, B; RICHTER, C.F (1956): Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration. Bull. Seis. Soc. Am. 46,105-145

HEMPEL, D. (1996): Gutachterliche Stellungnahme zum Auftreten von brennbaren Gasen nach dem Gebirgsschlag in der Grube Teutschenthal, unveröffentlicht

HOLCOMB, D.J.; HANNUM, D.W. (1982): Consolidation of crushed Salt Backfill under Conditions. Appropriate to the WIPP Facility. SAND82-0630. Albuquerque, NM: Sandia National Laboratories

HÖFER, K. - H. (1958): Versuch einer Deutung des Gebirgsschlages im Kaliwerk Heringen.
Bergakademie 7, 365 - 368

IfB (1978): Geomechanische Stellungnahme zur Einschätzung der Standsicherheit und der Möglichkeit einer sicheren Verwahrung der Grube Teutschenthal.
Institut für Bergbausicherheit Leipzig, unveröffentlicht

IfB (1987): Geomechanik CW Lagerstätte , Abschlußbericht
Institut für Bergbausicherheit Leipzig, unveröffentlicht

IfB (1989 a): Geomechanische Grundlagen der Pfeilerdimensionierung in der BRD.
Institut für Bergbausicherheit Leipzig, unveröffentlicht

IfB (1989 b): Erste Bewertung der Standsicherheit des Ereignisfeldes vom 13.03.1989.
Institut für Bergbausicherheit Leipzig, unveröffentlicht

IfG (1992): Gebirgsmechanische Analyse der Grubenfelder Teutschenthal, Angermünde und Salzmünde. Institut für Gebirgsmechanik Leipzig, unveröffentlicht

JENTZSCH, G. (1996): Zusammenstellung von Formeln zur Ingenieurseismologie. Institut für Geophysik der TU Clausthal

JUNGHANS, R. (1953): Gebirgsschläge im Kalibergbau. Bergakademie 4, 121 - 130

KBW (1989 a): Auswertung der seismischen Registrierung vom 13.03.1989, 14:02 MEZ. VEB Kalibetrieb „Werra“, Merkers 21.03.1989

KBW (1989 b): Niederschrift zur Bebaubarkeit der Standorte für den Wohnungsbau Völkershausen. VEB Kalibetrieb „Werra“, Merkers 23.03.1989

KBW (1990): Problemanalyse zum Ablaufmodell des Gebirgsschlages vom 13.03.1989 VEB Kalibetrieb "Werra", Merkers, unveröffentlicht

KEGEL, K. (1957): Gebirgsschlagsgefahr im Kalisalzbergbau. Bergakademie 9, 473 - 481

KLINGE, K.; KRÜGER, F.; AICHELE, H.; SEIDL, D. (1996): Monatliches Bulletin lokaler seismischer Ereignisse in der Bundesrepublik und in angrenzenden Gebieten und SZ GRF-Seismogrammbeispiele - Sept. 1996, Seismologisches Zentralobservatorium Gräfenberg

KLÜGEL, T.; SIMON, D.; HARWARDT, H. (2001): Mechanische Kennwerte von Werra-Steinsalz (Na γ aus Merkers): Vergleich der Ergebnisse von Laborversuchen, In-situ-Messungen und Modellierungen, Z. dt. geol. Ges. 152/1, 77 - 98

KNOLL, P. (1989): The fluid-induced tectonic rockburst of March 13, 1989 in potash mining area "Werra" in GRD (first results). Int. Symp. Rock at Great Depth, Pau, Vol. 3, 1415 - 1424

KNOLL, P.; THOMA, K.; HURTIG, e. (1980): Gebirgsschläge und seismische Ereignisse in Bergbaugebieten. Rock Mech. Suppl. 10, 85 - 102

KORN, M.; TITTEL, B.; WENDT, S. (1996): Bodenerschütterungen- aber kein natürliches Erdbeben. Universität Leipzig, Heft 7, 26 - 28

KÖNIG & HEUNISCH (1986): Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke. Abschlußbericht i.A. des Institutes für Bautechnik Berlin, IRB Verlag, Stuttgart

KRUMBACH, G. (1952): Seismische Messungen in Bergbaugebieten als Beitrag zur Gebirgsschlagforschung. Freiburger Forschungshefte C 7

KTA 2201.1 Sicherheitstechnische Regeln des Kerntechnischen Ausschusses (1975): Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen . Teil 1: Grundsätze, Fassung 6/90, Bundesanzeiger, Jg. 43, Nr. 20a, 1991, 4 - 6

LAGA (1997): Hinweise zur Durchführung des Langzeitsicherheitsnachweises im Rahmen der standortbezogenen Sicherheitsbeurteilung für Bergwerke im Salzgebirge, die besonders überwachungsbedürftige Abfälle verwerten oder beseitigen. Länderarbeitsgemeinschaft Abfall

LANGER, M. (1995): Geowissenschaftliche und geotechnische Grundlagen für die Errichtung und Nutzung von Hohlräumen im Salinar. Kolloquium 26./27.10.1995, TU Clausthal

- LEE, R.; SOUZA, E. DE (1996): The effect of brine dissolution on the strength behaviour of evaporites.
Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium: NARMS'96, Montreal, 69 - 76
- LEYDECKER, G. (1976): Der Gebirgsschlag vom 23.06.1975 im Kalibergbaugebiet des Werratal. Geologisches Jahrbuch Hessen 104, 271 - 277, Wiesbaden
- LEYDECKER, G. (1988): Erdbebenkatalog für die Bundesrepublik Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 bis 1993. BGR Hannover
- LUX, K.H. (1984): Gebirgsmechanischer Entwurf und Felderfahrungen im Salzkavernenbau. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart
- MALOVICHKO, A.A.; et. al. (2001): Seismological monitoring in the system of the comprehensive control at the UPPER KAMA POTASH MINES.
Veröffentlichungen der GGW, Berlin, 211, 5 - 27 bis 5 - 35
- MENZEL, W. (1970): Beitrag zur Dimensionierung von Kammerpfeilern im Salzbergbau. Dissertation der Bergakademie Freiberg
- MENZEL, W.; MINKLEY, W.; SALZER, K. (2000): Rock Mechanical Hazard Analysis and Filling for Salt Mines to be Abandoned.
8th World Salt Symposium, The Hague, Elsevier, Vol. 2, 1183 - 1184
- MINKLEY, W.; ROSE, K. (1989): A geomechanical model of mining-induced seismicity.
Gerland Beitr. Geophysik Leipzig 98, 6, 491 - 499
- MINKLEY, W. (1989a): Festigkeitsverhalten von Sedimentgesteinen im post-failure-Bereich und Gebirgsschlagerscheinungen.
Proc. Int. Symp. Rock at Great Depth, Pau, Vol. 1, 59 - 65
- MINKLEY, W. (1989 b): Untersuchungen zur Reibung an Gesteinstrennflächen und Modelle zum Gebirgsschlagmechanismus bei Haftreibungsverlust.
Dissertation Bergakademie Freiberg
- MINKLEY, W. (1991): Zur Gebirgsschlagentstehung beim Carnallitabbau.
Proc. 7. Int. Congr. On Rock Mech. Aachen, Vol. 2, 1171 - 1174
- MINKLEY, W. (1995): Spröbruchverhalten von Carnallit und seine Auswirkungen auf die Langzeitsicherheit von UTD. 2. Projektstatusgespräch des PTE zu BMBF-geförderten FuE-Vorhaben zur untertägigen Entsorgung chemisch-toxischer Abfälle.
FZKA - PTE - Nr. 1, 198 - 220, Forschungszentrum Karlsruhe GmbH
- MINKLEY, W. (1997): Spröbruchverhalten von Carnallit und seine Auswirkungen auf die Langzeitsicherheit von Untertagedeponien. Berichte FZKA-PTE Nr. 5, 249 - 275
Forschungszentrum Karlsruhe GmbH
- MINKLEY, W. (1998): Zum Herdmechanismus von großen seismischen Ereignissen im Kalibergbau. Geologisches Jahrbuch E 55, 69 - 84, Hannover
- MINKLEY, W.; MENZEL, W. (1993): Local Instability and System Instability of Room and Pillar Fields in Potash Mining.
3. Conf. Mechanical Behaviour of Salt, Palaiseau-France, Sept. 14-16, 483 - 497

MINKLEY, W.; MENZEL, W. (1995) Geomechanische Problemstellungen bei der Nachnutzung großvolumiger Kaligruben zur Hochdruckspeicherung von Gas. Eröl-Erdgas-Kohle, 111. Jg., Heft 8

MINKLEY, W.; MENZEL, W. (1996) Dynamic system stability of mining structures in salt mining. Proc. 2nd North America Rock Mechanics Symposium NARMS'96, Montreal, Vol. 1, 93 - 100, June 19-21

MINKLEY, W.; MENZEL, W. (1999): Vorausberechnung des Kollapses eines Grubenfeldes Gebirgsschlag Teutschenthal 11. Sept. 1996. Proc. 9th Int. Congress on Rock Mechanics, Paris, Vol. 2, 1115 - 1118

MINKLEY, W.; MENZEL, W.; KONIETZKY, H. TE KAMP, L. (2001): A visco-elasto-plastic softening model an its application for solving static and dynamic stability problems in potash mining. Proc. 2nd Int. FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics. Lyon, 29.-31. October , 21 - 27

MOCKA, N. (1995): Persönliche Mitteilung über Befahrung der Kaligrube Solikamsk, unveröffentlicht

MROZ, Z.; ZADROGA, B. (1980): Bearing Capacity Analysis for a Compressed Strip of an Elasto-Plastic Material with Softening. Arch. Hydrotechn., Vol. 27

MURPHY, J.; O'BRIEN, R. (1977): The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameter. Bull. Seis. Soc. Am. Nr. 67, 877 - 915

NATAU, O.; LEMPP, CH.; BORM, G. (1986): Stress relaxation monitoring prestressed hard inclusions. Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm, Sept. 1986, 509 - 514

NEUBERT, K. (1961): Gebirgsschläge und neue Abbauverfahren im Kalibergbau. Bergakademie 11, 122 - 129

NEUWIRTH, G. (1959): Bewegungsvorgänge im Kalibergbau des Werra-Fulda-Gebietes. Dissertation TU Berlin

OB (1989): Untersuchung des Zustandes des Grubengebäudes vor und nach dem Gebirgsschlag vom 13.03.1989 im Grubengebiet „Ernst Thälmann“ des VEB Kalibetrieb „Werra“. Untersuchungskommission der Obersten Bergbehörde

POPP, T.; KERN, H., SCHULZE, O. (2002): Permeation and development of dilatancy in rock salt. Proc. 5th Con. on the Mechanical Behaviour of Salt, Bukarest, August 1999, Balkema 2002, 95 - 124

SALOMON, M.G.P.(1970): Stability, instability and design of pillar workings. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 7, 613 - 631

SANDIA (1999): MEELGAR, K. D.; PFEIFLE, T. W.; HANSEN, F. D. : Laboratory Characterization of Mechanical and Permeability Properties of Dynamically Compacted Crushed Salt. SAND98-2046, Albuquerque, New Mexico

SCHUPPE, F. (1963): Ein rheologisches Modell für das Salzgebirge. Bergakademie, 15. Jg., Heft 8, 583 - 586

SEIFERT, G.; SCHWANDT, A. (1996): Beitrag zur Bergschadensentwicklung am Beispiel der SW-Flanke des Staßfurter Sattels. Exkursionsführer und Veröffentlichungen GGW

SPACKELER, G. (1940): Bergmännisches Gutachten über den Gebirgsschlag auf dem Kalisalzbergwerk Krügershall, unveröffentlicht

SPONHEUER, W. (1960): Methoden zur Herdtiefenbestimmung in der Makroseismik. Freiburger Forschungshefte C 88 - Geophysik, Akademie-Verlag Berlin

STAU (1998): Grundwassermeßdaten. Staatl. Amt für Umweltschutz Halle/Saale, unveröffentlicht

STÜHRENBERG, D. (1995): Untersuchungen zum Kompaktionsverhalten von Salzgrus. BGR Hannover, FE-Vorhaben BMBF-Kennzeichen 02 E 8552 8

SWANSON & BOLER (1995): The Magnitude 5.3 Seismic Event and Collapse of the Solvay Trona Mine: Analysis of Pillar/Floor Failure Stability. U.S. Department of the Interior Bureau of Mines

TITTEL, B.; KORN, M.; LANGE, W.; LEYDECKER, G.; RAPPSILBER, ; WENDT, S. (2001): Der Gebirgsschlag in Teutschenthal bei Halle vom 11. September 1996: Makroseismische Auswertung. Z. angew. Geol. 47 (2001) 2, 126 - 131

UHLENBECKER, F. W. (1971): Gebirgsmechanische Untersuchungen auf dem Kaliwerk Hattorf (Werra-Revier). Kali und Steinsalz 5, Heft 10, 345 - 359

VERMEER, P.A.; DE BORST, R. (1984): Non-Associated Plasticity for Soils. Concrete and rock, Heron, 29 (3), 1 - 64, 7 ff

WILL, J. (1999): Beitrag zur Standsicherheitsberechnung im geklüfteten Fels in der Kontinuums- und Diskontinuumsmechanik unter Verwendung impliziter und expliziter Berechnungsstrategien. Dissertation, Bauhaus - Universität Weimar

WITTKÉ, W. (1992): Gutachten über den Einfluß der vorhandenen Abbaufelder auf die Tagesoberfläche. Teil I, Ortslage Völkershäusen, WBI GmbH Aachen, unveröffentlicht

UDEC (2000): Universal Distinct Element Code, Version 3.20
ITASCA Consulting Group Inc. Minneapolis, Minnesota USA

3DEC (2000): 3 Dimensional Distinct Element Code, Version 2.10
ITASCA Consulting Group Inc. Minneapolis, Minnesota USA

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1:	Lineares und nichtlineares MOHR-COULOMB'sches Bruchkriterium im σ_1 vs. σ_3 - Diagramm.....	6
Abb. 2.2:	Lineares und nichtlineares MOHR-COULOMB'sches Bruchkriterium im σ_{eff} vs. σ_3 - Diagramm.....	7
Abb. 2.3:	Volumenverformung - nichtlineares elasto-plastisches Stoffmodell.....	9
Abb. 2.4:	Übergang vom spröden zum duktilen Materialverhalten	18
Abb. 2.5:	Abnahme des Kompressionsmoduls K mit der relativen Dichte $\rho/\rho_0 = 1/(1+\Delta\varepsilon^p_{\text{Vol}})$. Für Carnallitit ist in Bez. (2.37) angesetzt: $K_I = 6,7$ GPa, $K_R = 0,1$ GPa, $f = 100$	19
Abb. 2.6:	Visko-elasto-plastisches Stoffmodell mit Entfestigung und Dilatanz.....	20
Abb. 3.1:	Links: Carnallitit K1Th – C ₆₀ . Mit Scherbruchflächenschar. Manteldruck $\sigma_3 = 4$ MPa. Mitte: Carnallitit K3Ro – C ₈₀ . Mit Doppelscherbruchfläche. Manteldruck $\sigma_3 = 5$ MPa. Rechts: Carnallitit K1Th – C ₁₀₀ . Mit Scherbruchfläche. Manteldruck $\sigma_3 = 20$ MPa.	27
Abb. 3.2:	Typische Spannungs-Verformungsdiagramme Carnallitit K2SF-C ₆₀	31
Abb. 3.3:	Volumenverformung vs. Axialverformung Carnallitit K2SF-C ₆₀	32
Abb. 3.4:	Prinzipielle Darstellung zum Festigkeitsverhalten von Carnallitit.....	34
Abb. 3.5:	Festigkeitsverhalten von Carnallitit K2SF-C ₆₀	35
Abb. 3.6:	Einfluß der Verformungsrate auf das Entfestigungsverhalten von Carnallitit.....	38
Abb. 3.7:	Umkehrbarkeit des Feuchteinflusses auf das Verformungsverhalten von Carnallitit im Nachbruchbereich.....	40
Abb. 3.8:	Umkehrbarkeit des Feuchteinflusses auf das Dilatanzverhalten von Carnallitit im Nachbruchbereich.....	40
Abb. 3.9:	Idealisierter Zusammenhang von Axial- und Volumenverformung	41
Abb. 3.10:	Zusammenhang zwischen Dilatanzfunktion und Manteldruck.....	43
Abb. 3.11:	Dilatanzverhalten von Carnallitit K2SF-C ₆₀	45
Abb. 3.12:	Abhängigkeit der Volumenänderung vom Manteldruck K1Th – C ₁₀₀	47
Abb. 3.13:	Dilatanzfunktion von Carnallitit C ₁₀₀ für verschiedene plastische Verformungen	48
Abb. 3.14:	Rheologisches Modell – BURGERS – KÖRPER.....	49
Abb. 3.15:	Verformungs- Zeitverlauf am Beispiel eines Carnallitits C ₆₀	50
Abb. 3.16:	Vergleich der sekundären Kriechraten verschiedener Carnallititvarietäten	53
Abb. 4.1:	Pfeilertragverhalten und Energiefreisetzung beim Versagen	56
Abb. 4.2:	Rechnerische Simulation einaxialer und triaxialer Druckversuche an Staßfurt-Carnallitit C ₆₀ (Fließgrenze = Bruchgrenze)	58
Abb. 4.3:	Rechnerische Simulation einaxialer und triaxialer Druckversuche an Staßfurt-Carnallitit C ₆₀ (Fließgrenze = Dilatanzgrenze)	59
Abb. 4.4:	Rechnerische Simulation einaxialer Druckversuch an Werra-Carnallitit C ₈₀	61
Abb. 4.5:	Rechnerische Simulation einaxialer Druckversuch an Steinsalz.....	62

Abb. 4.6:	Rechnerische Simulation einaxialer Kriechversuch an Werra-Carnallitit C_{80} mit Laststufe 12 MPa (nur Reibung an Kontaktflächen)	64
Abb. 4.7:	Analytisches Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Pfeilern unter Berücksichtigung von Entfestigung mit Z_p plastischer, Z_e elastischer und Z_d oedometrischer Zone nach MROZ und ZADROGA (1980)	66
Abb. 4.8:	Berechnung der Tragfähigkeit eines Carnallititpfeilers mit einem Verhältnis Breite/Höhe = 2. Oben: Numerisches Modell mit dilatanten Bereichen. Unten: Numerische Berechnung (blau) und analytische Lösung (rot)	73
Abb. 4.9:	Oben: Numerische und analytische Berechnungen zur Tragfähigkeit von Carnallititpfeilern mit einem Verhältnis Breite zu Höhe von $B/H=2$, $B/H=4$ und $B/H=6$ ohne Haftreibung an den Kontaktflächen	76
Abb. 4.10:	Pfeilermodell Carnallitit C_{60} (Quadratpfeiler), Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe $B / H = 4$	79
Abb. 4.11:	Pfeilermodell Carnallitit C_{60} (Langpfeiler), Verhältnis Pfeilerbreite zu Pfeilerhöhe $B / H = 6$	80
Abb. 4.12:	Carnallititpfeiler-Modellversuch. Links: entfestigter Konturbereich. Rechts: brikettierter Pfeilerkern.....	82
Abb. 4.13:	Carnallititpfeiler-Modelle K1Th – C_{80}	83
Abb. 4.14:	Pfeilermodellversuche an Carnallitit $C_{60} - C_{80}$	84
Abb. 4.15:	Oben: Dilatante Scherzonen an Pfeilermodell mit $B:H = 4$. Mitte: Entfestigte Konturbereiche mit Dilatanz größer 1 % entfernt. Unten: Carnallititpfeiler aus C_{60} in situ	85
Abb. 4.16:	Kriechverhalten eines Carnallitit-Pfeilermodells bei Reduzierung des tragenden Pfeilerquerschnitts von $B:H = 4,2$ auf 3,3 und 2,9	86
Abb. 4.17:	Brucherscheinungen an carnallitischer Kammersohle.....	88
Abb. 4.18:	Tragverhalten eines Carnallitit-Pfeilers im Versatz (Versatzhöhe 75 %) bei dynamischer Belastung.....	89
Abb. 5.1:	Gebirgsschlag Teutschenthal am 11. September 1996	97
Abb. 5.2:	Seismogramm (Vertikalkomponente Collm) des Gebirgsschlages Teutschenthal 11.09.1996 mit den vier Einsätzen P1 ($1,1 < M_L < 2$), P2 ($2,6 < M_L < 3,6$), P3 ($4,1 < M_L < 4,5$), P4 ($4,3 < M_L < 5,2$) nach Korn et.al. 1996	98
Abb. 5.3:	Deutsches seismologisches Stationsnetz: Seismogramme Gebirgsschlag 11.09.1996 Teutschenthal	99
Abb. 5.4:	Brucherscheinungen in Kammer 158 im Ostfeld.....	100
Abb. 5.5:	Konturbrucherscheinungen und abgelagerter Salzstaub in der Maschinenstrecke 3 a Sohle.....	101
Abb. 5.6:	Gebirgsschlagschäden am Pappelgrund in Teutschenthal (ARGE, 1997).....	102
Abb. 5.7:	Oben: Teileinsturz des Giebels eines Wohnhauses in Zscherben (Saalkreis) infolge des Gebirgsschlages in Teutschenthal. Unten: Makroseismisches Schüttergebiet des Gebirgsschlages Teutschenthal am 11.09.1996, nach TITTEL et. al. (2001).....	103
Abb. 5.8:	Gebirgsschläge im Carnallitit des Flözes Thüringen	106
Abb. 5.9:	Durch Gebirgsschlag zerstörte Kirche von Völkershäuser.....	109

Abb. 5.10: Beobachtete Entfestigungserscheinungen Trona-Grube/USA nach (SWANSON & BOLER, 1995): a) Sohlenhebungen vor Gebirgsschlag, b) Brucherscheinungen nach Gebirgsschlag (Sohlenaufbrüche, vertikale Rissbildungen in Pfeilern infolge horizontalen Gleitens an Tonschiefer-Schichten.	115
Abb. 5.11: Entwicklung der Konvergenz vor Gebirgsschlag am 03.02.1995 in der Trona Grube in Wyoming (- Abnahme der Konvergenzrate, + Zunahme der Konvergenzrate)	116
Abb. 5.12: Magnituden von Gebirgsschlägen im Kalibergbau im Zusammenhang mit der Größe der versagenden Pfeilerfläche $A = n \cdot A_{PF}$, dem Konvergenzsprung Δz und dem mittleren Pfeilertragfähigkeitsabfall $\Delta \sigma_{PF}$ (Nr. der Gebirgsschläge siehe Tab. 5.2)	124
Abb. 5.13: Dilatante Entfestigungserscheinungen im Ostfeld der Grube Teutschenthal vor dem Gebirgsschlag. Oben: in situ. Unten: im Berechnungsmodell.....	127
Abb. 5.14: Festigkeitsverhalten von Carnallitit C_{60}	129
Abb. 5.15: Vorausberechnete Absenkung der Tagesoberfläche im Senkungszentrum über dem kollabierenden Ostfeld	131
Abb. 5.16: Dilatante Entfestigungserscheinungen im Ostfeld der Grube Teutschenthal nach dem Gebirgsschlag. Links: in situ. Rechts: im Berechnungsmodell.....	132
Abb. 5.17: Berechneter und gemessener Senkungsverlauf über dem Ostfeld der Grube Teutschenthal mit Auslösung des Gebirgsschlages im Berechnungsmodell durch externe Anregung.....	137
Abb. 5.18: Gemessene Senkungen an Höhenpunkten über dem Ostfeld der Grube Teutschenthal	140
Abb. 5.19: Berechneter und gemessener Senkungsverlauf über dem Ostfeld der Grube Teutschenthal mit Auslösung des Gebirgsschlages im Berechnungsmodell durch einen entfestigungsbedingten Pfeilerkriechbruch	141
Abb. 5.20: Berechnete und gemessene Konvergenzen vor Gebirgsschlag im Ostfeld der Grube Teutschenthal am 11.09.1996.....	141
Abb. 5.21: Kettenreaktionsartiges Pfeilerversagen (oben) und Spannungsverteilung im AbbauhORIZONT zu verschiedenen Zeitständen (unten).....	142
Abb. 5.22: Grube Merkers. Salzverteilung 2. Sohle Westfeld und Schnittspur Berechnungsmodell.	147
Abb. 5.23: Gebirgsmechanisches Strukturmodell 2 Westfeld Merkers	148
Abb. 5.24: Modell Westfeld Merkers: Bruchfestigkeit und Entfestigungsbereich Carnallitit C_{80} 2. Sohle.....	149
Abb. 5.25: Bruchfeld auf der 2. Sohle im Carnallitit beim Gebirgsschlag Völkershäusen 1989 und Abbaustand auf der 1. Sohle im Hartsalz	153
Abb. 5.26: Modell 2 Westfeld Merkers: Bruchfestigkeit und Entfestigungsbereich Hartsalz 1. Sohle.....	154
Abb. 5.27: Ausschnitt Modell 2 Westfeld Merkers: Berechnete entfestigte Pfeilerkonturen und Profil der minimalen Hauptspannung nach 20 Jahren Standzeit im Vergleich mit in situ vorgefundenen Entfestigungserscheinungen. Maxwell-Viskosität: Carnallitit $\eta_M = 5,6 \cdot 10^8$ MPa·d, Steinsalz $\eta_M = 8 \cdot 10^9$ MPa·d.	158
Abb. 5.28: Gebirgsmechanisches Strukturmodell 2 Westfeld Merkers: Vertikales Verschiebungsfeld vor dem Gebirgsschlag	159

Abb. 5.29: Ausschnitt Modell Westfeld Merkers: Überzugswirkung 1. Sohle auf 2. Sohle (Vektoren maximale Hauptspannung).	160
Abb. 5.30: Zeitliche Entwicklung des Pfeilerbruchvorganges im Carnallitit der 2. Sohle	162
Abb. 5.31: Modell Westfeld Merkers: Vertikales Verschiebungsfeld zu verschiedenen Zeitständen nach Gebirgsschlagauslösung	163
Abb. 5.32: Nach dem Gebirgsschlag vorgefundene mit Bruchmassen verfüllte Abbaukammern auf der 2. Sohle im Carnallitit	164
Abb. 5.33: Im Berechnungsmodell durch Translation des entfestigten Carnallitits zugeschobene Abbaukammern ca. 6 Sekunden nach Gebirgsschlagauslösung.....	165
Abb. 5.34: Modell Westfeld Merkers: Sicherheitsfaktor gegenüber Gasfrac im unteren Werra-Steinsalz 6 Sekunden nach Gebirgsschlagauslösung.....	171
Abb. 5.35: Modell 2 Westfeld Merkers: Abfall der minimalen Hauptspannung an der Basis des Unteren Werra – Steinsalzes beim Gebirgsschlag unter dem östlichen Bruchfeldrand.	172
Abb. 5.36: Modell 2 Westfeld Merkers: Permeabilität im Unteren Werra – Steinsalz 6 Sekunden nach Gebirgsschlagauslösung.....	173
Abb. 5.37: Minimale Hauptspannung in der hangenden geologischen Barriere bei Erdbebenbelastung mit der Stärke $I_0 = 8,5$ im Fall eines Kammer-Pfeiler-Tragsystems mit Entfestigung.....	182
Abb. 5.38: Minimale Hauptspannung in der hangenden geologischen Barriere bei Erdbebenbelastung mit der Stärke $I_0 = 8,5$ im Fall eines Kammer-Pfeiler-Tragsystems ohne Entfestigung.	183