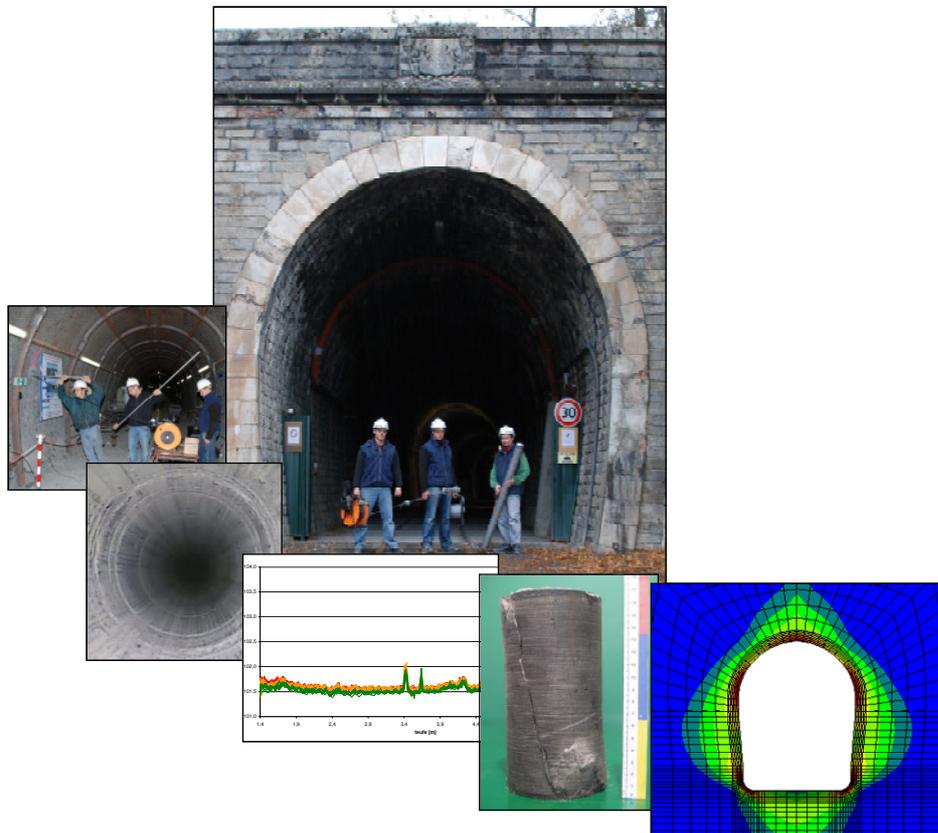

Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik Technische Universität Clausthal

Untersuchungen zur Validierung von Modellansätzen für Tongestein anhand von Feldexperimenten am Standort Tournemire (F) im Rahmen DECOVALEX-THMC

(Validierung von Modellansätzen für Tongestein / Tournemire)



**Abschlussbericht zum BMWi-Forschungsvorhaben
mit dem Förderkennzeichen 02E10427
Zeitraum 01.07.2007 – 31.12.2010**



Abschlussbericht

zum BMWi-Forschungsvorhaben

Untersuchungen zur Validierung von Modellansätzen für Tongestein anhand von Feldexperimenten am Standort Tournemire (F) im Rahmen DECOVALEX-THMC

Förderkennzeichen 02E10427

Zeitraum: 01.07.2007 – 31.12.2010

Projektleiter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. K.-H. Lux

Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. O. Czaikowski
Dipl.-Math. M. Rutenberg
Dipl.-Ing. R. Seeska

Clausthal-Zellerfeld, im Juli 2012

.....
Dipl.-Math. M. Rutenberg

.....
Dipl.-Ing. R. Seeska

.....
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. K.-H. Lux

Das diesem Bericht zugrunde liegende Forschungsvorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Technologie (BMWi) unter dem Förderkennzeichen 02E10427, Laufzeit 01.07.2007 bis 31.12.2010, gefördert.

Die Verantwortung für den Inhalt der Veröffentlichung liegt bei den Autoren.





Zusammenfassung der Forschungsergebnisse

Die Untersuchung von zu Salzgestein alternativen Wirts- und Barrierengesteinen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle setzt voraus, dass ein hinreichender Kenntnisstand zu den relevanten alternativen Geosystemen und zu ihrem Verhalten unter endlagerbedingten technogenen Einwirkungen vorhanden ist. In Deutschland hat sich die endlagerbezogene Forschung in den letzten vier Jahrzehnten auf das Salinargebirge als Wirts- und Barrierengestein konzentriert, während lediglich seit knapp einem Jahrzehnt Forschung im Bereich des Tongesteins betrieben wird. Das vor diesem Hintergrund hier bearbeitete Forschungsvorhaben 02E10427 dient der Weiterentwicklung des bis dato noch im Vergleich zu Salzgestein weniger ausgeprägten Kenntnisstandes bezüglich der Eigenschaften und des Tragverhaltens von Tongesteinen und hier speziell des verfestigten Tongesteins der Lokation Tournemire – sowohl im Bereich der physikalischen Modellierung und der numerischen Simulation wie auch in den Bereichen der Felduntersuchungen und der laborativen Untersuchungen.

Die wesentlichen Ergebnisse aus den unterschiedlichen Bearbeitungsschwerpunkten dieses Forschungsvorhabens können wie folgt zusammengefasst werden:

- Das in diesem Bericht im Rahmen der physikalischen Modellierung formulierte kombinierte Bruch- und Dilatanzverzerrungskriterium liefert einen ersten plausiblen Ansatz zur Erklärung der zeitabhängigen Entwicklung der beobachteten Entfestigungserscheinungen im Streckensystem Tournemire. Eine numerische Simulation der im ca. 130 Jahre alten Eisenbahntunnel anzutreffenden konturnahen Auflockerungszone sowie der (noch?) mechanischen Unversehrtheit der derzeit bis zu 14 Jahre alten Forschungsstrecken mit einem einheitlichen physikalischen Modell ist bis dato nicht bekannt gewesen und konnte in diesem Projekt zumindest in der Tendenz realisiert werden. Für eine insbesondere bezüglich der Querstollen noch realitätsnähere Modellierung erscheint jedoch auch laborativ eine intensivere Befassung mit hydromechanisch gekoppelten Prozessen notwendig.
- Eigene Ableitungen von Stoffmodellparametern auf der Grundlage von eigenen mechanischen laborativen Untersuchungen an Tonsteinmaterial der Lokation Tournemire konnten erfolgreich durchgeführt werden. Den durchgeführten hydraulisch-mechanischen laborativen Untersuchungen zufolge führt eine Erhöhung der relativen Luftfeuchtigkeit zu einer drastischen Abnahme der uniaxialen Bruchfestigkeit des Toarcium-Tonsteinmaterials. Eine Resättigung des Tonsteinmaterials der Lokation Tournemire als Voraussetzung für weitere



hydraulisch-mechanische Untersuchungen (Porenwasserdruckmessungen und -regelungen) gestaltet sich jedoch aufgrund der sehr geringen Permeabilität des Materials als im Rahmen der vorgegebenen Bearbeitungszeit des Vorhabens nicht durchführbar. Alternative Methoden zur Ermittlung des Einflusses der Hydraulik unter versuchstechnisch derart ungünstigen Randbedingungen sind noch zu entwickeln.

- Durch die Verwendung des im Rahmen dieses Projekts entwickelten Bohrlochobservatoriumsinstrumentariums (Kalibersonde, Bohrlochkamera und Feuchtigkeitssensoren) konnten umfassende Einblicke in das Tragverhalten des Tonsteingebirges an den Standorten der Untertagelabore Tournemire und Mont Terri erarbeitet werden. So sind in beiden Lokationen in mehreren Observationsbohrlöchern entgegen den Erwartungen signifikante Feuchtigkeitseintritte während der im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten in situ Untersuchungen detektiert worden. Die Zusammenfassung der Befunde aus den Untersuchungen in situ dokumentiert unter anderem die Feuchtigkeitseintritte/Feuchtigkeitseintritte in die Bohrlöcher anhand der Aufnahmen der eingesetzten Bohrlochkamera. Darüber hinaus sind auf den Aufnahmen der Bohrlochkamera aus den Feuchtigkeitseintritten/Feuchtigkeitseintritten resultierende Aufweichungsprozesse/Entfestigungsprozesse und ggf. daraus resultierende Bohrlochwandversagensprozesse zu beobachten. Diese Feuchtigkeitseintritte geben Anlass zu der Vermutung, dass geogen ausgebildete Fließwege für Formationswasser auch in Tongesteinsformationen angetroffen werden können, die bislang aufgrund generalisierter Einschätzungen und hydraulischer Analysen des Gesteinsmaterials (Handstück) sowie anderer Observationen (z.B. Standfestigkeit von Auffahrungen, Trockenheit von Streckenoberflächen) eine eher sehr geringe hydraulische Aktivität vermuten lassen und daher vornehmlich auch geohydraulisch als Homogenbereiche angesprochen und charakterisiert werden. Hier könnte zukünftig eine sehr viel differenziertere Betrachtungsweise zur Struktur des Tonsteingebirges bei der rechnerischen Simulation erforderlich werden.



Summary of the research findings

The investigation into alternatives to rock salt as host rocks and barrier rocks for geologic repositories for radioactive waste is only possible if enough information is available on the relevant alternative geosystems and their behaviour under the technogenic influences associated with the boundary conditions in repositories. In Germany, geologic repository related research in the last four decades has concentrated on rock salt formations as the host and barrier rocks, whilst research into argillaceous rocks as alternative host and barrier rocks has only been undertaken for almost one decade. Research project 02E10427 was elaborated here against this background with the aim of further developing the less extensive information about characteristics and load-bearing behaviour of argillaceous rocks in comparison to rock salt, looking in particular at the consolidated argillaceous rocks at the Tournemire location—focusing on physical modelling and numerical simulation, as well as on field and laboratory investigations.

The main findings from the different aspects looked at during this research project can be summarised as follows:

- Concerning physical modelling, the strain-based combined failure and dilatancy criterion formulated in this report yields a first plausible approach to an explanation of the time-dependent development of the observed softening phenomena in the Tournemire drift system. Up to now, results of a numerical simulation of the EDZ found in the ca. 130 years old railway tunnel as well as of the (yet?) mechanical intactness of the presently up to 14 years old research galleries with a uniform physical model have not been known yet and could be accomplished within this project at least by tendency. However, more intense investigation (also in the laboratory) of hydromechanically-coupled processes is considered necessary to produce more realistic modelling concerning especially the galleries.
- Sets of own model parameters based on own mechanical laboratory investigations of Tournemire claystone material could successfully be derived. The hydro-mechanical laboratory investigations which were carried out revealed that a rise in the relative humidity causes a dramatic decline in the uniaxial compression strength of the Toarcian argillite. Resaturation of the Tournemire claystone material as a precondition for further hydro-mechanical investigations (pore water pressure measurements and control) however proved technically not feasible within the given project time because of the material's very low



permeability. It will therefore be necessary to develop alternative methods to investigate hydraulic influences under such unfavourable experimental circumstances.

- The usage of borehole observation equipment developed within this project (calliper probe, borehole camera, and humidity sensors) provided extensive insights into the load-bearing behaviour of the claystone rock masses at the URL locations Tournemire and Mont Terri. In this way, significant moisture influxes have been detected contrarily to expectations in several observed boreholes from both locations in the course of in-situ investigations. The rises of humidity/moisture influxes in(to) the boreholes are documented in the summary of in-situ investigation findings by means of borehole camera recordings. Moreover, softening effects processes from the humidity increases/moisture influxes and possibly subsequent contour failure processes can be observed on the camera recordings. These moisture influxes suggest that geogenically-formed migration paths for formation water may also be present in argillaceous rock formations whose hydraulic activity has appeared so far to be very diminished—based on general assessments and on the results of hydraulic analyses of the rock material (specimens) as well as other observations (e.g. stability of drifts, dryness of drift wall surfaces)—and which therefore also have been characterised as homogeneous areas from a geohydraulic point of view. This experience may lead to a much more detailed analysis with respect to rock mass structure in the future.



Inhaltsverzeichnis

1	Aufgabenstellung und Überblick.....	15
1.1	Zielsetzung und Rahmenbedingungen	15
1.2	Bezug des Vorhabens zu den förderpolitischen Zielen des BMWi-Förder- programms	17
1.3	Wissenschaftlicher und technischer Nutzen.....	18
1.4	Bisherige Arbeiten	19
1.5	Arbeitsprogramm	21
2	Zum Stand von Wissenschaft und Technik	25
2.1	Überblick zum internationalen Stand – Tongestein/Geomechanik.....	25
2.2	Physikalische Modellierung und numerische Simulation	36
2.3	Aufarbeitung der bestehenden Unterlagen zur Lokation Tournemire vor dem Hintergrund des Forschungsvorhabens	37
2.3.1	Überblick über die Lokation Tournemire und ihr Streckensystem.....	37
2.3.2	Überblick über die vorliegenden geomechanischen Forschungsergebnisse	42
2.3.3	Aufgabenfelder im Rahmen des Forschungsvorhabens.....	50
2.3.4	Übersicht über die relevanten in situ-Beobachtungen und in situ-Messmetho- den in dem Tunnel- und Stollensystem.....	59
3	Bohrkernbeschaffungskampagne	67
3.1	Planung und Durchführung	67
3.2	Konservierung	68
4	Bohrlochmessungen und Bohrlochbeobachtungen.....	77
4.1	Vermessung und Observation von Bohrlöchern	77
4.1.1	Anforderungen an ein Bohrlochmessinstrumentarium	77
4.1.2	Zum Stand der Technik bezüglich der Bohrlochdeformationsbeobachtung (Bohrlochvermessung und Bohrlochobservation)	78
4.2	Beobachtung des Langzeittrag- und Deformationsverhaltens von Bohrlöchern im URL Tournemire und im URL Mont Terri.....	86
4.2.1	Überblick über die durchgeführten in situ-Arbeiten	86
4.2.1.1	Zielsetzung	86



4.2.1.2	Eingesetztes Observationsinstrumentarium	87
4.2.2	Beobachtung des Langzeittrag- und Deformationsverhaltens von Bohrlöchern im URL Tournemire.....	127
4.2.2.1	Lage und Geometrie der untersuchten Bohrlöcher	127
4.2.2.2	GEM-Bohrlöcher in der Gallery 96	137
4.2.2.3	GSM-Bohrlöcher in der Gallery 08	195
4.2.2.4	Fazit zu den im Rahmen dieses Vorhabens im URL Tournemire mit der Drei- armkalibersonde und der Axial-Bohrlochkamera durchgeführten Bohrloch- observationsarbeiten.....	240
4.2.3	Beobachtung des Langzeittrag- und Deformationsverhaltens von Bohrlöchern im URL Mont Terri.....	249
4.2.3.1	Lage und Geometrie der untersuchten Bohrlöcher	249
4.2.3.2	Untersuchungsprogramm und Umfang der im URL Mont Terri durchgeführten Observationsarbeiten.....	250
4.2.3.3	BRC Bohrlöcher in der Gallery 08 / tonige Fazies	252
4.2.3.4	Bohrloch BMB 35 in der Niche TT / Tongestein sandige Fazies.....	288
4.2.3.5	Fazit zu den im Rahmen dieses Vorhabens im URL Mont Terri mit der Drei- armkalibersonde und der Axial-Bohrlochkamera durchgeführten Bohrloch- observationsarbeiten.....	305
4.2.4	Vergleich der an den beiden in unterschiedlichen Tongesteinsformationen gele- genen Forschungsstandorten gewonnenen Observationsergebnisse.....	308
5	Laborative Untersuchungen zur Ermittlung von Gesteinseigenschaften.....	313
5.1	Vorbemerkung	313
5.2	Prüfkörperherstellung.....	314
5.3	Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung der Festigkeitseigen- schaften und des zeitunabhängigen Deformationsverhaltens	318
5.3.1	Vorbemerkung	318
5.3.2	Versuchsaufbau und Versuchstechnik	321
5.3.3	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse	329
5.4	Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung der Festigkeitseigen- schaften auf Schichtflächen	333
5.4.1	Vorbemerkung	333



5.4.2	Versuchsaufbau und Versuchstechnik	334
5.4.3	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse	337
5.5	Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung des zeitabhängigen Deformationsverhaltens	341
5.5.1	Vorbemerkung	341
5.5.2	Versuchsaufbau und Versuchstechnik	342
5.5.3	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse	346
5.6	Erweiterung der Versuchstechnik zur Online-Messung von Porenwasser- drücken während der Versuchsdurchführung	353
5.6.1	Vorbemerkung	353
5.6.2	Versuchsaufbau und Versuchstechnik	354
5.6.3	Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse	356
6	Ableitung von standortbezogen repräsentativen Daten zur zahlenmäßigen Charakterisierung der Gebirgsverhältnisse	365
6.1	Primärspannungszustand.....	365
6.2	Physikalische Modellierung/Stoffmodell.....	366
6.2.1	Linear-elastisches Stoffmodell nach <i>Hooke</i>	366
6.2.2	Transversal isotropes Stoffmodell mit flächigem Mineralkorngefüge	366
6.2.3	Elasto-plastisches Stoffmodell und Bruch-/Fließkriterium nach <i>Mohr/Coulomb</i> ...	367
6.2.4	Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung einer reduzierten Festig- keit auf den Schichtflächen	372
6.2.5	Stoffmodell <i>Hou/Lux-T</i> (Kriech- und Schädigungsmodell) – Erweitertes Stoff- modell <i>Lubby2</i> mit Elementen der Schädigungsmechanik	373
6.3	Materialparameter	377
6.3.1	Zusammenstellung von Materialparametern aus der Literatur	377
6.3.2	Ableitung von Materialparametern aus TUC-Laborversuchen.....	381
6.3.2.1	Ableitung von Parametern für die elastoplastischen Stoffmodellteile aus den laborativen Kurzzeitversuchen.....	381
6.3.2.2	Ableitung von Parametern für die viskosen Stoffmodellteile aus den labora- tiven Langzeitversuchen	394
6.3.2.3	Ableitung von Zahlenwerten für weitere geophysikalische und geohydraulische Eigenschaften	408



7	Aufbau der Berechnungsmodelle für die rechnerischen Simulationen	411
7.1	Tunnel 1881	411
7.2	Querstollen 1996 und 2003	414
7.3	3D-Modellerweiterung für die Simulation des Mine-by-Tests.....	415
8	Physikalische Modellierung und numerische Simulationen	423
8.1	Modellierung und Simulation eines zeitunabhängigen Deformationsverhaltens unter Verwendung von Materialparametern aus der Literatur.....	423
8.1.1	Tunnel 1881	423
8.1.1.1	Grundsituation.....	423
8.1.1.2	Variationssituation 1: Ansatz eines anisotropen Primärspannungszustandes.....	434
8.1.1.3	Variationssituation 2: Ansatz der laborativ ermittelten Gesteinswichte	437
8.1.1.4	Variationssituation 3: Ansatz eines transversal isotropen Stoffmodells.....	439
8.1.1.5	Variationssituation 4: Ansatz einer hydromechanischen Kopplung	446
8.1.2	Querstollen 1996 und 2003	461
8.1.2.1	Vorbemerkungen.....	461
8.1.2.2	Berechnungsergebnisse für die Grundsituation und Diskussion.....	463
8.1.2.3	Berechnungsergebnisse für die Variationssituationen und Diskussionen.....	470
8.1.2.4	Variationssituation 1: Ansatz eines anisotropen Primärspannungszustandes.....	470
8.1.2.5	Variationssituation 2: Ansatz der laborativ ermittelten Gesteinswichte	472
8.1.2.6	Variationssituation 3: Ansatz eines transversal isotropen Stoffmodells.....	474
8.1.2.7	Variationssituation 4: Ansatz einer hydromechanischen Kopplung	476
8.2	Modellierung und Simulation eines zeitunabhängigen Deformationsverhaltens unter Verwendung der aus den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Mate- rialparameter	480
8.2.1	Vorbemerkung	480
8.2.2	Grundsituation.....	481
8.2.3	Variationssituationen	490
8.3	Modellierung und Simulation eines zeitabhängigen Deformationsverhaltens unter Verwendung von Materialparametern aus der Literatur.....	496
8.3.1	Übersicht	496
8.3.2	Zeitabhängige Deformationen.....	498



8.3.3	Variationssituation 5: Ansatz eines elastisch-viskosen Stoffmodells – Tunnel 1881.....	499
8.3.4	Berechnungsvariationen zur Simulation des Gebirgsdeformationsverhaltens im Bereich des Konvergenzmessquerschnittes P2 im Querstollen 1996	503
8.3.4.1	Vorbemerkungen.....	503
8.3.4.2	Vergleich verschiedener primärer Gebirgsbeanspruchungszustände.....	504
8.3.4.3	Präzisierung der Seitendruckbeiwerte.....	505
8.3.4.4	Berücksichtigung der elastischen Vorverformung.....	508
8.3.4.5	Berücksichtigung eines Trennflächengefüges.....	510
8.3.4.6	Berücksichtigung einer Teilsättigungszone im Streckennahfeld	513
8.3.4.7	Variation der Verformungsmoduli mit Blick auf die Transversal-Isotropie.....	516
8.3.5	Berechnungsvariationen zur Simulation des beobachteten Bruchversagens am Tunnel 1881	519
8.3.5.1	Übersicht	519
8.3.5.2	Übertragung der für den Stollen 1996 ausgearbeiteten Berechnungsvariation auf den Tunnel 1881.....	520
8.3.5.3	Variation der Verzerrungsrate des stationären Kriechens.....	526
8.3.5.4	Ansatz der zonal dilatanzinduzierten Entsättigung	530
8.3.6	Berechnungsvariationen zur gleichzeitigen Simulation von Konvergenz und Konturbruchverhalten	538
8.3.6.1	Übersicht	538
8.3.6.2	Rückübertragung der für den Tunnel 1881 ausgearbeiteten Berechnungsvariation auf den Stollen 1996	539
8.3.6.3	Berücksichtigung der Maximalspannungsorientierung bezüglich der Schichtung.....	541
8.3.6.4	Weitere Variationen der Verzerrungsrate des stationären Kriechens	546
8.4	Modellierung und Simulation eines zeitabhängigen Deformationsverhaltens unter Verwendung der aus den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Materialparameter	549
8.4.1	Vorbemerkung	549
8.4.2	Grundsituation.....	550
8.4.3	Variationssituationen	560



8.5	Modellierung und Simulation des Mine-by-Tests unter Verwendung von Materialparametern aus der Literatur	568
8.5.1	Grundlagen.....	568
8.5.2	Simulation mit einem linear-elastischen Stoffmodell	570
8.5.3	Simulation mit einem linear-elastisch-viskosen Stoffmodell	575
8.6	Modellierung und Simulation des Mine-by-Tests unter Verwendung der aus den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Materialparameter.....	583
9	Gegenüberstellung von Mess- und Beobachtungsdaten mit den Ergebnissen der numerischen Simulationen.....	587
9.1	Tunnel 1881	587
9.1.1	Befunde zum Tragverhalten und Messergebnisse.....	587
9.1.2	Berechnungsergebnisse und Vergleich mit Messresultaten.....	589
9.2	Querstellen 1996	594
9.2.1	Befunde zum Tragverhalten und Messergebnisse.....	594
9.2.2	Berechnungsergebnisse und Vergleich mit Messresultaten.....	597
9.3	Querstellen 2003	605
9.3.1	Befunde zum Tragverhalten und Messergebnisse.....	605
9.3.2	Berechnungsergebnisse und Vergleich mit Messresultaten.....	608
10	Diskussion der Ergebnisse im internationalen Vergleich.....	615
11	Zusammenfassung der Ergebnisse des Projekts	623
12	Ausblick.....	631
13	Danksagung	635
14	Literaturverzeichnis.....	637



1 Aufgabenstellung und Überblick

1.1 Zielsetzung und Rahmenbedingungen

Überlegungen innerhalb der Bundesregierung, neben Salzgestein auch Tongestein als mögliches Endlager-, Wirts- und Barrierengestein in Betracht zu ziehen und vergleichende Untersuchungen zu sicherheitlichen Vor- und Nachteilen zumindest auf generischer Ebene vorzunehmen, erfordern eine intensive wissenschaftliche Auseinandersetzung mit den endlagerrelevanten Eigenschaften der Tongesteine und ihrer Reaktion auf den technologischen Eingriff mit Auffahrungen, Abfallablagerung und Stilllegungsmaßnahmen. Vorlaufende Projekte haben gezeigt, dass hier mit nur oberflächlicher Befassung (im doppelten Wortsinn) eine hinreichend zuverlässige Beurteilung der endlagerrelevanten Eigenschaften von Tongesteinen derzeit noch nicht durchführbar ist. Diesem Grundverständnis wird durch BMWi und PTKA-WTE mit der Schwerpunktsetzung des Forschungs-Rahmenprogramms in überzeugender Weise gefolgt.

Vor diesem Hintergrund ist in einem erst kürzlich beendeten Vorhaben 02E9632 vom Unterzeichnenden der Übertragbarkeit von etablierten Stoffmodellen aus dem Salinarbereich auf Tongesteine nachgegangen worden. Grundlage für den Forschungsansatz waren eine phänomenologisch ausgerichtete physikalische Modellierung relevant erscheinender Materialeigenschaften und die Einschätzung einer in beiden Fällen vom Handstück-Größenbereich ausgehenden Beschreibbarkeit der geomechanisch-geohydraulischen Eigenschaften. Unter Einbeziehung von eigenen laborativen Untersuchungen und Feldmessdaten aus untertägigen Grubenbauen (Deformationsmessungen) ist es gelungen, die für Tongesteine signifikanten Eigenschaften zu identifizieren und zumindest teilweise auch angemessen zu modellieren. Dabei zeigt sich nicht unerwartet angesichts der internationalen Erfahrungen, dass mit Blick auf die Dokumentation der Langzeitsicherheit eines HAW-Endlagers die Kopplung thermischer, hydraulischer, mechanischer und chemischer Prozesse (THMC-Kopplung) bei Tongesteinen eine eher größere Bedeutung haben wird als bei Salinargesteinen (Nahfeld mit geotechnischen Barrieren, Fernfeld mit geologischen und geotechnischen, vielleicht auch geohydraulisch/geochemischen Barrieren). Angesichts der Tatsache, dass in Deutschland die Möglichkeiten zur aktiven Forschung im Tongestein sehr begrenzt sind, ist eine Beteiligung an internationalen Projekten im Tongestein unerlässlich zur Erarbeitung eigener Erfahrungen und eines eigenen Modellierungs- und Simulationsinstrumentariums. Nur auf diese Weise lässt



sich in einiger Zukunft eine wohlbegründete Entscheidung zu der einen oder anderen Option des weiteren Fortgangs bei der Endlagerung radioaktiver Abfälle in Deutschland treffen.

Eines dieser internationalen Projekte ist das seit nunmehr fast 20 Jahren auf hohem wissenschaftlichen Niveau laufende DECOVALEX-Projekt. Dabei geht es darum, für Endlager im Nichtsalinargestein (insbesondere Tongestein, aber auch Kristallingestein) die physikalisch-chemische Modellierung und die numerische Simulation der hochkomplexen THMC-Prozesse voranzubringen und anhand von in situ-Experimenten zu validieren, um letztendlich modellierungs- bzw. simulationsbezogene Defizite und daraus erwachsende Ungewissheiten zu erkennen und zu reduzieren und dadurch die Prognosezuverlässigkeit zu verbessern.

Dem Unterzeichnenden war angetragen worden, im Rahmen einer zum anfänglichen Zeitpunkt dieses Forschungsvorhabens neuen Phase des DECOVALEX-Projektes (DEvelopment of COupled models and their VALidation against EXperiments) mitzuarbeiten. Grundsätzlich bestand die Möglichkeit der Einbindung in das Nachfolgeprogramm des Teilprojektes „Task C“ (Excavation Damaged Zone (EDZ) in the argillaceous Tournemire site) der zu jenem Zeitpunkt aktuellen Projektphase DECOVALEX-THMC. Eine Kooperation hat sich dann allerdings nicht ergeben.

Eine vertiefte Zusammenarbeit mit den französischen Fachkollegen des IRSN (Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire), das für das Untertagelabor in Tournemire zuständig ist, ist vereinbart worden (Cooperation Agreement). Dabei ging es um die Zur-Verfügung-Stellung vom Bohrkernmaterial für laborative Untersuchungen, um in situ-Messungen in Bohrlöchern und um die Auswertung von Feldmessdaten zu unterschiedlich alten Hohlraum-bauten.

Die Bearbeitung dieser Fragestellung schließt inhaltlich konsequent an das Forschungsvorhaben 02E9632 an, sodass die dort erzielten Forschungsergebnisse in internationaler Zusammenarbeit unmittelbar auf ein sehr gut dokumentiertes Feldprojekt im Tonsteingebirge mit Daten zu geologischer Struktur, mechanischen und hydraulischen Eigenschaften, Deformationen und konturnahen Rissbildungen (zeitabhängige Entwicklung der Excavation Damaged Zone (EDZ)) angewandt werden können. Hinzu kommt, dass hier Erfahrungen mit dem Tragverhalten von Hohlräumen in einer weiteren Tongesteinsformation neben Konrad (Deutschland) und Mont Terri (Schweiz) erarbeitet werden können.



1.2 Bezug des Vorhabens zu den förderpolitischen Zielen des BMWi-Förderprogramms

Das Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie (BMWi) fördert Untersuchungen aus dem Bereich der anwendungsorientierten Grundlagenforschung, die zur generellen Thematik der Vorsorge für den Schutz von Mensch und Umwelt einen Beitrag leisten können. Dieser Thematik ist auch die Bearbeitung grundlegender Sicherheitsfragen zur Entsorgung gefährlicher Abfälle in tiefen geologischen Formationen und hier speziell der Endlagerung radioaktiver Abfälle zuzurechnen. Auf dem Gebiet der Endlagerforschung werden u.a. Arbeiten gefördert, die der Vertiefung der Kenntnisse zu den sicherheitlich relevanten Prozessabläufen im Gebirge sowie der Fortentwicklung der Sicherheitstechnik und der Methoden zur Sicherheitsbewertung dienen. Dabei stehen die Geosysteme Salzgebirge und Tonsteingebirge im Vordergrund.

Die im Vorhaben durchzuführenden Arbeiten beziehen sich auf das Geosystem Tongestein, basieren auf einer Zusammenarbeit mit dem IRSN Paris / Untertagelabor Tournemire und mit dem schweizerischen Bundesamt für Landestopografie (swisstopo) Wabern, der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETH Zürich) sowie dem Eidgenössischen Nuklearsicherheitsinspektorat (ENSI) Brugg / Untertagelabor Mont Terri und können Themen zugeordnet werden, deren Bearbeitung im BMWi-Förderkonzept „Schwerpunkte zukünftiger FuE-Arbeiten bei der Endlagerung radioaktiver Abfälle (2007 - 2010)“ gefördert wird und die sich insbesondere auf folgende Schwerpunkte beziehen:

A4 Wirtsgesteinseigenschaften

- Erhebung, Beschreibung und Beurteilung der endlagerrelevanten Eigenschaften von Steinsalz und Tonsteinen insbesondere hinsichtlich des Schädigungs- und Verheilungsverhaltens sowie im Hinblick auf die bautechnische Machbarkeit

B2 Geologische Barriere

- Untersuchung und Modellierung des geomechanischen, geochemischen und thermohydromechanischen Verhaltens von Steinsalz und Tonsteinen
- Untersuchungen zur Beeinträchtigung des Isolationspotentials der geologischen Barriere durch geogene und technogene Einwirkungen, auch unter Berücksichtigung der Entstehung und Ausbreitung von Gasen



B5 Methoden und numerische Simulation

- Verbesserung prozessbeschreibender Modelle, insbesondere durch Entwicklung gekoppelter Modelle

B6 Qualifizierung von Modellen und Reduzierung von Unsicherheiten

- Anwendung existierender oder Entwicklung neuer Methoden und Verfahren für die Qualifizierung von Modellen zur Beschreibung thermischer, geomechanischer, hydraulischer und geochemischer Prozesse (THMC-Kopplung)

1.3 Wissenschaftlicher und technischer Nutzen

Derzeit besteht in Deutschland mit Blick auf eine möglicherweise erforderlich werdende Erkundung alternativer Standorte zur Endlagerung radioaktiver Abfälle die Aufgabe, den wissenschaftlichen Kenntnisstand für Salinargesteine (jahrzehntelange Erfahrung) und für Tongesteine (eher nur geringe Erfahrung) endlagerbezogen auf ein Niveau zu bringen, das eine fachgerechte vergleichende Bewertung von Endlagerstandorten ermöglicht. In den vergangenen neun Jahren sind am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik der Technischen Universität Clausthal (TUC) intensive Untersuchungen zu Salinargesteinen, aber insbesondere auch zu Tongesteinen und ihrem mechanischen Verhalten durchgeführt worden. Parallel dazu durchgeführte Untersuchungen betrafen darüber hinaus die Prüfung der Zuverlässigkeit bestehender geomechanischer Prognosemodelle für Tongestein durch Vergleich von Messdaten aus einem Bergwerk mit Berechnungsdaten aus dreidimensionalen numerischen Simulationen (→ Validierung).

Dabei hat sich bereits gezeigt, dass in Bezug auf die Prognosezuverlässigkeit bei Endlagern im Tongestein zumindest aus gebirgsmechanischer Sicht noch erhebliche Defizite bestehen, die vertiefter Untersuchungen bedürfen. Ursache sind u. a. (1) *der grundsätzlich komplexe Gebirgsbau mit Schichtungs- und Schieferungsgefüge bis hin zu einem nicht grundsätzlich ausschließbaren und als latent wirksam anzusehenden Trennflächengefüge* sowie (2) *das Porenwasser mit den daraus resultierenden hydro-mechanischen Wirkungen*. Die Gefügeelemente, der Sättigungsgrad und der Porenwasserdruck bestimmen nachhaltig das Tragverhalten des Gebirges unter den auffahrungs- und abfallablagerungsbedingten Einwirkungen, insbesondere dann, wenn aus Gründen der Langzeitsicherheit über eine Kontursicherung hinaus im Grundsatz kein mittragender Zementbeton-Ausbau angeordnet werden soll (Vermeidung



eines alkalischen geochemischen Milieus). Ein weitreichendes geomechanisches und dann weiter thermo-hydro-mechanisches Prozessverständnis (Deformationen, Entfestigung, Ent-/Resättigung, hydro-mechanische Kopplung) sind unabdingbare Voraussetzung für die physikalische Modellierung der relevanten Prozesse und damit auch Voraussetzung für eine hinreichende Zuverlässigkeit der prognostisch ausgerichteten numerischen Simulationen mit Blick auf den prädiktiven Beleg von bautechnischer Machbarkeit und Langzeitsicherheit. Dieser Stand ist aber derzeit für Tongesteine zumindest in Deutschland noch nicht erreicht.

Durch längerfristige Vorarbeiten und nicht zuletzt die Bearbeitung des vom BMWi in den Jahren 2002 - 2006 geförderten Forschungsvorhabens 02E9632 ist es gelungen, das Interesse des IRSN / Frankreich an unseren Arbeiten auf diesem Gebiet zu finden. Daraus resultiert das Angebot zu wissenschaftlicher Zusammenarbeit und Einbindung in das DECOVALEX-THMC-Projekt / Teilprojekt TASK C.

Vorstehend ist bereits ausführlich dargelegt worden, dass neben den laborativen Arbeiten – mit einer dem gegenüber Veränderungen der mechanischen und hydraulischen Milieubedingungen ausgesprochen sensitiven Material Tongestein angepassten Zwischenlagerung des für laborative Untersuchungen vorgesehenen Bohrkernmaterials – und der darauf aufbauenden physikalischen Modellierung sowie der numerischen Simulation (3D, Kopplung THM) auch die Validation des eingesetzten Prognoseinstrumentariums von zentraler Bedeutung ist. Hierzu wird auf die weiterführenden Ausführungen in *Lux et al. (2005c)* verwiesen.

Die Erkenntnisse des Vorhabens können auf nationaler Ebene u.a. in derzeitige/zukünftige Arbeiten des BfS und der DBE sowie der GRS, aber auch der ESK eingebracht werden. Wegen des Interesses des französischen Kooperationspartners IRSN an den hier vorgestellten Arbeiten könnte zudem über dieses Vorhaben hinaus längerfristig eine weitere enge wissenschaftliche deutsch-französische Zusammenarbeit auf diesem Gebiet entstehen.

1.4 Bisherige Arbeiten

Am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik der TU Clausthal sind langjährige und spezielle Erfahrungen auf dem Gebiet der geomechanischen Forschung zur Endlagerung radioaktiver und zur untertägigen Deponierung chemisch-toxischer Abfälle vorhanden, die in den Abschlussberichten zu acht BMBF/BMWi/BMU-Forschungsvorhaben, mehreren Forschungsvorhaben der EU und des BfS und in mehreren Veröffentlichungen dokumentiert



sind, *Lux et al. (2002a/b)*, *Düsterloh & Lux (2003)*, *Eberth (2008)*, *Hou & Lux (2004)*, *Lux et al. (2005a/b/c)*, *Lux et al. (2006)*, *Lux et al. (2009)*, *Lux & Seeska (2010)*. Zurzeit läuft noch ein weiteres BMWi-Forschungsprojekt.

Das Stoffmodell *Hou/Lux-T* für Tongestein, basierend auf dem Stoffmodell *Lubby2* und auf den Grundlagen der Continuum-Damage-Mechanik, wurde Ende der neunziger Jahre zunächst für Salzgesteine entwickelt, dann um einen Verheilungsansatz erweitert und auf Tongesteine übertragen, *Hou (2002)* sowie im Rahmen von zwei BMWi/BMBF-Forschungsvorhaben (02E9632 für Tonsteine und 02C0720 für Salzgesteine) weiterentwickelt.

Dieses Stoffmodell ist phänomenologisch-makroskopisch orientiert und erfasst die Wirkungen der verschiedenen Deformationsmechanismen vornehmlich integral. Die verschiedenen Deformationsmechanismen tragen unmittelbar zur Ausbildung der inelastischen Verzerrungsraten und damit zum jeweils aktuellen Deformationszustand und indirekt über die Tragelementsteifigkeit auch zum Beanspruchungszustand bei. Aus diesem Deformations- und Beanspruchungszustand resultiert dann auch der für die mechanisch-hydraulische Simulation wesentliche Tragwerkszustand. Die totale Verzerrungsrate ergibt sich dabei aus additiver Überlagerung elastischer, viskoplastisch-volumentreuer, schädigungsinduziert-dilatanter sowie verheilungsinduziert-kontraktanter Deformationsanteile.

Im Rahmen des BMWi-Forschungsvorhabens mit dem Förderkennzeichen 02E9632 ist der Übertragbarkeit von etablierten Stoffmodellen aus dem Salinarbereich auf Tongestein nachgegangen worden. Grundlage für den Forschungsansatz waren eine phänomenologisch ausgerichtete physikalische Modellierung relevant erscheinender Materialeigenschaften und die Einschätzung einer in beiden Fällen vom Handstück-Größenbereich ausgehenden Beschreibbarkeit der geomechanisch-geohydraulischen Eigenschaften. Unter Einbeziehung von eigenen laborativen Untersuchungen und Feldmessdaten aus untertägigen Grubenbauen (Deformationsmessungen) ist es gelungen, die für Tongesteine signifikanten Eigenschaften zu identifizieren, die Stoffparameter des Stoffmodells *Hou/Lux-T* durch Versuche an Opalinuston aus Mont Terri zu ermitteln und zumindest teilweise auch angemessen zu modellieren, *Lux et al. (2006)*. Inzwischen sind mit diesem Stoffmodell auch umfangreiche numerische Berechnungen zum Tragverhalten von Hohlräumen im Tonsteingebirge durchgeführt worden, *Lux et al. (2005a/c)*, *Czaikowski & Lux (2006)*.



Begleitend konnten im Rahmen des in den Jahren 2004 bis 2005 im Auftrag des Bundesamtes für Strahlenschutz von der TUC durchgeführten Projektes *Gebirgsmechanische Beurteilung von Tongesteinsformationen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle* durch Aufarbeitung von vorhandenen Konvergenz-Messdaten und eine Re-Analyse für ausgewählte Messquerschnitte grundlegende Einblicke in das Tragverhalten von Grubenbauen (Einzelstrecken) im Tonsteingebirge erarbeitet werden. Im Vordergrund stand dabei ausdrücklich nicht die ingenieurtechnische Planung von Grubenbauen mit der Ermittlung der erforderlichen Ausbaumittel zur Gewährleistung der Standsicherheit. Ziel war es vielmehr, anhand verfügbarer Messdaten für ausgewählte Messquerschnitte die Prognosezuverlässigkeit von auf die geotektonischen Verhältnisse im Messortbereich spezialisierten geomechanischen Modellierungen/Simulationen zu prüfen, und zwar zunächst in deduktiver Vorgehensweise. Dabei haben sich weitere grundlegende Erkenntnisse zu noch bestehenden Defiziten und damit auch zur Prognosezuverlässigkeit herausgestellt, *Lux et al. (2005b)*.

Die Teilnahme der TUC an dem im Rahmen des 6. Rahmenprogramms der Europäischen Union von 2004 - 2007 durchgeführten internationalen Forschungsvorhabens „*Understanding and physical modelling of the key processes in the near-field and their coupling and repository strategies (NF-PRO)*“ hat maßgeblich zur internationalen Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Endlagerung radioaktiver Abfälle in tiefen geologischen Formationen und hier speziell im Tonsteingebirge geführt. Das Forschungsprojekt ermöglichte u.a. den Austausch von Erkenntnissen zum langzeitigen Festigkeits- und Deformationsverhalten von Tongesteinsprüfkörpern aus Mont Terri.

Diese internationale Zusammenarbeit hat bereits in der Vergangenheit dazu geführt, dass Ergebnisse wissenschaftlicher Untersuchungen der TUC auf EU-Ebene zur Kenntnis genommen worden sind, z.B. TOURS 2005 / *Lux et al. (2005a/c)*, EUROCK06 / *Czaikowski & Lux (2006)*, LILLE 2007 / *Czaikowski & Lux (2007)*, LUXEMBURG 2009 / *Rutenberg et al. (2009 eingereicht)* und NANTES 2010 / *Rutenberg & Lux (2010 eingereicht)*.

1.5 Arbeitsprogramm

Aus dem methodischen Aufbau der Projektbearbeitung sind gleichzeitig auch die Arbeitspakete für das Forschungsvorhaben abzuleiten. Danach folgt:



- (1) Einarbeitung in den Stand des Teilprojektes DECOVALEX/TASK C und die bestehenden Unterlagen Tournemire / Datenbeschaffung und Datenaufarbeitung.
- (2) Abstimmung und Durchführung einer Bohrkernbeschaffungskampagne mit IRSN mit Zwischenlagerung des Bohrkernmaterials in speziell für Tongestein entwickelten Druckzellen. *Anmerkung: Das erste, im Jahr 2007 vom IRSN übergebene Bohrkernmaterial zeigt leider auch nach kurzer Zwischenlagerungsdauer von ca. 2-3 Monaten eine deutliche Entfestigung des Gesteins, die soweit führt, dass das Tongestein für die geplanten Untersuchungen weitgehend ungeeignet sein wird. Ein entsprechendes Verhalten zeigt auch Tongestein aus Mont Terri und aus Bure. Eine Druckzellenzwischenlagerung ist daher zwingend erforderlich. Detaillierte Angaben sind im Abschlussbericht des Forschungsvorhabens 02E9632 zu finden.*
- (3) Beobachtung des zeitabhängigen Tragverhaltens von Bohrlöchern durch diskontinuierliche Kalibermessungen (Tournemire/Mont Terri). *Anmerkung: Die Kalibermessungen sind im Lauf des Vorhabens ergänzt worden durch gleichzeitige Befahrungen der Bohrlöcher mit einer Videokamera zur visuellen Bemusterung der Bohrlochkontur, aber auch des Feuchtigkeitszutritts aus dem Gebirge. Darüber hinaus sind zum Ende des Vorhabens in einigen Bohrlöchern auch noch Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsmessungen durchgeführt worden.*
- (4) Aufarbeitung der vorhandenen laborativen Kenntnisse zu geomechanischen und geohydraulischen Eigenschaften des Tongesteins der Lokation Tournemire.
- (5) Erarbeitung und Durchführung eigener laborativer Untersuchungen zur geomechanisch/geohydraulischen Charakterisierung des anstehenden Tongesteins mit Gegenüberstellung zu schon vorhandenen Befunden (Besonderheit: Porenwasserdruckbeobachtung während der Versuche / Ergänzung der bestehenden Versuchsanlagen um ein Porenwasserdruckmesssystem → siehe Abschlussbericht 02E9632).
- (6) Ableitung von standortbezogen repräsentativen Materialdaten für das der numerischen Simulation zugrunde gelegte physikalische Modell mit Berücksichtigung folgender Eigenschaften und Einflussgrößen:
 - elastische, plastische und viskose sowie klastische (damage) Deformationen,
 - Bruch- und Restfestigkeiten,



- Dilatanzfestigkeit,
 - Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Wassergehalt (Teilsättigung),
 - Abhängigkeit der Materialeigenschaften vom Porendruck (effektive Spannungen),
 - Festigkeit (reduziert) auf Schicht- bzw. Schieferungsflächen (Handstück),
 - Einfluss des Trennflächengroßgefüges (Gebirge) auf die physikalischen Eigenschaften.
- (7) Aufbau von 3-dimensionalen Berechnungsmodellen entsprechend den vorhandenen Hohlräumbauten (alter Tunnel aus 1881, Querstollen aus 1996, Querstollen aus 2003).
 - (8) Durchführung numerischer Simulationen zur Ermittlung des Gebirgsverhaltens mit Sensibilitätsanalysen und Modellvariationen (back analysis).
 - (9) Gegenüberstellung von Berechnungs- und Mess-/Beobachtungsdaten (Qualitätssicherung durch Validierung und On-site-Confirmation) sowie Vergleich mit bisherigen Interpretationen.
 - (10) Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse / Erfahrungen im internationalen Rahmen.
 - (11) Dokumentationen der Forschungsarbeiten, Generalisierung der Befunde und Erarbeitung eines Abschlussberichtes.

Der hier vorgelegte Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben 02E10427 ist bewusst ausführlich gehalten, um neben dem Bericht über Forschungsansätze und Forschungsergebnisse auch den Weg dorthin zu dokumentieren und nachvollziehbar darzulegen, gleichzeitig aber auch insbesondere bezüglich der Bohrlochbeobachtungen Befunde aus dem Feld so vorzustellen, dass sie auch Dritten Grundlage für weitere Arbeiten sein können.





2 Zum Stand von Wissenschaft und Technik

2.1 Überblick zum internationalen Stand – Tongestein/Geomechanik

Die Untersuchung von zu Salzgestein alternativen Wirts- und Barrierengesteinen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle setzt voraus, dass ein hinreichender Kenntnisstand zu den relevanten alternativen Geosystemen und zu ihrem Verhalten unter den endlagerbedingten technologischen Einwirkungen vorhanden ist. In Deutschland hat sich die endlagerbezogene Forschung in den letzten vier Jahrzehnten auf das Salinargebirge als Wirts- und Barrierengestein konzentriert, sodass hier ein umfangreicher Kenntnisstand vorliegt, der zuverlässige Aussagen im Rahmen von Standortbewertungen und standortbezogenen Sicherheitsanalysen erwarten lässt, z.B. *Düsterloh & Lux (2003)*, *Hunsche & Cristescu (1997)*, *Krone (2005)*, *Lux et al. (2002a,b)*, *Schulze & Hunsche (2005)*, *Tsang (2005)*, *Wallner (2003)*, *Zhang et al. (2002)*. Dieser vertiefte Kenntnisstand liegt für alternative Geosysteme wie Ton- und Kristallgesteine in Deutschland nicht vor. Das vor diesem Hintergrund bearbeitete Forschungsvorhaben 02E9632 hat mit einer Konzentration auf Tongesteine einerseits bestehende Defizite identifiziert und andererseits den bestehenden Kenntnisstand sowohl im Bereich der physikalischen Modellierung wie auch der numerischen Simulation weiter entwickelt.

Die moderne Endlagerforschung stellt die im jeweiligen Geosystem im Nah- und Fernfeld des Endlagers ablaufenden physikalisch-chemischen Prozesse (mechanisch, hydraulisch, thermisch, chemisch) und ihre Wechselwirkungen in den Vordergrund. Dabei stehen die folgenden Aspekte im Zentrum der Bearbeitung – mit Blick auf Tragverhalten (bautechnische Machbarkeit, Standsicherheit) einerseits und Erhalt der primären Barrierenintegrität (Schadstoffisolation) andererseits unter der generellen Zielsetzung des vollständigen Einschlusses der Abfälle in einem Teilbereich der Geosphäre, dem so genannten einschlusswirksamen Gebirgsbereich:

- (1) die durch die Auffahrung von Hohlräumen im Gebirge induzierten geomechanischen Prozesse, mehr oder weniger je nach Geosystemtyp und Endlagerkonzept beeinflusst durch, aber auch einwirkend auf thermische, hydraulische und chemische Prozesse und
- (2) die durch die Ablagerung von wärmeentwickelnden Abfällen im Gebirge induzierten thermischen Prozesse mit Einwirkung auf mechanische und hydraulische Prozesse.

Von der DBE ist im Rahmen von generischen Untersuchungen zur sicherheitstechnischen Auslegung eines Endlagers im Tonstein (Forschungsvorhaben *GENESIS*) untersucht worden,



unter welchen Bedingungen und Voraussetzungen die Endlagerung von stark wärmeentwickelnden radioaktiven Abfällen in einer Tongesteinsformation in Deutschland möglich und sinnvoll ist, *Jobmann et al. (2007a/b)*. Die Auswahl von 4 repräsentativen und grundsätzlich aus geotektonischer Sicht für die Endlagerung geeignet erscheinenden Modellregionen (Geosysteme) innerhalb Deutschlands erfolgte in Zusammenarbeit mit der BGR, die inzwischen in ihrer „Regionalen Tonstudie“ die für den Zweck der Endlagerung aussichtsreich erscheinenden Tongesteinsformationen in ihrer regionalen Verbreitung identifiziert hat, *Hoth et al. (2007)*.

Eines der gestellten Ziele im Vorhaben der DBE war die Analyse der Standsicherheit von Einlagerungsstrecken im Tonsteingebirge insbesondere unter Berücksichtigung des zu erwartenden Wärmeeintrags anhand von rechnerischen Abschätzungen zum thermo-mechanischen Verhalten des Gebirges. Als Ergebnis ist aus Sicht der Endlagerauslegung bzw. -planung der untersuchten Modellregionen in Deutschland ein Ranking mit den Bewertungsmaßstäben „eher günstig“ oder „eher ungünstig“ als Basis für weitere Arbeiten erstellt worden. In der Zusammenfassung der hier durchgeführten Untersuchungen werden die weniger tief gelegenen Modellgebiete hinsichtlich der thermischen und geomechanischen Randbedingungen als eher günstig eingeschätzt, wobei insgesamt das Modellgebiet Nord 1 in einer Referenzteufe von 300-400m im mergeligen Tonstein favorisiert wird. Die durchgeführten numerischen Simulationen zeigen, dass sowohl zur Bewertung und Prognose der operativen Sicherheit wie auch für die Gewährleistung des Einschlusses der radioaktiven Abfälle in Tongesteinen das rheologische Materialverhalten, nicht zuletzt unter thermischen Einflüssen, von entscheidender Bedeutung ist. Daher wird darauf hingewiesen, dass die Datengrundlage zur Beschreibung des Materialverhaltens und hier insbesondere des rheologischen Verhaltens von den Tongesteinen, die als potentielle Wirtsgesteinsformationen herangezogen werden könnten, in Deutschland bislang noch unzureichend erforscht ist, *Jobmann et al. (2007a)*.

Grundsätzlich ist zunächst festzustellen, dass sowohl Salzgesteine wie auch Tongesteine ein ausgesprochen komplexes, hochgradig nichtlineares und sensitiv auf Veränderungen der Beanspruchungs- und Milieubedingungen reagierendes Materialverhalten aufweisen, insbesondere unter den für die Endlagerung relevanten Beanspruchungsbedingungen und Prognosezeiträumen. Bild 2.1 gibt eine Zusammenstellung der wesentlichen Materialeigenschaften. Dieser direkte Vergleich zeigt, dass Tongesteine aufgrund des Porenwassers und seines Einflusses auf die mechanischen Eigenschaften des Mineralkorngefüges eher ein noch komplexe-

res Materialverhalten als Salinargesteine aufweisen und daher eher noch größere Anforderungen an eine zuverlässige physikalische Modellierung stellen als Salinargesteine.

Merkmal		Salinargesteine (Steinsalz)	Tongesteine
▪ Deformationen	elastisch	+	+
	plastisch	+	+
	viskos	+	+
	klastisch	+	+
▪ Festigkeit	Bruch-	+	+
	Nachbruch-	+	+
	Dilatanz-	+	+
	Gefüge-	+	+
▪ fluiddruckinduzierte Infiltration		+	+
▪ Anisotropie		-	+
▪ Trennflächengefüge		-	+
▪ Wassergehalt	ungeschädigt	-	+
	geschädigt	(+)	+
▪ Porenwasserdruck	ungeschädigt	-	+
	geschädigt	(+)	+

Eigenschaft
+ = vorhanden
(+) = bedingt vorhanden
- = nicht vorhanden

zusätzliche Eigenschaften von Tongesteinen

- Sättigungsgrad
- Kapillarkohäsion (Saugspannung)
- Quellen/Schrumpfen
- Konsolidation

Bild 2.1: Grundlegende Materialeigenschaften – Salinargesteine/Tongesteine

Die beobachtete Ausbildung der *Excavation Damaged Zone* (EDZ) sowie die als zu dieser Zone zugehörig identifizierten mechanischen und hydraulischen Prozesse lassen am Beispiel des Opalinustons aus Mont Terri in Anlehnung an *Blümling et al. (2005)* erkennen, dass die für Steinsalz entwickelten physikalischen Modelle bei Verzicht auf einen mikromechanisch basierten Stoffmodellansatz und der im Rahmen einer phänomenologischen Betrachtung üblichen Beschränkung auf ein bezüglich des Korngefüges strukturloses Ersatzmaterial im Grundsatz auch für die Anwendung auf Tongesteine geeignet sind. Wesentliche gemeinsame Aspekte sind dabei das Fehlen eines grundsätzlich anzunehmenden mechanisch signifikanten Trennflächengefüges und die physikalische Modellierung des Materialverhaltens im Rahmen der Elastoplasto-Viskositätstheorie in Verbindung mit der Continuum-Damage-Mechanik-Theorie. Aus diesem erweiterten Ansatz folgt eine Quantifizierung der mit der Ausbildung der EDZ (= pseudo-plastische Zonen) verbundenen Schädigung bzw. Dilatanz des Gebirges, aus der dann mit Hilfe eines geeigneten PoroPerm-Modells die induzierte Sekundärpermeabilität berechnet werden kann. Die Schädigungs-Rückbildung bei Wiederaufsättigung und Minimal-



spannungsaufbau zum Beispiel in versetzten Grubenbauen oder im Bereich von geotechnischen Barrieren könnte durch ein weiteres physikalisches Teilmodell beschrieben werden.

Gravierende Unterschiede zu Salinargesteinen bestehen allerdings aufgrund des bei Tongesteinen vorhandenen Porenwassers und aufgrund der schichtungsbedingten mechanischen Anisotropie. Somit ist bei der Übertragung zu berücksichtigen, dass aufgrund phänomenologisch ähnlicher mechanischer Eigenschaften von Ton- und Salzgesteinen zwar die grundsätzliche Anwendbarkeit des einen oder anderen bereits entwickelten physikalischen Modells gegeben ist, jedoch durch entsprechende Labor- und in situ-Untersuchungen sorgfältig zu identifizieren ist, welche Modifikationen bzw. Ergänzungen in den vorhandenen Modellen noch erforderlich sind und welche quantitativen Größen für die verschiedenen Kennwerte/Parameter bei einer Anwendung auf Tongestein(e) einzuführen sind.

Darüber hinaus ist nicht grundsätzlich auszuschließen, dass im Tonsteingebirge aufgrund tektonischer Vorbeanspruchung ein latentes Trennflächengefüge vorhanden ist, das bei entsprechenden Einwirkungen aus Hohlraumaufräumungen oder Abfallablagerung aktiviert wird und sich dann nachteilig auf die mechanischen und hydraulischen Gebirgseigenschaften auswirkt (z.B. Verminderung der Festigkeit bis in den Bereich der Restfestigkeit, Vergrößerung der Deformationsfähigkeit, Vergrößerung der Durchlässigkeit).

Bei der Bearbeitung des Forschungsvorhabens 02E9632 war es daher naheliegend, von dem vorhandenen Kenntnisstand zu Salinargesteinen auszugehen und in einem ersten Bearbeitungsschwerpunkt zunächst im Vergleich der Wirts- und Barrierengesteine Steinsalz und Tongestein Ähnlichkeiten und vor allem Unterschiede in den mechanischen Eigenschaften und im mechanischen Verhalten zu identifizieren. Auf dieser Analyse aufbauend erfolgten dann in einem zweiten Bearbeitungsschwerpunkt laborative Untersuchungen zum Materialverhalten von Tongesteinen, um einerseits die Versuchstechnik an diese Gesteine anzupassen und andererseits ihr mechanisches Verhalten im Vergleich zu Literaturdaten zu analysieren (Eigenschaften, Kennwerte).

Der dritte Bearbeitungsschwerpunkt befasste sich dann mit der physikalischen Modellierung. Ausgehend von für Salinargesteine entwickelten Stoffmodellen ist untersucht worden, inwieweit diese Modelle im Rahmen einer phänomenologischen Betrachtungsweise auf Tongesteine übertragen werden können und welche Änderungen bzw. Erweiterungen noch vorzuneh-



men sind. Aus mechanischer Sicht haben sich dabei im Vergleich zu Salinargesteinen bei Tongesteinen insbesondere zwei zusätzliche Aspekte als gravierend herausgestellt:

- reduzierte Festigkeiten auf Schichtflächen → anisotropes Gesteins- bzw. Gebirgsverhalten und
- mechanische Wirkungen aus dem Porenwasser → mechanisch-hydraulische Kopplung a priori und grundsätzlich und nicht nur wie bei der Endlagerung im Salinargebirge im Fall der Szenarienanalyse (Endlagersystementwicklungen mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit, z.B. Absaufen).

In einem vierten Bearbeitungsschwerpunkt ist schließlich versucht worden, die übertragenen und in einem ersten Schritt modifizierten physikalischen Modelle in die numerische Simulation einzubeziehen und Fallbeispiele retrospektiv zu bearbeiten.

Bei der Bearbeitung des Forschungsvorhabens 02E9632 wurde im Rahmen der Durchführung laborativer Untersuchungen zum Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Tongestein der Lokation Mont Terri im Hinblick auf die Ermittlung des Einflusses der in situ anstehenden Porenwasserdrücke sowie der damit verbundenen geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen auf das Tragverhalten ein neu entwickeltes Druckbehälter-System zur Zwischenlagerung von Bohrkernmaterial unter isotropen (in situ-)Spannungen eingesetzt. Diese Druckbehälter wirken der bei der Bohrkernentnahme und nachfolgenden Zwischenlagerung im Lauf der Zeit entstehenden Reduktion des Porenwasserdruckes und der Austrocknung (Entsättigung) entgegen. Durchgeführte laborative Untersuchungen haben gezeigt, dass zur Ermittlung der in situ anstehenden Materialeigenschaften der Tongesteine der Erhalt des Porenwasserdrucks von grundsätzlicher Bedeutung sein kann. Es scheint daher auf der Grundlage dieser Ergebnisse angebracht zu sein, bei Tongesteinen über eine grundlegende Überarbeitung der international üblichen Bohrkernmaterialzwischenlagerung (Bohrkerne eingeschweißt in Alufolie zur Verhinderung von Wasserverlusten) nachzudenken.

Die bislang durchgeführten und größtenteils in der internationalen Literatur beschriebenen Versuche haben den grundsätzlichen Nachteil, dass ein gegebenenfalls natürlich im Gestein vorhandener und durch das Fehlen von geeigneten Konservierungsmethoden bereits vor Versuchsbeginn abgebauter Porenwasserdruck in seiner ursprünglichen Wirkung bei der Durchführung der Versuche und entsprechend bei der Auswertung/Interpretation der Untersuchungsergebnisse nicht berücksichtigt wird. Darüber hinaus besteht ein weiterer Nachteil in



der bisherigen Versuchsdurchführung darin, dass nicht bekannt ist, inwiefern die untersuchten Gesteinsprüfkörper vor Versuchsbeginn in der Zwischenlagerzeit schon einem Austrocknungsprozess unterlegen gewesen sind, so dass eine Teilsättigung vorliegt. Möglicherweise ist in dieser Zeit neben einer teilsättigungsbedingten Verfestigung (Porenwasserunterdruck, Kapillarspannung, Saugspannung) auch bereits eine teilsättigungsbedingte Entfestigung eingetreten. Unbekannt ist damit, wie sich das Gestein in seinen Eigenschaften und in seinem Gefügestand nach der Entnahme aus dem Gesteinsverband und der dadurch bedingten äußeren mechanischen und hydraulischen Entlastung in der Zeit der Zwischenlagerung verändert hat. Möglicherweise wird der Wasserdruck auch bereits durch die elastische Rückverformung des Bohrkernmaterials nach der Entnahme aus dem Gebirgsverband und der dadurch bedingten Entlastung abgebaut.

Weiterhin hat sich gezeigt, dass bei Teilsättigung ein während der Versuchsdurchführung durch Kompaktion der Gesteinsmatrix entstehender zusätzlicher Porenwasserdruck ohne eine wie bei einer Permeabilitätsmessung vor Versuchsbeginn durchgeführte künstliche Resättigung des Prüfkörpers nicht gemessen werden kann (nachträglich kein hydraulischer Anschluss zwischen stirnseitigem Druckmesser und Porenraum im Prüfkörper möglich).

Um daher zu gewährleisten, dass das in Laborversuchen ermittelte Materialverhalten das in situ anstehende Gestein in seinen jeweilig untersuchten Eigenschaften hinreichend repräsentativ charakterisiert, müssen die Bohrkernmaterialien nach Entnahme aus dem Gebirgsverband und vor Durchführung der Versuche zum Schutz gegen (nachhaltige) Porenwasserdruckänderung/Entfestigung/Austrocknung entsprechend gelagert werden. Üblicherweise wird das in dieser Hinsicht sensitive Bohrkernmaterial (vornehmlich Tone, Tongesteine) zum Schutz gegen Austrocknung oder die Aufnahme von Feuchtigkeit aus der Umgebungsluft in Plastik- oder besser Alufolie verschweißt und unter klimatisch geeigneten Umgebungsbedingungen zwischengelagert.

Eine weitere Ursache für veränderte Materialeigenschaften könnte unter diesen Bedingungen neben der teilsättigungsbedingten Schrumpfrissbildung darin bestehen, dass nach Entnahme des Bohrkernmaterials aus dem Gebirgsverband der Porenwasserdruck im Porenraum des Gesteins weiterhin aufgrund der geringen hydraulischen Leitfähigkeit wirksam ist, während die der Entnahmelokation entsprechenden und von außen auf das Bohrkerngestein eingewirkt habenden mechanischen Gebirgsspannungen und hydraulischen Drücke auf das Niveau des atmosphärischen Luftdruckes abgesenkt sind.



In der Folge entstehen innerhalb der Gesteinsstruktur des Prüfkörpers in Richtung Prüfkörperoberfläche zunehmende tangential orientierte Zugspannungen, die je nach Gesteinsgefüge mit zunehmender Zwischenlagerungsdauer zu einer mehr oder weniger stark ausgeprägten Veränderung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsmatrix führen können (Mikrorissbildung, Entfestigung).

Allerdings könnte der Porenwasserdruck durch die elastische Volumenvergrößerung der Gesteinsmatrix infolge Entspannung nach der Entnahme aus dem Gebirgsverband auch weitgehend reduziert sein, so dass nur die Schrumpfrissbildung als Mechanismus verbleibt.

Aus diesen Prozessen insgesamt können phänomenologisch abhängig von der Zwischenlagerungsdauer folgende Eigenschaftsänderungen auftreten:

- eine Zunahme der Scherfestigkeit des Gesteins (Erhöhung der Effektivspannung durch Reduktion des Porenwasserdruckes bzw. Entsättigung (Aufbau einer Saugspannung),
- eine zunehmende Schädigung bzw. Zerstörung des Gesteinsgefüges durch die in der Matrix wirkende Differenz zwischen Porenwasserdruck und dem auf Atmosphärenniveau abgesenkten Umgebungsdruck, welche sich in der Ausbildung von Mikrofissuren und Rissen im Gestein zeigt, sowie
- eine zunehmende Zerstörung des Gesteinsgefüges durch weitere Entsättigung mit der Folge von Schrumpfrissbildung (austrocknungsbedingte zunehmende Saugspannung in Teilbereichen mit gleichzeitiger fortschreitender Schrumpfrissbildung).

Eine nachweislich erfolgreiche Methode zur Vermeidung der vorstehend skizzierten Alterungseffekte ist die Zwischenlagerung der Bohrkerne unmittelbar nach ihrer Entnahme aus dem Gebirgsverband in speziellen Probenlagerungsbehältern (Druckzellen).

Die vom Unterzeichnenden entwickelte und zwischenzeitlich mehrfach eingesetzte Probenlagerungstechnik mit Druckbehältern gewährleistet einerseits den Schutz der Prüfkörper gegen Austrocknung bzw. Wasser-/Feuchtigkeitszutritt und ermöglicht andererseits die Vorgabe und Konstanthaltung eines dem Gebirgsspannungszustand bzw. mindestens dem Porenwasserdruck der Entnahmelokation entsprechenden isostatischen Spannungszustandes.

Auf der Grundlage bisher durchgeführter Untersuchungen an Tongesteinen der Lokation Mont Terri kann bzgl. der Auswirkungen der Druckbehälterzwischenlagerung gegenüber ei-

ner konventionellen Zwischenlagerung in Form folienverschweißter Bohrkerne in Holzkisten unter atmosphärischen Druckbedingungen folgender Sachverhalt festgehalten werden:

- Bei konventioneller Zwischenlagerung wird mit zunehmender Zwischenlagerungsdauer entweder ein sogenanntes Disking beobachtet, d.h. die zunächst bei der Einlagerung kompakten Bohrkernstücke zerfallen mit zunehmender Lagerungszeit in einzelne Gesteinscheiben von wenigen Zentimetern Länge (*bedding* senkrecht zur Bohrkernachse), oder es zeigt sich eine makroskopisch sichtbare Gefügeschädigung des Bohrkernmaterials durch die Ausbildung achsparalleler Risse (*bedding* parallel zur Bohrkernachse). Analoge Zerfallsprozesse konnten bei den in Druckbehältern zwischengelagerten Bohrkernen/Bohrkernstücken bisher nicht beobachtet werden → Die Druckbehälter bewirken zumindest visuell den Erhalt der Gesteinsqualität.

Um zusätzlich zu den bislang vorgestellten Beobachtungen zum visuellen Erhalt der Gesteinsqualität bei den in Druckbehältern zwischengelagerten Prüfkörpern auch Aussagen zum mechanischen Erhalt der Gesteinsqualität zu erhalten, sind in Bild 2.2 die im Rahmen dieser Untersuchungsreihe im Bruchzustand erhaltenen Deviatorspannungen in Abhängigkeit von der Zwischenlagerungsdauer der einzelnen Prüfkörper dargestellt. Es ergeben sich hier für Prüfkörper, die erst 25 Wochen nach der Bohrkernentnahme aus dem Gebirgsverband untersucht worden sind, die gleichen Zahlenwerte für die deviatorischen Bruchspannungen und die

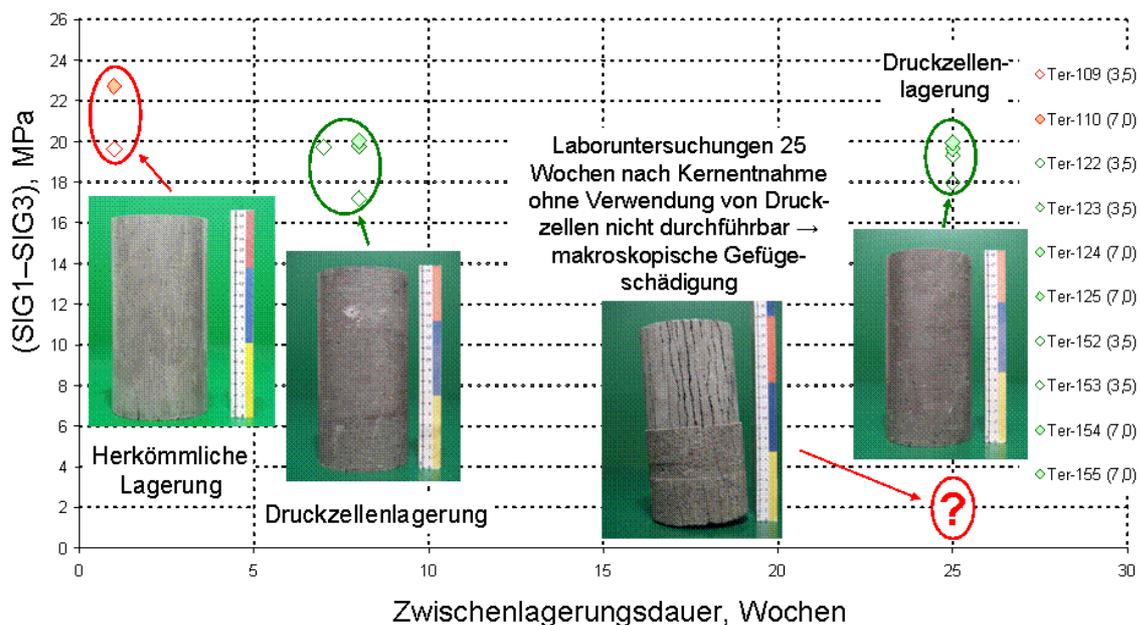


Bild 2.2: Deviatorspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von der Zwischenlagerungsdauer der einzelnen Prüfkörper

gleichen geringen Streubreiten wie für die Prüfkörper mit einer deutlich geringeren Zwischenlagerungsdauer von etwa 6 - 7 Wochen. Dieser Befund steht in deutlichem Gegensatz zu den bisherigen Untersuchungsergebnissen aus der internationalen Literatur. Hier zeigt sich eindrucksvoll die eigenschaftskonservierende Wirkung der konstruierten Druckbehälter, Bild 2.3.



Bild 2.3: Fotografische Ansicht des Zwischenlagerungsbehälters und seiner Wirkungsweise (Tongesteinsbohrkern mit/ohne Zwischenlagerung im Druckbehälter)

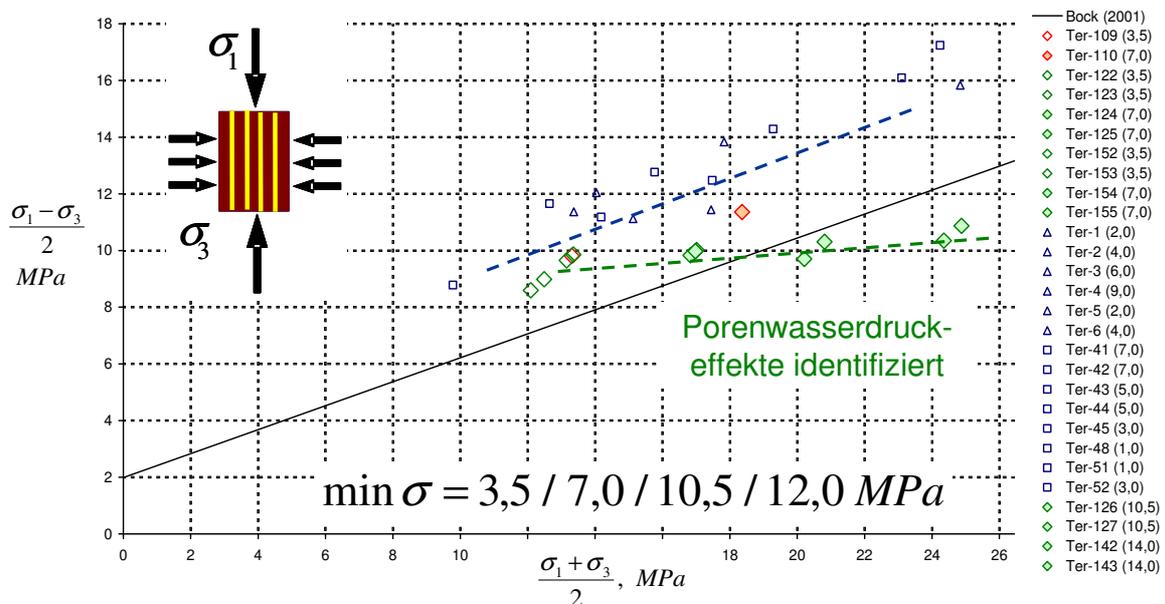


Bild 2.4: Gegenüberstellung der im Rahmen von laborativen Untersuchungen an schichtungsparell erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri erhaltenen Befunde zur Bruchfestigkeit bei triaxialer Beanspruchung

Abschließend zeigt Bild 2.4 eine Gegenüberstellung der im Rahmen der laborativen Untersuchungen an schichtungsparallel erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Mont Terri erhaltenen Versuchsdaten zur Bruchfestigkeit in einem $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} / \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ -Diagramm (entsprechend $p - q$ -Diagramm nach *Schmidt (2001)*).

Grundsätzlich und wohl erstmalig wird das Vorhandensein eines mit der Minimalspannung zunehmenden Porenwasserdruckes detektiert. Die Detektion dieses Mechanismus ist offensichtlich auf den über die Zeit der Zwischenlagerung erfolgten weitgehenden Erhalt der in situ vorhandenen hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsformation (Porenwasser(über)druck, Wassergehalt) im Bohrkernmaterial bedingt durch die Druckbehälterzwischenlagerung zurückzuführen. An einer Erweiterung und Erprobung der Prüfanlagen im Rahmen des Vorhabens 02E10427 um eine Vorrichtung zur Online-Messung des Porenwasserdruckes wird derzeit intensiv gearbeitet. Es besteht die Hoffnung, dass die Ausbildung eines Porenwasserüberdruckes über die hier gefundenen indirekten Hinweise hinaus (keine/nur marginale Zunahme der im Bruchzustand ermittelten Deviatorspannungen mit steigender Minimalspannung) auch bei Tongestein (und damit nicht nur bei plastischen Tonen) direkt gemessen und damit zahlenmäßig belegt werden kann.

Weiterhin wird deutlich, dass aufgrund der vorstehend vorgestellten laborativen Untersuchungsbefunde eine Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse bei Verwendung der Druckbehälterzwischenlagerung zu beobachten ist und eine Konservierung der Materialeigenschaften erfolgt.

Zusammenfassend ist somit aus geomechanischer Sicht festzustellen:

- Das für Salinargestein vorhandene Modellierungs-/Simulationsinstrumentarium ist als Grundausstattung auf Tongestein übertragbar → bei phänomenologischer Betrachtung sind grundsätzliche Ähnlichkeiten vorhanden, wenngleich die mikromechanischen Mechanismen ausgesprochen verschiedenartig (und in ihren Wirkungen auch zu berücksichtigen) sind.
- Salzgesteine weisen im Vergleich zu anderen Materialien des Ingenieurbaus geomechanisch bereits ein komplexes Materialverhalten auf, Tongesteine erscheinen durch den Einfluss der Schichtung auf das Tragverhalten und die zusätzlichen Wechselwirkungen Gesteinsmatrix – Porenwasser signifikant komplexer.



- Bei Tongesteinen sind Gefügeeigenschaften in der physikalischen Modellierung explizit zu berücksichtigen (Schichtungsgefüge, Schieferungsgefüge, Trennflächengefüge).
- Porenwasser/Porenwasserdruck sind explizit in Raum und Zeit zu berücksichtigen (Veränderung von Materialeigenschaften, mechanische Wirkung → *Biot*-, *Skempton*-, *Bishop*-Koeffizient).
- Während bei einem Endlager im Salinargebirge eine *THM-C*-Kopplung eher nur für die nicht grundsätzlich ausschließbaren Entwicklungen mit geringer Wahrscheinlichkeit im Rahmen von Szenarienanalysen erforderlich wird, erfordert bei einem Endlager im Tongestein bereits die Analyse/Prognose der Normalentwicklung eine *THM(C)*-Kopplung.
- Während für das Salinargebirge im Grundsatz von einem isotropen Primärspannungszustand ausgegangen werden kann, ist im Tonsteingebirge grundsätzlich ein anisotroper Primärspannungszustand anzunehmen und entsprechend messtechnisch mit der erforderlichen Zuverlässigkeit zu quantifizieren (Richtung, zahlenmäßige Größe der Primärspannungskomponenten).
- Die Standortcharakterisierung, die Identifizierung von Standortunterschieden und die Prognose der Standortentwicklung erscheinen bei dem Geosystem Tonsteingebirge komplexer als bei dem Geosystem Salinargebirge. Damit nehmen auch die Prognoseunsicherheiten tendenziell zu.
- Die durchgeführte Stoffmodellvalidierung zeigt, dass für eine hinreichend zuverlässige Validierung von physikalischen Modellen die Gegenüberstellung von Messbefunden und Ergebnissen aus numerischen Simulationen unerlässlich ist und im Rahmen einer *on site confirmation* die Verwendung von dreidimensionalen Berechnungsmodellen grundsätzlich erforderlich ist (Berücksichtigung von nicht messbaren ortsbrustvorlaufenden Gebirgsdeformationen, Berücksichtigung eines anisotropen Primärspannungszustandes).
- Aus dreidimensionalen Simulationen ist zu ersehen, dass die explizite Berücksichtigung von Schichtflächen mit reduzierter Festigkeit einen nicht unerheblichen Einfluss auf das räumliche! Gebirgstragverhalten hat und somit nicht im Rahmen einer nur zweidimensionalen Simulation repräsentativ erfasst werden kann. (Schichtflächenorientierung im Raum, ortsbrustvorlaufende Spannungsumlagerungen).
- Im Gegensatz zu salinaren Geosystemen kann bei Tonsteinformationen nicht von vornherein ein mechanisch wirksames Trennflächengefüge ausgeschlossen werden. Anzeichen



deuten darauf hin, dass latente Trennflächensysteme a priori vorhanden sein können, die dann durch den technischen Eingriff in das Gebirge mechanisch (und auch hydraulisch) aktiviert werden.

Schließlich ist festzustellen, dass neben den laborativen Arbeiten mit einer dem sensitiven Material Tongestein angepassten Zwischenlagerung des für gesteinsmechanische Untersuchungen vorgesehenen Bohrkernmaterials sowie der physikalischen Modellierung und der numerischen Simulation (3D, Kopplung THM) die Validation des eingesetzten Prognoseinstrumentariums von zentraler Bedeutung ist.

Hierfür stehen international z.B. aus der Schweiz (Mont Terri) oder aus Frankreich (Bure, Tournemire) Feldmessdaten und damit an verschiedenen Standorten in unterschiedlichen Tongesteinen aus diversen Messprogrammen und Feldexperimenten erhaltene in situ-Befunde zur Verfügung, die in weiterführenden Arbeiten entsprechend genutzt werden sollten.

2.2 Physikalische Modellierung und numerische Simulation

In den vergangenen Jahrzehnten wurde auf internationaler Ebene von verschiedenen Arbeitsgruppen ein breites experimentelles und theoretisches Know-how zum geomechanischen und geohydraulischen Verhalten von Tongesteinen erarbeitet und auf Endlagerkomponenten z.B. bei ingenieurtechnischen Studien oder bei der Re-Analyse von Feldversuchen angewendet. In diesem Rahmen sind im Lauf der Zeit auch Stoffmodelle zur physikalischen Modellierung des Verhaltens von Tongesteinen entwickelt worden, die auf unterschiedlichen physikalischen und mathematischen Ansätzen und unterschiedlichen experimentellen Daten beruhen. Dabei wird in den gängigen Stoffmodellen für Tongesteine kaum das Schädigungs-/Dilatanzverhalten modelliert. Allerdings sind die Stoffmodelle erst mit Ansätzen zur Modellierung dieser Prozesse in der Lage, die Auflockerungszone direkt (ohne zusätzliche Kriterien) zu ermitteln und in ihrer Intensität hinsichtlich Gesteinsentfestigung und sekundärem Porenraum zu qualifizieren sowie ihre zeitliche Ausdehnung (Vergrößerung und Verkleinerung je nach dem Spannungszustand) zu beschreiben. Das Stoffmodell *Hou/Lux-T* gehört zu diesem Typ von Stoffmodellen, *Hou (2002)* und *Hou & Lux (2004)*. Dieses Stoffmodell ist bereits in das FEM-Programm *MISES3* und in das FDM-Programm *FLAC^{3D}* implementiert worden, *Hou (2002)* und *Lux et al. (2006)*.

2.3 Aufarbeitung der bestehenden Unterlagen zur Lokation Tournemire vor dem Hintergrund des Forschungsvorhabens

2.3.1 Überblick über die Lokation Tournemire und ihr Streckensystem

Vom IRSN sind im Rahmen der beabsichtigten Endlagerung radioaktiver Abfälle in Sedimentformationen in Frankreich begleitend zu den Untersuchungen am Standort Bure seit Anfang der 90er Jahre Labor- und in situ-Untersuchungen an Tongesteinen am Standort Tournemire im Aveyron durchgeführt worden. Die Tonformation ist über einen über 100 Jahre alten Eisenbahntunnel in 270 m Tiefe aufgeschlossen. Sie besitzt eine durchschnittliche Mächtigkeit von 250 m und wird im Hangenden und im Liegenden von Kalksteinschichten begrenzt. In den Jahren 1990 bis 1994 sind vertikale Kernbohrungen abgeteuft worden, um laborative Untersuchungen an dem gewonnenen Bohrkernmaterial durchzuführen. Bild 2.5 zeigt dazu die geologische Situation am Standort Tournemire.

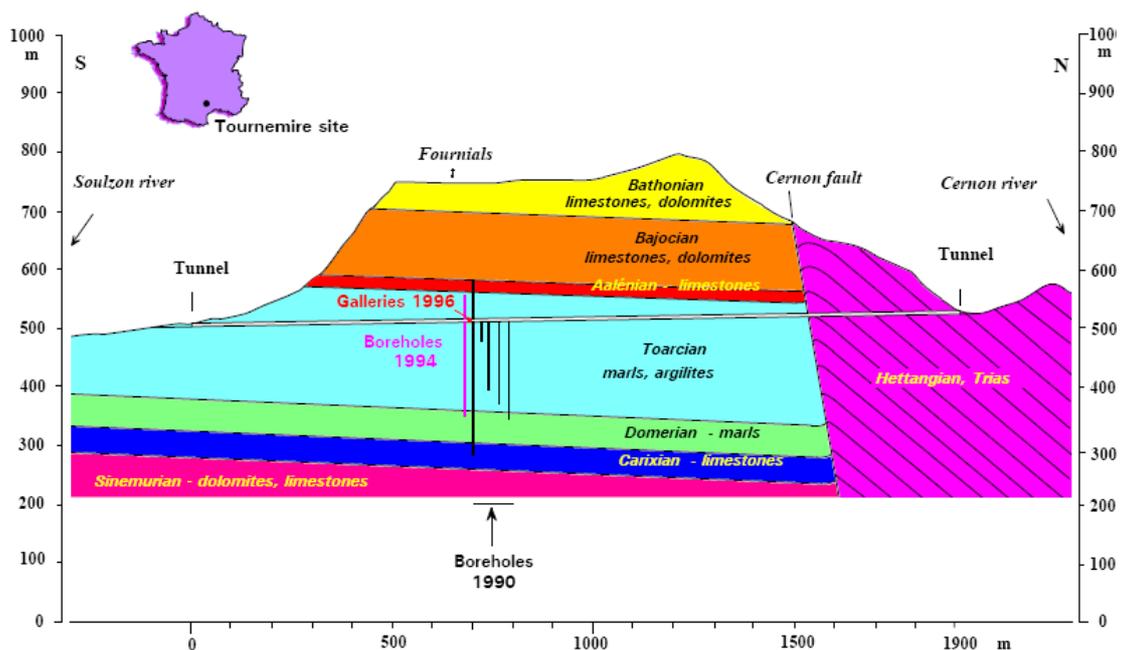


Bild 2.5: Geologische Situation am Standort Tournemire, Cabrera et al. (1999)

Im Jahr 1996 sind ergänzend etwa in der Tunnelmitte zwei querschlägig horizontal vom Tunnel abgehende 30 m lange Strecken zur Durchführung von in situ-Experimenten aufgeföhren worden, Rejeb (1999). Aufbauend auf den im Stollen 1996 (Gallery 1996) erhaltenen in situ-Befunden und Messergebnissen zum Gebirgstragverhalten ist im Jahr 2003 zu Forschungszwecken ein weiterer Querstollen aufgeföhren worden (Gallery 2003), um unter dem Stich-

wort „mine-by test“ Experimente zur Charakterisierung der Excavation Damaged Zone (EDZ) durchführen zu können, *Rejeb & Cabrera (2004)*. Schließlich ist das Streckensystem im Jahr 2008 zwecks weiterführender in situ-Untersuchungen um einen Längsstollen (Gallery 2008) erweitert worden, einhergehend mit einer Verlängerung des westlichen Teils des Querstollens 1996. Bild 2.6 zeigt dazu eine aktuelle Übersicht zum Streckensystem in Tournemire, welche im Gegensatz zu den Bildern aus den verwendeten Literaturquellen aus der Zeit vor 2008 auch die neu aufgefahrenen Strecken umfasst. Die im Bild 2.6 genannten Streckenabschnitte West gallery und East gallery beziehen sich dabei auf den Querstollen 1996, die Streckenabschnitte Main gallery und Secondary gallery auf den Querstollen 2003 und die Streckenabschnitte New gallery und North gallery auf den Längsstollen 2008. Das Bild ist einem Vortrag aus einem einwöchigen detaillierten Einführungskurs entnommen worden, in dem über das breitgefächerte Forschungsspektrum im Untertagelabor Tournemire berichtet und diskutiert wurde, *Cabrera (2009)*.

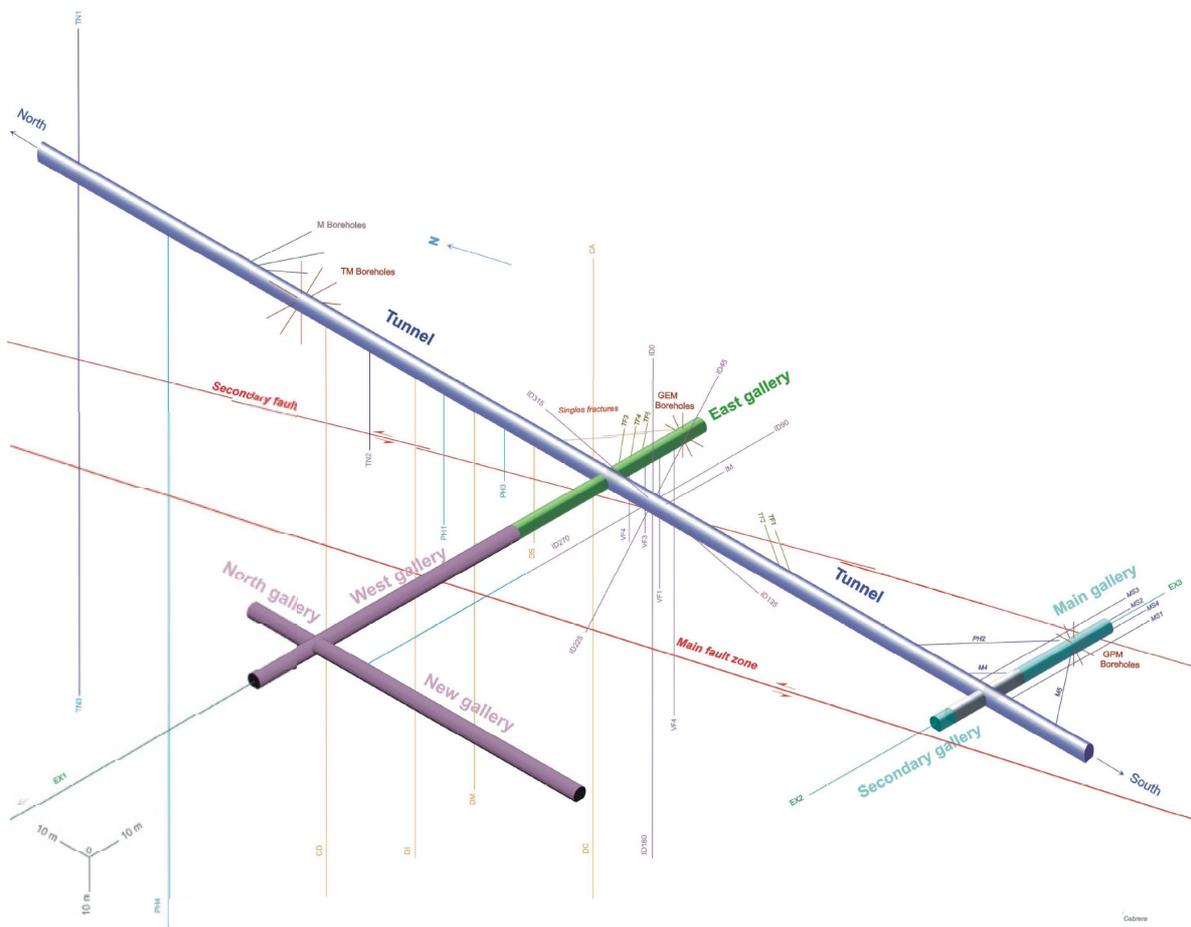


Bild 2.6: Streckensystem Tournemire: Streckenauffahrungen, Bohrlöcher und Störungs-zonen („main fault“ und „secondary fault“), *Cabrera (2009)*

Der Eisenbahntunnel des Streckensystems Tournemire wurde gegen Ende des vorletzten Jahrhunderts (1881) händisch in das Gebirge vorgetrieben und mit Mauerwerk aus Kalkstein und mit Handsteinhinterfüllung ausgebaut. Die Montage des Gleiskörpers erfolgte auf traditionelle Weise über Bohlen in einem Schotterbett, welches – möglicherweise erst zu einem späteren Zeitpunkt – mit Beton abgedeckt wurde, so dass im Sohlenbereich keine direkte Einsicht in das Tonsteingebirge möglich ist. Dabei übernimmt die Betondecke selbst keine tragende Funktion.

Südlich des im Jahr 2003 hergestellten Querstollens wird der Tunnel von einer Störungszone, der sogenannten „*main fault*“, gekreuzt, und nahe des im Jahr 1996 aufgefahrenen Querstollens schneidet eine weitere Störungszone den Tunnel 1881, die „*secondary fault*“. Im nördlichen Bereich fernab der Querstollen kreuzt eine weitere große Störungszone, die als Cernon-Störung bezeichnet wird, den Eisenbahntunnel und bildet dort eine Begrenzungsfläche für den Toarcium-Tonstein. Diese Störungszone stellt zudem eine Wegsamkeit für Gebirgswasser dar.

Im Jahr 1996 wurde der erste Querstollen des Streckensystems Tournemire mit einer Teilschnittvortriebsmaschine an einer Position des Haupttunnels 1881 aufgefahren, an welcher zuvor anhand von Bohrkernbegutachtungen der Verlauf der *secondary fault* im Stoßbereich auf der westwärts gewandten Seite festgestellt wurde. Zur Analyse der Einflüsse dieser Störungszone auf die geomechanischen Eigenschaften des Tournemire-Tonsteins und zum Vergleich mit dem abgesehen von den Auswirkungen des Stollenvortriebs ungestörten Gebirge wurde der Stollen 1996 beidseitig des Haupttunnels aufgefahren, d.h. in Form eines Ostteils, welcher als von der Störungszone unbeeinflusst oder zumindest minder beeinflusst angesehen wird, und eines Westteils, der die Störungszone durchquert. Aufgrund der ausreichenden Tragfähigkeit des Gebirges der Lokation Tournemire wurde der Stollen 1996 lediglich mit einem Ausbau aus Metallbögen im Zwei-Meter-Abstand und Metallstreben versehen, welcher an der Firste und im Einflussbereich der *secondary fault* aus sicherheitstechnischen Gründen durch Metallgitter ergänzt wurde. Bild 2.7 zeigt einen Blick in den östlichen Teil des Querstollens 1996, während in Bild 2.8 ein Ausschnitt des Stoßbereiches des Westteils in Höhe der *secondary fault* zu sehen ist. Der Sohlens Ausbau aus Beton im Westteil des Stollens 1996 wurde später hinzugefügt unter Aussparung kleiner Sichtfenster zur Beobachtung der Entwicklung von Sohlenrissen.



Bild 2.7: Blick von der Ortsbrust aus in den Ostteil des Querstollens 1996, November 2009



Bild 2.8: Blick in den Westteil des Querstollens 1996 auf die Stollenkontur im Stoßbereich in Höhe der secondary fault, Oktober 2010



Bild 2.9: Blick in den Querstollen 2003, Rejeb (2006)

Der zweite Querstollen wurde im Jahr 2003 im Rahmen eines Mine-by-Tests (siehe Abschnitt 2.3.4) und als weiteres Vergleichsobjekt für Langzeituntersuchungen etwa 120 m südlich des Querstollens 1996 und ebenfalls im Teilschnittvortrieb aufgeföhren. Mit Beton ausgebaut wurden sowohl die Sohle des Stollens über dessen gesamte Länge wie auch die kreisförmige Kontur über die ersten zehn Meter. Zur Kontursicherung der verbleibenden 30 m des Stollens sind abermals Metallbögen im Zwei-Meter-Abstand eingebaut, und ebenso sind zur Sicherung gegen Steinfall Metallgitter am First- und oberen Ulmenbereich fixiert. Ziel der unterschiedlichen Kontursicherung ist der Vergleich der Einflüsse der unterschiedlichen Ausbauarten auf die zeitliche Entwicklung der auffahrungsinduzierten Schädigungszonen. Im Hinblick auf eine möglichst geringe Beeinflussung des Tragverhaltens durch die Störungszonen wurde auch für diesen Hohlraum vorab anhand von Bohrkernen die geeignete Position im Haupttunnel festgelegt mit dem Ergebnis, dass lediglich der hintere Teil (etwa an Position 32 – 35 m, vom Haupttunnel aus gemessen) die *secondary fault* durchkreuzt. Eine Verstärkung der Sicherungs- bzw. Ausbaumaßnahmen ist im Bereich dieser Störungszone bislang nicht erforder-



lich geworden. Bild 2.9 zeigt einen Blick in den zum Zeitpunkt der Aufnahme noch nicht vollständig aufgefahrenen bzw. noch nicht vollständig illuminierten Stollen 2003.

Zur Durchführung weiterführender in situ-Untersuchungen zur Resthohlraumverfüllung mit Bentonit (*Sealing-Tests*) ist im Jahr 2008 ein neuer Längsstollen parallel zum Haupttunnel und abseits von Störungszonen aufgefahren worden. Zu diesem Zweck wurde der westliche Teil des Querstollens 1996 über die vorab lokalisierte *main fault* hinaus verlängert bis in einen bis dato unverritzten und ungestörten Bereich. Sowohl der Ausbau der Streckenverlängerung als auch der Ausbau des Längsstollens 2008 erfolgten analog zum bestehenden Westteil 1996 mit dem Unterschied, dass in Höhe der *main fault* anstelle eines bis zum heutigen Zeitpunkt (noch) nicht erforderlichen zusätzlichen Gitterausbaus eine Verringerung der Abstände der Metallbögen von 2 m auf 1 m vorgenommen wurde.

2.3.2 Überblick über die vorliegenden geomechanischen Forschungsergebnisse

Im Rahmen der Zusammenarbeit sind dem Unterzeichnenden von den IRSN-Fachkollegen (Dr. Rejeb) zu Beginn des Forschungsvorhabens ausgewählte Veröffentlichungen zur Verfügung gestellt worden. Nachstehend folgen eine Auflistung der überreichten Literatur sowie eine Zusammenstellung ausgewählter und für die eigenen Untersuchungen wesentlicher Forschungsergebnisse:

- *Rejeb (1999): Mechanical characterisation of the argillaceous Tournemire site (France),*
- *Armand & Rejeb (2002): Effect of a fractured zone on drift behaviour in the argillaceous Tournemire site (France),*
- *Rejeb (2003): Time-dependent behaviour of Tournemire argillites (France),*
- *Rejeb (2006): De l'observation à la modélisation des zones perturbées par l'excavation des ouvrages dans le site de Tournemire,*
- *Rejeb et al. (2006): Modelling approaches of the excavation damaged zone (EDZ) around the old tunnel at the argillaceous Tournemire site,*
- *Rejeb & Cabrera (2006): Time-dependent evolution of the excavation damaged zone in the argillaceous Tournemire site.*

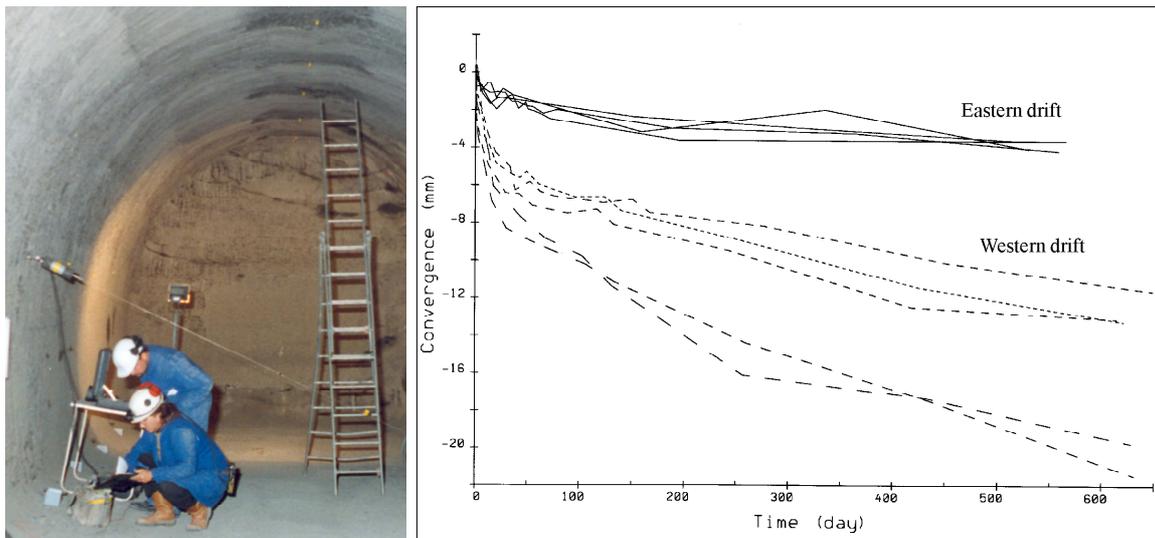


Bild 2.10: Konvergenzmessungen im Querstollen 1996 mit Messbefunden des östlich gelegenen Querstollens im Vergleich mit Messbefunden aus dem westlich gelegenen Querstollen, Rejeb (1999)

Die im Rahmen von Rejeb (1999), Armand & Rejeb (2002) und Rejeb (2003) vorgestellten Arbeiten beziehen sich auf die mit der Auffahrung des Querstollens 1996 verbundenen Beobachtungen und Messbefunde. Dabei ist nach Rejeb (1999) bezüglich des Konvergenzverhaltens der Streckenquerschnitte in den östlich gelegenen Teil und den westlich gelegenen Teil des Querstollens zu unterscheiden. Bild 2.10 zeigt hierzu skizzenhaft Messbefunde aus dem östlich gelegenen Querstollen im Vergleich zu Messbefunden aus dem westlich gelegenen Querstollenabschnitt. Danach sind die gemessenen Gebirgsverformungen im östlichen Querstollen deutlich und systematisch geringer als im westlichen Querstollen. Ein Blick auf die geotektonische Situation könnte die Ursache aufzeigen:

Während bei dem östlichen Querstollen von einem nahezu unzerklüfteten homogenen Gebirgsbereich auszugehen ist, wird das Tragverhalten des westlich gelegenen Querstollens maßgeblich von einer Störungszone beeinflusst. Bild 2.11 zeigt den Verlauf dieser Störungszone entlang des alten Eisenbahntunnels im Bereich der im Jahr 1996 aufgefahrenen Querstollen sowie die Orientierung der ermittelten Hauptspannung σ_1 . Die aus der Zerklüftung resultierenden Folgen für den Ansatz von repräsentativen Gebirgskennwerten sind nach Armand & Rejeb (2002) bei der Aufarbeitung der Konvergenzmessbefunde nach Bild 2.10 im Hinblick auf den Vergleich mit Ergebnissen der numerischen Simulation zu berücksichtigen.

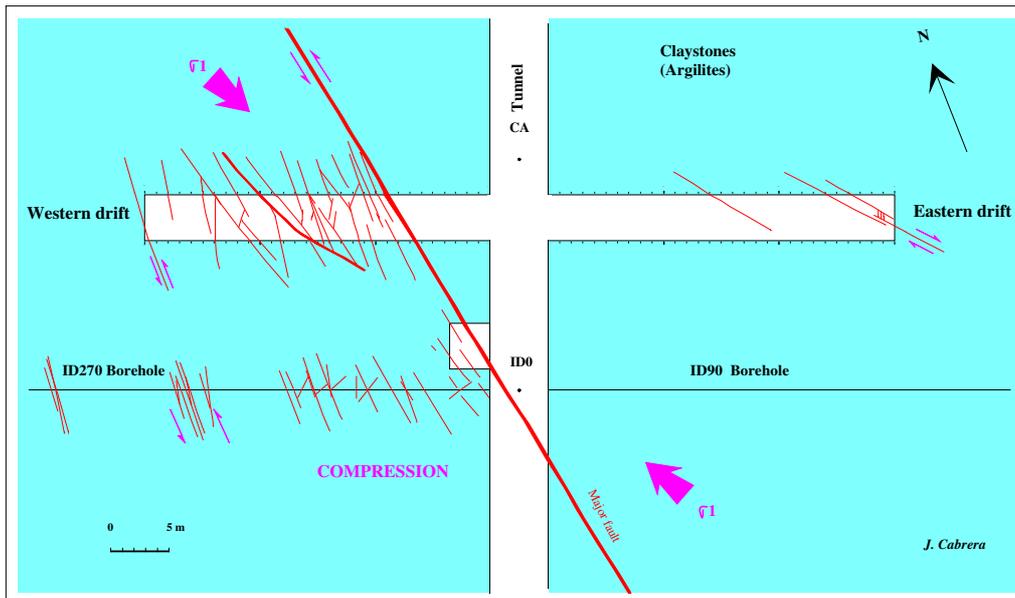


Bild 2.11: Verlauf der Störzone entlang des alten Eisenbahntunnels im Bereich der im Jahr 1996 aufgefahrenden Querstollen sowie die Orientierung der ermittelten Hauptspannung σ_1 nach Cabrera et al. (1999)

In Rejeb (2003) wird im Rahmen der Beschreibung des Tonstein-Materialverhaltens für den viskoplastischen Deformationsanteil das nachstehende physikalische Modell nach Lemaitre & Chaboche (1996) angewendet:

$$\varepsilon^{vp}(t) = 10^{-6} \left(\frac{\tilde{\sigma}_{vM}}{K_\theta} \right)^\beta t^\alpha \text{MPa}^{-\beta} d^{-\alpha} \quad (2.1)$$

mit modifizierter Vergleichsspannung nach Gl. (2.2):

$$\tilde{\sigma}_{vM} = \sqrt{3/2 \cdot s \cdot s + \omega \cdot \tau \cdot \tau} \quad (2.2)$$

mit

ε^{vp} viskoplastische Verzerrung in –,

t Kriechzeit in d ,

α, β, K_θ Stoffmodellparameter in –,

$\tilde{\sigma}_{vM}$ modifizierte Vergleichsspannung in MPa ,

s deviatorischer Spannungstensor in MPa ,

ω Grad der Anisotropie in – ($\omega = 0$: Isotropie, mit $\tilde{\sigma}_{vM} = \sigma_{vM} = \sqrt{3/2 \cdot s \cdot s}$),

τ Schubspannungsvektor in der Schichtungsfläche in MPa .



Der deviatorische Spannungstensor s und der Schubspannungsvektor τ in Gl. (2.2) sind dabei nach den Gln. (2.3) und (2.4) zu berechnen, während der Stoffmodellparameter K_θ in Gl. (2.1) in Abhängigkeit von der Schichtungsorientierung nach Gl. (2.5) bestimmt wird:

$$s = \sigma - \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \cdot I \quad (2.3)$$

$$\tau = (I - nn^T) \sigma n \quad (2.4)$$

$$K_\theta = \frac{K}{(1 + \omega/4 \cdot \sin^2 2\theta)^{(\beta+1)/2\beta}} \quad (K_{0^\circ} = K_{90^\circ} = K, K_{45^\circ} < K), \quad (2.5)$$

mit

σ Spannungstensor in MPa ,

I Einheitsmatrix in –,

n Schichtungs-Normalenvektor in –,

K schichtungsunabhängiger Stoffmodellparameter in –,

θ Winkel zwischen Schichtungsebene und Hauptbelastungsrichtung in $^\circ$.

Bild 2.12 zeigt hierzu Berechnungsergebnisse nach *Rejeb (2003)* im Vergleich mit Konvergenzmessbefunden eines Messquerschnitts im östlich gelegenen Querstollen 1996.

In der Zusammenfassung von *Rejeb (2003)* werden folgende Schlussfolgerungen formuliert:

„...Ergebnisse, die in zwei Forschungsstrecken am Standort Tournemire über einen Beobachtungszeitraum von sechs Jahren zusammengetragen wurden, werden hier vorgestellt. Gemessen wurden in situ Temperatur, Feuchtigkeit und Streckenkonvergenz. Von der insgesamt gemessenen Konvergenz sind etwa 50 bis 65% auf zeitlich verzögerte Konvergenz zurückzuführen. Die Auswertung aller Messungen hat ergeben, dass die zeitverzögerte Konvergenz mit dem viskos-plastischen Verhalten des Tonsteinmassivs zu erklären ist... Zur Auswertung der Konvergenzmessungen innerhalb der beiden Strecken wurde unter Beachtung [eines auf den orthotropen Fall erweiterten rheologischen Modells nach Lemaitre] sowie des ursprünglichen Spannungszustands vor Ort ein flächiges Deformationsmodell entwickelt. Die Rechenergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Messungen, insbesondere während der Vortriebsphase.“

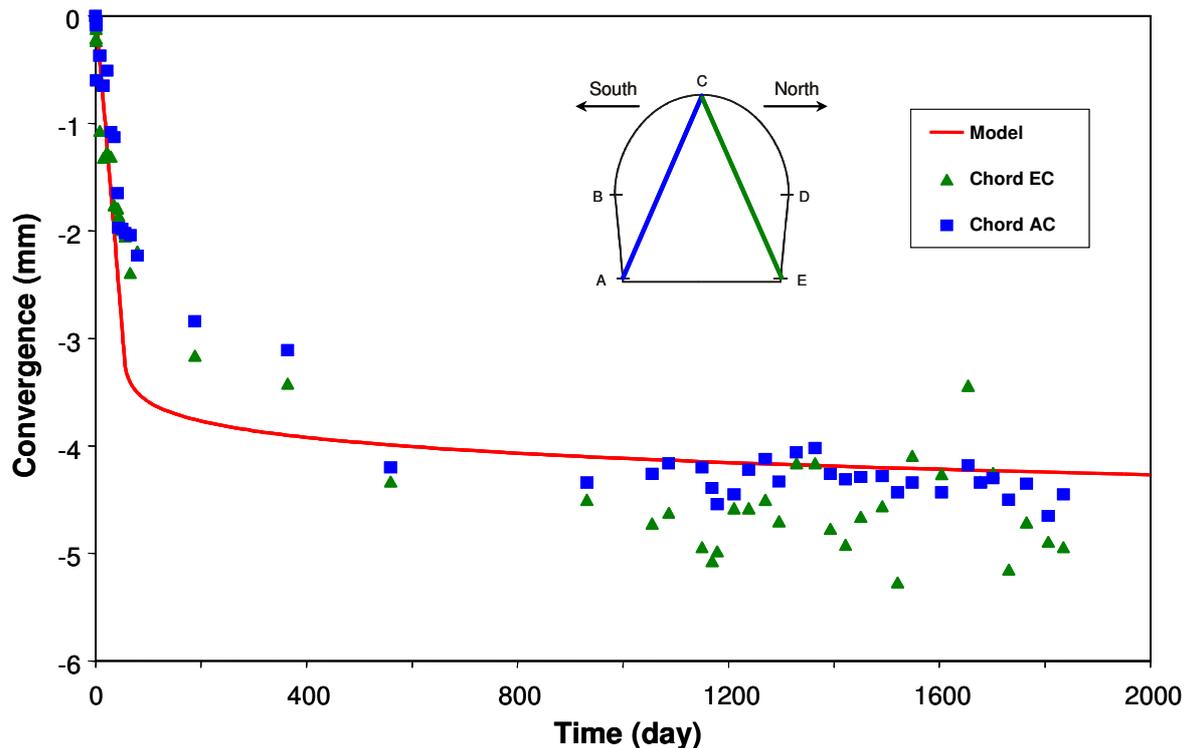


Bild 2.12: Berechnungsergebnisse einer rechnerischen Simulation mit einem visko-plastischen Modellierungsansatz im Vergleich zu Konvergenzmessbefunden eines im östlichen Querstollen 1996 gelegenen Messquerschnitts nach Rejeb (2003)

Auf eine weiterführende Darstellung der gemessenen Konvergenzen wird an dieser Stelle verzichtet. Hier wird auf Abschnitt 2.3.4 sowie auf die in Abschnitt 9.2 durchgeführte Gegenüberstellung von Mess- und Beobachtungsdaten mit den Ergebnissen von numerischen Simulationen hingewiesen.

Der im Jahr 2006 in französischer Sprache herausgegebene Report des IRSN beinhaltet eine Dokumentation der durchgeführten Auffahrungen und in situ-Messungen mit detaillierter Darstellung der ermittelten Auflockerungszonen, Rejeb (2006). Weiterhin wird in dem IRSN-Report beschrieben, welche numerischen Ansätze bislang zur Beschreibung des Gebirgstragverhaltens unter Berücksichtigung eines anisotropen Primärspannungszustandes verwendet worden sind.

Die Arbeiten nach Rejeb et al. (2006) und Rejeb & Cabrera (2006), die im Rahmen der 2. internationalen GeoProc-Konferenz „Coupled T-H-M-C Processes in Geosystems and Engineering“ im Jahr 2006 veröffentlicht worden sind, dokumentieren die unterschiedliche Ausprägung sowie die zeitliche Entwicklung der Excavation Damaged Zone (EDZ) der zu unter-

schiedlichen Zeitpunkten aufgefahrenen Hohlräume in Tournemire. Bild 2.13 zeigt hierzu in dunkelgrauer Markierung die im Bereich der Querstollen auf der Grundlage von Kernbohrungen ermittelte Auflockerungszone. Weiterhin wird eine auf diesen in situ-Befunden und -Beobachtungen basierende Interpretation der Auflockerungszone im gesamten Untersuchungsgebiet in hellgrauer Farbmarkierung angegeben.

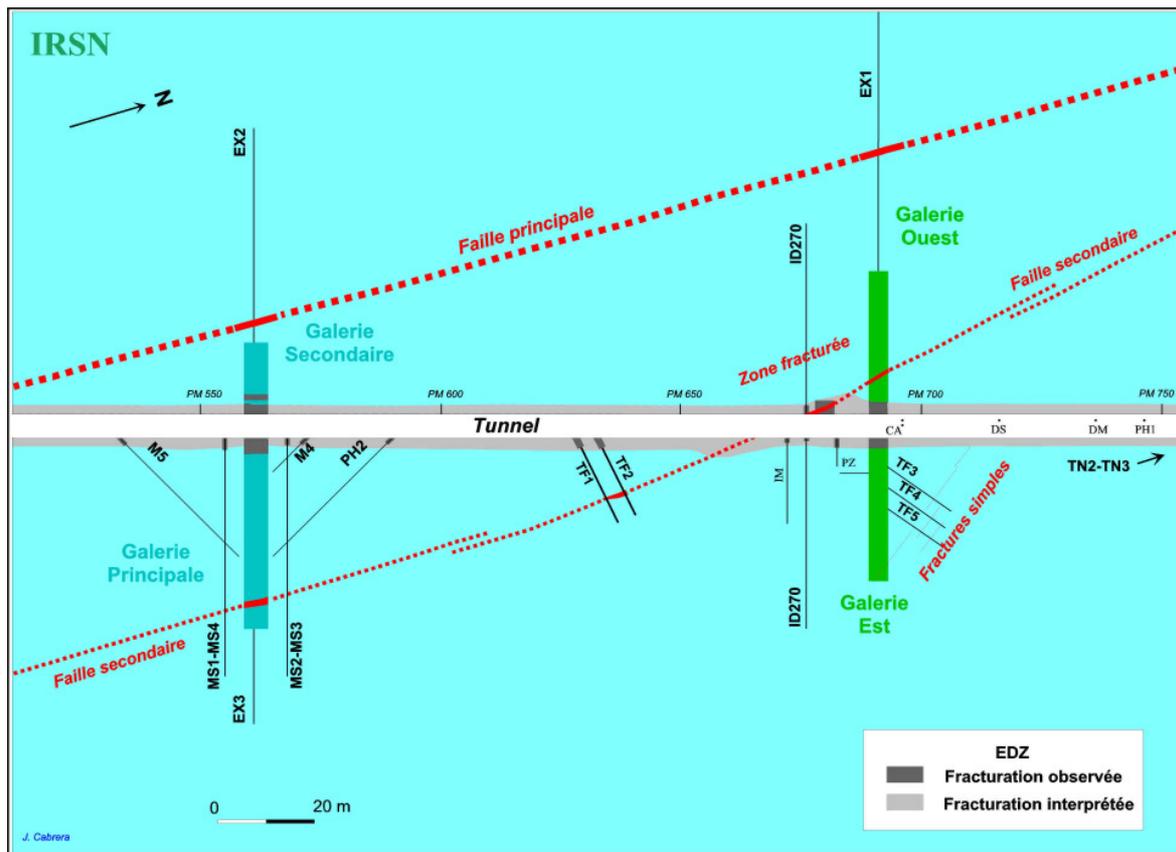


Bild 2.13: Auf der Grundlage von in situ-Befunden ermittelte (dunkelgraue Markierung) und interpretierte (hellgraue Markierung) Auflockerungszone im Bereich der untersuchten Hohlräume nach Rejeb (2006)

Bild 2.14 zeigt die unterschiedliche Ausprägung der Excavation Damaged Zone (EDZ) am Standort Tournemire für repräsentative Querschnitte der verschiedenen Hohlräume. Ein Streckenquerschnitt im Einflussbereich der Störungszone wird hier nicht betrachtet.

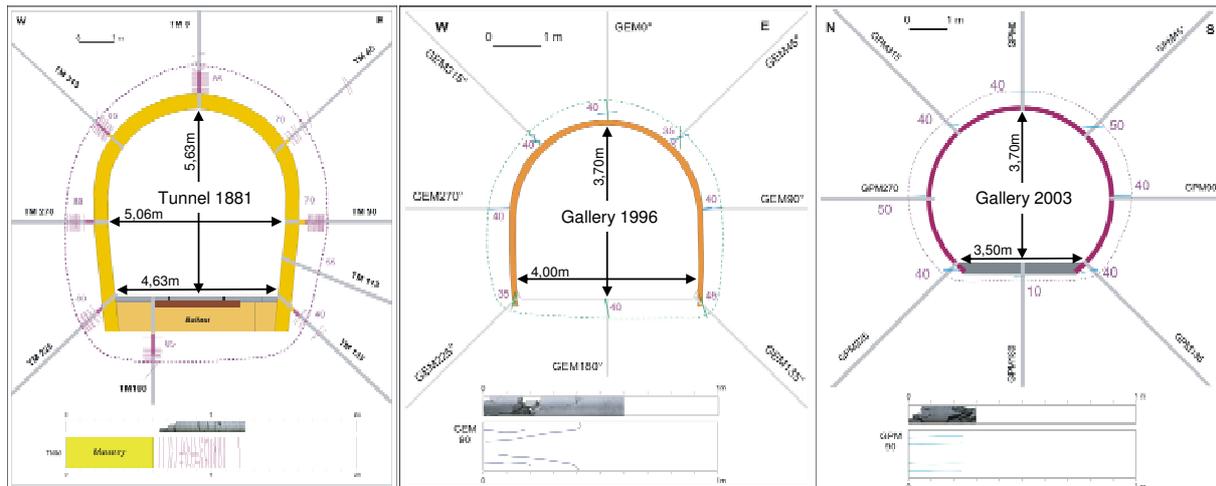


Bild 2.14: Ausprägung der Excavation Damaged Zone (EDZ) am Standort Tournemire, Rejeb & Cabrera (2006)

Weiterhin werden in *Rejeb et al. (2006)* Ergebnisse zur numerischen Simulation der Ausbildung der Auflockerungszone, die im Konturbereich des alten Eisenbahntunnels 1881 exemplarisch an der Stelle des im Jahr 1996 aufgefahrenen Querstollens ermittelt worden ist, vorgestellt. Für die physikalische Modellierung des Materialverhaltens der anstehenden Tongesteinsformation sind Ergebnisse laborativer Untersuchungen herangezogen worden, in denen sowohl Materialkennwerte für transversal isotrope Materialeigenschaften wie auch Kriechparameter für das viskose Materialverhalten ermittelt worden sind. Ausgewählte Materialkennwerte sind in Tabelle 2.1 am Ende dieses Abschnittes zu finden.

Für die numerische Simulation ist ein zweidimensionales Modell mit einem isotropen Primärspannungsansatz verwendet worden. Weiterhin ist ein viskoplastisches Stoffmodell mit einem Schädigungsansatz basierend auf *Lemaitre & Chaboche (1996)* entsprechend Gl. (2.6) angesetzt worden:

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \frac{3}{2} \left(\frac{\sigma_{vM}}{(1-D)^{1+1/n} K^{1/m}} \right)^n \frac{s}{\sigma_{vM}} MPa^{-n} d^{-1} \quad (2.6)$$

Bei einer Entwicklung der Schädigung erfolgt entsprechend Gl. (2.7):

$$\dot{D} = \left(\frac{\sigma_{vM}}{A} \right)^R (1-D)^{-k} \cdot MPa^{-R} d^{-1} \quad (2.7)$$

Aus den Berechnungsergebnissen folgt, dass die im Rahmen von laborativen Untersuchungen ermittelte Gesteinsfestigkeit bei Ansatz eines transversal isotropen Materialverhaltens nicht überschritten wird.

Bild 2.15 zeigt Berechnungsergebnisse zur Ausbildung von geschädigten Gebirgsbereichen. Danach werden im Firstbereich und in den Eckbereichen der Streckensohle geschädigte Zonen ausgewiesen. Eine Erweiterung des verwendeten Schädigungsansatzes nach Lemaitre um einen viskoplastischen Anteil zeigt eine Vergrößerung der im First- und in den Eckbereichen ausgewiesenen geschädigten Zonen, Bild 2.15.

Ein Vergleich mit der aus Bild 2.14 zu entnehmenden tatsächlichen Ausprägung der Auflockerungszone mit einer konturnahen Ausdehnung von $0,15 \cdot d$ im gesamten Konturbereich des Tunnels 1881 zeigt, dass eine zufriedenstellende Simulation der Auflockerungszone mit dem verwendeten Berechnungsansatz entsprechend Gl. (2.6) noch nicht gelungen ist.

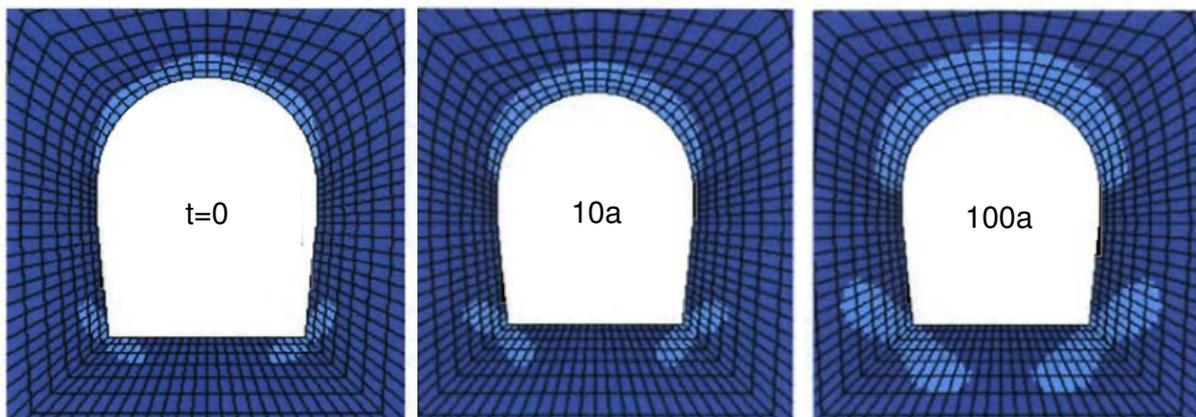


Bild 2.15: Berechnungsergebnisse mit einem Schädigungsansatz nach Lemaitre, Rejeb et al. (2006)

Im Ergebnisbericht D 4.2.5 des IRSN im Rahmen des NF-PRO-Projekts wird auf erste numerische Untersuchungen unter Verwendung eines zweidimensionalen Berechnungsmodells mit einem poroelastischen Stoffmodell und damit einem hydro-mechanisch gekoppelten Materialverhalten zur numerischen Simulation der im Rahmen des „Mine-by test“-Experiments des Querstollens 2003 gemessenen Porenwasserdruckverläufe hingewiesen, Rejeb et al. (2007). Auf eine Beschreibung des in situ-Experimentes wird an dieser Stelle verzichtet. Hier wird auf Abschnitt 2.3.4 sowie auf die im Abschnitt 9.3 durchzuführende Aufarbeitung der Befun-



de zum Tragverhalten des Querstollens 2003 vor dem Hintergrund der Gegenüberstellung von Mess- und Beobachtungsdaten mit den Ergebnissen der numerischen Simulation hingewiesen.

Die unterschiedliche Ausprägung sowie die zeitliche Entwicklung der Excavation Damaged Zone (EDZ) ist weiterhin wissenschaftlich im Rahmen des DECOVALEX-THMC-Projektes (DEvelopment of COupled models and their VALidation against EXperiments) analysiert worden. Nach einjähriger Laufzeit des Forschungsvorhabens 02E10427 endete das DECOVALEX-THMC-Projekt. Mit dem Abschlussbericht von Teil C *Hydro-mechanical response of the Tournemire argillite to the underground openings excavation: unsaturated zones and mine-by-test experiment* im Juni 2008 stehen allerdings weitere Untersuchungsergebnisse und daraus abgeleitete Schlussfolgerungen für dieses Forschungsvorhaben zur Verfügung, die in die Bearbeitung aufgenommen worden sind.

Somit stehen am Standort Tournemire Daten über die Entwicklung der Auflockerungszone aus drei verschiedenen Zeitepochen zur Verfügung, und zwar

- (1) der ursprüngliche Tunnel selbst, der um die Jahrhundertwende aufgefahren und mit Mauerwerk ausgebaut worden ist,
- (2) zwei ca. 30 m lange, senkrecht zu dem ursprünglichen Tunnel im Jahr 1996 aufgefahrene Strecken (Querstollen) sowie
- (3) die im Jahr 2003 ebenfalls senkrecht zu dem ursprünglichen Tunnel aufgefahrene und ca. 40 m lange “main gallery“.

2.3.3 Aufgabenfelder im Rahmen des Forschungsvorhabens

Aufbauend auf den vorstehend beschriebenen Untersuchungen soll nachfolgend zunächst eine kurze Übersicht der ausgewählten Parameter und Phänomene bzw. Prozesse bezüglich des Gebirgstragverhaltens der anstehenden Tongesteinsformation in Tournemire gegeben werden, die im Rahmen der weiteren Bearbeitung des Forschungsvorhabens Beachtung gefunden haben:

- Primärspannungszustand,
- Ausprägung der Auflockerungszone im Bereich des Tunnels 1881 sowie der zu Forschungszwecken aufgefahrenen Querstollen 1996 und Querstollen 2003,

- Schrumpfrissbildung auf den Schichtflächen durch Teilsättigung der konturnahen Gebirgsbereiche,
- physikalische Ansätze zur Berücksichtigung des hydro-mechanisch gekoppelten Materialverhaltens mit Teilsättigung entsprechend DECOVALEX-THMC,
- Einfluss der Teilsättigung auf laborativ ermittelbare Materialkennwerte zur Bestimmung der Festigkeit und des Deformationsverhaltens von Tongestein,
- Einfluss der Störungszone auf das Gebirgstragverhalten im betrachteten Gebirgsbereich.

Zu diesen Parametern und Phänomenen bzw. Prozessen ist zunächst anzumerken:

(a) *Primärspannungszustand*

Im Rahmen anfänglicher in situ-Untersuchungen zur Bestimmung des Primärspannungszustandes im Zuge der Auffahrung des Querstollens 1996 ist von einem isotropen Spannungszustand mit $\sigma_v = \sigma_H = \sigma_h = 4,32 \text{ MPa}$ ausgegangen worden, der deutlich geringere Werte aufweist als der zunächst lithostatisch angenommene Spannungszustand. Weiterführende Untersuchungen ergaben eine deutliche Hauptspannungsanisotropie im Bereich der aufgefahrenen Hohlräume. Bild 2.16 zeigt die verschiedenen Ansätze zur Beschreibung des Primärspannungszustandes sowie die unterschiedliche Orientierung der einzelnen Hauptspannungen in Bezug zu dem Streckenverlauf des Tunnels 1881.

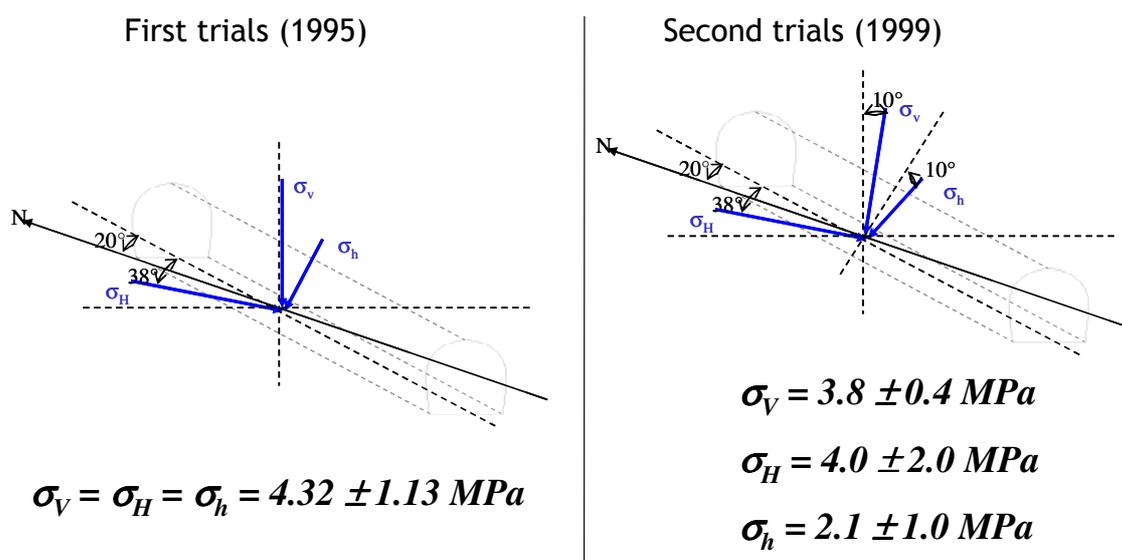


Bild 2.16: Orientierung der einzelnen Hauptspannungsansätze (isotrop, anisotrop) in Bezug zu dem Streckenverlauf des Tunnels 1881 nach Rejeb et al. (2006)

(b) Auflockerungszone und Rissbildungsmechanismen

Das nachfolgende Bild 2.17 greift die bereits in Bild 2.14 gestellten Untersuchungsbefunde zum Streckentragverhalten auf (rechte Darstellung) und gibt die gezeigte Ausprägung der Auflockerungszone von $0,15 \cdot d$ im gesamten Konturbereich des Tunnels 1881 in idealisierter Form wieder (mittlere Darstellung). Ergänzend zeigt Bild 2.17 an der Stelle, wo der Querstollen 1996 aufgefahren worden ist, eine fotografische Ansicht des linken Stoßbereiches des Tunnels 1881, der unmittelbar an die Hinterfüllung des Ziegelsteinausbaus anschließt (linke Darstellung). Hier ist deutlich die etwa zwiebelschalenförmige Ausbildung der durch die Streckenauffahrung bedingten Risse und damit auch die Ausdehnung des infolge der Gefügeflockerung/Entfestigung nachteilig beeinflussten Gebirgsbereiches zu erkennen.

Die Ausbildung der Auflockerungszone in den von der Streckenauffahrung der Querstollen 1996 und 2003 beeinflussten Gebirgsbereichen ist dagegen lediglich durch eine Rissbildung auf den Schichtflächen geprägt. Bild 2.18 zeigt dazu die Rissbildung in idealisierter Form. Erste Untersuchungen an der westlich gelegenen Ortsbrust des Querstollens 2003 zeigen entsprechend der linken Darstellung in Bild 2.18 horizontal ausgebildete Risse, deren Öffnungsweite sich im Lauf der Zeit zyklisch ändert. Dieses Verhalten weist auf einen erheblichen Einfluss der Umgebungstemperatur und der relativen Luftfeuchtigkeit im Querstollen hin. Entsprechende Fissurometermessungen haben einen Zusammenhang zwischen lokalen Gebirgsdeformationen in der Ortsbrust im Bereich der Rissöffnungen und den jahreszeitlich wechselnden klimatischen Bedingungen ergeben. Als Mechanismus, der den jahreszeitlich wechselnden Deformationen zugrunde liegt, ist die unterschiedliche Sättigung des Gesteins an der Ortsbrustoberfläche erkannt worden. So führt warmes und feuchtes Klima in den Sommermonaten zu einer Aufsättigung mit einer daraus folgenden quellungsbedingten Riss-schließung, wohingegen kaltes und trockenes Klima in den Wintermonaten durch Ent-sättigung der Gesteinsoberfläche eine schrumpfungsbedingte Rissbreitenöffnung fördert, Bild 2.19.

Im Abschlussbericht des DECOVALEX-THMC-Projektes wird daher der folgende Ansatz zur Beschreibung der zeitabhängigen Ausbildung der Auflockerungszone verfolgt:

- Der sekundäre Gebirgsspannungszustand, der bei der Streckenauffahrung des Tunnelquerschnitts entsteht, führt nicht zu einer Überschreitung der Gebirgsfestigkeit und damit auch nicht zu geschädigten Gebirgsbereichen (Ansatz: Gefügefestigkeit = Gesteinsfestigkeit = Gebirgsfestigkeit).

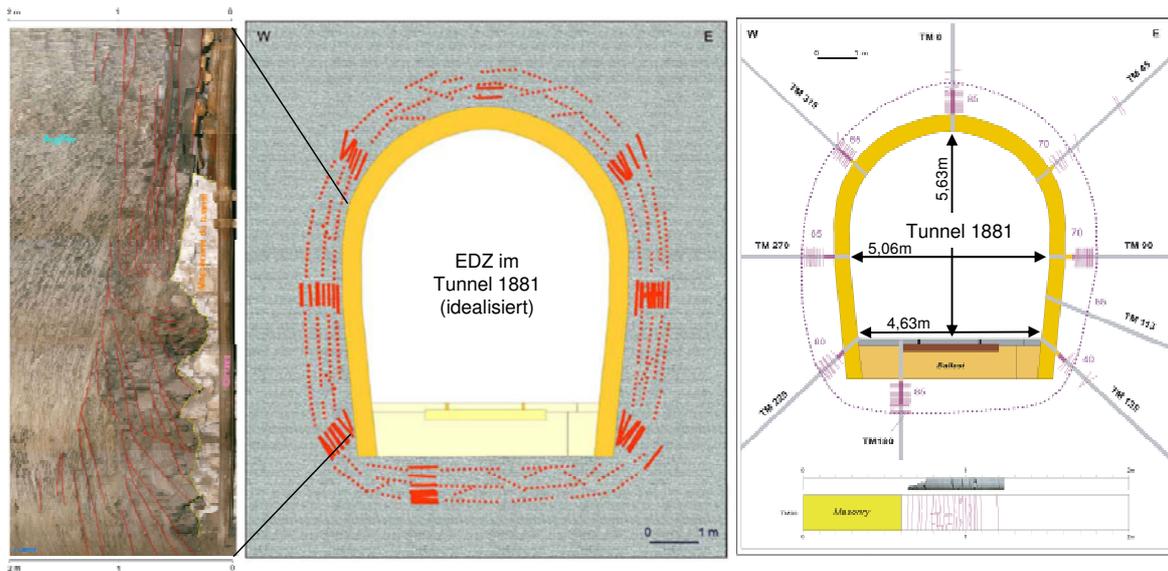


Bild 2.17: Ausprägung der Auflockerungszone im Konturnahbereich des Tunnels 1881 nach Rejeb et al. (2006)

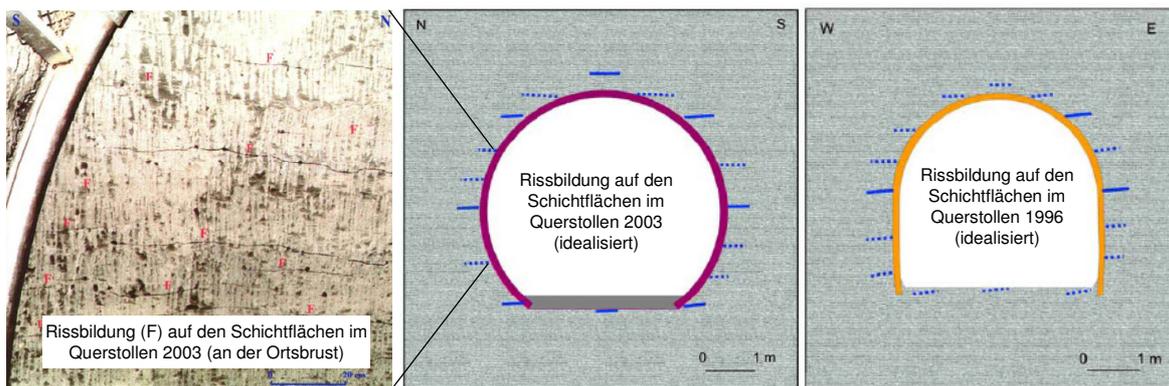


Bild 2.18: Rissbildung auf den Schichtflächen im Bereich der Querstellen nach Rejeb et al. (2006)

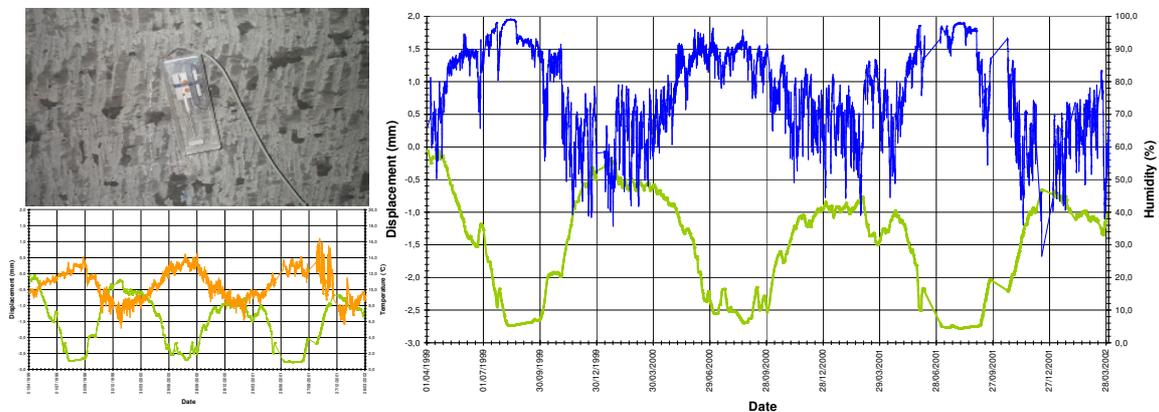


Bild 2.19: Fissurometermessbefunde mit Berücksichtigung von jahreszeitlich wechselnden klimatischen Bedingungen nach Rejeb et al. (2006)



- Die mit der Hohlräumeauffahrung einhergehende Änderung der mechanischen und hydraulischen Randbedingungen an der Streckenkontur sowie die Streckenbewetterung ($\phi^S > \phi^P$, $p = 0$, $S_r \leq 1$) führen zu Entsättigungsprozessen im konturnahen Gebirge. Dieser Prozess kann bedingt durch eine relativ geringe Gebirgspermeabilität erst nach mehreren Monaten nach der Streckenauffahrung zu kapillarspannungsbedingten Schrumpfungsprozessen führen. Das damit einhergehende Zugversagen auf den Schichtflächen führt zu der in den Querstellen beobachteten Mikro-/Makrorissbildung parallel zur Schichtung.
- Durch jahreszeitlich bedingte klimatische Veränderungen (Temperatur, relative Luftfeuchtigkeit) können wechselnde Sättigungs- und Entsättigungsprozesse zu einer graduellen Entfestigung des anstehenden Tongesteins führen. Aus dieser zeitabhängigen Gefügeschädigung kann dann eine fortlaufende Reduzierung der Gesteinsfestigkeit resultieren. Kann dann die vorhandene Beanspruchung nicht mehr vom Gebirge aufgenommen werden, könnte, bedingt durch ein Versagen der Gesteinsmatrix infolge Druck-/Schubbeanspruchung, die Ausbildung von Rissen und einer zwiebelschalenförmigen Auflockerungszone resultieren (Tunnel 1881).

Bei der physikalischen Modellierung des Materialverhaltens ist somit nach *Rejeb et al. (2008)* das beobachtete Quell- und Schrumpfungsverhalten ebenso zu berücksichtigen wie der Einfluss der Sättigungs- und Entsättigungsphasen auf die konturnahe Gebirgsqualität.

(c) Teilsättigung im Laborversuch

Die in situ beobachtete Abhängigkeit der Materialeigenschaften von Tongesteinen vom Wassergehalt lässt sich auch im Labor nachvollziehen, da die felsmechanischen Materialeigenschaften weitgehend durch die Ausbildung der Mikrostruktur bestimmt werden, geprägt durch den Kompaktionsgrad der Feststoffmatrix und den davon abhängigen absoluten bzw. relativen Wassergehalt (Sättigungsgrad) des Tongesteins. Makroskopisch ist dieser Zusammenhang u.a. aus der signifikanten Abhängigkeit der Festigkeit und des Deformationsverhaltens vom Wassergehalt zu ersehen. Bild 2.20 zeigt exemplarisch ermittelte einaxiale Druckfestigkeiten von Tongesteinen ausgewählter Lokationen in Abhängigkeit vom natürlichen Wassergehalt nach *NAGRA (2002)*.

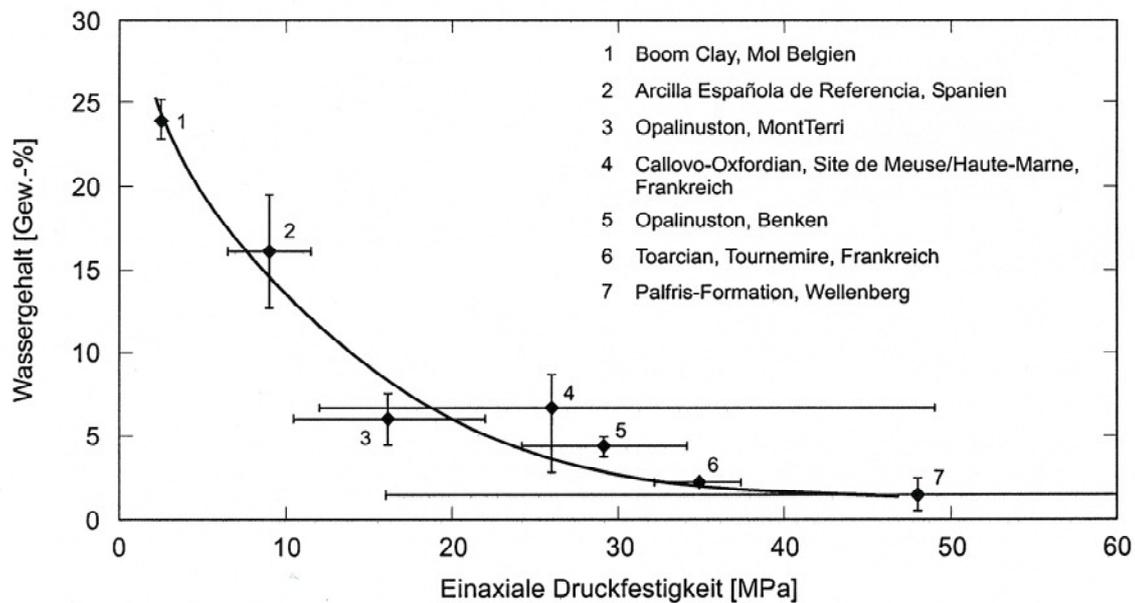


Bild 2.20: Einaxiale Druckfestigkeit von Tongesteinen verschiedener Lokationen in Abhängigkeit vom natürlichen Wassergehalt nach NAGRA (2002)

Während das Deformationsverhalten von Tongestein bei hohem Wassergehalt plastisch ist, die Festigkeit deutlich abnimmt und dann wie im Fall des Boom Clay ein Lockergestein (Ton) vorliegt, führen geringe Wassergehalte bei Sättigung (bedingt durch die stärkere Kompaktion und den dadurch geringeren Partikelabstand mit Zunahme der atomaren Bindungskräfte) und bei Teilsättigung (bedingt durch die Auswirkung von Kapillarspannungen) zu einer wesentlichen Erhöhung der Festigkeit und auch einer Zunahme der Steifigkeit, siehe Bild 2.20. Aus dieser Perspektive ist die wetterführungsbedingte Austrocknung des Gesteins in den Grubenbauen während der Bau- und Betriebsphase ein erwünschter Effekt, der durch Reduzierung des relativen Wassergehaltes (Sättigungsgrades) zur Stabilisierung des konturnahen Gebirges beiträgt. Allerdings ist hier zu beachten, dass sich bei einer zu starken Austrocknung auch Schrumpfrisse ausbilden können, die dann die vorherige Verfestigung überprägen und insgesamt zu einer Entfestigung des Gesteins führen. Die nach Verschluss des Endlagers erfolgende Wiederaufsättigung der Porenräume führt zu zeitabhängigen Deformationen und infolge von Quellprozessen dann möglicherweise zur Selbstabdichtung des durch die Untertagebauten konturnah aufgelockerten Gebirges, NAGRA (2002).



Triaxial compressive stress

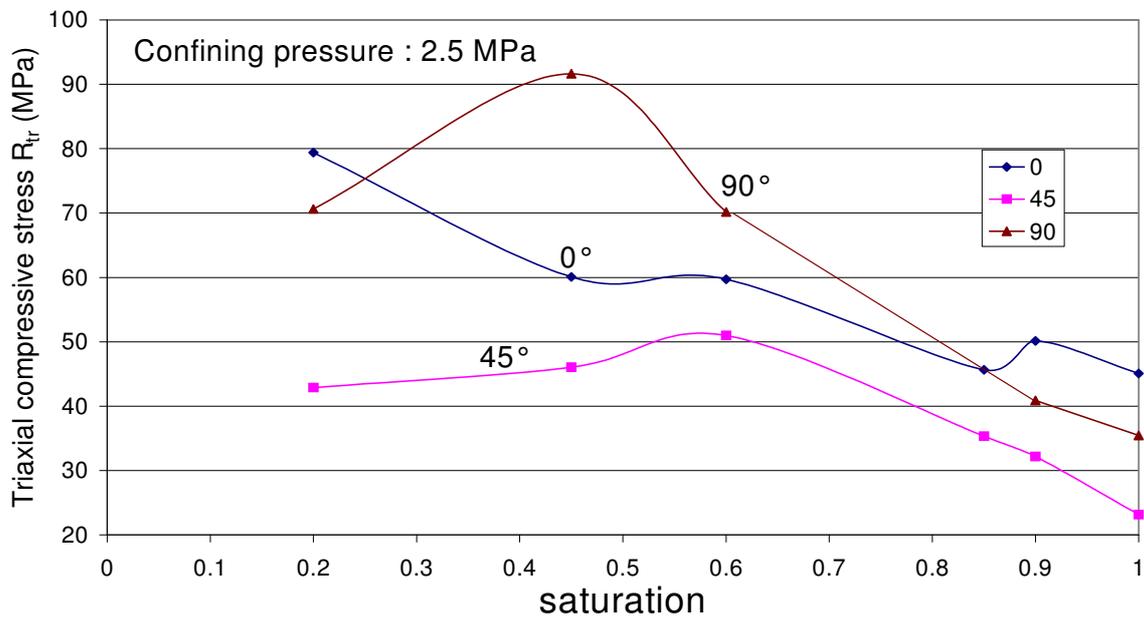


Bild 2.21: Kompressionsbruchfestigkeiten aus Laborversuchen an Tonstein aus Tournemire unter Berücksichtigung der Anisotropie bei Entsättigung nach Valès et al. (2002)

Cohésion C

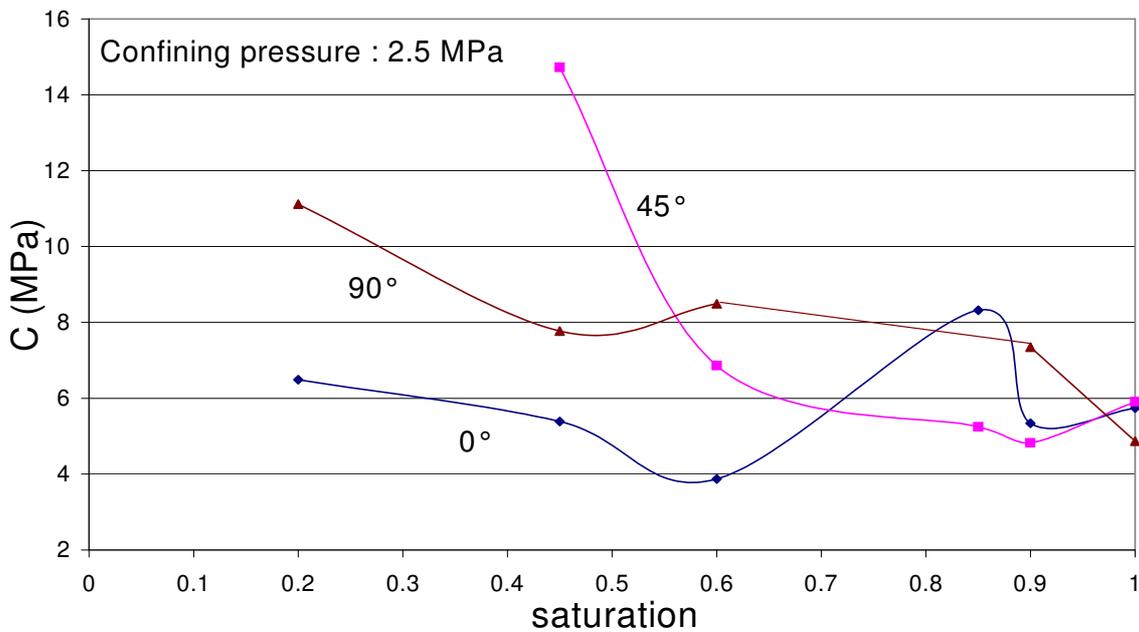


Bild 2.22: Kohäsionswerte aus triaxialen Laborversuchen an Tonstein aus Tournemire unter Berücksichtigung der Anisotropie bei Entsättigung nach Valès et al. (2002)



Umfangreiche laborative Untersuchungen bezüglich der Abhängigkeit der mechanischen Festigkeitseigenschaften des Tonsteins vom Sättigungsgehalt bzw. bei Variation des Wassergehalts sind von *Valès et al. (2002)* durchgeführt worden. Die Ergebnisse in Bild 2.21 und Bild 2.22 zeigen eine eindeutige Abhängigkeit der mechanischen Eigenschaften des Tongesteins von dem Prozess der Entsättigung in Verbindung mit der anisotropen Gefügeausbildung.

In Tabelle 2.1 werden ausgewählte geomechanische Parameterwerte für den Standort Tournemire zusammengestellt.

Parameter (Einheiten)	Matrixparameter	Parameter für die Schichtung
Wassergehalt (%)		1 - 5
Dichte (kg/m ³)		2700
Verformungseigenschaften:		
Elastizitätsmodul (MPa)	E = 27680, E _⊥ = 9270, G _⊥ = 3940	
Poissonzahl ν (-)	ν = 0,17, ν _⊥ = 0,20	
Festigkeitseigenschaften:		
Einaxiale Druckfestigkeit σ _f (MPa)	13,0 – 32,0	
Zugfestigkeit (MPa)	3,6	
Kohäsion c _f (MPa)	6,7 – 10,8	
Restfestigkeit c _r (MPa)	1,4	
Reibungswinkel φ _f (°)	20,0	
Restreibungswinkel φ _r (°)	-	
Dilatanzwinkel ψ (°)	-	
Weitere geotechnische Eigenschaften		
Quelldruck (MPa)	0,5	
Quellhebung (%)	-	
Primäre Porosität (Vol.-%)	6 - 9	
Primäre Permeabilität (m ²)	1*10 ⁻²⁰ - 1*10 ⁻²²	
Primärspannungszustand (in situ-Werte in 250 – 270 m Teufe)		
Vertikalspannung S _v (MPa)	3,8	
Horizontalspannung S _H (MPa)	4,0	
Horizontalspannung S _h (MPa)	2,1	

Tabelle 2.1: Tongesteinsformationen in Frankreich – ausgewählte Materialparameter für Tongestein am Standort Tournemire, *Rejeb et al. (2006)*

(d) Störungszone

Letztendlich ist bei der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens geplanten numerischen Auseinandersetzung mit den Messbefunden der Einfluss der Störungszone auf das Gebirgstragverhalten im betroffenen Gebirgsbereich nicht zu vernachlässigen. So kann die Ausbildung der Auflockerungszone des Gebirges an der Streckenkontur in den Bereichen, die maßgeblich

von der Störungszone beeinflusst sind, deutlich von der in Bild 2.17 dokumentierten Ausprägung der Auflockerungszone abweichen. Eine entsprechende Interpretation der Mess- und Beobachtungsbefunde ist in Bild 2.23 dargestellt. Deutlich erkennbar ist hier der Verlauf der Störungszone durch den First- und Sohlenbereich des Streckenquerschnitts, dessen Lage aus der dreidimensionalen Darstellung der aufgefahrenen Strecken am Standort Tournemire farblich markiert ist. Hier zeigt sich im westlich gelegenen Gebirgsbereich mit der Störungszone eine deutlich größere Ausdehnung des nachweislich von Makrorissen durchzogenen Gebirgsbereiches als im östlich gelegenen Gebirgsbereich, der nicht durch die Störungszone überprägt ist. Daraus folgt bei phänomenologischer Betrachtungsweise, dass die Gebirgsfestigkeit durch die Störungszone herabgesetzt ist und somit die aus der Tunnelauffahrung resultierende Beanspruchung in einem stärkeren Maß die Gebirgsfestigkeit überschreitet und damit entsprechend stärkere makrorissbehaftete Deformationen verursacht, verbunden mit einer weiteren Gefügeauflockerung und Entfestigung. Entsprechende Hinweise auf ein bereits primär stärker zerklüftetes Gebirge in diesem Bereich sind bereits in Bild 2.11 in Form des rot markierten Trennflächengefüges dargestellt.

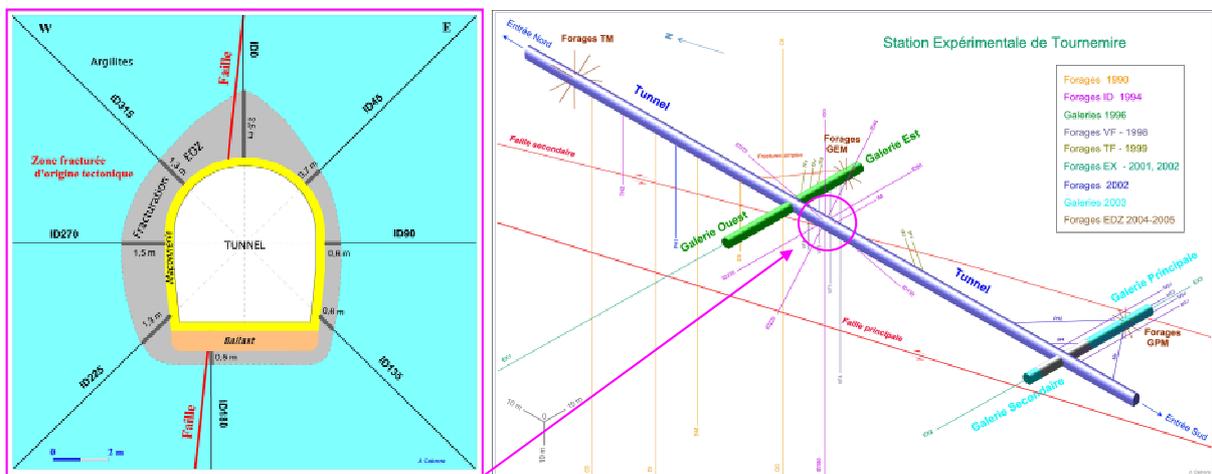


Bild 2.23: Einfluss der Störungszone auf die Ausprägung der Auflockerungszone des Tunnels 1881 nach Rejeb et al. (2006)

2.3.4 Übersicht über die relevanten in situ-Beobachtungen und in situ-Messmethoden in dem Tunnel- und Stollensystem

(a) Tunnel 1881 – Ausprägung der Auflockerungszone (EDZ)

Der 1881 aufgefahrenen Eisenbahntunnel des Tunnel- und Stollensystems Tournemire ist über seine gesamte Länge bis in die heutige Zeit standfest geblieben. Von der Tunnelkontur abgeteufte Kernbohrungen sowie die Auffahrungen des Querstollens 1996 und die dadurch erfolgte Freilegung des Konturnahfeldes des Haupttunnels 1881 haben jedoch ergeben, dass das Tonsteingebirge in unmittelbarer Nähe zur Gebirgskontur, d.h. im Bereich der Kontaktfläche zur Handsteinhinterfüllung des Ausbaus, durch mehr oder weniger konturparallele Risse geprägt ist, also eine Auflockerungszone bzw. Excavation Damaged Zone (EDZ) mit etwa ringförmiger Ausprägung aufweist. Zur quantitativen Bewertung und Kartografierung der Ausdehnung dieser Auflockerungszone sind vor einigen Jahren acht sternförmig angeordnete Kernbohrungen im Tunnel 1881 abseits der Störungszonen abgeteuft und die Reichweiten der dem Tunnelvortrieb zugeschriebenen Rissbildungen/Bruchzonen an den zugehörigen Bohrkernen nach visueller Begutachtung vermessen worden. Die Ergebnisse sind in Bild 2.17 dargestellt.

(b) Querstollen 1996 – Konvergenzmessungen

In ausgewählten Querschnitten in beiden Teilen des Querstollens 1996 sind Konvergenzmessstellen eingerichtet worden. Dazu sind jeweils fünf Messbolzen im Gebirge an bestimmten Positionen der Stollenkontur verankert worden, um entlang von definierten Messstrecken das zeitabhängige Deformationsverhalten des Tournemire-Tongesteins aufzuzeichnen und über Re-Analysen den Ergebnissen rechnerischer Simulationen gegenüberzustellen. Die Längen der Messstrecken in den verschiedenen Messquerschnitten sind über unterschiedliche Zeiträume und in unregelmäßigen zeitlichen Abständen ermittelt worden. Bild 2.24 zeigt zum einen die Anordnung der Messbolzen und der Messstrecken und zum anderen die Lage der 14 Messquerschnitte, von denen sich die meisten im westlichen, von der *secondary fault* beeinflussten Querstollenteil befinden. Der zeitabhängige Deformationsprozess wird insbesondere von den Messungen in den Querschnitten P2 und S2 deutlich erfasst, in welchen die Konvergenzen in einem verlängerten Zeitraum von etwa fünf Jahren gemessen wurden. Der im von der Störungszone weniger beeinflussten Ostteil positionierte Messquerschnitt P2 ist für eine

retrospektive Analyse mit der Zielsetzung einer Validation des Simulationsinstrumentariums somit sehr gut geeignet. Die Ergebnisse der Konvergenzmessungen sind in Bild 2.25 dargestellt.

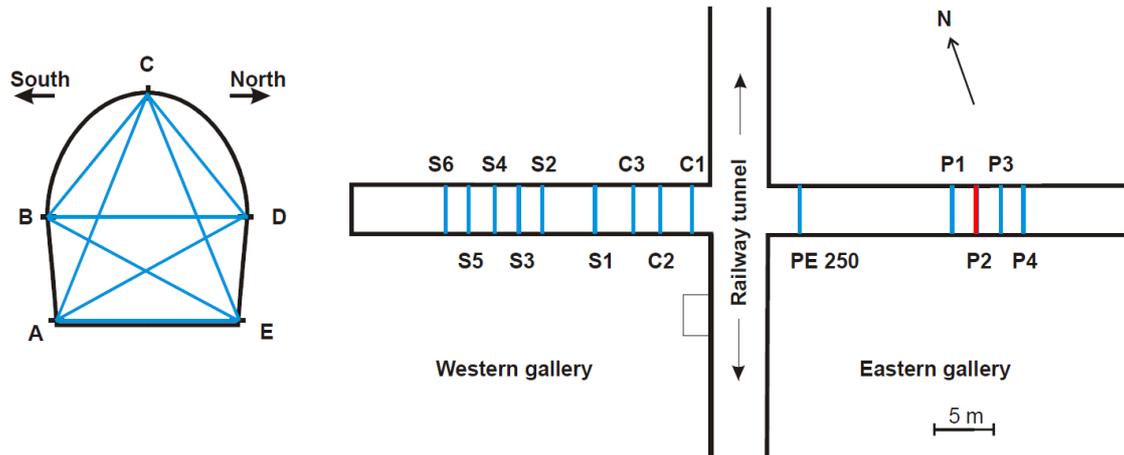


Bild 2.24: Konvergenzmessungen im Querstollen 1996: Bezeichnungen der Messbolzen und Messstrecken in jedem Messquerschnitt (links) sowie Übersicht der Messquerschnitte im Querstollen mit Hervorhebung des zum Vergleich mit Simulationsergebnissen ausgewählten Messquerschnitts P2 (rechts), Armand & Rejeb (2002)

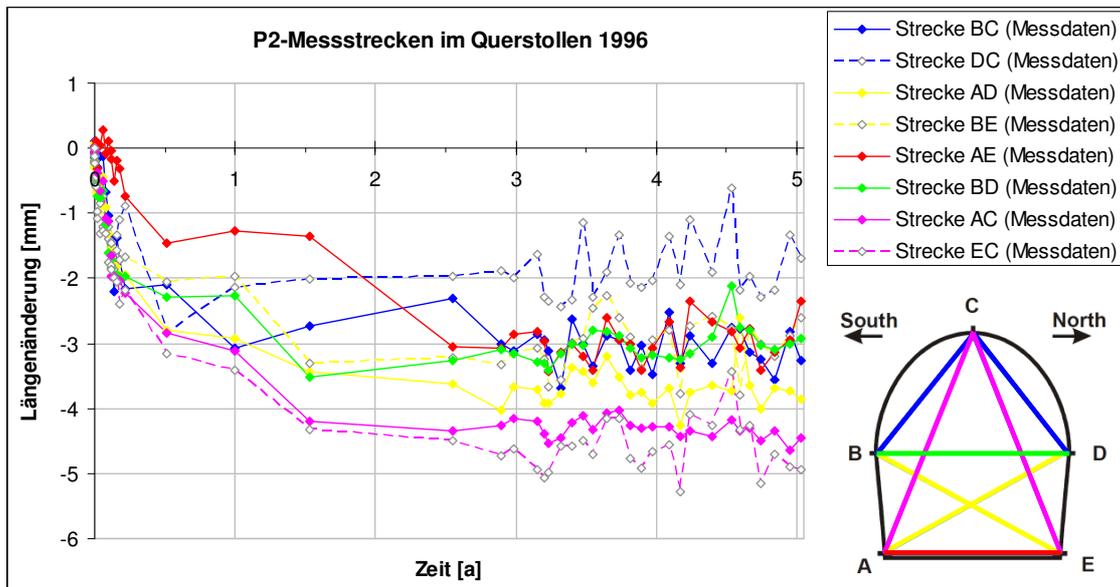


Bild 2.25: Konvergenzmessergebnisse für den Messquerschnitt P2 mit einer Übersicht zur Anordnung der Messstrecken, nach Rejeb (2003)

Die Messergebnisse in Bild 2.25 zeigen deutlich und signifikant zunächst die auffahrbedingte Stollenkonvergenz, dann aber auch eine Weiterentwicklung der Konvergenz selbst nach mehr als einem Jahr nach Beendigung des Vortriebs. Bei genereller Interpretation der Messbefunde entsteht insbesondere der Eindruck einer Ausbildung zunächst einer Phase transienter Deformationen mit degressivem Verlauf über einen etwa zweijährigen Zeitraum, gefolgt von einer Phase stagnierender oder zumindest deutlich verminderter, vielleicht stationärer Deformationsraten. Hinsichtlich der Intensität der Verformungen können verstärkte Konvergenzen bei den jeweilig in einem Eckbereich fixierten Messstreckenpaaren EC/AC und AD/BE beobachtet werden. Hingegen weisen die verringerten Deformationen bei der horizontalen Messstrecke BD zwischen den Stoßbereichen auf eine verminderte Konvergenz in horizontaler Richtung hin. Symmetrisch angeordnete Messstreckenpaare liefern dabei trotz einer annähernd horizontalen Schichtflächenorientierung nicht unbedingt gleiche Messergebnisse, wie insbesondere am Messstreckenpaar BC/DC beobachtet werden kann.

Unter Berücksichtigung des in der Querschnittsebene nahezu isotropen Primärspannungszustandes ergibt sich also entsprechend den grundsätzlichen Erwartungen eine geringere Deformabilität und damit eine erhöhte Materialsteifigkeit in horizontaler, schichtungparalleler Richtung als in vertikaler und damit schichtungsnormaler Richtung ($E_{V\parallel} > E_{V\perp}$). Insgesamt können die gemessenen Konvergenzen somit als ein Anzeichen für ein transversal isotropes Verformungsverhalten des Tonsteingebirges der Lokation Tournemire interpretiert werden.

(c) Querstollen 2003 – Mine-by-Test

Für eine zeitlich kontinuierliche Erfassung von Gebirgsdeformationen und von Porenwasserdrücken während eines Stollenvortriebs wurde im Jahr 2003 in einem tektonisch weitgehend ungestörten Bereich des Gebirges ein sogenannter Mine-by-Test durchgeführt. Bei einem derartigen Feldversuch werden vor Auffahrung des relevanten Hohlraumes ausgehend von bestehenden Strecken Bohrlöcher in die umliegenden Gebirgsbereiche abgeteuft und mit geeigneten Messapparaturen ausgestattet. In diesem Fall sind Mehrfachextensometer zur Deformationsmessung und Packersysteme zur Porenwasserdruckmessung vorgesehen worden. Die Messungen der Gebirgsreaktionen werden dann während des gesamten Vortriebszeitraumes und ggf. darüber hinaus durchgeführt und die entsprechenden Messwerte aufgezeichnet. Bild 2.26 zeigt eine schematische Ansicht aller mit dem Mine-by-Test verbundenen Hohlräume des

Tunnelsystems Tournemire, welche neben dem Haupttunnel 1881 in hellblau, dem neu aufzufahrenden Querstollen 2003 in türkis und den Bohrlöchern für die genannten Messungen (M4 und M5 in grün für Deformationsmessungen sowie PH2 in dunkelblau für Porenwasserdruckmessungen) auch noch Bohrlöcher für seismische Messungen (MS1 bis MS4 in lila) und vorab zur Positionsbestimmung abgeteufte weitere Bohrlöcher (EX2 und EX3 in braun) umfassen.

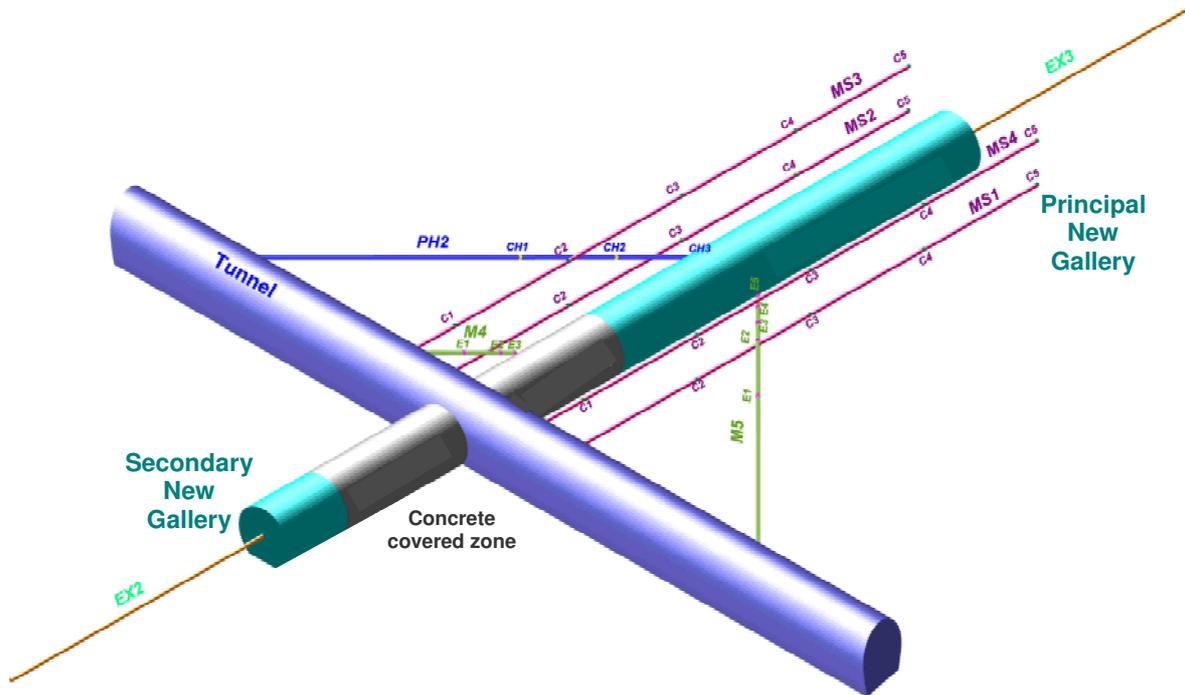


Bild 2.26: Streckensystem Tournemire inklusive Bohrlöcher in Höhe des Stollens 2003, Rejeb et al. (2007)

Der Durchmesser des abgesehen von der ebenen Sohle kreisförmig profilierten Querstollens beträgt etwa 5 m und die Länge seines Hauptteils („principal new gallery“ oder „principal gallery“) 40 m. Die Bohrlöcher M4 und M5 liegen mit ihren Mündern etwa 8 m nördlich bzw. 25 m südlich des Stolleneingangs und sind horizontal unter einem Winkel von 45° in Richtung des Stollens 2003 ins Gebirge vorgetrieben worden. Das Bohrlochtieftste befindet sich jeweils 1 m von der Stollenkontur entfernt, so dass die Bohrlöcher eine Länge von etwa 10 m bzw. von etwa 35 m besitzen.

Die zur Messung der Gebirgsdeformationen eingesetzten Mehrfachextensometer umfassen jeweils mehrere Extensometerstangen unterschiedlicher Länge, welche von einem gemeinsamen Anfang am Bohrlochmund im Haupttunnel, dem Extensometer(-mess-)kopf, bis hin zu

ihren jeweiligen Verankerungspunkten im Bohrloch führen. Gemessen werden am Bohrlochmund über elektromagnetisch induzierte Stromstärkenänderungen die Stangenverschiebungen gegenüber der an der Tunnelkontur befestigten Kopfplatte. Unter der Annahme einer im Messzeitraum unverschieblichen Tunnelkontur im Haupttunnel abseits des Mündungsbereiches des Querstollens werden mit diesem Verfahren die bohrlochaxialen Gebirgsdeformationen im Bereich der in unterschiedlichen Positionen verankerten Extensometerstangen erfasst. Vortriebsinduzierte Veränderungen der bohrlochaxialen Richtung werden dabei nicht erfasst. In diesem konkreten Fall sind die Bohrlöcher M4 und M5 mit Drei- bzw. Fünffachextensometern mit den Stangenbezeichnungen E1 bis E3 bzw. E1 bis E5 bestückt worden, Bild 2.26. Die Anordnung der Bohrlöcher ermöglicht dabei die Beobachtung der mechanischen Gebirgsreaktion auf den Streckenvortrieb in Abhängigkeit von der Distanz des jeweiligen Extensometerstangen-Verankerungspunktes zur Kontur des aufzufahrenden Querstollens 2003. Diese Distanzen betragen beispielsweise bei dem Bohrloch M5 für die Extensometerstangen E1-E5 10 m , 5 m , $3,5\text{ m}$, 2 m und 1 m . Des Weiteren wurden die unterschiedlichen Positionen der beiden Bohrlöcher M4 und M5 und die jeweiligen Verankerungspositionen der zugehörigen Extensometer mit Blick auf den Vergleich der Ausbauarten (Beton, Metallbögen) gewählt. Das Bohrloch M4 befindet sich in der Nähe des auf den ersten 10 m mit Beton ausgebauten Stollenbereiches, während die Extensometerverankerungspunkte des Bohrlochs M5 auf Höhe der lediglich mit Metallbögen gesicherten und somit quasi nicht ausgebauten Stollenbereiche fixiert wurden, so dass folglich die Deformationsmessergebnisse der M5-Extensometer zur Validierung des auf das Stoffmodell bezogenen Simulationsinstrumentariums herangezogen werden können.

Die Auffahrung des Stollens 2003 dauerte aufgrund von Zwischenfällen mit der Vortriebsmaschine über zwei Monate, *Rejeb (2006)*. Der Messzeitraum der Extensometer erstreckte sich mit einer mehrmonatigen Vorlaufzeit, dem Auffahrungszeitraum sowie einer Nachlaufzeit von zwei Jahren und acht Monaten auf insgesamt über drei Jahre, *Rejeb et al. (2008)*.

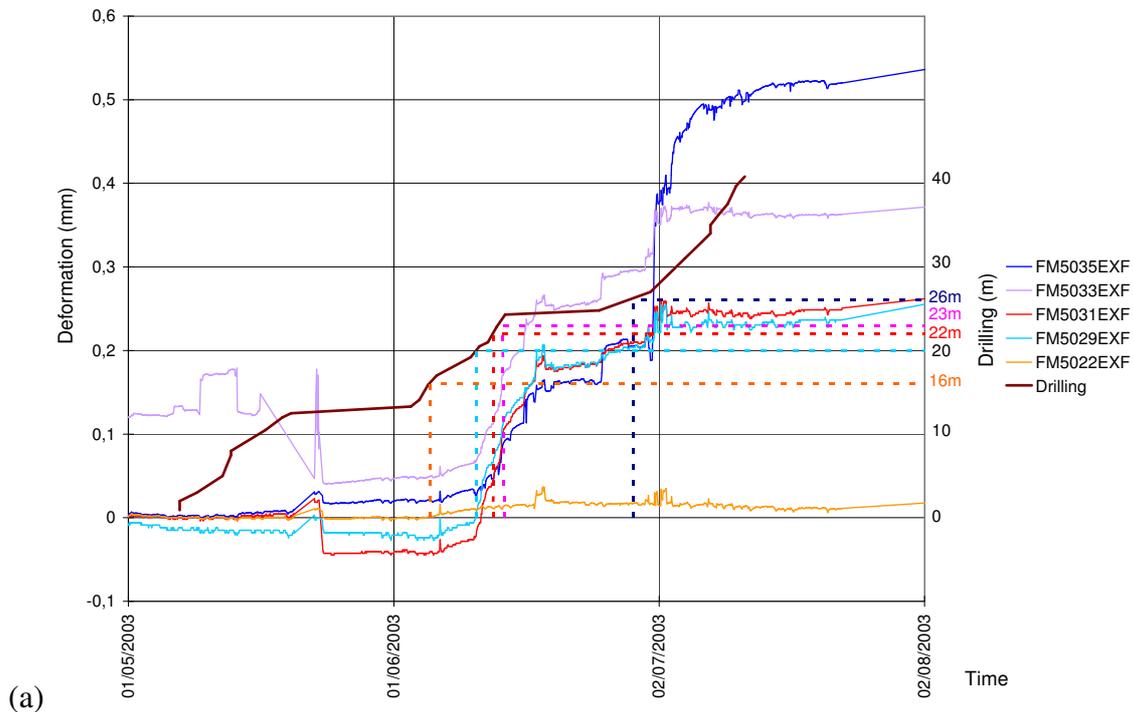
Bild 2.27 zeigt den Status des Stollenvortriebs anhand der braunen Kurve sowie die Deformationsmessergebnisse des Extensometers des Bohrlochs M5 aus *Rejeb et al. (2007)* für den Zeitraum der Auffahrung sowie für einen längeren Zeitraum inklusive einer Nachlaufzeit von etwa 590 Tagen, wobei die einzelnen Extensometerstangen in den vorliegenden Legenden über die Abstände ihrer Verankerungspunkte zum Bohrlochmund an der Haupttunnelkontur codiert sind. Erkennbar sind hier erwartungsgemäß zum einen erhöhte Deformationsraten an



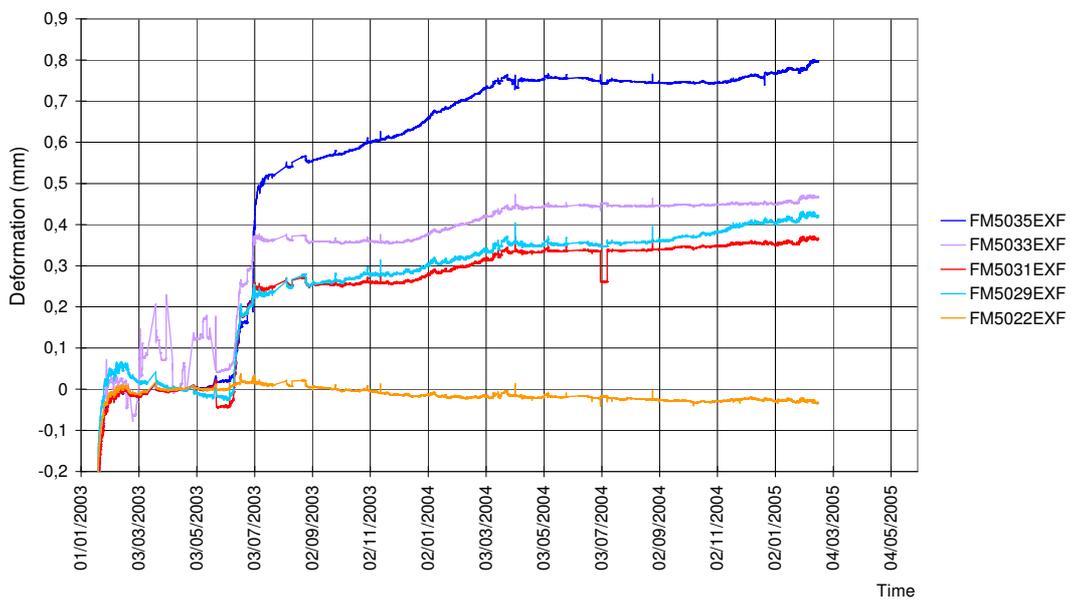
allen fünf Messaufnehmern zu dem oder kurz nach dem Zeitpunkt des Vorbeilaufens der Vortriebsfront am jeweiligen Verankerungspunkt, verdeutlicht durch die gestrichelten Linien, und zum anderen eine räumliche Abhängigkeit der Gebirgsdeformationen, welche sich im Stollennahfeld (Extensometer E5 und E4 mit Abständen von 1 m bzw. 2 m zur Stollenkontur) in starken Unterschieden in den Messwerten und im Stollenfernfeld (Extensometer E1 mit einem Abstand von 10 m zur Stollenkontur) durch äußerst geringe Zahlenwerte für die Deformationen bemerkbar macht und somit den theoretischen Erwartungen für ein kompaktes massiges Gebirge im Grundsatz entsprechen. Wichtiger im Hinblick auf die Validierung des an der TUC entwickelten und eingesetzten Stoffmodells zur Charakterisierung des zeitabhängigen Verhaltens von Tonstein sind jedoch die auch hier analog zu Bild 2.25 zu beobachtenden zeitlichen Abhängigkeiten der Gebirgsdeformationen in den Zeiträumen zwischen den Vortriebschritten – und hier insbesondere während der zwischenfallsbedingten Pausen – sowie nach vollständiger Auffahrung des Querstollens 2003. Auch aus diesen Deformationsmessdaten können wie auch schon aus den Konvergenzmessdaten des Stollens 1996 Anzeichen für eine auffahrungsnah transiente und eine länger andauernde stationäre Deformationsphase ersehen werden. Dabei bieten die Deformationsmessdaten aus Bild 2.27(b) unter dem Ansatz einer phänomenologischen Modellierung und Interpretation des Deformationsverhaltens jedoch einen gewissen Spielraum hinsichtlich der Festlegung der beiden Deformationsphasen. Möglich wären folgende Alternativen:

- Die transiente Phase kommt schon wenige Tage nach dem technischen Eingriff in das Gebirge zum Erliegen. Die stationäre Phase muss dann für längerzeitige Parameterableitungen bzw. Simulationen als von saisonalen Variationen (z.B. Schwankungen in der Luftfeuchtigkeit/im Sättigungsgrad und in der Temperatur) abhängig modelliert werden.
- Die tendenziell abnehmenden Deformationsraten konvergieren langfristig gegen 0, so dass die Messkurven insgesamt lediglich transiente Deformationen zeigen. Nach Ablauf der transienten Phase treten somit keine stationären Verformungen mehr auf. Die transienten Gebirgsdeformationen entsprechen damit auch den viskosen Gesamtverformungen, die dann in ihrem Verlauf bis zum Erreichen eines (abgeschätzten) Deformations-Endzustandes außerhalb des Messzeitraumes zu definieren wären.

Im Rahmen der Ableitung der *Lubby2*-Parameter in Abschnitt 6 ist beiden Interpretationsmöglichkeiten für die transiente Deformationsphase nachgegangen worden.



(a)



(b)

Bild 2.27: Mine-by-Test: Deformationsmessergebnisse des M5-Extensometers mit E1 („FM5022EXF“, gelb), E2 („FM5029EXF“, türkis), E3 („FM5031EXF“, rot), E4 („FM5033EXF“, violett) und E5 („FM5035EXF“, blau), Rejeb et al. (2007), (a) während des Streckenvortriebs und (b) über einen Zeitraum von zwei Jahren





3 Bohrkernbeschaffungskampagne

3.1 Planung und Durchführung

In Abschnitt 1 ist bereits darauf hingewiesen worden, dass dem Unterzeichnenden angetragen worden ist, im Rahmen einer neuen Phase des DECOVALEX-Projektes mitzuarbeiten. Eine zu Beginn der Arbeiten angedachte Möglichkeit zur Einbindung in das Nachfolgeprogramm des Teilprojektes „Task C“ (Excavation Damaged Zone (EDZ) in the argillaceous Tournemire site) musste leider verworfen werden, da die Arbeiten im Rahmen der zu dem Zeitpunkt aktuellen Phase „DECOVALEX-THMC“ des DECOVALEX-Projektes mit dem Ende des Jahres 2007 ausliefen und auch in der Folgephase „DECOVALEX-2011“ keine weiterführenden Untersuchungen am Standort Tournemire vorgesehen gewesen sind. Die weitere Zusammenarbeit mit den IRSN-Fachkollegen ist daraufhin im Rahmen eines *Cooperation Agreements* formal vereinbart worden. Von Seiten des IRSN ist ein Austausch von in situ-Messbefunden zum Streckentragverhalten sowie die Möglichkeit zur Bohrlochvermessung und Bohrkernentnahme vorgesehen worden. Im Gegenzug verpflichtete sich der Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik zur Durchführung und Dokumentation von laborativen Untersuchungen zum Festigkeits- und Deformationsverhalten von Tongestein der Lokation Tournemire. Weiterhin sind im Rahmen der Vereinbarung umfangreiche numerische Simulationen mit dem in vorhergehenden Forschungsarbeiten speziell auf Tongestein erweiterten und entsprechend lokationsspezifisch angepassten Simulationsinstrumentarium vorgesehen. Die hier erzielten Forschungsergebnisse aus internationaler Zusammenarbeit können unmittelbar auf ein sehr gut dokumentiertes Feldprojekt im Tonsteingebirge mit Daten zu geologischer Struktur, mechanischen und hydraulischen Eigenschaften, Deformationen und konturnahen Rissbildungen (zeitabhängige Entwicklung der Excavation Damaged Zone (EDZ)) angewandt werden.

Die Bearbeitung dieser Fragestellung schließt somit inhaltlich konsequent an das vor diesem Hintergrund bearbeitete Forschungsvorhaben 02E9632 an. Entsprechend der getroffenen Vereinbarung mit dem IRSN ist im September 2007 eine Bohrkernentnahme in Tournemire realisiert worden. Die Ergebnisse der laborativen Untersuchungen werden in Abschnitt 5 dokumentiert.

3.2 Konservierung

Für die Untersuchung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften von Fest- und Lockergesteinen werden Laborversuche insbesondere an zylindrischen Prüfkörpern durchgeführt. Die dazu erforderlichen Proben werden aus dem in situ anstehenden Gebirge insbesondere bei Festgesteinen mittels Kernbohrungen gewonnen.

Um daher zu gewährleisten, dass das in Laborversuchen ermittelte Materialverhalten das in situ anstehende Gestein in seinen jeweilig untersuchten Eigenschaften hinreichend repräsentativ charakterisiert, müssen die Bohrkern nach Entnahme aus dem Gebirgsverband und vor Durchführung der Versuche zum Schutz gegen (nachhaltige) Porenwasserdruckänderung/Entfestigung/Austrocknung entsprechend gelagert werden. Üblicherweise wird das in dieser Hinsicht sensitive Bohrkernmaterial (vornehmlich Tone, Tongesteine) zum Schutz gegen Austrocknung oder die Aufnahme von Feuchtigkeit aus der Umgebungsluft in Plastik- oder besser Alufolie verschweißt und unter klimatisch geeigneten Umgebungsbedingungen zwischengelagert.

Bild 3.1 zeigt analog zu Bild 2.3 exemplarisch einen Bohrkern nach kurzer Lagerungsdauer im Vergleich mit einem ca. 6 Monate alten Tongesteins-Bohrkern, die beide entsprechend der

Zwischenlagerung in Holzkiste und Plastikfolie



Nach Entnahme aus Kernkiste nach kurzer Lagerung (6 Wochen)



6 Monate später
(ca. 40 – 60% nicht untersucht bzw. Untersuchung nicht möglich)

Bild 3.1: Erhalt der Qualität des Bohrkernmaterials

üblichen Vorgehensweise in Plastikfolie verschweißt über diese Zeiträume in Holzkisten zwischengelagert worden sind. Der Entfestigungsprozess auf den parallel zur Bohrkernachse orientierten Schichtflächen ist bei dem über 6 Monate zwischengelagerten Prüfkörper bereits so weit fortgeschritten, dass die Schädigungen visuell deutlich erkennbar und das Bohrkernmaterial daher als Prüfkörpermaterial für mechanisch-hydraulische Untersuchungen unbrauchbar geworden ist. Gesteine, die darüber hinaus unter Porenwasserdruck stehen, zeigen ungeachtet der klimatisierten und gegen Feuchtigkeitsverlust oder Feuchtigkeitszutritt geschützten Zwischenlagerung eine mit der Lagerungsdauer zunehmende Veränderung ihrer mechanischen Eigenschaften (Gefügeentfestigung).

Eine weitere Ursache neben der teilsättigungsbedingten Schrumpfrissbildung könnte unter diesen Bedingungen darin bestehen, dass entsprechend der in Bild 3.2 gezeigten Skizze nach Entnahme des Bohrkernmaterials aus dem Gebirgsverband der Porenwasserdruck im Porenraum des Gesteins weiterhin aufgrund der geringen hydraulischen Leitfähigkeit wirksam ist, während die der Entnahmelokation entsprechenden und von außen auf das Bohrkerngestein eingewirkt habenden mechanischen Gebirgsspannungen und hydraulischen Drücke auf das Niveau des atmosphärischen Luftdruckes abgesenkt sind.

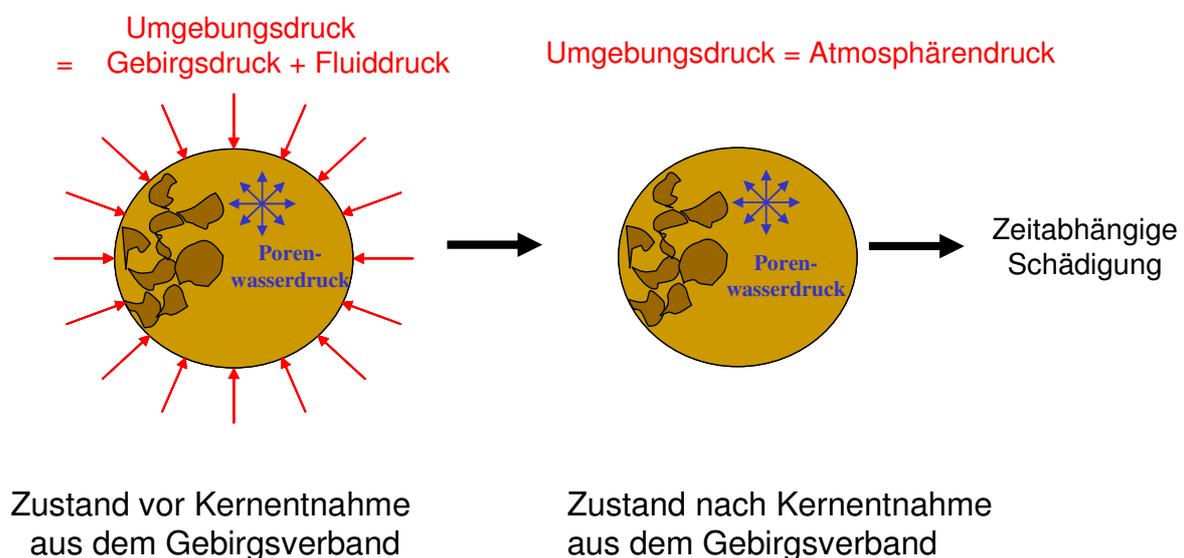


Bild 3.2: Entfestigungsprozess – mögliche Ursachen

In der Folge entstehen innerhalb der Gesteinsstruktur des Prüfkörpers in Richtung Prüfkörperoberfläche zunehmende, tangential orientierte Zugspannungen, die je nach Gesteinsgefüge mit zunehmender Zwischenlagerungsdauer zu einer mehr oder weniger stark ausgeprägten

Veränderung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften der Gesteinsmatrix führen können (Mikrorissbildung, Entfestigung). Allerdings könnte der Porenwasserdruck durch die elastische Volumenvergrößerung der Gesteinsmatrix infolge Entspannung nach der Entnahme aus dem Gebirgsverband auch weitgehend reduziert sein, so dass nur die Schrumpfrissbildung als Mechanismus verbleibt.

Aus diesen Prozessen insgesamt können phänomenologisch abhängig von der Zwischenlagerungsdauer folgende Eigenschaftsänderungen auftreten:

- eine Zunahme der Scherfestigkeit des Gesteins (Erhöhung der Effektivspannung durch Reduktion des Porenwasserdruckes bzw. Entsättigung (Aufbau einer Saugspannung)),
- eine zunehmende Schädigung bzw. Zerstörung des Gesteinsgefüges durch die in der Matrix wirkende Differenz zwischen Porenwasserdruck und dem auf Atmosphärenniveau abgesenkten Umgebungsdruck, welche sich in der Ausbildung von Mikrofissuren und Rissen im Gestein zeigt, sowie
- eine zunehmende Zerstörung des Gesteinsgefüges durch weitere Entsättigung mit der Folge von Schrumpfrissbildung (zunehmende Saugspannung).

Eine nachweislich erfolgreiche Methode zur Vermeidung der vorstehend skizzierten Alterungseffekte ist die Zwischenlagerung der Bohrkerns unmittelbar nach ihrer Entnahme aus dem Gebirgsverband in speziellen Probenlagerungsbehältern (Druckzellen).

Der in Bild 3.3 gezeigte Probenlagerungsbehälter der TUC gewährleistet einerseits den Schutz der Prüfkörper gegen Austrocknung bzw. Wasser-/Feuchtigkeitszutritt und ermöglicht andererseits die Vorgabe und Konstanthaltung eines dem Gebirgsspannungszustand bzw. mindestens dem Porenwasserdruck der Entnahmelokation entsprechenden isostatischen Spannungszustandes. Er besteht aus einem zylindrischen Druckbehälter, dessen stirnseitige Endflächen durch eine obere und untere Deckelplatte druckdicht verschlossen werden.

Bild 3.4 gibt einen Eindruck von der Einbaufolge: Nach der Entnahme der Bohrkerns aus dem Kernbohrgerät werden mit einer Gesteinssäge Teilstücke definierter Länge (Rohlinge) hergestellt, in Folie verschweißt und mit einer Gummimanschette ummantelt. Anschließend werden kopf- und fußseitig je ein Druckstück auf die Stirnflächen der Rohlinge aufgesetzt. Die Arretierung der Druckstücke mit der Gummimanschette erfolgt durch Metallschellen oder einen



Bild 3.3: Zwischenlagerungssysteme für Tongestein

Zugdraht, der die Gummimanschette mit den Druckstücken form- und kraftschlüssig verbindet. Anschließend erfolgt der Einbau der ummantelten Rohlinge in den mit der Bodenplatte verschraubten Lagerungsbehälter. Das untere Druckstück greift dabei formschlüssig in die Bodenplatte. Durch Aufsetzen der oberen Deckelplatte wird der Rohling im Lagerungsbehälter zentriert. Die Aufgabe des allseitigen Druckes erfolgt durch eine Befüllung des Ringraumes zwischen Gummiummantelung und Innenwandung des Lagerungsbehälters mit Hydrauliköl. Über die in den kopf- und fußseitigen Druckstücken eingelassenen Bohrungen ist gewährleistet, dass das Hydrauliköl auch in den Bereich zwischen Deckel- bzw. Bodenplatte und die stirnseitigen Druckstücke eindringen kann. Die Befüllung des Probenlagerungsbehälters mit Hydrauliköl ist beendet, wenn über die Entlüftungsbohrung in der Deckelplatte Hydrauliköl austritt (Vermeidung von Luftblasen im Druckraum). Nach vollständiger Befüllung und Entlüftung wird der Druck im Lagerungsbehälter mittels Hydraulikpumpe auf den gewünschten Wert eingestellt. Über in den Hydraulikkreislauf eingebundene Membranspeicher und Überdruckventile wird gewährleistet, dass der jeweils vorgegebene Druck weitgehend unabhängig von Temperaturschwankungen über die Lagerungsdauer konstant gehalten wird. Wesentliches Kennzeichen der vorstehend beschriebenen Probenlagerung ist, dass durch die

konstruktive Ausführung von Druckstücken und Deckel- bzw. Bodenplatte der Hydraulikdruck allseitig, d.h. sowohl radial als auch axial auf den Rohling wirkt.



Bild 3.4: Einbau von Gesteinsbohrkernen in Lagerungsbehälter

Auf der Grundlage bisher durchgeführter Untersuchungen an Tongesteinen kann bzgl. der Auswirkungen der Druckbehälterzwischenlagerung gegenüber einer konventionellen Zwischenlagerung mit in Folie verschweißtem Bohrkernmaterial in Holzkisten unter atmosphärischen Druckbedingungen folgender Sachverhalt festgehalten werden:

- Bei konventioneller Zwischenlagerung wird mit zunehmender Zwischenlagerungsdauer entweder ein sogenanntes Disking beobachtet, d.h. die zunächst bei der Einlagerung kompakten Bohrkernstücke zerfallen mit zunehmender Lagerungszeit in einzelne Gesteins-

scheiben von wenigen Zentimetern Länge (*bedding* senkrecht zur Bohrkernachse), oder es zeigt sich entsprechend Bild 3.1 eine makroskopisch sichtbare Gefügeschädigung des Bohrkernmaterials durch die Ausbildung achsparalleler Risse (*bedding* parallel zur Bohrkernachse). Analoge Beobachtungen konnten bei den in Druckbehältern zwischengelagerten Bohrkernen/Bohrkernstücken bisher nicht beobachtet werden → *Die Druckbehälter bewirken zumindest visuell den Erhalt der Gesteinsqualität.*

- Die bisher an Tongesteinen gleicher Entnahmelokation und Lagerungsdauer durchgeführten Vergleichsuntersuchungen zur Kompressionsbruchfestigkeit zeigen abhängig von der Zwischenlagerungsart (folienverschweißte Zwischenlagerung unter Atmosphärendruck bzw. Zwischenlagerung im Druckbehälter) signifikante Unterschiede in den laborativ ermittelten Deformations- und Festigkeitseigenschaften, Bild 3.5 und Bild 3.6.

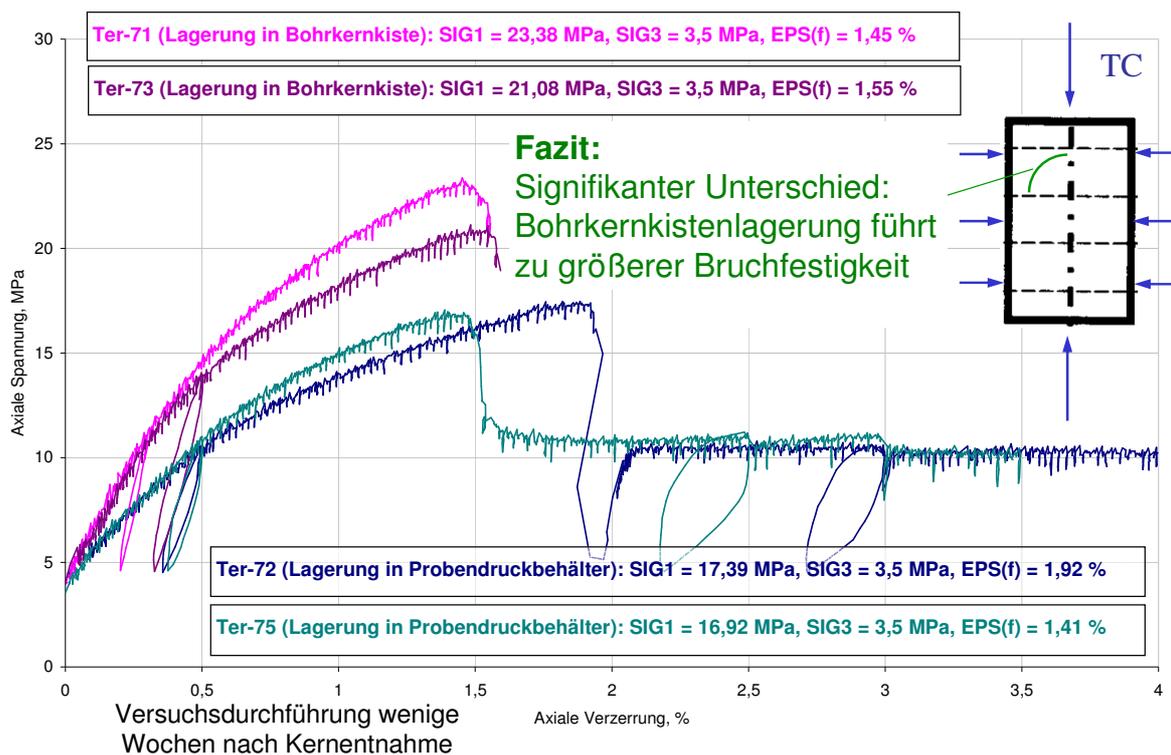


Bild 3.5: Einfluss unterschiedlicher Zwischenlagerung auf das Materialverhalten

Gemäß der Darstellung in Bild 3.5 führt die Druckbehälterzwischenlagerung nicht zu der bei folienverschweißter Zwischenlagerung unter Atmosphärendruck beobachteten Verfestigung des Materials infolge mäßiger Entsättigung. Offensichtlich bleiben die hydraulischen Eigenschaften bei Druckbehälterzwischenlagerung über die Zeit der Zwischenlagerung erhalten, so

dass die Druckbehälter eine *Reproduzierbarkeit der Versuchsbefunde auch nach längerer Zwischenlagerung* bewirken. Entsprechend Bild 3.6 resultiert hieraus auch eine von den bisherigen Ansätzen (schwarze Linie) deutlich abweichende Einschätzung des Festigkeitsverhaltens, gekennzeichnet durch keine Festigkeitszunahme bei Zunahme des Manteldrucks – ein deutlicher Hinweis auf die Ausbildung eines Porenwasserüberdruckes auch bei Tongestein (und damit nicht nur bei plastischen Tonen), der aber mit der anfangs bestehenden Prüfmaschinenausstattung noch nicht gemessen werden konnte.

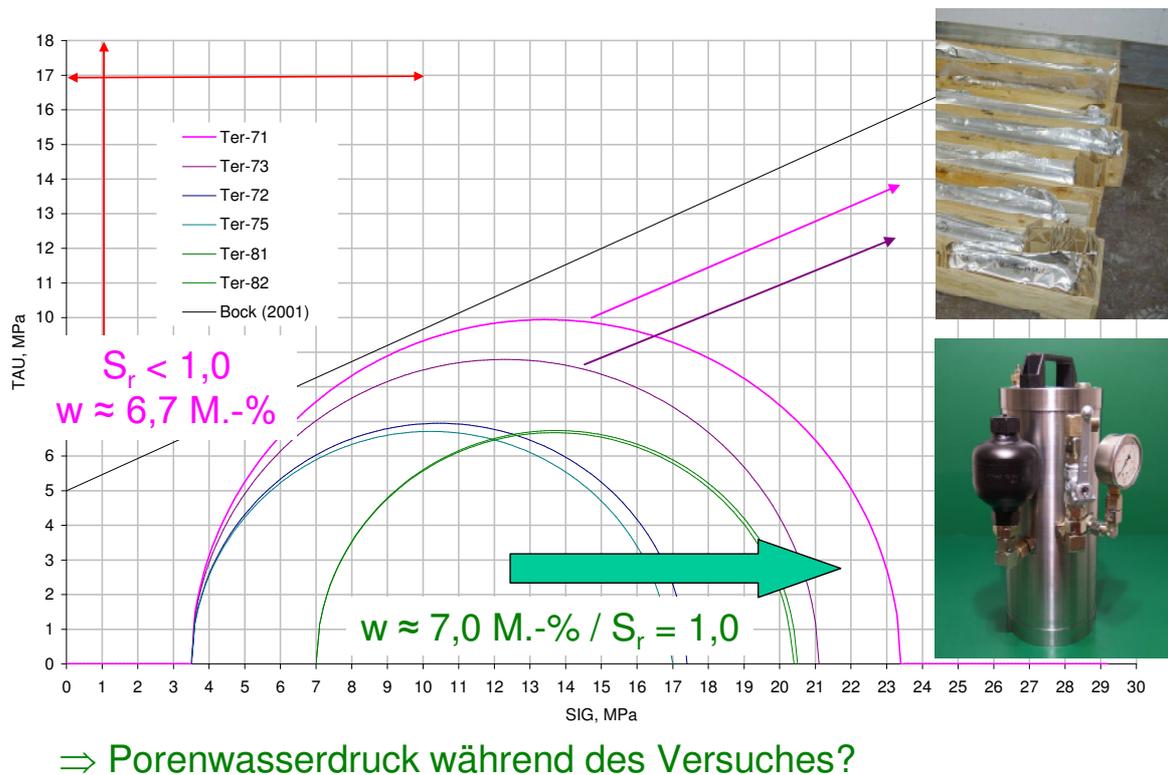


Bild 3.6: Interpretation der Untersuchungsbefunde – Porenwasserdruck?

An einer Erweiterung der Prüfanlagen um eine Vorrichtung zur Online-Messung des Porenwasserüberdruckes ist daher im Rahmen dieses Vorhabens gearbeitet worden. Dabei wird erstmalig die Möglichkeit in Betracht gezogen, den Porenwasserdruck in Form eines „back pressure“ an der Unterseite des Prüfkörpers während der Versuchsdurchführung zu messen bzw. zu regulieren. Die Herstellung eines hydraulischen Kontakts bedingt somit allerdings eine künstliche Resättigung des Prüfkörpers vor Versuchsdurchführung. Um die Belegungszeiten für die verwendeten Prüfstände möglichst gering zu halten, sind die vorstehend beschriebenen Zwischenlagerungsbehälter eigens für die Resättigung optimiert worden. Hierzu ist ein weiterer hydraulischer Kreislauf mit Blasenspeicher und Druckmanometer verwendet



worden, der einen kontinuierlichen Aufsättigungsprozess von unten nach oben sicherstellen soll. Entsprechende laborative Untersuchungen werden im Abschnitt 5 vorgestellt.





4 Bohrlochmessungen und Bohrlochbeobachtungen

4.1 Vermessung und Observation von Bohrlöchern

4.1.1 Anforderungen an ein Bohrlachmessinstrumentarium

Zwei der Aufgabenstellungen im Rahmen dieses Vorhabens sind die Videoobservation des Tragverhaltens von Bohrlöchern sowie die messtechnische Ermittlung der Konturdeformationen von Bohrlöchern in zwei unterschiedlichen Tongesteinsformationen an den Standorten der Untertagelabore Tournemire (URL Tournemire) und Mont Terri (URL Mont Terri). Die Entwicklung des Tragverhaltens und des Deformationsverhaltens innerhalb eines Bohrlochs ist grundsätzlich abhängig von den lokalen mechanischen und hydraulischen Eigenschaften, dem Primärspannungszustand und der Dauer des Beobachtungszeitraums. Messtechnisch erfassbar und somit messbar im Bohrloch sind Veränderungen der Kontur des Bohrlochs. Diese Konturveränderungen können zum einen durch insbesondere langfristig auftretende bruchlose Deformationen des Gebirges (Kriechen) hervorgerufen werden und zum anderen bei entsprechender Überbeanspruchung des Gebirgstragvermögens aus Auflockerungen, Abplatzungen oder Ausbrüchen des konturnahen Gebirges resultieren. Kurzfristig eintretende Deformationen als Reaktion des Gebirges auf die Bohrlochauffahrung können nicht erfasst werden. Außerdem ist zu berücksichtigen, dass durch das Abteufen der Bohrlöcher im Trockenbohrverfahren die konturnahen Gebirgsverhältnisse vorübergehend geändert werden (Wärmeentwicklung, Austrocknung).

Grundsätzlich ist zu beachten, dass in einer Tongesteinsformation je nach Orientierung des Bohrlochs zum Schichtflächeneinfallen und zu den vorliegenden Hauptspannungsrichtungen des primären oder sekundären Gebirgsspannungszustandes sowohl ein Versagen der Gesteinsmatrix wie auch ein Versagen des Gesteins in den Schichtflächen für Konturschädigungen und die daraus resultierenden Veränderungen von Durchmesser und Form des Bohrlochs verantwortlich sein können. Weiter können, insbesondere in einem durch Schichtflächen geprägten Tongestein, Austrocknungs- und Aufsättigungseffekte einen großen Einfluss auf die Veränderung der Bohrlochkontur haben. In Abhängigkeit davon, welche Mechanismen die Konturveränderungen hervorrufen, ergibt sich demnach eine große Varianz der zu erwartenden Bohrlochkonturveränderungen. Daraus resultieren gegensätzliche Anforderungen an das einzusetzende Messinstrumentarium. So ist für ein Tragwerk im Größenordnungsbereich eines Bohrlochs bei eher standfesten Verhältnissen zur Erfassung von relativ geringen Defor-

mationen hinsichtlich der Messtechnik eine besondere Präzision erforderlich, während andererseits Abplatzungen und Ausbrüche und damit verbunden eher große und auch sehr unregelmäßige Deformationen eine gewisse Robustheit und Flexibilität des Messinstrumentes erfordern. Erschwerend kommt hinzu, dass sich innerhalb eines Bohrlochs abschnittsweise sowohl standfeste wie auch nachgiebig bis bruchhafte Konturverhältnisse ergeben können.

4.1.2 Zum Stand der Technik bezüglich der Bohrlochdeformationsbeobachtung (Bohrlochvermessung und Bohrlochobservation)

Zur visuellen Beobachtung und zur messtechnischen Erfassung des Bohrlochdeformationsverhaltens sind unterschiedliche Verfahren bekannt. Bild 4.1 gibt zunächst einen Überblick über die im Folgenden beschriebenen Messverfahren.

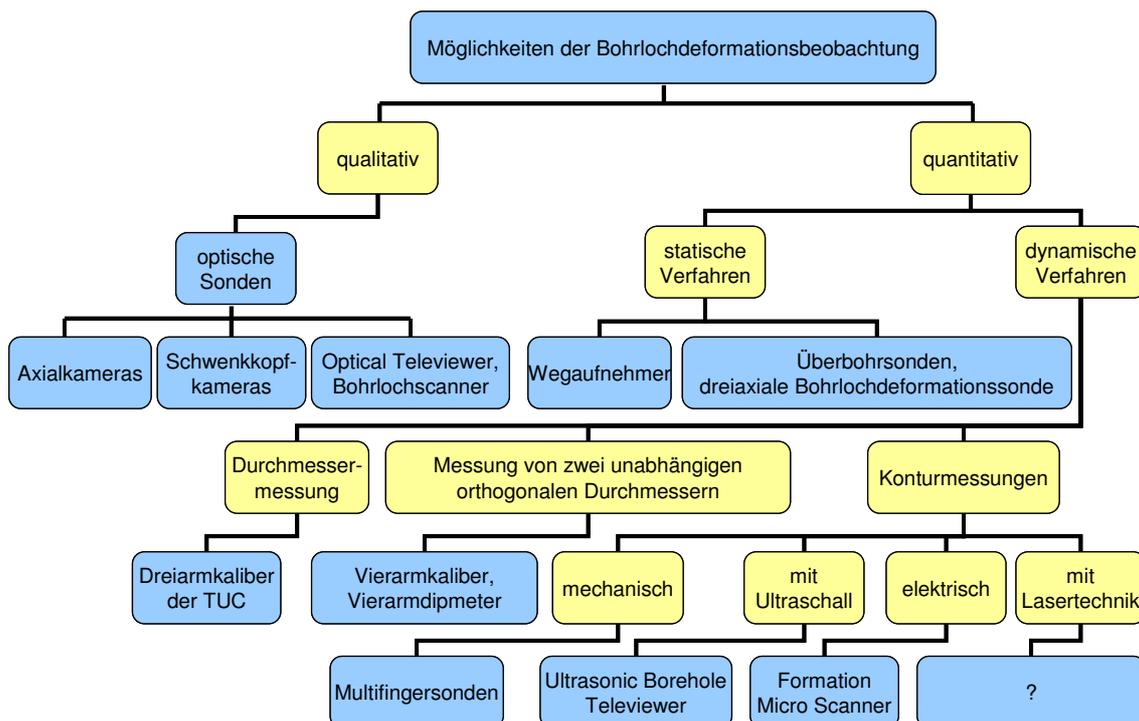


Bild 4.1: Übersicht zu den unterschiedlichen Möglichkeiten der Bohrlochdeformationsbeobachtung

Danach kann zunächst unterschieden werden in Verfahren, die qualitative Erkenntnisse über den Zustand eines Bohrlochs liefern, und in Verfahren, die quantitative Erkenntnisse über die Geometrie eines Bohrlochs in Form von Messwerten liefern. Bei der erstgenannten Gruppe handelt es sich überwiegend um die Befahrung von Bohrlochern mit optischen Sonden. Die verwendeten Messgeräte sind *Bohrlochkameras*, *Optical Borehole Televiwer* oder *Bohrloch-*

scanner. Beim Einsatz dieser Geräte filmt oder fotografiert eine in der Sonde integrierte Kamera während der Befahrung die Oberfläche der Bohrlochwand. Die optische Erfassung der Bohrlochwandoberfläche kann bei entsprechender Ausrichtung der Kamera direkt (Axialkameras/Schwenkkopfkameras) oder indirekt über in der Sonde angeordnete Spiegel erfolgen (Optical Borehole Televiewer/Bohrlochscanner). Als Ergebnis liefern diese Verfahren einen Film aus dem Inneren des Bohrlochs oder eine abgerollte 360°-Ansicht der Bohrlochwandoberfläche. Mit dieser Art der Bohrlochuntersuchung lassen sich Besonderheiten in der Bohrlochwandung sehr gut detektieren. Abplatzungen und Verbrüche können erkannt, lagemäßig zugeordnet und sogar in ihrer Ausdehnung quantifiziert werden. Eine Aussage über ihre Tiefe lässt sich jedoch aufgrund dieser Bilder nicht treffen. Eine Ovalisierung der Bohrlochkontur kann ebenfalls von keinem dieser Verfahren erfasst werden. Bild 4.2 zeigt die optische ETIBS-Sonde des *Geotechnischen Ingenieurbüros Prof. Fecker und Partner (GIF)*. Mit dieser Sonde sind im Rahmen der Bearbeitung dieses Vorhabens im URL Tournemire Bohrlochbefahrungen durchgeführt worden.



Bild 4.2: ETIBS-Sonde bei der Einfahrt in ein Bohrloch

Im Inneren der ETIBS-Sonde filmt eine Videokamera von oben einen verspiegelten Kegel, auf dessen Mantelfläche sich die Bohrlochwand spiegelt. Bedingt durch die Konstruktionsweise der ETIBS-Sonde zeigen die von der ETIBS-Sonde gelieferten Aufnahmen aus dem Bohrlochinneren immer eine exakte Draufsicht auf die Bohrlochwand. In Bild 4.3 sind bei-

spielhaft ausgewählte Ergebnisse der Befahrung eines Bohrlochs mit der ETIBS-Sonde im URL Tournemire dargestellt.

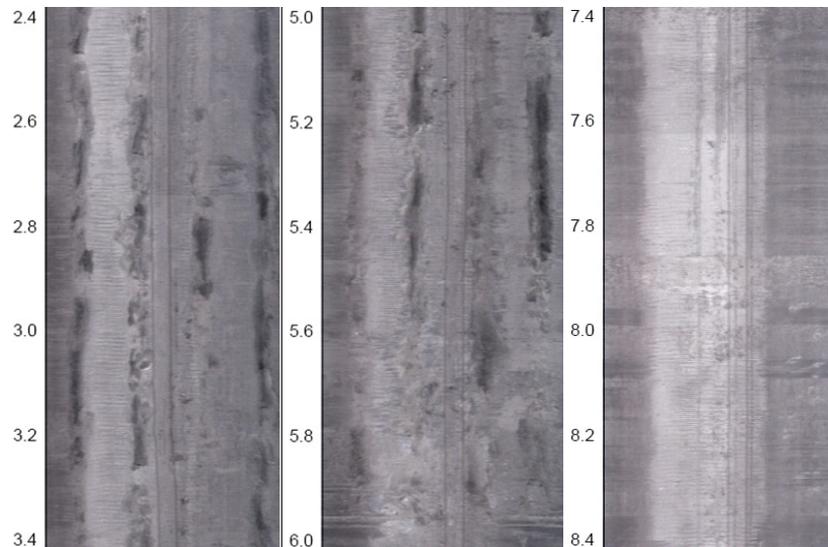


Bild 4.3: Bilder der Oberfläche einer Bohrlochwand, aufgenommen von der ETIBS-Sonde

Die Aufnahmen zeigen abgerollte 360°-Ansichten der Bohrlochwandoberfläche. Dabei befinden sich die Aufnahmen von der Bohrlochsohle jeweils in der Bildmitte, während die Bohrlochfiste am linken und rechten Rand der Aufnahmen zu betrachten ist. Die links neben den Aufnahmen der ETIBS-Sonde angegebenen Ziffern dokumentieren die Tiefe des in den Aufnahmen zu betrachtenden Bohrlochabschnitts. Eine detailliertere Erläuterung von Aufnahmen der ETIBS-Sonde aus Bohrlöchern im URL Tournemire folgt in Abschnitt 4.2.2.2.

Die Verfahren zur Ermittlung von quantitativen Befunden zum Zustand der Bohrlochwandoberfläche und zur Form der Bohrlochkontur können in statische und dynamische Messverfahren unterteilt werden. Statische Verfahren beruhen auf der ortsfesten Positionierung von Messgeräten und im Regelfall auf dem Einsatz von Wegaufnehmern (LVDT), die in beliebiger Anzahl und Orientierung in definierten Messquerschnitten fest in dem Bohrloch eingebaut werden und kontinuierlich Daten über die Änderung der Bohrlochkontur erfassen. Wegaufnehmer liefern von allen hier aufgeführten Verfahren die präzisesten Messwerte, sind jedoch nicht in der Lage, Auflockerungen oder Ausbrüche zu erfassen. Sonderfälle von statischen Messverfahren stellen Spezialgeräte wie die *Überbohrsonde* oder die *dreiaxiale Bohrlochdeformationssonde* der Firma *Glötzl* dar. In Bild 4.4 ist die *Überbohrsonde* zu sehen, Bild 4.5 zeigt die *dreiaxiale Bohrlochdeformationssonde*. Diese Sonden werden ortsfest in einem Vor-

Bohrloch eingebaut und liefern Daten über die elastischen Verformungen des Gesteins beim nachfolgenden Überbohren.



Bild 4.4: Überbohrsonde der Firma Glötzl, www.gloetzl.de (2008)



Abb.1

P095.10FO01.cdr

Bild 4.5: Dreiaxialsonde der Firma Glötzl, www.gloetzl.de (2008)

Bei den dynamischen Verfahren wird das Bohrloch mit einer mobilen Sonde befahren. Die Sonde liefert dabei kontinuierlich Messdaten in Abhängigkeit von der angefahrenen Teufe im Bohrloch. Je nach Art der produzierten Daten können dabei drei Gruppen von Messverfahren unterschieden werden.

Bei der einfachsten Art dieser Messverfahren wird ausschließlich der auch als Kaliber bezeichnete Durchmesser des Bohrlochs ermittelt. Hierzu werden *Dreiarmlibersonden* verwendet. Messergebnisse von Bohrlochbefahrungen mit einer Dreiarmlibersonde, die im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführt worden sind, werden in Abschnitt 4.2 dieses Berichtes gemeinsam mit den Ergebnissen der Videoobservation von Bohrlöchern ausführlich beschrieben und diskutiert. Anzumerken ist hier, dass aufgrund der Konstruktion mit diesem Sondentyp Messwerte erhalten werden, die nicht die Bohrlochdeformationen einzelner vorgegebener Durchmesser erfassen, sondern die konstruktionsbedingt eher als Indikator für den jeweiligen mittleren Bohrlochdurchmesser anzusehen sind. Dabei hängt der Messwert entscheidend auch davon ab, wie sich die Sonde im deformierten Bohrloch bei der Befahrung positioniert. Wiederholungsmessungen können dabei auf unterschiedliche Ergebnisse führen.

Die Interpretation der Messergebnisse aus wiederholten Bohrlochbefahrungen stellt besondere Anforderungen.

Die zweite Variante der dynamischen Bohrlochvermessung bilden *Vierarmkalibersonden*. Diese bestehen aus zwei orthogonal zueinander angeordneten, voneinander unabhängigen Messarmpaaren. Messsonden dieser Bauart sind daher in der Lage, zwei voneinander unabhängige Messwerte zu liefern. Dieses ist besonders bei der Vermessung von stark ovalisierten Bohrlöchern ein großer Vorteil gegenüber Dreiarmkalibersonden. Der Aufbau einer Vierarmkalibersonde kann aus Bild 4.6 ersehen werden.



Bild 4.6: Vierarmkalibersonde der Firma Glötzl, www.gloetzl.de (2008)

Vierarmkalibersonden werden bei Tiefbohrungen im Bereich der Rohstoffgewinnung eingesetzt, da sie mit ihren zwei unabhängigen Messarmpaaren gut dazu geeignet sind, Abplatzungen an der Bohrlochkontur mit ihrer Orientierung zu detektieren. Auf Basis dieser Abplatzungen lassen sich in Verbindung mit theoretischen Überlegungen Abschätzungen über Größe und Richtung des Primärspannungsfeldes auch in Teufen von bis zu mehreren tausend Metern vornehmen. In diesen Teufen sind Primärspannungsmessungen mit einem sehr großen Aufwand verbunden. Bild 4.7 zeigt Ausrichtungsmöglichkeiten einer Vierarmkalibersonde in unterschiedlich deformierten Bohrlöchern.

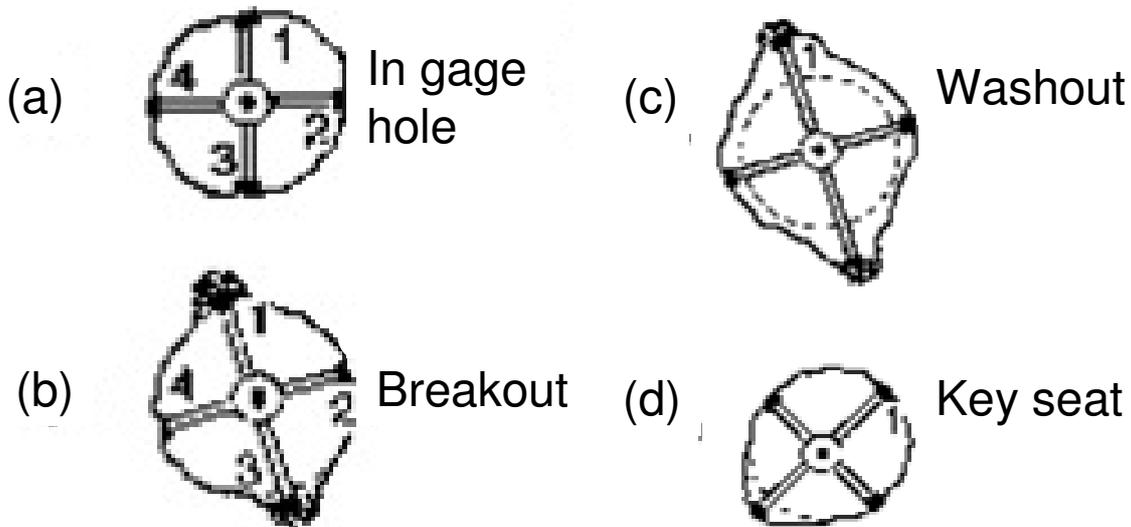


Bild 4.7: Ausrichtungsmöglichkeiten einer Vierarmkalibersonde, Amadei & Stephansson (1997)

Eine Erweiterung der Kalibersondenmesstechnik stellen *Dipmeter* dar. Diese häufig als Vierarmkalibersonden ausgeführten Messgeräte verfügen an den Enden ihrer Messarme über elektrische Sensoren, die in der Lage sind, den elektrischen Widerstand des Gesteins zu messen. Über die Änderung des elektrischen Widerstandes während der Bohrlochbefahrung ist es möglich, den Einfallswinkel der Schichtflächen im Bereich des Bohrlochs zu bestimmen.

Die dritte hier beschriebene Gruppe von dynamischen Messinstrumenten ist in der Lage, eine je nach Konstruktionsart des Messgerätes mehr oder weniger hoch aufgelöste Abbildung der Bohrlochkontur und der Beschaffenheit der Bohrlochwandfläche zu erstellen. Diese Messinstrumente können wiederum anhand der Funktionsweise ihrer Messmechanismen in vier Untergruppen unterschieden werden.

Die erste Untergruppe von Sonden erfasst die Bohrlochwandfläche mechanisch. Zu ihr gehören *Multifingersonden*, die eine große Anzahl voneinander unabhängiger Messarme besitzen, mit denen die Wandung des Bohrlochs bei der kontinuierlichen Befahrung des Bohrlochs abgetastet wird. Jeder der Messarme liefert damit entsprechend seiner Position im Bohrloch kontinuierlich die Lage von Punkten, die sich auf der Bohrlochwand befinden. Das Abbild der Bohrlochkontur in Form einer geschlossenen Linie, das sich aus den Messwerten erstellen lässt, wird umso präziser, je mehr Messarme die Multifingersonde besitzt.

Die zweite, im Bereich der Rohstoffgewinnung ebenfalls stark verbreitete Methode zur Abbildung der Bohrlochkontur ist die Verwendung von akustischen Sonden. Die als *Acoustic/Ultrasonic Borehole Viewer* bezeichneten Sonden verwenden zur Erfassung der Bohrlochwand ein Ultraschallsignal. Über die aufgezeichnete Dauer von der Aussendung bis zur Rückkehr des von der Bohrlochwand reflektierten Signals und seiner Amplitude kann ein sehr präzises Abbild der Bohrlochwandoberfläche und der Bohrlochkontur berechnet werden. Diese hochgenaue und weit verbreitete Art der Bohrlochvermessung funktioniert allerdings ausschließlich nur in flüssigkeitsgefüllten Bohrlöchern, Bild 4.8.

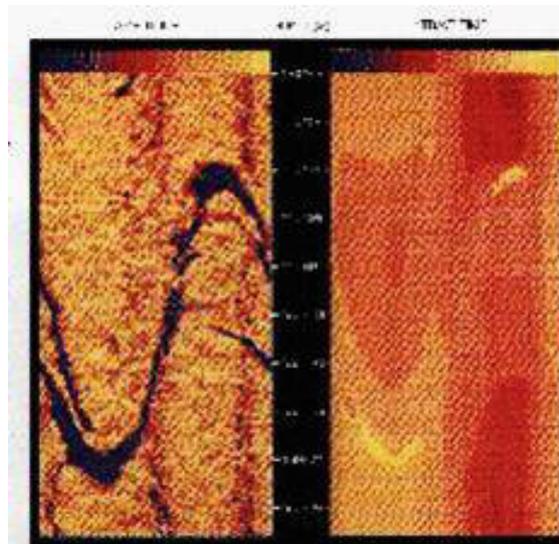


Bild 4.8: Von einem Ultrasonic Borehole Viewer geliefertes Abbild der Bohrlochoberfläche, www.ideo.columbia.edu (2008)

Eine dritte Möglichkeit der Konturvermessung von Bohrlöchern bietet der *Formation Micro Scanner* der Firma *Schlumberger*. Dieses Gerät verfügt über 64 Elektroden, die auf vier orthogonal zueinander angeordneten Plättchen montiert sind. Während der Messung werden diese Plättchen an die Bohrlochwandoberfläche gedrückt. Ein gerichteter Strom, der von den Elektroden ausgesendet wird, dient dazu, Änderungen des Mikrowiderstandes der Bohrlochoberfläche zu detektieren, um daraus ein hochaufgelöstes dreidimensionales Abbild der Bohrlochwandoberfläche zu erstellen. Ein Beispiel hierzu zeigt Bild 4.9.

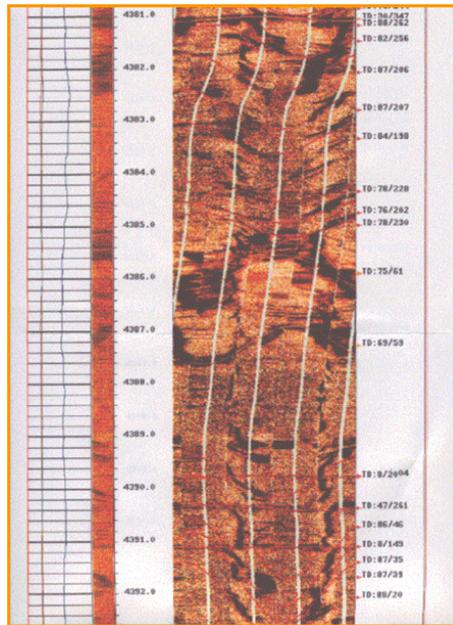


Bild 4.9: Vom Formation Micro Scanner geliefertes Abbild der Bohrlochoberfläche, www-odp.tamu.edu (2008)

Eine schematische Darstellung des *Formation Micro Scanners* ist Bild 4.10 zu entnehmen.

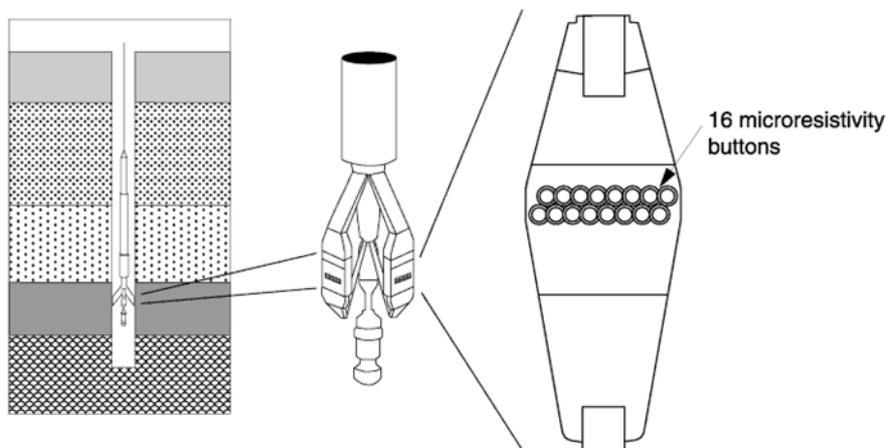


Bild 4.10: Schematische Darstellung des *Formation Micro Scanners*, www-odp.tamu.edu (2008)

Als letzte Möglichkeit der Konturvermessung ist die Abtastung der Oberfläche von untertägigen Hohlräumen mittels eines *Lasers* zu nennen, wie sie beispielsweise von der Firma *Socon* im Bereich der Kavernenvermessung angewendet wird. In Bohrlöchern mit einem Durchmesser im Größenordnungsbereich von $d \approx 100$ mm, wie sie im Rahmen dieses Vorhabens untersucht worden sind, scheint die Vermessung mit Hilfe der Lasertechnologie allerdings noch keine Anwendung gefunden zu haben.



4.2 Beobachtung des Langzeittrag- und Deformationsverhaltens von Bohrlöchern im URL Tournemire und im URL Mont Terri

4.2.1 Überblick über die durchgeführten in situ-Arbeiten

4.2.1.1 Zielsetzung

Ziel der im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten in situ-Arbeiten ist es gewesen, anhand der Observation von Bohrlöchern in den zwei in Tongesteinsformationen gelegenen Untertagelabors URL Tournemire (Aveyron, Frankreich) und URL Mont Terri (St. Ursanne, Schweiz) mittels einer Dreiarmkalibersonde und einer Axial-Bohrlochkamera detaillierte Informationen über das zeitabhängige Trag- und Deformationsverhalten von Bohrlöchern zu erarbeiten und hierbei auch Unterschiede zwischen den zwei Tongesteinsformationen insbesondere bezüglich des hydraulischen und hydraulisch-mechanisch gekoppelten Verhaltens zu identifizieren. Ein weiteres Ziel ist es gewesen, Messdaten für die Validierung und Optimierung des geomechanischen Simulationsinstrumentariums zu erhalten. Dazu sind in den beiden europäischen Untertagelabors insgesamt elf Bohrlöcher (drei im URL Mont Terri und acht im URL Tournemire) über Zeiträume von mindestens $\Delta T > 90$ d bis hin zu Zeiträumen von $\Delta T > 3$ a observiert worden. Die observierten Bohrlöcher sind dabei unterschiedlich gegenüber dem Primärspannungsfeld und gegenüber dem Schichtungsgefüge der jeweiligen Tongesteinsformationen orientiert und befinden sich an unterschiedlichen Lokationen innerhalb der Untertagelabore und somit auch zum Teil in unterschiedlichen Tongesteinsfazies. Während alle acht im URL Tournemire observierten Bohrlöcher in der im Bereich des gesamten Untertagelabors anstehenden Tongesteinsformation mit der Bezeichnung Toarcium abgeteuft worden sind, befinden sich zwei der im URL Mont Terri beobachteten Bohrlöcher im Bereich der tonigen Fazies des dort anstehenden Opalinustons (shaly facies), während das dritte dort observierte Bohrloch im Bereich der sandigen Opalinustonfazies (sandy facies) abgeteuft worden ist.



4.2.1.2 Eingesetztes Observationsinstrumentarium

(a) *Dreiarmkalibersonde*

(a 1) *Auswahlkriterien*

Wie im vorherigen Abschnitt bereits erwähnt, sind in den vergangenen drei Jahren im Rahmen dieses Vorhabens in insgesamt elf Bohrlöchern in den Tongesteinsformationen der Untertage labore URL Mt. Terri und URL Tournemire von der TUC Bohrlochobservationsarbeiten durchgeführt worden. Ziel der Messungen ist es zum einen gewesen, ein besseres Verständnis für das zeitabhängige Trag- und Deformationsverhalten von Bohrlöchern im Tongestein zu erarbeiten und zum anderen, Messdaten für die Validierung und Optimierung des geomechanischen Simulationsinstrumentariums zu erhalten.

Bei der Auswahl des Messinstrumentes mussten daher einige wichtige Faktoren berücksichtigt werden. So handelt es sich bei allen Bohrlöchern, die vermessen worden sind, um Bohrlöcher, die nicht mit einem Stahlrohr und einer Ringraumzementation zur Stützung des Gebirges ausgebaut sind. Des Weiteren sind alle observierten Bohrlöcher im Trockenbohrverfahren mit Luftspülung hergestellt worden, sodass in den Bohrlöchern ständig ein atmosphärischer Druckzustand vorliegt. Ein nachträgliches Auffüllen der zumindest unmittelbar nach dem Abteufen zunächst trockenen Bohrlöcher mit Flüssigkeiten, das beispielsweise den Einsatz von auf Ultraschall basierender Messtechnik ermöglicht hätte, ist für die im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten Untersuchungen nicht als Option in Erwägung gezogen worden, da das Tongestein in der Umgebung der observierten Bohrlöcher

- (1) möglichst nicht in seinem Trag- und Deformationsverhalten durch Flüssigkeiten beeinflusst werden sollte,
- (2) kein stützender Innendruck im Bohrloch vorherrschen sollte, sondern ein Innendruck von $p_i = 0$ MPa, wie er im Falle einer Umsetzung der Forderungen des AkEnd in der Einlagerungsphase auch in einer Einlagerungsstrecke vorliegen würde (kein tragender Ausbau, lediglich Kontursicherung zum Schutz gegen Steinfall),
- (3) das Bohrlochkonturtragverhalten auch optisch möglichst uneingeschränkt observierbar bleiben sollte und



- (4) schließlich auch das hydraulisch-mechanisch gekoppelte Verhalten der Bohrlöcher (Quelleffekte / softening) und das hydraulische Verhalten (Wasserzutritte / Zuflussraten) bestmöglich zu beobachten sein sollte.

Allerdings wäre selbst dann das Auffüllen der Bohrlöcher mit einer Flüssigkeit im Rahmen der hier vorgestellten in situ-Untersuchungen nur zum Teil möglich gewesen, wenn die oben aufgelisteten Rahmenbedingungen nicht gegeben gewesen wären, da das Auffüllen von Bohrlöchern mit Flüssigkeiten ohnehin nur in vertikal oder geneigt nach unten in die Streckensohle orientierten Bohrlöchern möglich ist, im Rahmen der durchgeführten in situ-Arbeiten jedoch auch drei horizontale Bohrlöcher und zwei schräg nach oben verlaufende Bohrlöcher untersucht worden sind. Wären die zwei vertikal in die Streckensohle geteufte sowie die insgesamt vier schräg nach unten in die Streckensohle geteufte Bohrlöcher mit einer Flüssigkeit befüllt worden, so hätten keine vergleichbaren Rahmenbedingungen für die Observation aller elf untersuchten Bohrlöcher vorgelegen. Einer prinzipiellen Vergleichbarkeit des Gebirgstragverhaltens ist von vornherein Priorität zugewiesen worden.

Neben dem Ausschluss von auf Ultraschall basierenden Messsonden aus den voranstehend aufgeführten Gründen ist es weiterhin im Rahmen der durchgeführten Rechercharbeiten nicht gelungen, auf dem Markt eine mit Lasertechnologie oder eine auf Basis eines elektrischen Messverfahrens operierende Sonde ausfindig zu machen, die in einem Bohrloch mit einem Durchmesser in der Größenordnung von $d_{BL} \approx 100$ mm anwendbar ist.

Optische Sonden stellen mit ihrer Fähigkeit, Ausbrüche und Abplatzungen sowie strukturelle Besonderheiten der Bohrlochkontur zu detektieren, eine sinnvolle Ergänzung zu den weiteren Verfahren der Bohrlochdeformationsbeobachtung dar. Als alleinige Option zur Erfassung des Deformationsverhaltens von Bohrlöchern sind sie jedoch aufgrund ihrer mangelnden Fähigkeit, quantitative Messergebnisse zu liefern, nicht in Betracht zu ziehen gewesen. Vielmehr hat sich die im nächsten Abschnitt beschriebene Axial-Bohrlochkamera, die als technologisch einfachste Form einer optischen Bohrlochsonde betrachtet werden kann, als hervorragende Ergänzung der Messtechnologie und somit als sinnvolle und notwendige Erweiterung eines Bohrlochobservationsinstrumentariums herausgestellt. Nach dem Ausschluss von elektrischen, ultraschall-basierten und laser-basierten Messverfahren sind als einzige Option für die Auswahl eines Messinstrumentes die mechanischen Messverfahren übrig geblieben.



Da während dieses Vorhabens die Notwendigkeit bestanden hat, in unterschiedlichen Lokationen im Tongestein Bohrlochmessungen durchzuführen, ist weiterhin ein stationäres Messverfahren zugunsten eines dynamischen und somit ortsunabhängig einsetzbaren Gerätes von vornherein auszuschließen gewesen. Ein dynamisches Messverfahren ist weiter deshalb zu favorisieren gewesen, da es nicht auf einen bestimmten vorab festzulegenden Bohrlochteufenbereich beschränkt ist wie ein statisches Messverfahren, sondern in der Lage ist, Informationen aus allen befahrbaren Bereichen eines Bohrloches zu liefern.

Bei der Recherche nach einem dynamisch-mechanisch operierenden Messinstrumentarium konnte keine Multifingersonde ausfindig gemacht werden, die in Bohrlöchern mit einem im Rahmen dieses Vorhabens relevanten Durchmesser im Größenordnungsbereich von $d_{BL} \approx 100$ mm einsetzbar gewesen wäre. Gründe hierfür liegen neben der Komplexität einer derartigen Sonde, die aus der Vielzahl der Messarme resultiert, darin, dass Multifingersonden primär für die Vermessung und Überwachung von Bohrungen im Bereich der Erdölindustrie entwickelt und eingesetzt werden. In diesem Bereich haben Bohrungen in der Regel weitaus größere Durchmesser.

Als weiterer wesentlicher Aspekt ist bei der Auswahl des Messinstrumentariums eine gewisse Robustheit des Gerätes zu nennen, die einen Einsatz des Gerätes bei unterschiedlichen Einsatzbedingungen in den verschiedenen Gesteinsfazies der zunächst zwei Untertagelabore ermöglichen sollte.

Aus den zuvor genannten Gründen und da schließlich wegen des Betretens von absolutem Neuland auch finanzielle Aspekte nicht zu vernachlässigen waren, ist im Rahmen dieses ersten Forschungsprojektes zur Thematik der Langzeit-Bohrlochobservation in unterschiedlichen Tongesteinsformationen die Entscheidung zugunsten eines Dreiarmkalibers, der die robusteste und zugleich die am wenigsten kostenintensive Variante eines mobilen mechanischen Messgerätes darstellt, gefallen, wenngleich die von einer derartigen Sonde erfassbaren Messdaten bei den hier zu erwartenden sehr ungleichmäßigen Bohrlochdeformationen (Ovalisierungen, lokale / zonale Konturausbrüche) einen deutlich eingeschränkten Informationsgehalt erwarten ließ. Allerdings ist bereits hier vorwegzunehmen, dass sich während der Bearbeitung dieses Vorhabens sowie bei der zeitgleichen Bearbeitung eines weiteren Vorhabens durch die TUC herausgestellt hat, welche zentrale Bedeutung der Robustheit der zum Einsatz kommenden Bohrlochmess- und Observationsinstrumente bei der Untersuchung des Trag- und Deformationsverhaltens von Bohrlöchern in Tongesteinsformationen zukommt.

(a 2) Funktionsweise

Bei dem im Rahmen dieses Vorhabens angewendeten Messverfahren handelt es sich um die im Bezug auf die Bohrlochlängsachse gesehen kontinuierliche Vermessung der Bohrlochgeometrie (etwa mittlerer Bohrlochdurchmesser) und die diskontinuierliche Erfassung der zeitabhängigen Veränderung der Bohrlochgeometrie durch Wiederholungsmessungen mit einer Dreiarmkalibersonde. Diese Sonde ist in Bild 4.11 abgebildet. Grundsätzlich werden Sonden dieser Bauart bei der Vermessung von Rohrleitungen eingesetzt, um die Lage von Rohrstößen zu ermitteln und die Korrektheit der Verbindung von Rohrelementen zu überprüfen. Weiterhin werden sie dazu verwendet, Rohrleitungen im Hinblick auf aus Verunreinigungen / Beschädigungen resultierenden Querschnittsverengungen zu untersuchen.



Bild 4.11: Dreiarmkalibersonde der TUC (links) mit Kalibrierrohr (rechts)

Wie vorstehend schon erwähnt, kann aufgrund der Sondenkonstruktion mit dieser Sonde eine Art mittlerer Bohrlochdurchmesser mit seiner Veränderung über die Länge des Bohrlochs erhalten werden. Dabei wird der mittlere Bohrlochdurchmesser umso genauer ermittelt, je kreisförmiger das Bohrloch ausgebildet ist. Durch Wiederholungsmessungen in vorgegebenen zeitlichen Abständen können auch Veränderungen der Bohrlochkontur im Lauf der Zeit über diesen eher als Indikator für die Bohrlochdeformation anzusehenden Sondenmesswert erfasst werden.

Die Sonde kann aufgrund ihrer Konstruktionsweise in beliebig orientierten Bohrlöchern eingesetzt werden. Ihre Messgenauigkeit wird vom Hersteller mit $\Delta d_{BL} = 0,01$ mm angegeben. Dieser Sondentyp konnte in seiner vom Hersteller ausgelieferten Konfiguration ursprünglich eingesetzt werden, um Bohrlöcher mit einem Minimaldurchmesser von $d_{BL} = 64$ mm sowie mit einem Maximaldurchmesser von $d_{BL} = 107$ mm zu vermessen (Herstellerangabe). Nach einem Umbau der TUC-Sonde im Mai 2009, bei dem die Sonde mit größeren Rollen und stabileren Kniehebeln versehen wurde, um sie an die in einigen der observierten Bohrlöcher vorgefundenen sehr widrigen Messbedingungen mit Gesteinsabschalungen und Gesteinsabplatzungen anzupassen und um sie darüber hinaus auch in Bohrlöchern mit größeren Durchmessern einsetzen zu können, ist die Dreiarmkalibersonde nun in ihrer aktuellen Konfiguration in Bohrlöchern mit Durchmessern von $d_{BL} = 80$ mm bis $d_{BL} = 123$ mm einsetzbar. Bild 4.12 zeigt den Messkopf der Dreiarmkalibersonde in seiner aktuellen Konfiguration.



Bild 4.12: Messmechanismus der Dreiarmkalibersonde der TUC mit größeren Rollen und verstärkten Kniehebeln nach dem Umbau im Mai 2009

Die Messergebnisse liefern einen qualitativ-indikativ-quantitativ geprägten Eindruck von der Beschaffenheit der Bohrlochwandung. Aufgrund der hohen Messpräzision der Sonde machen sich auch Rauigkeiten oder Unebenheiten an der Bohrlochkontur durch einen ungleichmäßigen Verlauf des Messwertgraphs bemerkbar. Allerdings hat sich bei den Arbeiten mit der Messsonde gezeigt, dass ihr optimaler Einsatz bezüglich der Messdurchführung eine besondere Vorgehensweise und bezüglich der Messwertinterpretation besondere Kenntnisse und auf den Messsondentyp spezialisierte Erfahrungen verlangt. Auf die Erarbeitung einer geeigneten Vorgehensweise und der spezialisierten Erfahrungen wird später noch ausführlich einzugehen sein. Um die messtechnischen Eigenheiten der Messsonde zu verstehen, muss zunächst die Sondenkonstruktion betrachtet werden.

Die wesentlichen Konstruktionsmerkmale der Sonde lassen sich wie folgt beschreiben:

Der Rumpf der Sonde wird durch eine 1,52 m lange Hohlstange gebildet, in deren Innenraum sich die Elektronik des Geräts verbirgt. An ihrem oberen und unteren Ende ist der Sondentrumpf mit jeweils einer Zentriervorrichtung versehen, die die Aufgabe hat, das Messgerät möglichst mittig im Bohrloch zu platzieren und während der Messung in seiner bohrlochzentralen Lage zu stabilisieren. Diese Zentriervorrichtungen sind in Bild 4.13 und Bild 4.14 abgebildet.

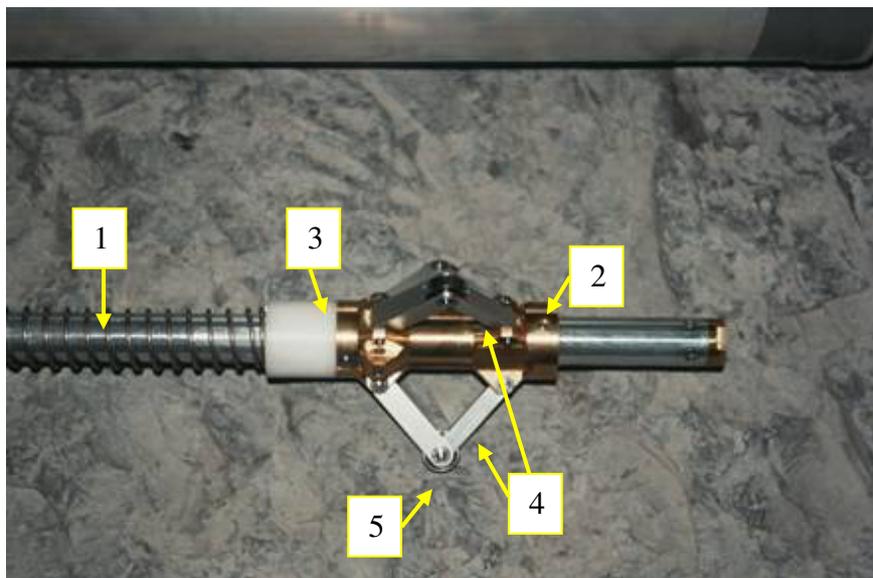


Bild 4.13: Zentrier- und Messmechanismus am Kopf der Kalibersonde



Bild 4.14: Zentriermechanismus mit Karabinerhaken zum Anschluss des Tiefenzählers am Fuß der Kalibersonde



Eine Zentriervorrichtung besteht jeweils aus einer Rückstellfeder (1), die an einem Ende an einem fest mit der Stange verbundenen Widerlagerring (2) anliegt. Am anderen Ende ist die Feder mit einem Schlitten (3) verbunden, der sich auf der Hohlstange verschieben und dadurch die Feder unterschiedlich stark stauchen kann. Im Abstand von 120° zueinander sind entlang des Umfangs des Sondenrumpfs drei Kniehebel (4) angebracht. Das eine Ende der Hebel ist auf dem Schlitten angebracht, das andere Ende stützt sich gegen ein festes Widerlager. Im Gelenk der drei Kniehebel befindet sich jeweils eine Rolle (5). Diese Rollen legen sich beim Einbringen der Sonde in das Bohrloch an die Bohrlochwandoberfläche an, so dass sich die Sonde während der Messung auf diesen Rollen in das Bohrloch hinein oder vice versa aus diesem heraus fortbewegt. Verjüngt sich die Bohrung, werden die Kniehebel beim Vorschub der Sonde in radialer Richtung gestaucht. Sie verlängern sich gleichzeitig dementsprechend in Bohrlochlängsrichtung. Da sie auf einer Seite mit dem festen Widerlagerring verbunden sind, wirkt sich diese Verlängerung in Längsrichtung dahingehend aus, dass sich der am anderen Ende der Kniehebel angeordnete Schlitten verschiebt und dadurch die Feder staucht. Weitet sich dagegen das Bohrloch beim weiteren Vorschieben des Gerätes wieder auf, dehnt sich die nunmehr gespannte Feder aus und sorgt auf diese Weise dafür, dass die drei in den Kniegelenken befindlichen Rollen den Kontakt zur Bohrlochwandung behalten.

Durch die vorgestellte Konstruktionsart ist einerseits gewährleistet, dass auch die Vermessung von horizontal verlaufenden Bohrlöchern möglich ist. Andererseits ist diese Konstruktionsart allerdings auch für die Einschränkung der Aussagekraft der Messbefunde verantwortlich. Da alle drei Kniehebel über die selbe Feder gespannt werden, sind auch alle drei Kniehebel immer genau gleich weit ausgelenkt. Dadurch wird die Zentrierung des Messgerätes in der Mitte des Bohrlochs bewirkt. Allerdings handelt es sich bei dem als Mitte des Bohrlochs bezeichneten Punkt bei nicht konzentrisch deformierten Bohrlöchern nicht zwangsläufig um die Achse des ursprünglich abgeteufte Bohrlochs und auch nicht um den geometrischen Mittelpunkt der jeweiligen Bohrlochquerschnittfläche, sondern vielmehr um den Mittelpunkt eines Kreises, der durch die Lage der Rollen der drei Kniehebel beschrieben wird. Die Kniehebel fungieren also zum einen als Stabilisatoren des Geräts im Bohrloch und zum anderen als Messarme, über deren Auslenkung der Bohrlochdurchmesser ermittelt wird. Die Zentriervorrichtung am Kopf der Kalibersonde ist mit einer Elektronik ausgestattet, die anhand der gemessenen Stauchung der Feder berechnet, wie weit die Messarme ausgelenkt sind und auf diese Weise den Messwert der Sonde ermittelt. Dieser Messwert kann damit bei unregelmäßiger

Bohrlochdeformation als ein Maß für einen nicht näher definierten mittleren Durchmesser der Bohrung und damit dann als Indikator für die Bohrlochdeformation angesehen werden.

Am fußseitigen Ende der Kalibersonde kann schließlich an einem Karabinerhaken (6) ein Tiefenzähler angeschlossen werden, über den die Position des Messgeräts im Bohrloch bestimmt wird, so dass jeder gemessene Bohrlochdurchmesser auch eindeutig einer bestimmten Tiefe zugeordnet werden kann. Die so ermittelten Daten werden während der Messung an eine Datenerfassungseinheit gesendet, die in Bild 4.15 dargestellt ist. Sie ist mit einem Laptop verbunden, auf dem die Daten in eine *MS-EXCEL*-Tabelle eingespeist werden.



Bild 4.15: Datenerfassungseinheit für die Kalibersonde

Erstmals ist die Kalibermesssonde am 26.09.2007 im URL Tournemire zum Einsatz gebracht worden und zwar in einem Querstollen des stillgelegten Eisenbahntunnels. Die Ergebnisse dieser Messung und weiterer Messungen in anderen Bohrlöchern werden in Abschnitt 4.2.2 vorgestellt. Bild 4.16 zeigt im Vordergrund die Kalibersonde vor der Einfahrt in ein horizontales Bohrloch.

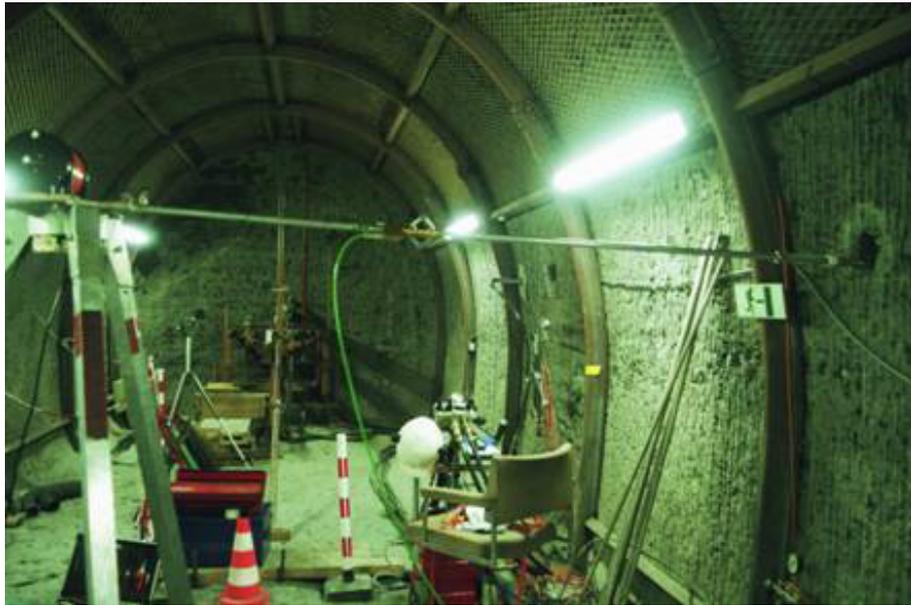


Bild 4.16: Kalibersonde vor der Einfahrt in ein Bohrloch

(a 3) Erprobung der Dreiarmkalibersonde an einem Bohrlochmodell zur Verbesserung der Interpretationsfähigkeit von Messbefunden

(a 3a) Bohrlochmodell und Versuchsdurchführung

Die Erfahrungen bei der Auswertung der Ergebnisse der ersten mit der Dreiarmkalibersonde am 26.09.2007 im URL Tournemire durchgeführten Messungen hat gezeigt, dass die Messbefunde insbesondere bei unregelmäßiger Bohrlochkontur entscheidend davon abhängen, wie sich die Messsonde im Bohrloch mit seinen herstellungs-, deformations- und bruchbedingten Oberflächenunregelmäßigkeiten positioniert. Daher ist die Kenntnis vom Verhalten der Messsonde in unterschiedlich deformierten Bohrlochabschnitten und den daraus generierten Messdaten von zentraler Bedeutung für die Messdateninterpretation.

Um das Verhalten der Dreiarmkalibersonde im Bohrloch hinsichtlich der Aussagekraft des Messwertes ‚integrale Bohrlochdeformation‘ analysieren zu können und dadurch ein besseres Verständnis für die von der Sonde gelieferten Messergebnisse zu erlangen, sind zunächst vor weiteren Messkampagnen experimentelle Untersuchungen am Modell eines Bohrlochs unter definitiv bekannten und kontrollierbaren Bedingungen durchgeführt worden. Neben dem Hauptziel, die Interpretationsqualität der Messergebnisse zu verbessern, haben diese Untersuchungen auch dazu gedient, den in situ-Einsatz der Sonde zu trainieren. Als Modell für ein zu vermessendes Bohrloch ist ein aus drei je 2 Meter langen Teilstücken bestehendes metalli-



sches Fallrohr mit einem vom Hersteller angegebenen Innendurchmesser von $d_i = 84,8$ mm verwendet worden. Der Einsatz der Sonde in einem solchen Bohrlochmodell hat gegenüber dem Einsatz in einer realen Bohrung drei entscheidende Vorteile:

- (1) Eine Messung kann jederzeit ohne großen Mobilisierungsaufwand und somit kostengünstig durchgeführt werden.
- (2) Das Modell des Bohrlochs ist vor der Messung nahezu beliebig deformierbar und ermöglicht daher die Untersuchung des Verhaltens der Sonde für alle in realen Bohrlochern vorstellbaren Konturdeformationen.
- (3) Die Sonde kann hinsichtlich ihrer Lage im Inneren des deformierten Bohrlochmodells während des Messvorgangs beobachtet, fotografiert und gefilmt werden, so dass versucht werden kann, Relationen Bohrlochdeformation – Sondenlage – Messwert aufzustellen.

Schwerpunkt der durchgeführten Untersuchungen ist die Beobachtung und Analyse der Reaktion der Sonde mit dem jeweiligen Messwert auf folgende Veränderungen der Bohrlochkontur gewesen:

- (1) eine leichte Ovalisierung,
- (2) eine starke Ovalisierung bis in den Grenzbereich der Anwendbarkeit der Sonde hinein bei einer vertikalen Ausrichtung der längeren Seite der Ovalisierung,
- (3) eine starke Ovalisierung bis in den Grenzbereich der Anwendbarkeit der Sonde hinein bei einer horizontalen Ausrichtung der längeren Seite der Ovalisierung,
- (4) eine lokale Deformation des Modells in den Querschnitt hinein („Einbeulung“),
- (5) eine lokale Deformation des Modells aus dem Querschnitt hinaus, also die Simulation eines Ausbruchs von Gestein aus der Bohrlochwand mit der Folge einer partiellen Aufweitung der Bohrlochkontur.

Im Folgenden sind die Ergebnisse aus insgesamt fünf Befahrungen des Bohrlochmodells, das abschnittsweise entsprechend den vorstehend aufgeführten Bohrlochdeformationen (a) bis (e) präpariert worden ist, in Form von Diagrammen dargestellt. Auf der X-Achse eines jeden Diagramms ist die Teufe dargestellt, die die Position der Sonde entlang der Längsachse des Bohrlochs angibt. Auf der Y-Achse sind die von der Sonde als Messwert gelieferten Kaliber- bzw. Durchmesserwerte ablesbar. Dabei sind für die hier beschriebenen Messungen die Ergebnisse für Ein- und Ausfahrt in einem Diagramm zusammengefasst. Da pro untersuchtem

Bohrlochmodellbereich jeweils drei aus Ein- und Ausfahrt bestehende Befahrungen durchgeführt worden sind, befinden sich in einem Diagramm jeweils 6 Graphen. Die Befahrungen wurden bei einer anfänglichen Positionierung der Sonde von $\phi = 0^\circ$, bei der einer der drei Messarme am höchsten Punkt der Fallrohrkontur, den man auch als First des Bohrlochmodells bezeichnen könnte, ausgerichtet worden ist, auf den Umfangswinkel bezogen unter $\phi = 0^\circ$, $\phi = 45^\circ$ und $\phi = 90^\circ$ vorgenommen. Dazu ist die Sonde zwischen den Befahrungen um $\Delta\phi = 45^\circ$ im Gegenuhrzeigersinn gedreht worden. Diese Variationen des Einfahrwinkels sind durchgeführt worden, um die Auswirkungen von unterschiedlichen Einfahrpositionen auf die Messergebnisse untersuchen zu können. Bild 4.17 zeigt den Versuchsaufbau. In Bild 4.18 ist die Sonde im Inneren eines deformierten Abschnitts des Bohrlochmodells zu betrachten.



Bild 4.17: Versuchsaufbau mit deformiertem Fallrohr zur Bohrlochsimulation

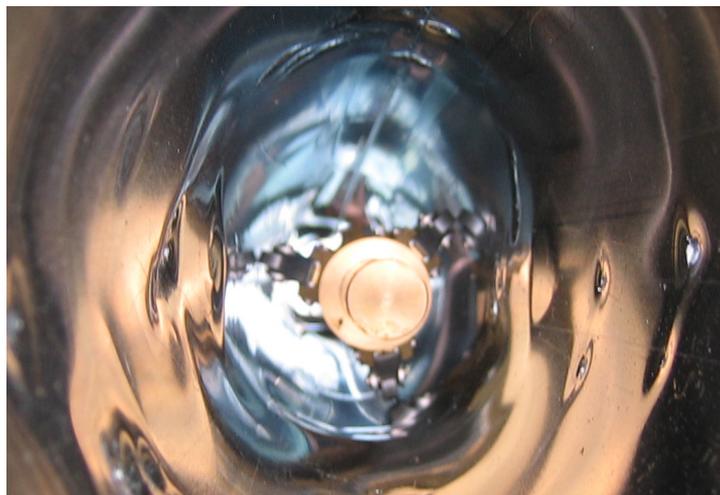


Bild 4.18: Dreiarmkalibersonde im Inneren des stark deformierten Bohrlochmodells

(a 3b) Messergebnisse bei einer leichten Ovalisierung des Modells

Für die erste durchgeführte Messung ist der mittlere Teil des aus drei Teilstücken bestehenden Fallrohres mit Hilfe von Zwingen an zwei Stellen über eine Länge von $l = 27,5$ cm ovalisiert worden. Dabei ist das ursprünglich runde Rohr mit einem Innendurchmesser von $d_{BL} = 84,8$ mm so weit zusammengedrückt worden, dass sein Innendurchmesser an der engsten Stelle noch $d_{BL} = 80,5$ mm betragen hat. Bild 4.19 zeigt die bei der Befahrung des abschnittsweise leicht ovalisierten Bohrlochmodells mit der Dreiarmkalibersonde generierten Messergebnisse.

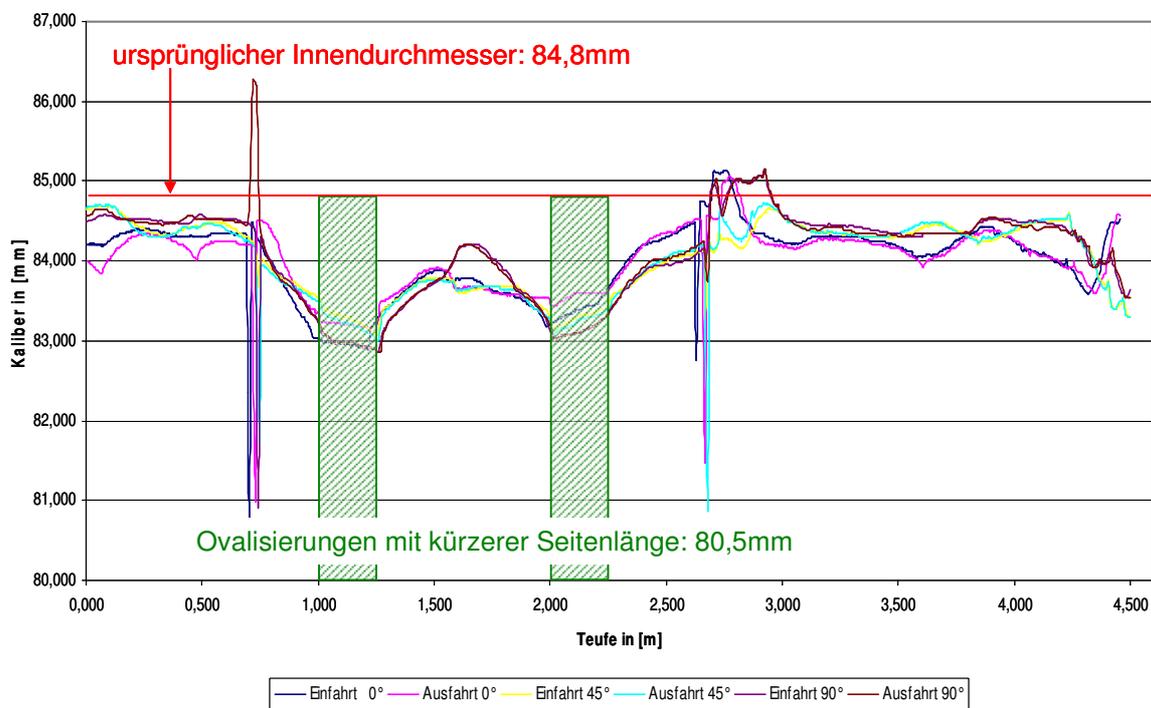


Bild 4.19: Messergebnisse für das Bohrlochmodell mit zwei leichten Ovalisierungen

Die ovalisierten Bereiche sind in Bild 4.19 und den folgenden Diagrammen dieses Abschnittes grün schraffiert dargestellt. Der nominelle Ausgangsinnendurchmesser des Rohres wird in Bild 4.19 und den weiteren folgenden Diagrammen durch eine horizontale rote Linie vermerkt.

Zunächst ist festzustellen, dass die Schwankungsbreiten der Messwerte bei den verschiedenen Ein- und Ausfahrten relativ gering ausfallen.

In den ovalisierten Zonen ist für alle 6 Messgraphen ein Absinken der Kaliberwerte auf Minima im Bereich zwischen $d_{BL} \approx 83,0$ mm und $d_{BL} \approx 83,5$ mm zu beobachten. Die Messwerte



nähern sich somit tendenziell dem kleinsten Innendurchmesser an, erreichen diesen jedoch nicht. Die starken, sehr lokal auftretenden Ausschläge der Messwertgraphen in den Bereichen um $t_{BL} = 0,7$ m und $t_{BL} = 2,7$ m werden durch die Stoßstellen zwischen den einzelnen Teilstücken des Fallrohrs verursacht. Die Tatsache, dass keiner der 6 Messwertgraphen in den unverformten Teilstücken des Bohrlochmodells genau synchron mit der horizontalen Linie des planmäßigen Innendurchmessers verläuft, kann auf Fertigungstoleranzen und auf den Rohren eventuell im Vorfeld der Vermessung aufgeprägte Verformungen zurückgeführt werden. Des Weiteren kann auch das zur Vermessung verwendete Equipment Einfluss auf die Messergebnisse haben. Auf messtechnische Faktoren, die Einfluss auf die Messergebnisse haben können, wird noch in Abschnitt 4.2.2.2 im Rahmen der Diskussion der bei der Bohrlochobservation im URL Tournemire gewonnenen Ergebnisse eingegangen.

(a 3c) Messergebnisse bei einer starken Ovalisierung des Modells mit der längeren Seite der Ovalisierung in vertikaler Richtung

Für die zweite durchgeführte Messung sind die ersten beiden Teilstücke des Bohrlochmodells unverändert geblieben. Das dritte Teilstück des Modells ist so stark ovalisiert worden, dass eine Annäherung an die Einsatzgrenze des Messinstrumentes stattgefunden hat. Diese Grenze entspricht einer Verformung des Rohres auf einen minimalen Innendurchmesser von $d_{BL} \approx 63,7$ mm. Dabei ist die Deformation so ausgeführt worden, dass die längere Seite des Ovals vertikal orientiert war. Der stark ovalisierte Bereich ist in Bild 4.20 magentafarben schraffiert dargestellt.

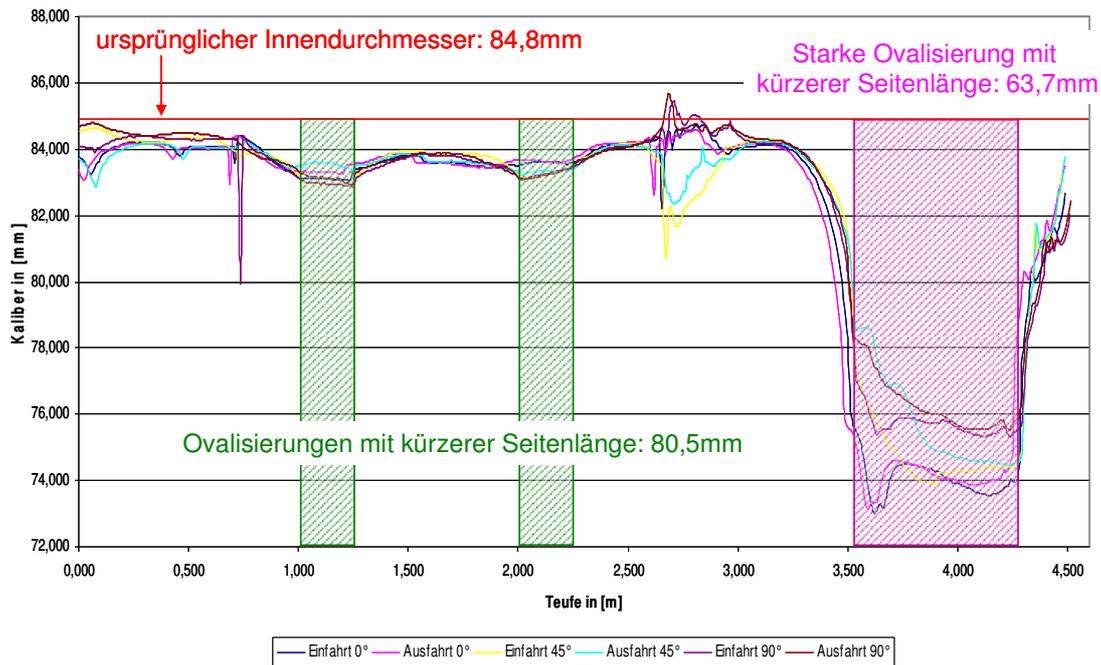


Bild 4.20: Messergebnisse für das Bohrlochmodell mit einer starken und zwei leichten Ovalisierungen

Analog zum Verhalten der Messwertgraphen im Bereich der schwachen Ovalisierungen ist auch im Bereich der starken Ovalisierung ein deutliches Abfallen der gemessenen Kaliberwerte bei allen 6 Graphen zu verzeichnen. Mit Minimalwerten im Bereich von $d_{BL} \approx 73$ mm bis $d_{BL} \approx 76$ mm findet jedoch auch für diesen Fall lediglich eine tendenzielle Annäherung an den minimalen Innendurchmesser statt.

Eine Erklärung dafür, dass sich die Messwerte im Bereich der starken Ovalisierung dem minimalen Durchmesser tendenziell annähern, ihn jedoch nicht erreichen, soll anhand der Betrachtung von Bild 4.21 gegeben werden.

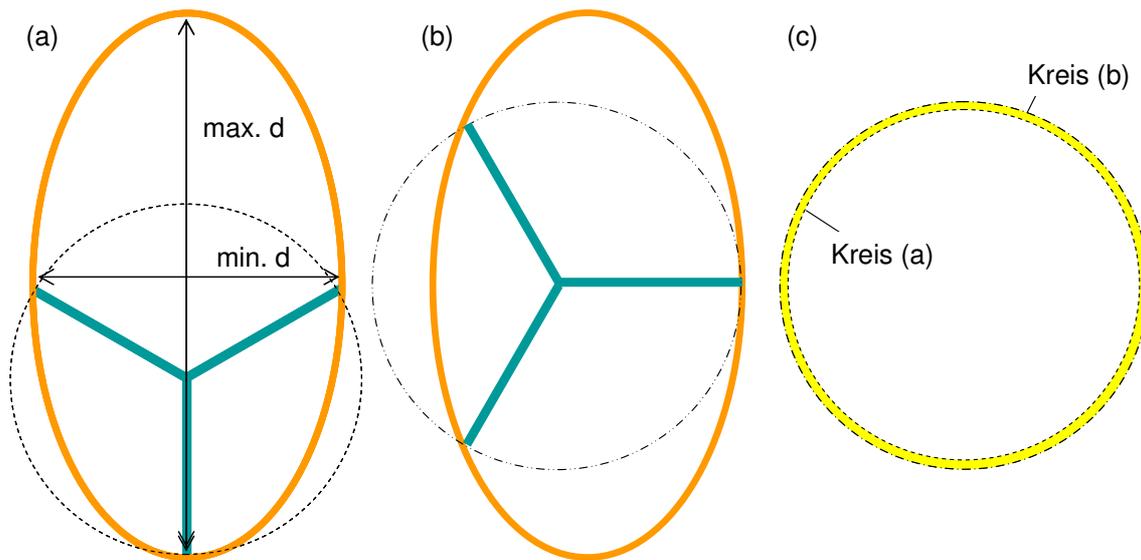


Bild 4.21: (a) und (b): schematisierte Darstellung von Ausrichtungsmöglichkeiten einer Dreiarmskalibersonde in einem Bohrloch(-modell) mit stark ovalisierter Kontur (größerer Durchmesser in vertikaler Richtung) (c): flächenmäßiger Vergleich der zu den gemessenen Kaliberwerten / Durchmessern gehörigen Kreise

Bild 4.21 zeigt unter (a) und (b) schematisch die Kontur eines stark ovalisierten Bereichs des Bohrlochmodells. Dabei ist die ovalisierte Kontur hier idealisiert in einer elliptischen Form dargestellt. Das Verhältnis von Höhe zu Breite der dargestellten Ellipse beträgt $h/b \approx 1,8$ – ein Verhältnis von Höhe zu Breite, wie es in etwa auch in dem am stärksten ovalisierten Bereich des Bohrlochmodells erreicht wird. Weiterhin sind in Bild 4.21(a) und Bild 4.21(b) geometrisch mögliche Positionierungen einer Dreiarmskalibersonde eingezeichnet. Physikalische Einflüsse auf die Ausrichtung einer Dreiarmskalibersonde im Bohrloch wie beispielsweise die Federkraft der Rückstellfeder der Sonde, die Gravitation oder der Reibungsbeiwert der Rädchen der Sonde an der Bohrlochwand, die letztendlich zur tatsächlichen Ausrichtung der Sonde im Bohrloch bzw. Bohrlochmodell führen, werden bei den hier beschriebenen theoretischen Überlegungen zunächst nicht berücksichtigt. Für die im Folgenden vorgestellten Überlegungen zur Positionierung der Sonde im Bohrloch gelten ausschließlich die beiden Bedingungen, dass alle drei Messarme immer gleich weit ausgelenkt sein müssen und dass alle drei Messarmenden stets Kontakt zur Bohrlochkontur haben müssen, was allerdings insbesondere in situ in Bohrlöchern mit aufgerauten, aufgeweichten oder in anderer Form geschädigten Bohrlochwandungen nicht zwangsläufig der Realität entsprechen muss.

Der kleinstmögliche Messwert für die dargestellte Kontur ergibt sich bei der in Bild 4.21(a) dargestellten Positionierung der Sonde. Der größtmögliche Messwert wird von der Sonde

dann angegeben, wenn ihre drei Messarme sich wie in Bild 4.21(b) dargestellt ausrichten. Der flächenmäßige Unterschied zwischen zwei Kreisen, denen als Durchmesser der aus der in Bild 4.21(a) (Kreis a) bzw. Bild 4.21(b) (Kreis b) dargestellten Positionierung der Sonde resultierende jeweilige Messwert zugeordnet wird, ist in Bild 4.21(c) gelb unterlegt. Da die in Bild 4.21(a) und Bild 4.21(b) dargestellten Positionierungen den minimal bzw. maximal möglichen Messwert liefern, würden alle anderen möglichen Positionierungen der Sonde zu der Ermittlung von Durchmessern führen, die betragsmäßig zwischen den Durchmessern der beiden in Bild 4.21(c) abgebildeten Kreise liegen. Bei der Betrachtung von Bild 4.21(a) lässt sich feststellen, dass der kleinstmögliche Messwert größer ist als die Breite der elliptisch verformten Kontur. In Bild 4.21(b) ist zu ersehen, dass der größtmögliche Messwert deutlich kleiner ist als die Höhe der elliptisch verformten Kontur. Für die in Bild 4.21(a) und (b) dargestellte Kontur liegen also alle durch Variation der Sondenposition erhältlichen Durchmesser messwerte deutlich unterhalb des Maximaldurchmessers.

Aus der Geometrie der Dreiarmkalibersonde folgt entsprechend Bild 4.22 für eine horizontale Ausrichtung der Bohrlochovalisierung, dass der gemessene Durchmesserwert stets $4/3$ der Höhe eines gleichseitigen Dreiecks beträgt, das von den Endpunkten der Messarme der Sonde beschrieben wird.

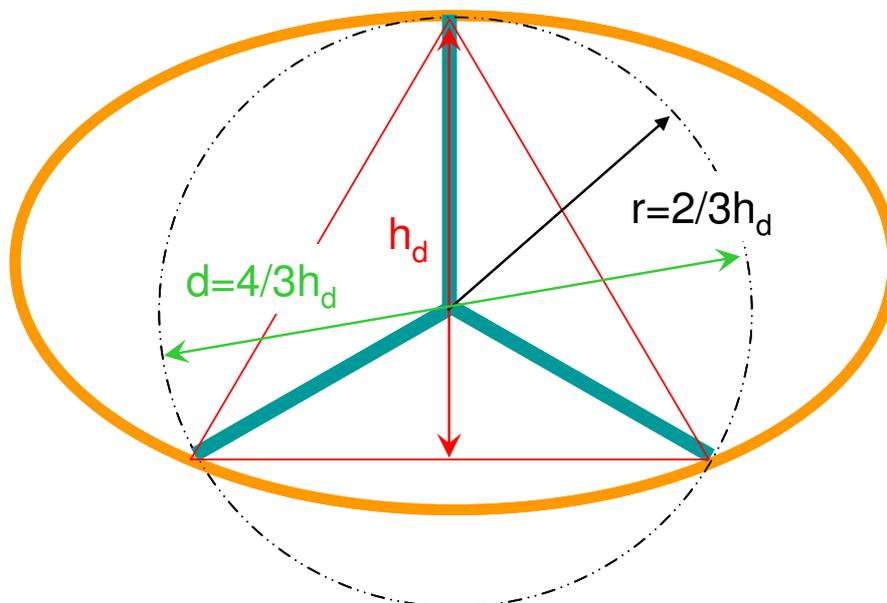


Bild 4.22: Geometrie der Dreiarmkalibersonde und daraus resultierender Messwert am Beispiel einer elliptischen Bohrlochkontur mit dem größeren Durchmesser in horizontaler Richtung (d = Messwert)

Bei der in Bild 4.21(a) dargestellten Ausrichtung der Sonde zeigt einer der drei Messarme in die vertikale Richtung. Er ist somit in Richtung des größeren Durchmessers der elliptischen Kontur ausgerichtet. Daher verläuft die Verbindung zwischen den Endpunkten der anderen beiden Messarme in horizontaler Richtung. Deshalb kann auch der Abstand zwischen den Messarmen der Sonde maximal der Breite der elliptischen Kontur entsprechen. Der bei dieser Ausrichtung der Sonde gemessene Kaliberwert ist somit vom Verhältnis des vertikalen zum horizontalen Durchmesser der elliptischen Kontur abhängig und kann maximal den Wert $d = 4/3 * \cos 30^\circ * d_{min}$ (ca. $1.15 * d_{min}$) annehmen. Bei einer kreisrunden Kontur beträgt das Verhältnis der Durchmesser $d_{max} / d_{min} = 1$. Für dieses Verhältnis entspricht der von der Sonde gemessene Wert dem tatsächlichen Durchmesser der Kontur. Nimmt das Verhältnis des vertikalen zum horizontalen Durchmesser zu, nähern sich die ermittelten Messwerte zunächst dem Zahlenwert $d = 4/3 * \cos 30^\circ * d_{min}$ an. Dieser Messwert wird bei der in Bild 4.21(a) dargestellten Ausrichtung von der Sonde erfasst, wenn das Verhältnis der Durchmesser $d_{max} / d_{min} \approx 1,73$ beträgt. Wächst das Verhältnis der Durchmesser weiter an, wird der von der Sonde erfasste Messwert immer geringer. Ein Wert, der kleiner oder gleich d_{min} ist, wird von der Sonde erst dann gemessen, wenn das Verhältnis der Durchmesser $d_{max} / d_{min} \approx 3$ entspricht.

Ist die Sonde dagegen so ausgerichtet wie in Bild 4.21(b) dargestellt, dann erreicht die Höhe des gleichseitigen Dreiecks, dessen Eckpunkte von den drei Enden der Messarme gebildet werden, einen Zahlenwert von kleiner als d_{min} . Daher beträgt der von der Dreiarmkalibersonde gelieferte Messwert weniger als $4/3 * d_{min}$. Je größer das Verhältnis von d_{max} / d_{min} wird, desto mehr nähert sich der gemessene Wert $d = 4/3 * d_{min}$ an. Nähert sich das Verhältnis der Durchmesser dem Zahlenwert $d_{max} / d_{min} = 1$ an, wird die elliptische Kontur zu einer kreisrunden Kontur. Für den Fall einer kreisrunden Kontur des Bohrlochs besteht bezüglich der von der Sonde erfassten Messwerte kein Unterschied mehr zwischen den in Bild 4.21(a) und Bild 4.21(b) dargestellten Ausrichtungen der Dreiarmkalibersonde. Somit wird natürlich auch für die in Bild 4.21(b) dargestellte Positionierung der Sonde bei einer kreisrunden Kontur der tatsächliche Durchmesser der Kontur gemessen.

Durch die beschriebenen theoretischen Überlegungen zu den Ausrichtungsmöglichkeiten der Sonde im deformations- oder ausbruchsbedingt ovalisierten Bohrloch und den daraus folgenden Messergebnissen wird verdeutlicht, dass die Messergebnisse einer Dreiarmkalibersonde, unabhängig davon, wie die Sonde sich in einem Bohrloch ausrichtet, stets durch die kürzere

Innenseite einer ovalisierten oder idealisierterweise elliptischen Kontur bestimmt werden. Daher weichen die mit einer Dreiarmkalibersonde ermittelten Messwerte umso stärker von der Länge des größeren Durchmessers einer elliptischen Bohrlochkontur ab, je größer das Verhältnis der Durchmesser zueinander ist.

Im Zusammenhang mit den hier aufgeführten Überlegungen ist abschließend zu erwähnen, dass eine Ovalisierung mit einem Seitenverhältnis von $d_{max} / d_{min} \approx 1,8$, wie sie hier am Bohrlochmodell vorgenommen worden ist, lediglich der grundlegenden Untersuchung des Verhaltens der Sonde in außergewöhnlichen Situationen wie der Befahrung einer sehr stark verformten Bohrlochkontur dient. Mit derartigen bruchlosen Deformationen ist in Bohrlöchern in Tongesteinsformationen in situ nicht zu rechnen.

(a 3d) *Messergebnisse bei einer starken Ovalisierung des Modells mit der längeren Seite der Ovalisierung in horizontaler Richtung*

Die dritte durchgeführte Messung stellt eine Variation der zweiten Messung dar, bei der das gesamte Bohrlochmodell um $\Delta\phi = 90^\circ$ gegenüber der Ausgangsposition gedreht worden ist, so dass anschließend die längeren Seiten der drei Ovalisierungen in der Horizontalen positioniert gewesen sind. Die Messbefunde sind in Bild 4.23 aufgetragen.

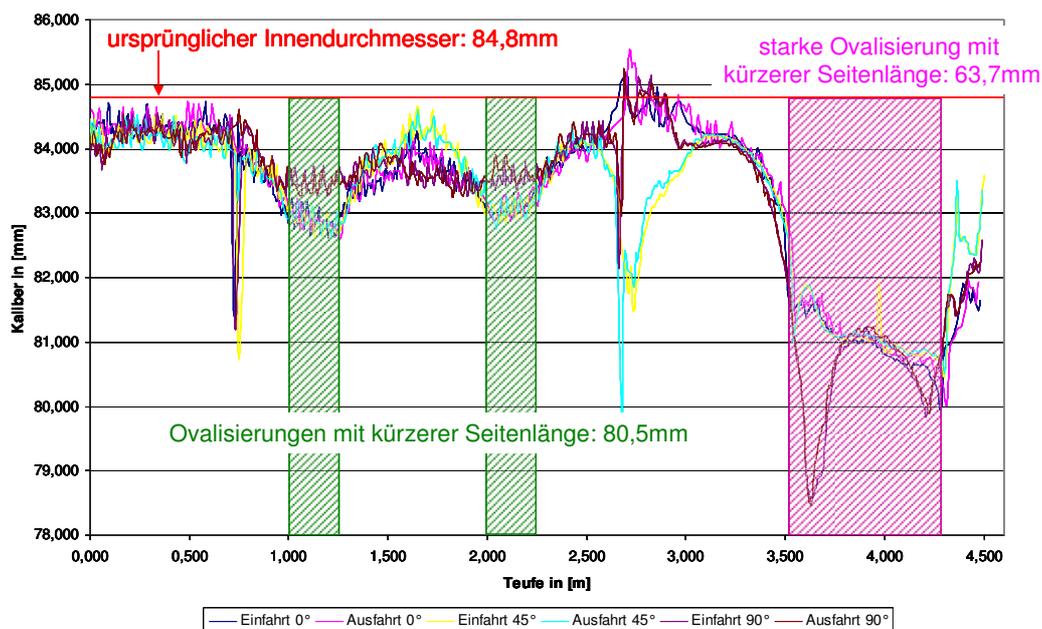


Bild 4.23: *Messergebnisse für das Bohrlochmodell mit einer starken und zwei leichten Ovalisierungen für das um 90° gegenüber Bild 4.20 gedrehte Bohrlochmodell*

Beim vergleichenden Betrachten von Bild 4.20 und Bild 4.23 wird deutlich, dass die erfolgte Drehung für die ersten beiden Teilstücke des Modells und auch für den Stoßbereich zwischen dem zweiten und dem dritten Teilstück keinen großen Einfluss auf die Messwerte gehabt hat. Bei der vergleichenden Betrachtung der für den stark ovalisierten Bereich erhaltenen Messwerte sind jedoch signifikante Unterschiede zu erkennen. Während im Fall von Messung 2 die gemessenen Kaliberwerte in dieser Zone bei $d_{BL} \approx 73$ mm bis $d_{BL} \approx 76$ mm liegen, betragen sie bei Messung 3 zwischen $d_{BL} \approx 79$ mm und $d_{BL} \approx 82$ mm. Da rein geometrisch betrachtet die Befahrung unter $\phi = 90^\circ$ der Messung 3 genau der Befahrung unter $\phi = 0^\circ$ für die Messung 2 entspricht, wäre zwischen diesen beiden Messungen eine bessere Übereinstimmung der Messwerte zu erwarten gewesen. Ein möglicher Erklärungsansatz für die doch erhebliche Diskrepanz lautet wie folgt:

Entsprechend den vorstehenden Ausführungen haben die Messarme die maximal mögliche Ausdehnung dann, wenn die Sonde die in Bild 4.21(b) aufgezeigte Position im Bohrlochmodell einnimmt. Bild 4.24 zeigt Möglichkeiten der Ausrichtung der Dreiarmkalibersonde in einer gegenüber Bild 4.21 um $\Delta\phi = 90^\circ$ gedrehten Bohrlochkontur.

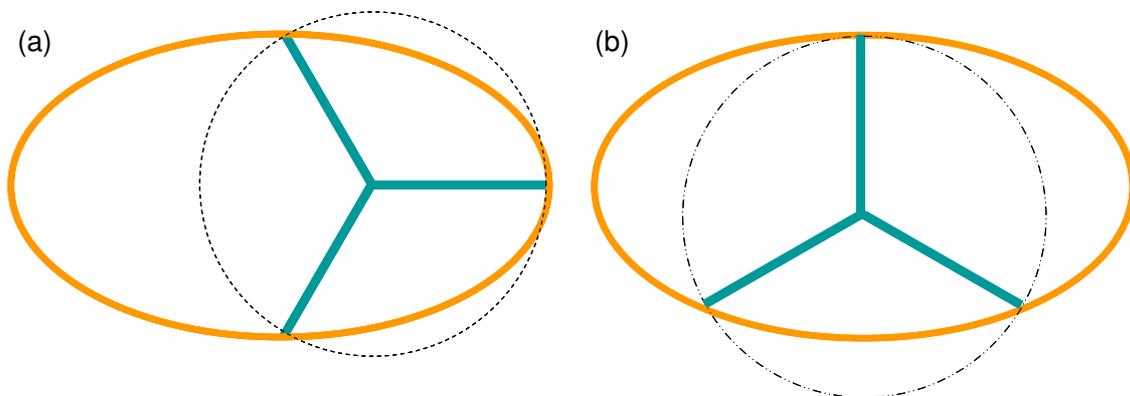


Bild 4.24: Ausrichtungsmöglichkeiten einer Dreiarmkalibersonde in einer elliptischen Bohrlochkontur mit dem größeren Durchmesser in horizontaler Richtung

Wird die Querschnittskontur aus Bild 4.21(b) um $\Delta\phi = 90^\circ$ gegen den Uhrzeigersinn gedreht, wird genau die Querschnittskontur in Bild 4.24(b) erhalten. Rein geometrisch betrachtet sind die in Bild 4.21(b) und Bild 4.24(b) dargestellten Positionen der Dreiarmkalibersonde also identisch. Es müssen somit andere Einflüsse existieren, die eine Auswirkung auf die Ausrichtung der Sonde im Bohrlochmodell haben und daher für den Unterschied zwischen den in Bild 4.21(b) und den in Bild 4.24(b) beschriebenen Messwerten verantwortlich sind. Tatsächlich lässt sich die Ausrichtung der Sonde im Bohrlochmodell nicht rein auf der Grundlage der



Geometrie und isoliert von physikalischen Einflüssen betrachten. Vielmehr wird die Sonde durch physikalische Faktoren wie

- (1) Gravitation / Eigengewicht,
 - (2) Federkonstante und Auslenkung der Rückstellfeder der Sonde,
 - (3) Reibungsbeiwert der Rollen der Sonde an der Wand des Bohrlochs / Bohrlochmodells
- beeinflusst.

Je glatter und härter die Oberfläche der Bohrlochwand ist, desto geringer ist der Reibungsbeiwert der Rollen der Sonde an der Bohrlochwand und umso weniger tief können sich die Rollen der Sonde in die Bohrlochwand eindrücken. Die Fähigkeit der Sonde, bei der Ein- bzw. Ausfahrt ihre Position in einem Bohrloch als Reaktion auf eine Veränderung der Bohrlochkontur zu ändern, ist deshalb bei einer harten und glatten Beschaffenheit der Bohrlochwand (oder der Wand des Bohrlochmodells) größer als bei einer rauen oder weichen Beschaffenheit der Bohrlochwand. Das für diese Untersuchung verwendete Bohrlochmodell besteht aus Aluminiumfallrohren. Die Aluminiumfallrohre haben im Vergleich zu einem Bohrloch in einer Tongesteinsformation eine sehr glatte Oberfläche. Es kann also davon ausgegangen werden, dass die Reibung zwischen den Rollen der Dreiarmkalibersonde (bestehend aus Stahl) und der Wandfläche des Bohrlochmodells (Aluminium) sehr gering ist.

Unter der Annahme, dass die Reibung zwischen den Rollen der Dreiarmkalibersonde und der Wandfläche des Bohrlochmodells vernachlässigbar klein ist, können für theoretische Überlegungen zum Ausrichtungs- / Positionierungsverhalten der Sonde die drei Rollen an den Enden der Messarme der Sonde gedanklich durch in jede Richtung frei bewegliche Kugeln ersetzt werden. Eine derartige kugelgelagerte Dreiarmkalibersonde wäre nicht in der Lage, tangential zur Kontur des Bohrlochs wirkende Kräfte auf die Wandfläche des Bohrlochs zu übertragen. Daher wäre eine Sonde dieser Bauart auch immer bestrebt, ihre geometrisch größtmögliche Ausdehnung im Bohrloch anzunehmen, da es sich bei dieser Position um die physikalisch stabilste Ausrichtungsmöglichkeit handelt. Der Ausrichtung der Sonde in der Position mit der geometrisch betrachtet größtmöglichen Ausdehnung der Messarme könnte ausschließlich die Gewichtskraft der Sonde entgegenwirken.

Bei Reibungsfreiheit zwischen den Rollen der Dreiarmkalibersonde und der Wandfläche des Bohrlochs / Bohrlochmodells wäre es somit vom Verhältnis zwischen der Federkraft der Rückstellfeder der Sonde zu ihrer Gewichtskraft und von der Ausrichtung der elliptischen



oder ovalisierten Kontur abhängig, ob die Sonde ihre geometrisch betrachtet maximal mögliche Ausdehnung erreichen würde oder nicht. Je stärker die Federkraft der Rückstellfeder im Verhältnis zur Gewichtskraft der Dreiarmkalibersonde wäre, umso eher würden die Messarme der Sonde ihre aus geometrischer Betrachtung maximal mögliche Auslenkung einnehmen. Wäre die Federkraft der Rückstellfeder sehr groß im Vergleich zur Gewichtskraft der Sonde, dann wäre auch der Einfluss der Ausrichtung der Kontur (größerer Durchmesser in der Horizontalen bzw. Vertikalen) vernachlässigbar. Maßgeblich für die Ausrichtung der Sonde wäre in diesem Fall die Rückstellkraft der Feder, die die Sonde dazu bringen würde, ihre größtmögliche Auslenkung einzunehmen und sich dadurch in eine physikalisch stabile Ausrichtung zu bringen. Ein solches von Regelmäßigkeit geprägtes Ausrichtungsverhalten der Dreiarmkalibersonde im Bohrloch würde eine große Erleichterung bei der Interpretation der Messdaten darstellen. Tatsächlich ist die im Rahmen dieses Vorhabens verwendete Dreiarmkalibersonde jedoch nicht kugelgelagert sondern rollengelagert. Davon abgesehen gibt es gute Gründe dagegen, die Sonde mit einer sehr hohen Rückstellfederkraft zu versehen. Die Gründe lauten:

- (1) Die Rollen der Sonde könnten die Oberfläche der zu vermessenden Bohrlöcher mehr als unbedingt nötig beeinflussen und im äußersten Fall sogar beschädigen.
- (2) Da die Sonde nicht kugelgelagert ist, sondern auf Rollen vorgetrieben wird, kann eine Vergrößerung der Federkraft der Rückstellfeder dazu führen, dass die tangential zur Bohrlochkontur zwischen Bohrlochwand und Rollen der Sonde übertragbaren Reibungskräfte zunehmen. Eine große Übertragbarkeit von Reibungskräften zwischen den Rollen der Sonde und der Bohrlochwand schränkt die Ausrichtungsfreiheit der Sonde ein und kann im Extremfall dazu führen, dass die Sonde nur mit zwei Messarmen Kontakt zur Bohrlochwand hat. Bei einer solchen Ausrichtung steigt die Wahrscheinlichkeit, dass die Messergebnisse nicht oder nur wenig repräsentativ sind für die Beschaffenheit der Kontur des untersuchten Bohrlochs.
- (3) Die Sonde könnte beim Überwinden von größeren Hindernissen (Abplatzungen, aufgeweichte Stellen der Bohrlochwandung im Tongestein) Schaden nehmen oder steckenbleiben.

Aus den genannten Gründen ist die Federkraft der Rückstellfeder der im Rahmen dieses Vorhabens verwendeten Dreiarmkalibersonde eher als klein im Vergleich zur Gewichtskraft der Sonde eingestellt worden. Eher klein bedeutet in diesem Zusammenhang, dass die Federkraft

der Sonde (einschließlich einer gewissen Sicherheit) gerade stark genug gewählt worden ist, um, unabhängig von der Positionierung der Sonde, eine durch das Eigengewicht der Sonde bedingte Auslenkung der Messarme verhindern zu können. Für die hier am Bohrlochmodell durchgeführten Untersuchungen hat also folgende Konstellation bezüglich der unterschiedlichen physikalischen Einflüsse auf die Ausrichtung der Sonde im Bohrloch vorgelegen:

- (1) niedrige Reibung (= geringe Übertragbarkeit von Reibungskräften tangential zur Kontur des Bohrlochmodells) zwischen der Sonde (Stahl) und der Wand des Bohrlochmodells (Aluminium),
- (2) relativ geringe Rückstellkraft der Feder im Vergleich zum Eigengewicht der Sonde.

Unter den beschriebenen Voraussetzungen ist es durchaus nicht auszuschließen, dass die Sonde in dem ovalisierten Querschnitt mit dem größeren Durchmesser in der horizontalen Richtung die in Bild 4.24(b) dargestellte Position einnimmt, während sie in einem ovalisierten Querschnitt mit dem größeren Durchmesser in der vertikalen Richtung, dem Einfluss der Schwerkraft folgend, sich weiter nach unten in den Querschnitt hineinbegibt und eine Position ähnlich der in Bild 4.21(a) dargestellten Position einnimmt. In einer der Darstellung aus Bild 4.21(a) ähnlichen Position kann die Sonde in Bild 4.18 beim Durchfahren des stark ovalisierten Bereiches des Bohrlochmodells betrachtet werden.

Während zu Beginn der Untersuchungen davon ausgegangen worden ist, dass eine Dreiarmkalibersonde sich stets so ausrichtet, dass alle drei Arme der Sonde Kontakt zur Bohrlochwandung haben, ist während der am Bohrlochmodell durchgeführten Untersuchungen beobachtet worden, dass die Sonde im Bereich der starken Ovalisierung bei der Ausrichtung der Ovalisierung mit dem größeren Durchmesser in vertikaler Richtung eine Position einnehmen kann, wie sie in Bild 4.25 schematisch dargestellt ist.

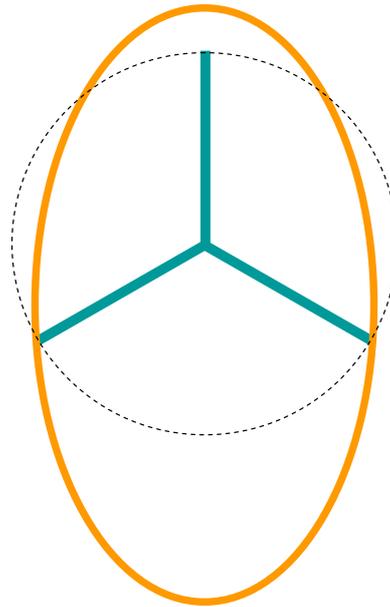


Bild 4.25: Positionierung der Dreiarmkalibersonde im Bereich der starken Ovalisierung bei der Ausrichtung der Ovalisierung mit dem größeren Durchmesser in der vertikalen Richtung, bei der nur zwei der Messarme Kontakt mit der Bohrlochkontur haben.

Durch die starke Verjüngung der Bohrlochmodellkontur in horizontaler Richtung werden dabei scheinbar die beiden unteren Messarme so stark zusammengedrückt, dass sich durch die Stauchung der Rückstellfeder eine Spannung an den Messarmenden einstellt, die ausreichend groß ist, um die beiden Messarme so fest gegen die Wandfläche des Bohrlochmodells zu pressen, dass sich die Sonde trotz des fehlenden Wandkontaktes eines Sondenarms in dieser Position stabilisiert. Eine solche Positionierung der Sonde könnte ein weiterer Erklärungsansatz für die niedrigeren Messwerte bei der Ausrichtung der Ovalisierung mit dem größeren Durchmesser in der vertikalen Richtung gegenüber der Ausrichtung der ovalisierten Kontur mit dem größeren Durchmesser in der horizontalen Richtung sein.

(a 3e) Messergebnisse für ein Bohrlochmodell mit drei lokalen Deformationen in den Querschnitt hinein

Nachdem bei den ersten drei Messungen der Schwerpunkt des Interesses auf der Vermessung von ovalisierten Querschnitten gelegen hat, ist in Messung 4 die Reaktion der Messsonde auf lokale Deformationen in den Querschnitt hinein untersucht worden. Dazu ist das letzte Teilstück des Modells ausgetauscht worden. Anstelle des stark ovalisierten Teilstücks ist ein Modellabschnitt gesetzt worden, dem zuvor zwei Eindellungen im oberen Bereich und eine im

seitlichen Bereich zugefügt worden waren. Übertragen auf ein horizontal verlaufendes Bohrloch würden die modifizierten Stellen sich dementsprechend im First und im Stoß befinden. In Bild 4.26, das die Ergebnisse von Messung 4 zeigt, sind die entsprechenden Bereiche orange schraffiert.

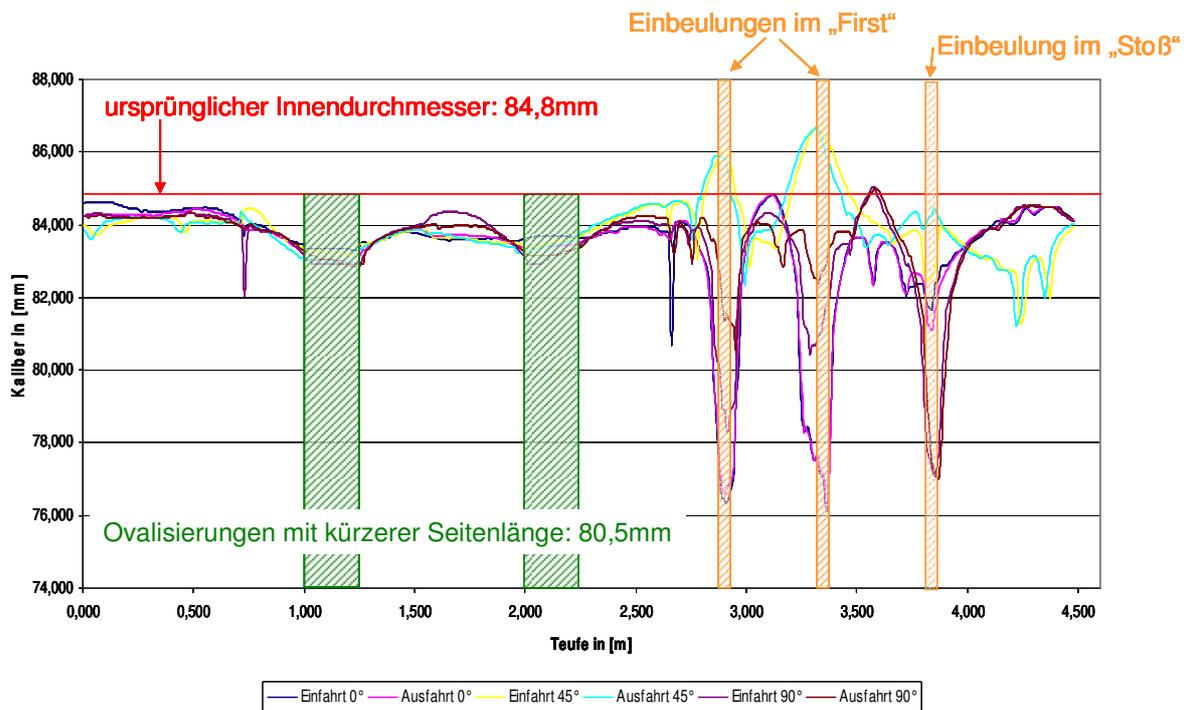


Bild 4.26: Messergebnisse für das Bohrlochmodell mit zwei leichten Ovalisierungen und drei lokalen Deformationen in den Querschnitt hinein

Interessant zu beobachten ist im Fall von Messung 4 die Auswirkung der Variation des Einfahrwinkels auf die Messergebnisse. Während die Resultate von Ein- und Ausfahrt für die Befahrungen unter $\phi = 0^\circ$ und $\phi = 45^\circ$ jeweils nahezu synchron verlaufen, ist für die Ein- und Ausfahrt unter $\phi = 90^\circ$ im Bereich der Deformierung des Rohr-Firstbereiches ein deutliches Abweichen der Messwerte voneinander zu erkennen. Diese unterschiedlichen Messergebnisse sind ein Indiz dafür, dass während dieser Befahrung die Sonde bei der Ausfahrt einen etwas anderen Weg als bei der Einfahrt genommen hat.

Sowohl die Messergebnisse für die Befahrung unter $\phi = 0^\circ$ wie auch die Ergebnisse für die unter $\phi = 90^\circ$ vorgenommene Befahrung weisen in den deformierten Bereichen Minima auf. Diese unterscheiden sich jedoch stark in ihren Minimalwerten. Während in den deformierten Rohr-Firstbereichen die Messwerte für die Befahrung unter $\phi = 0^\circ$ auf $d_{BL} = 76$ mm absinken, nehmen die Messwertgraphen für die Befahrung unter $\phi = 90^\circ$ dort, abhängig davon, ob Ein-

oder Ausfahrt betrachtet werden, auf Werte zwischen $d_{BL} = 78$ mm und $d_{BL} = 82$ mm ab. Genau entgegengesetzt verhält es sich für die Deformation im Rohr-Stoßbereich. Die Minimalwerte der Befahrung unter $\phi = 90^\circ$ liegen hier bei $d_{BL} = 76$ mm, während die Messwertkurven für die Befahrung unter $\phi = 0^\circ$ nur in den Bereich zwischen $d_{BL} = 81$ mm und $d_{BL} = 82$ mm absinken. Erklärung hierfür könnte sein, dass bei der Befahrung unter $\phi = 0^\circ$ die Deformationen im Rohr-Firstbereich von der Sonde komplett erfasst worden sind, während die Verformung im Stoßbereich nur tangiert worden ist. Der gegenteilige Fall scheint bei der Befahrung unter 90° eingetreten zu sein. Während hier die Verformungen im Rohr-Firstbereich eher tangiert worden zu sein scheinen, deuten die Messergebnisse auf eine volle Erfassung der Deformation im Stoßbereich hin.

Einen grundsätzlich entgegengesetzten Verlauf zu den Ergebnissen der beiden zuvor beschriebenen Befahrungen weisen die Graphen aus der Befahrung unter $\phi = 45^\circ$ auf. Sie zeigen in den lokal deformierten Bereichen des Bohrlochmodells Maximalwerte für den Bohrllochdurchmesser an. Diese Maximalwerte können nur dadurch begründet werden, dass bei dieser Befahrung die Deformationen in den Hohlraum hinein mit der Messsonde überhaupt nicht erfasst worden sind. Stattdessen hat die Messsonde vordringlich die Aufweitung des Metallrohrprofils gemessen. Das in diesem Fall erfolgte Erfassen gerade der Aufweitung des Bohrlochmodells lässt sich anhand der Betrachtung von Bild 4.27 erklären.

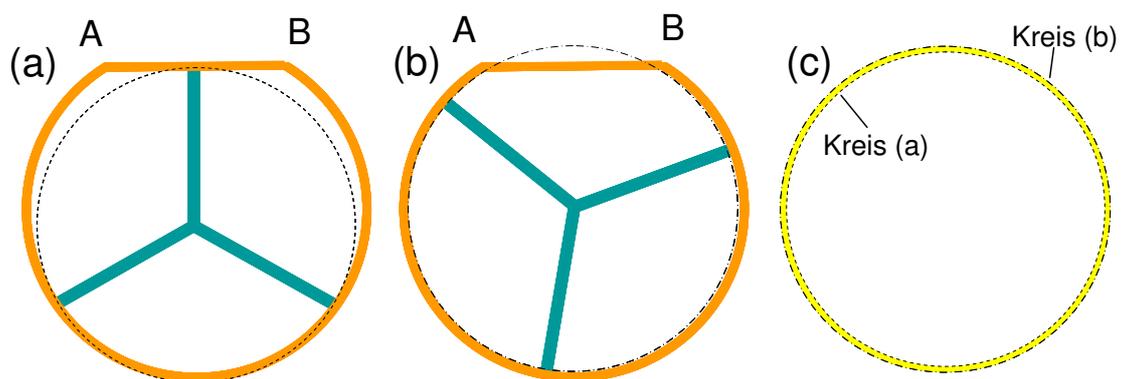


Bild 4.27: Schematisierte Darstellungen der deformierten Kontur des Bohrlochmodells mit unterschiedlichen Möglichkeiten der Positionierung einer Dreiarmskalibersonde mit (a) einer Erfassung des deformierten Bereiches durch einen der Messarme, (b) keine Erfassung des deformierten Bereiches durch einen der Messarme und (c) die daraus resultierende flächenmäßige Differenz von Kreisen mit Durchmessern, die den aus den in (a) und (b) dargestellten Positionierungen resultierenden Messwerten entsprechen

Bild 4.27 zeigt zwei schematische Darstellungen der zwischen den Punkten A und B in den Querschnitt hinein deformierten Kontur des Bohrlochmodells mit zwei unterschiedlichen Ausrichtungsmöglichkeiten der Kalibersonde. Die in Bild 4.27(a) dargestellte Ausrichtung der Kalibersonde führt zu Messwerten, die kleiner sind als der Durchmesser des unverformten Fallrohres. Zur Visualisierung des von der Dreiarmkalibersonde bei der in Bild 4.27(a) dargestellten Ausrichtung gemessenen Kaliberwertes ist in Bild 4.27(a) ein Kreis, der den gemessenen Kaliberwert als Durchmesser besitzt, gestrichelt dargestellt. Die in Bild 4.27(b) dargestellte Variante der Ausrichtung des Kalibers führt hingegen zu Messwerten, die größer sind als der Ausgangsdurchmesser des Fallrohres. Ein zum gemessenen Kaliberwert gehöriger Kreis ist in Bild 4.27(b) strichpunktiert dargestellt. Bild 4.27(c) beinhaltet die Gegenüberstellung der beiden zu den in den unterschiedlichen Ausrichtungen von der Dreiarmkalibersonde gemessenen Kaliberwerten. Die Differenz der Flächen der zwei Kreise ist in Bild 4.27(c) gelb dargestellt, wodurch visualisiert wird, dass der bei der Positionierung der Sonde nach Bild 4.27(a) erhaltene Messwert kleiner ist als der bei der Ausrichtung der Sonde nach Bild 4.27(b) von der Sonde erfasste Messwert.

Da die in Bild 4.27(a) dargestellte Ausrichtung der Dreiarmkalibersonde in etwa der Ausgangsausrichtung der Sonde bei der Befahrung des Bohrlochmodells unter $\phi = 0^\circ$ entspricht und die in Bild 4.27(b) dargestellte Ausrichtung genau der Ausgangsausrichtung der Dreiarmkalibersonde bei der Befahrung des Bohrlochmodells unter $\phi = 45^\circ$ entspricht, erscheint es plausibel und sehr wahrscheinlich, dass die in Bild 4.27(a) und (b) dargestellten unterschiedlichen Ausrichtungsmöglichkeiten der Dreiarmkalibersonde tatsächlich den Grund für die sehr unterschiedlichen und gegensätzlichen Messergebnisse in den im Firstbereich deformierten Bohrlochmodellbereichen darstellen, in denen bei den Befahrungen unter $\phi = 0^\circ$ und $\phi = 90^\circ$ Konturverengungen von der Dreiarmkalibersonde signalisiert werden, während bei der Befahrung unter $\phi = 45^\circ$ eine Aufweitung des Bohrlochmodellquerschnitts in denselben Bereichen gemessen wird.

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse der Befahrungen unter unterschiedlichen Ausgangswinkeln veranschaulicht eindrucksvoll, wie groß der (in situ nicht kontrollierbare) Einfluss der Ausrichtung der Dreiarmkalibersonde auf die von der Sonde gemessenen Kaliberwerte ist.

(a 3f) Ergebnisse für ein Bohrlochmodell mit einer lokalen Deformation aus dem Querschnitt heraus (Konturausbruch)

Um die Untersuchungen mit der Kalibersonde an dem Bohrlochmodell abzuschließen, ist für die fünfte und letzte Demonstrationsmessung das Modell um ein Fallrohrstück ergänzt worden, an dem lokal eine Deformation aus dem Querschnitt heraus vorgenommen worden ist. Hierzu ist ein annähernd ovales Loch mit einer Länge von $l \approx 10$ cm in axialer Richtung des Fallrohres sowie einer Höhe von $h \approx 5$ cm in tangentialer Richtung zur Fallrohrkontur in die Wand des Fallrohres geschnitten worden. Das Loch in der Wand des Fallrohres ist anschließend mit einem gekrümmten Aluminiumblech und zwei Kunststoffschalen so verkleidet worden, dass in der Wand des Bohrlochmodells ein künstlicher Ausbruch mit einer Tiefe von maximal $t = 2$ cm entstanden ist. Durch den modellierten Ausbruch hat demnach eine lokale Vergrößerung des Fallrohrradius von ursprünglich $r_{BL} = 42,4$ mm auf maximal $r_{BL} = 62,4$ mm stattgefunden. Bild 4.28 zeigt einen Screenshot aus einem mit der im nächsten Abschnitt vorgestellten Axial-Bohrlochkamera aufgenommenen Video aus dem Inneren des Bohrlochmodells.

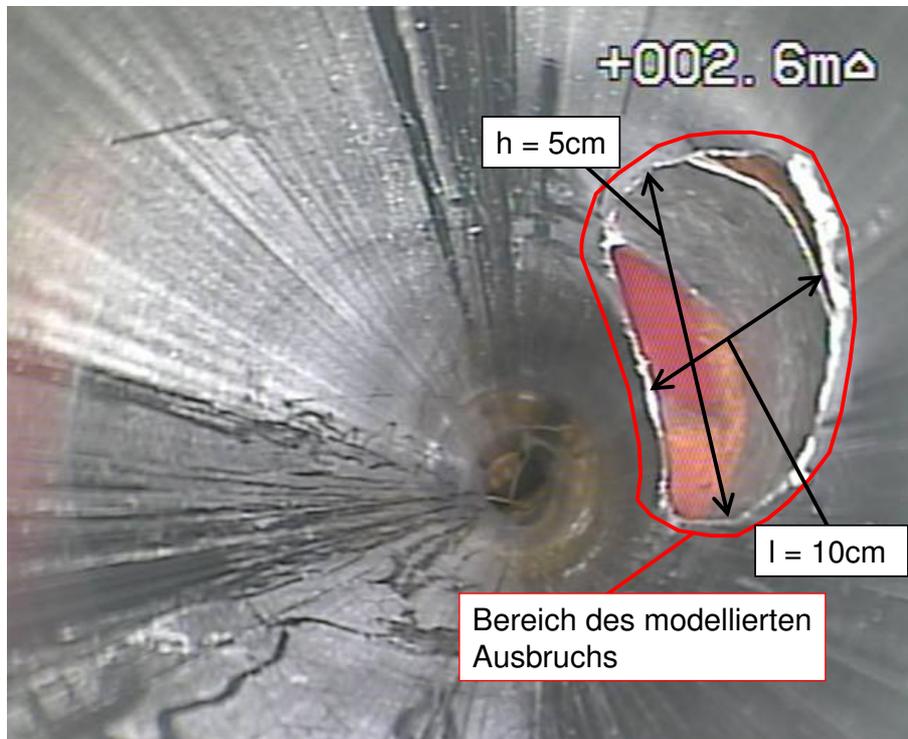


Bild 4.28: Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera aus dem Inneren des Bohrlochmodells mit Blick auf den künstlichen Ausbruch in der Wand des Bohrlochmodells

Im rechten Bereich dieses Screenshots ist der modellierte Ausbruch zu betrachten. Für die richtige Interpretation des Bildes ist es wichtig hervorzuheben, dass der Übergang zwischen dem tiefsten Punkt des modellierten Ausbruchs und dem unverformten Bereich des Fallrohres auch in axialer Richtung fließend verläuft. Der Eindruck einer dort eventuell vorhandenen Kante entsteht durch den farblichen Unterschied der verwendeten Materialien Aluminium und Kunststoff sowie aus der Position der Kamera im Moment der Aufnahme.

Bild 4.29 zeigt die Messergebnisse aller 6 Messungen für das untersuchte Bohrlochmodell. Da die in den Messergebnissen zu beachtenden Variationen in den ersten vermessenen 2,7 m des Bohrlochmodells allesamt auf Manipulationen an der Fallrohrwand zurückzuführen sind, deren Auswirkungen auf die Messergebnisse in den vorangehenden Abschnitten bereits ausführlich beschrieben worden sind, soll hier nur auf die Messergebnisse für das bei $t_{BL} \approx 2,7$ m beginnende letzte Teilstück des Bohrlochmodells eingegangen werden. Wie bei der Betrachtung von Bild 4.29 festgestellt werden kann, zeigen die Messwerte im unverformten Bereich dieses Teilstücks unabhängig von der gewählten Ausgangspositionierung der Sonde im Fallrohr einheitlich einen Durchmesser von $d_{BL} \approx 84,0$ mm.

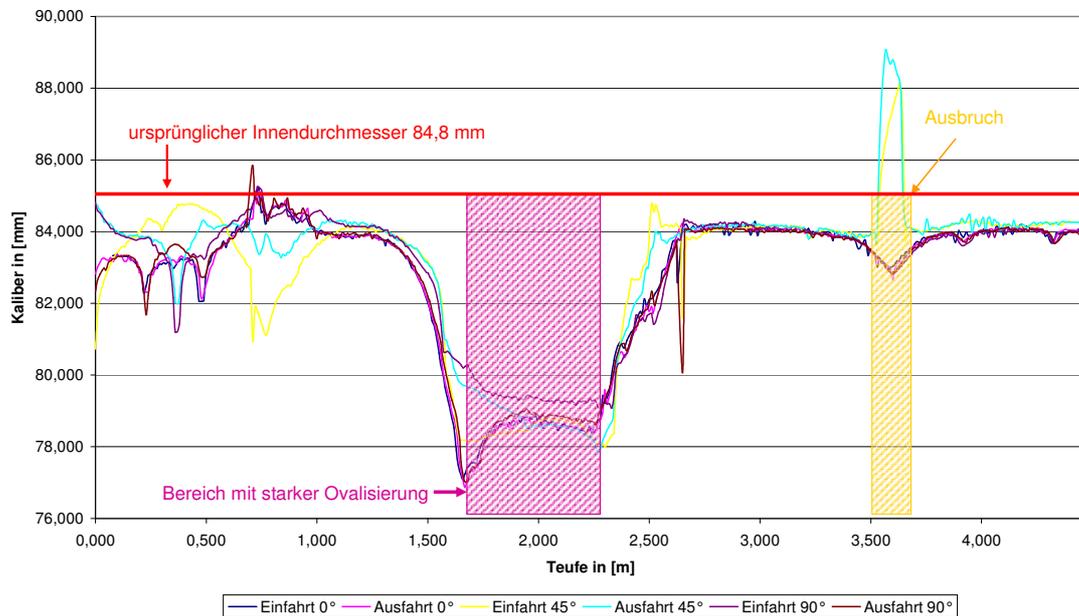


Bild 4.29: Messergebnisse für das Bohrlochmodell mit starken Ovalisierungen und einer lokalen Deformation aus dem Querschnitt hinaus

Aufgrund der Übereinstimmung der Messwertgraphen aller 6 Messungen für diesen Bereich kann von einer kreisrunden Kontur ausgegangen werden. Dabei liegen die Messwerte einheitlich

lich im Bereich $\Delta d_{BL} \approx 0,8$ mm unter dem ursprünglich für ein komplett unbehandeltes Rohr vom Hersteller angegebenen Durchmesser von $d_{BL} \approx 84,8$ mm.

Bei der Betrachtung des bei $t_{BL} \approx 3,5$ m beginnenden Bereichs des modellierten Ausbruchs in Bild 4.29 verdeutlicht sich, dass der modellierte Bohrlochausbruch ausschließlich bei den beiden Messungen (Ein- und Ausfahrt) der Befahrung unter $\phi = 45^\circ$ von einem der drei Messarme der Kalibersonde erfasst worden ist. Nur bei den Messwerten dieser beiden Messungen, die in Bild 4.29 durch den gelben Messwertgraphen (Einfahrt) und den türkisfarbenen Messwertgraphen (Ausfahrt) abgebildet werden, ergeben sich im Bereich des modellierten Ausbruchs Maxima der Messwertgraphen. Bild 4.30 zeigt schematisch die drei unterschiedlichen Ausgangsausrichtungen der Dreiarmkalibersonde und liefert somit gleichzeitig die Erklärung dafür, weshalb der modellierte Ausbruch von Gestein aus der Bohrlochwand bei der Befahrung unter $\phi = 45^\circ$ von der Dreiarmkalibersonde erfasst worden ist, während er dagegen bei den Befahrungen unter $\phi = 0^\circ$ und $\phi = 90^\circ$ von keinem der Messarme der Dreiarmkalibersonde detektiert worden ist.

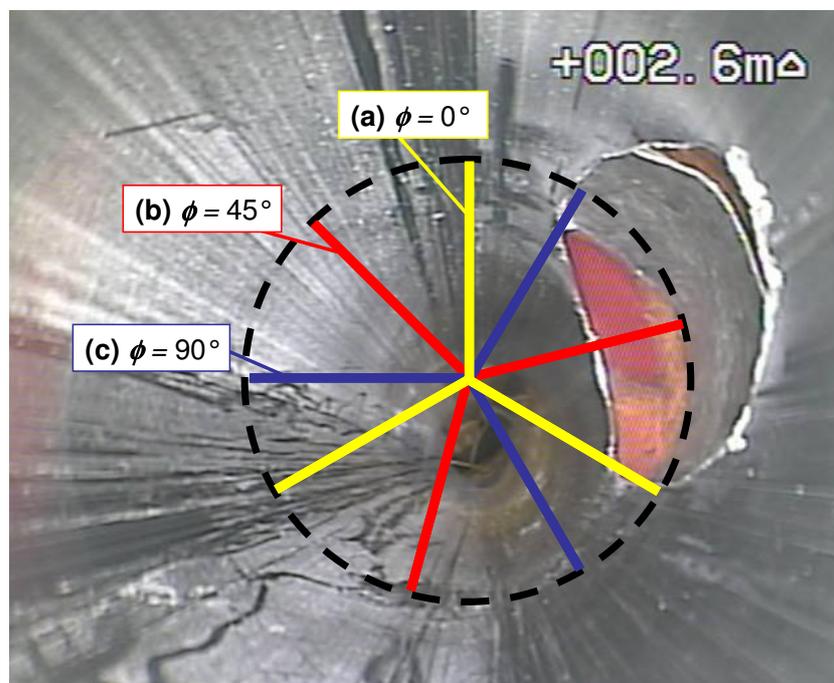


Bild 4.30: Schematische Darstellung der Ausrichtung der Messarme der Dreiarmkalibersonde im Bohrlochmodell bei variierenden Ausgangswinkeln mit (a) einem Ausgangswinkel von $\phi = 0^\circ$ und keiner Erfassung des modellierten Ausbruchs (gelbe Messarme) (b) einem Ausgangswinkel von $\phi = 45^\circ$ und einer vollen Erfassung des modellierten Ausbruchs durch einen der Messarme (rote Messarme) und (c) einem Ausgangswinkel von $\phi = 90^\circ$ und keiner Erfassung des modellierten Ausbruchs (blaue Messarme)



Da die Dreiarmkalibersonde sich bei keiner der Befahrungen des Bohrlochmodells verdreht hat, können die Ausgangsausrichtungen der Dreiarmkalibersonde bei den jeweiligen Befahrungen auch als Ausrichtungen im Teufenbereich des modellierten Ausbruchs von Gestein aus einer Bohrlochwand heraus angenommen werden. Es zeigt sich bei der Betrachtung von Bild 4.30, wie in den Fällen (a) und (c) mit den Ausgangsausrichtungen der Dreiarmkalibersonde unter Winkeln von $\phi = 0^\circ$ und von $\phi = 90^\circ$ der modellierte Ausbruch von keinem der Messarme erfasst wird, während im Fall (b) mit der Ausgangsausrichtung der Dreiarmkalibersonde unter einem Winkel von $\phi = 45^\circ$ der modellierte Gesteinsausbruch zentral von einem der drei Messarme erfasst wird. Somit wird in diesem Bereich bei der Befahrung unter einem Winkel von $\phi = 45^\circ$ von der Dreiarmkalibersonde ein stark gegenüber den bei dieser Befahrung in den weiteren Teufenbereichen des Bohrlochmodells gemessenen Kaliberwerten erhöhter Kaliberwert aufgezeichnet.

Die bei der Befahrung unter einem Winkel von $\phi = 45^\circ$ von der Sonde erfassten maximalen Durchmesser (=Kaliberwerte) liegen bei $d_{BL} \approx 88$ mm für die Einfahrtmessung und bei $d_{BL} \approx 89$ mm für die bei der Ausfahrt erfolgte Messung. Daraus ergibt sich eine gemessene Vergrößerung des Durchmessers von $\Delta d_{BL} \approx 4$ mm für die Einfahrtmessung unter einem Winkel von $\phi = 45^\circ$ und eine gemessene Vergrößerung von $\Delta d_{BL} \approx 5$ mm für die Ausfahrtmessung unter einem Winkel von $\phi = 45^\circ$. Die tatsächliche Vergrößerung des Radius von $r_{BL} \approx 42$ mm auf $r_{BL} \approx 62$ mm im Bereich des modellierten Ausbruchs wird somit von den erhaltenen Messwerten in beiden Fällen nicht widerspiegelt. Die im Bereich des modellierten Ausbruchs erreichten Maxima der Messwertgraphen müssen also eher als Indikatoren für eine partielle Konturaufweitung (in situ gleichzusetzen mit einem Ausbruch oder einer Ablatzung von Gestein aus der Bohrlochwand) angesehen werden und können nicht als Quantifizierung einer solchen partiellen Konturaufweitung mit zahlenmäßig präzisen Befunden über die Tiefe eines Ausbruchs betrachtet werden. Bei der Analyse von Messergebnissen einer Dreiarmkalibersonde ist stets in Betracht zu ziehen, dass ein Ausbruch gegebenenfalls nicht an seiner tiefsten Stelle von einem der drei Messarme der Sonde erfasst worden ist und dass er somit größer sein kann als es die Messwerte erwarten lassen. Bedingt durch die Konstruktionsart der Dreiarmkalibersonde und bedingt durch das daraus folgende Messprinzip ist es jedoch auch bei einer Erfassung der tiefsten Stelle einer partiellen Konturaufweitung durch einen der Messarme nicht möglich, die Konturaufweitung messtechnisch quantitativ zu erfassen. Der Grund für eine stets vorhandene Differenz zwischen der tatsächlichen, durch einen

Ausbruch bedingten partiellen Vergrößerung der Bohrlochkontur und dem ermittelten Anstieg der Messwerte in dem entsprechenden Bereich wird durch die Betrachtung von Bild 4.31 verdeutlicht.

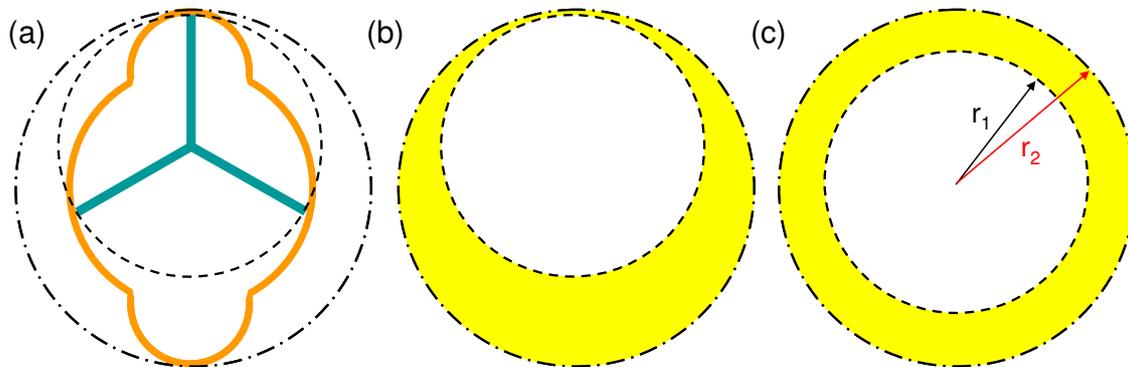


Bild 4.31: (a) schematische Darstellung der möglichen Positionierung einer Dreiarmkalibersonde in einem Bohrloch mit Konturausbrüchen, (b) flächenmäßige Differenz zwischen dem durch den von einer Dreiarmkalibersonde ermittelten Durchmesser beschriebenen Kreis und dem kleinsten Außenkreis der Bohrlochkontur (entsprechend dem maximal vorhandenen Durchmesser) und (c) Gegenüberstellung der zu den beiden Kreisen gehörenden Radien

Bild 4.31(a) zeigt die schematisierte Kontur eines Bohrlochs mit einem Ausbruch in der Sohle und einem Ausbruch im First sowie die Positionierung einer Dreiarmkalibersonde bei vollständiger Erfassung des Ausbruchs im Firstbereich. Weiterhin sind in Bild 4.31(a) zwei Kreise dargestellt. Der kleinere der beiden Kreise hat den Durchmesser, der bei der dargestellten Positionierung der Kalibermesssonde als Messwert erfasst wird. Der größere der beiden Kreise hat einen Radius, der vom Mittelpunkt des Bohrlochs bis zum tiefsten Punkt des Ausbruchs reicht. Die flächenmäßige Differenz der beiden Kreise ist in Bild 4.31(b) gelb dargestellt. Bild 4.31(c) zeigt eine Gegenüberstellung der Radien der beiden Kreise. Der Vergleich der beiden Radien verdeutlicht, dass der von der Dreiarmkalibersonde gelieferte Messwert nicht an die tatsächliche Aufweitung der Kontur des Bohrlochs / Bohrlochmodells heranreicht.

Eine Besonderheit stellt das Absinken der vier weiteren Messwertgraphen in Bild 4.29 im Bereich des modellierten Ausbruchs dar. Aus dem Verlauf der Messwertgraphen lässt sich lediglich folgern, dass keiner der drei Messarme der Sonde bei einer der Messungen unter $\phi=0^\circ$ oder $\phi=90^\circ$ in den Bereich des modellierten Ausbruchs geraten ist, da sich dieses mit einem Anwachsen der Messwerte, wie es für die beiden Messungen unter $\phi=45^\circ$ beobachtet werden kann, bemerkbar gemacht hätte. Weshalb die Messwertgraphen für die Messungen unter $\phi=0^\circ$ und $\phi=90^\circ$ jedoch geschlossen auf ein Minimum von 83 mm absinken, konnte



weder durch theoretische Überlegungen noch durch die Betrachtung von Aufnahmen aus dem Inneren des Bohrlochmodells geklärt werden.

(a 4) Schlussfolgerungen für weitere Messkampagnen und für die Messdateninterpretation

Die voranstehend in Abschnitt (a 3) aufgeführten Messdaten nebst Interpretation zeigen, dass es eine Vielzahl von Einflüssen gibt, die die Positionierung einer Dreiarmkalibersonde innerhalb eines Bohrlochs und damit dann auch die unmittelbar von der Positionierung bzw. Ausrichtung der Sonde abhängigen Messwerte mitbestimmen. Es wird deutlich, dass der tatsächliche Durchmesser einer Kontur nur dann von der Sonde erfasst wird, wenn die Kontur kreisrund ist. Für oval oder elliptisch geformte Konturen konnte aus den Beobachtungen der Sonde im Bohrlochmodell ergänzt durch theoretische Überlegungen eine Limitierung der Bandbreite der möglichen Messwerte durch die kleinste Innenlänge der ovalisierten / elliptischen Kontur festgestellt werden. Aus der Abhängigkeit der Messwerte von der kleinsten Innenlänge einer ovalisierten / elliptischen Kontur lässt sich weiterhin folgern, dass die von der Sonde in einem Bohrlochbereich mit ovalisierter / elliptischer Kontur gemessenen Werte nie den maximalen Innendurchmesser erreichen und von diesem umso mehr abweichen, je stärker sich der minimale und der maximale Durchmesser der Kontur voneinander unterscheiden.

Partielle Veränderungen der Bohrlochkontur wie Abplatzungen und Ausbrüche von Gestein aus der Bohrlochwand (Konturaufweitungen) sowie gegebenenfalls vorhandene partielle Konturverengungen werden von der Sonde nur dann mit Sicherheit erfasst, wenn sie sich über einen Bereich von mehr als $\Delta\phi = 120^\circ$ in tangentialer Richtung entlang der Bohrlochkontur erstrecken. Da eine wie auch immer geartete Veränderung der Bohrlochkontur von diesem Ausmaß in vielen Fällen bereits mit einem Verbruch des Bohrlochs gleichzusetzen ist, ist es, wie die in Abschnitt (a 3) dargestellten Ergebnisse zeigen, zur Erfassung kleinerer partieller Veränderungen der Kontur durch die Dreiarmkalibersonde unbedingt notwendig, mehrere Befahrungen eines Bohrlochs mit unterschiedlichen Startausrichtungen der Messarme der Sonde durchzuführen. Dabei ist jedoch nicht außer Acht zu lassen, dass auch das mehrfache Befahren eines Bohrlochs keine hundertprozentige Garantie zur messtechnischen Erfassung von partiellen Bohrlochkonturveränderungen darstellt, da die Ausrichtung der Messarme nach dem Einfahren der Sonde ins Bohrloch nicht mehr beeinflusst werden kann.



Generell lässt sich aufgrund der am Bohrlochmodell gemachten Erfahrungen sagen, dass es sich bei den Messergebnissen einer Dreiarmkalibersonde eher um Indikatoren für Veränderungen der Bohrlochkontur handelt als um deren tatsächliche quantitative Erfassung. So können im Vergleich zur vorangegangenen Messung detektierte Verkleinerungen des gemessenen Durchmessers Hinweise auf eine Ovalisierung oder eine gleichmäßig Konvergenz einer kreisförmigen Bohrlochkontur sein. Insbesondere liegt die Schlussfolgerung auf eine Ovalisierung dann nahe, wenn bei allen durchgeführten Befahrungen eine Verkleinerung des gemessenen Kaliberwertes erfolgt, die einzelnen Messergebnisse sich jedoch voneinander unterscheiden. Sind die Messergebnisse dagegen sehr ähnlich oder identisch, ist dieses ein Zeichen für die gleichförmige Konvergenz eines Kreisprofils. Wird hingegen in einer bestimmten Teufe im Bohrloch nur bei einer von mehreren durchgeführten Messungen mit unterschiedlichen Startausrichtungen der Messarme von der Sonde eine Verjüngung der Bohrlochkontur festgestellt, ist die Wahrscheinlichkeit hoch, dass es sich um eine partielle, in die Kontur hineinragende Veränderung der Bohrlochkontur handelt. Zur Beurteilung solcher Auffälligkeiten innerhalb der Messergebnisse sollte stets auch der Verlauf des Messwertgraphs vor und hinter dem betrachteten Bohrlochabschnitt herangezogen werden.

Eine Vergrößerung der von der Sonde im Vergleich zur vorangegangenen Messung gemessenen Werte ist ein Indikator für entweder eine Divergenz oder – sehr viel wahrscheinlicher – ein Indikator für einen Ausbruch aus der Bohrlochwand. Auch hier ist es für die sachgemäße Interpretation der Messergebnisse wichtig, die Ergebnisse aller Befahrungen über die gesamte Länge des Bohrlochs zu betrachten. Wie in Abschnitt (a 3) näher erläutert, ist im Fall eines Ausbruchs von Gestein aus der Bohrlochwandfläche zu berücksichtigen, dass ein solcher Ausbruch sich aufgrund der Messtechnik der Dreiarmkalibersonde auch bei voller Erfassung durch einen der Messarme niemals vollständig in den Messwerten widerspiegelt.

Aufgrund der nicht eindeutigen Interpretierbarkeit von Messergebnissen im Hinblick auf die ihnen zugrunde liegenden Phänomene bzw. Mechanismen (→ Vertiefung des Prozessverständnisses) ist es sinnvoll und notwendig, Messungen mit einer Dreiarmkalibersonde durch die Befahrung des Bohrlochs mit einer Bohrlochkamera zu ergänzen. So können insbesondere im Fall von Abplatzungen / Konturausbrüchen auf Basis von Messwerten gestellte Befunde durch die Kamerabefahrung bestätigt oder widerlegt werden. Andersherum betrachtet können die Messwerte der Dreiarmkalibersonde optische Eindrücke einer Kamerabefahrung tendenziell quantitativ untermauern.



(b) Axial-Bohrlochkamera

(b 1) Auswahlkriterien

Die zur Durchführung der in situ-Bohrlochobservationen im Rahmen dieses Vorhabens eingesetzte Axial-Bohrlochkamera erfüllt gleichzeitig mehrere Aufgaben. Im einzelnen sind als Aufgaben zu benennen:

- (1) Überprüfung der Observationsbohrlöcher bezüglich ihres Zustandes im Hinblick auf eine Befahrbarkeit mit der Dreiarmkalibersonde (z.B. Ausschluss von zu großen Bohrlochwandausbrüchen und Ausschluss von zu großem Feuchtigkeitsgehalt der Bohrlochwandungen / zu großen Mengen zugetretenen Wassers im Bohrloch),
- (2) Aufnahme von Bildern zur visuellen Unterstützung der Interpretation der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde und
- (3) Dokumentation des zeitabhängigen (Trag-)Verhaltens und Resättigungsverhaltens der Bohrlochwände mit der Ausbildung von Bruchbereichen und Aufweichungszonen insbesondere auch über die Anwendbarkeitsgrenzen der Dreiarmkalibersonde hinaus in partiell verbrochenen Bohrlochbereichen, Bohrlochbereichen mit einer starken Plastifizierung des das Bohrloch umgebenden Tongesteins und in Bohrlochbereichen mit aufgestautem Sickerwasser (vertikal oder geneigt nach unten orientierte Bohrlöcher).

Aus den vorangehend formulierten Aufgaben, die an die Bohrlochkamera gestellt werden, lassen sich die erforderlichen Eigenschaften der einzusetzenden Bohrlochkamera ableiten. Die bei der Recherche nach einer geeigneten Bohrlochkamera zugrunde gelegten Kriterien werden nachfolgend aufgelistet:

- (1) Die verwendete Bohrlochkamera muss über ein großes Maß an Robustheit verfügen. Diese Forderung schließt neben dem Kamerakopf mit der darin enthaltenen sensiblen Kameraoptik auch alle weiteren Bauteile des Systems mit ein (Gehäuse, Kabel, Anschlussstellen, Vortriebsgestänge, Neigungssensoren, Tiefenzählung, Datenerfassung).
- (2) Die Bohrlochkamera muss nicht nur unempfindlich gegenüber Staub, Schlamm und Spritzwasser sein, sondern soll darüber hinaus auch noch druckwasserdicht bis in mehrere Meter Tiefe sein, um auch in abwärts orientierten Bohrlöchern mit Wasserzutritt eine Befahrung bis zum unterhalb des Wasserspiegels gelegenen Bohrlochtiefsten zu ermöglichen.



- (3) Eine Regelung der Beleuchtung des Bohrlochs muss automatisch erfolgen, um eine optimale Belichtung der aufgenommenen Bohrlochvideos auch bei während einer Befahrung auftretenden stark wechselhaften Bedingungen mit in seinem Erscheinungsbild eher matt-dunklem Tongestein einerseits und feucht glänzendem Tongestein andererseits zu gewährleisten.
- (4) Die von der Bohrlochkamera aufgenommenen Bilder müssen mittels eines Teufenzählers eindeutig einem Teufenbereich zuzuordnen sein, um so mit den Ergebnissen der Messungen mit der Dreiarmkalibersonde korrelierbar zu sein und um darüber hinaus die zeitliche Entwicklung von unterschiedlichen Teufenbereichen anhand von Wiederholungsbe-fahrungen mit der Bohrlochkamera dokumentieren zu können.
- (5) Eine Verdrehung der Bohrlochkamera im Bohrloch um die Längsachse muss stets erkennbar und gleichzeitig darüber hinaus vermeidbar sein.

Die Berücksichtigung der vorangehend aufgeführten Anforderungen an die Bohrlochkamera hat schließlich nach einer intensiven Recherche zum Erwerb der im nachfolgenden Abschnitt vorgestellten Axial-Bohrlochkamera geführt. An der Axial-Bohrlochkamera mussten zur Anpassung an die gestellten Anforderungen im Rahmen der Bohrlochobservation im Tongestein einige Modifikationen vorgenommen werden. Das Axial-Bohrlochkamerasystem wird im nachfolgenden Abschnitt (a 2) einschließlich der zur Anpassung an die besonderen Anforderungen durchgeführten Modifikationen kurz vorgestellt.

(b 2) Funktionsweise

Bei dem im Rahmen dieses Vorhabens zur Bohrlochobservation verwendeten Kamerasystem handelt es sich um eine Rohrinspektionskamera der Firma *Riezler Electronic*, die durch diverse an der TUC vorgenommene Modifikationen an die besonderen, im vorherigen Abschnitt (a 1) aufgeführten Anforderungen der Bohrlochvideoendoskopie angepasst worden ist. Die in Bild 4.32 dargestellte Bohrlochkamera trägt die Bezeichnung *RIK 55/60*.

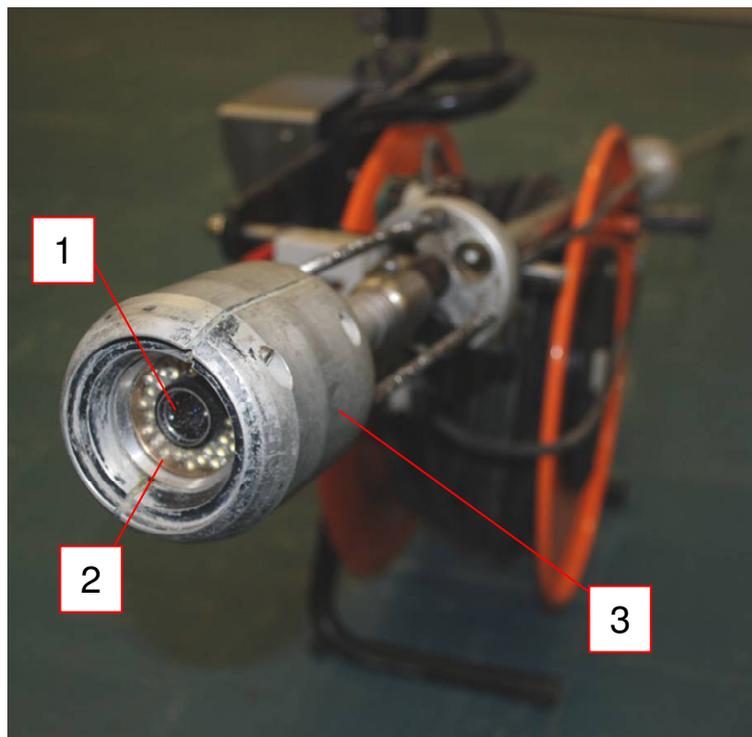


Bild 4.32: Axial-Bohrlochkamera mit (1) Kameramodul, (2) Beleuchtungsring mit 36 Kaltlicht-LED's und (3) nachträglich an der TUC entwickeltem Aluminiumgehäuse

Bei der dargestellten Bohrlochkamera handelt es sich um eine Axial-Kamera. Daraus folgt, dass die Kamera ausschließlich Bilder in Richtung ihrer Längsachse aufzeichnet, da das Kameramodul fest in der Längsachsenrichtung im Kamerakopf eingebaut ist und nicht wie bei einer Schwenkkopfkamera durch einen integrierten Steuerungsmechanismus bewegt werden kann.

Bild 4.32 zeigt im Vordergrund den Kopf des Kamerasystems. Hinter einer Schutzscheibe aus Mineralglas befindet sich das standardmäßig zur Konfiguration der Bohrlochkamera gehörende Kameramodul (1) sowie ein ebenfalls standardmäßig in das System integrierter Ring mit insgesamt 36 um das Kameramodul herum angeordneten Kaltlicht-LED's (2). Des Weiteren ist im Vordergrund von Bild 4.32 ein Aluminiumgehäuse zu erkennen, das nachträglich an der TUC entwickelt worden ist (3). Es dient dazu, die Axial-Bohrlochkamera im Bohrloch abhängig vom Bohrl Lochdurchmesser zumindest näherungsweise zu zentrieren und hat darüber hinaus die Funktion, den in der vom Hersteller ausgelieferten Ausgangskonfiguration aufgrund seiner Konstruktionsweise flexiblen Kamerakopf zu versteifen und so eine ruhige Lage der Kamera während einer Bohrlochbefahrung sicherzustellen. Weiter dient die Versteifung des ursprünglich flexiblen Kamerakopfes durch den Einschluss in das unbewegliche Aluminium-

gehäuse dazu, jederzeit die Ausrichtung des Kamerakopfes im Bohrloch kontrollieren und somit auch bei Wiederholungsbefahrungen eines Bohrlochs reproduzieren zu können. Während ein aufgrund seiner Konstruktionsart flexibler Kamerakopf im Bereich der Inspektion von gebogenen Rohrleitungen einen sehr großen Vorteil darstellen kann, da ein Kamerasystem mit einer derartigen Konstruktionsweise in der Lage ist, Knicke in Rohrleitungen zu überwinden, ist eine solche Fähigkeit im Bereich der Videoobservation von nicht abgelenkten Bohrlöchern, wie sie im Rahmen dieses Vorhabens stattgefunden hat,

- (1) nicht notwendig und
- (2) nicht gewünscht, da die Beweglichkeit des Kamerakopfes eine präzise Ausrichtung der Kamera im Bohrloch erschwert und somit eventuell die Qualität der aufgenommenen Videos reduziert sowie die Reproduzierbarkeit der Kameraposition und Kameraausrichtung bei Wiederholungsbefahrungen verhindert.

Schemenhaft sind in Bild 4.32 im Hintergrund ein Stück des Vortriebsgestänges sowie die Kabeltrommel mit der Steuerbox der Kamera zu erkennen. Eine detailliertere Ansicht des Axial-Bohrlochkamera-Systems mit zur Ausgangskonfiguration gehörenden Komponenten sowie weiterhin mit dem System im Rahmen der Anpassung an die Anforderungen der Bohrlochobservation an der TUC hinzugefügten Komponenten kann Bild 4.33 entnommen werden.

Bild 4.33(1a) zeigt zunächst erneut das bereits aus Bild 4.32 bekannte und den Kamerakopf umschließende Aluminiumgehäuse. In Bild 4.33(1b) ist der ursprünglich in alle Richtungen flexible Kamerahals zu erkennen, der einer Rohrkamera das Befahren von gebogenen Rohrleitungen ermöglichen soll. Das Kamerasystem hat durch die im Vorfeld der in situ-Arbeiten vorgenommene Fixierung des Schwenkkopfes seine sogenannte Bogengängigkeit zugunsten einer präzisen Positionierbarkeit im Bohrloch vollständig eingebüßt. Anstelle eines bei der Inspektion von Rohrleitungen üblichen flexiblen Glasfaserstabs, eines sogenannten Aals, wird zum Vorschub der Axial-Bohrlochkamera während der Observation eines Bohrlochs daher auch das in Bild 4.33(1c) dargestellte torsionssteife Vortriebsgestänge verwendet, mit dem das Gehäuse des Kamerakopfes torsionsfrei verbunden ist. Am Vortriebsgestänge fixiert befindet sich der in Bild 4.33(2a) dargestellte, ebenfalls im Rahmen der Anpassung an die besonderen Anforderungen der Bohrlochobservation an der TUC entwickelte Neigungssensor.

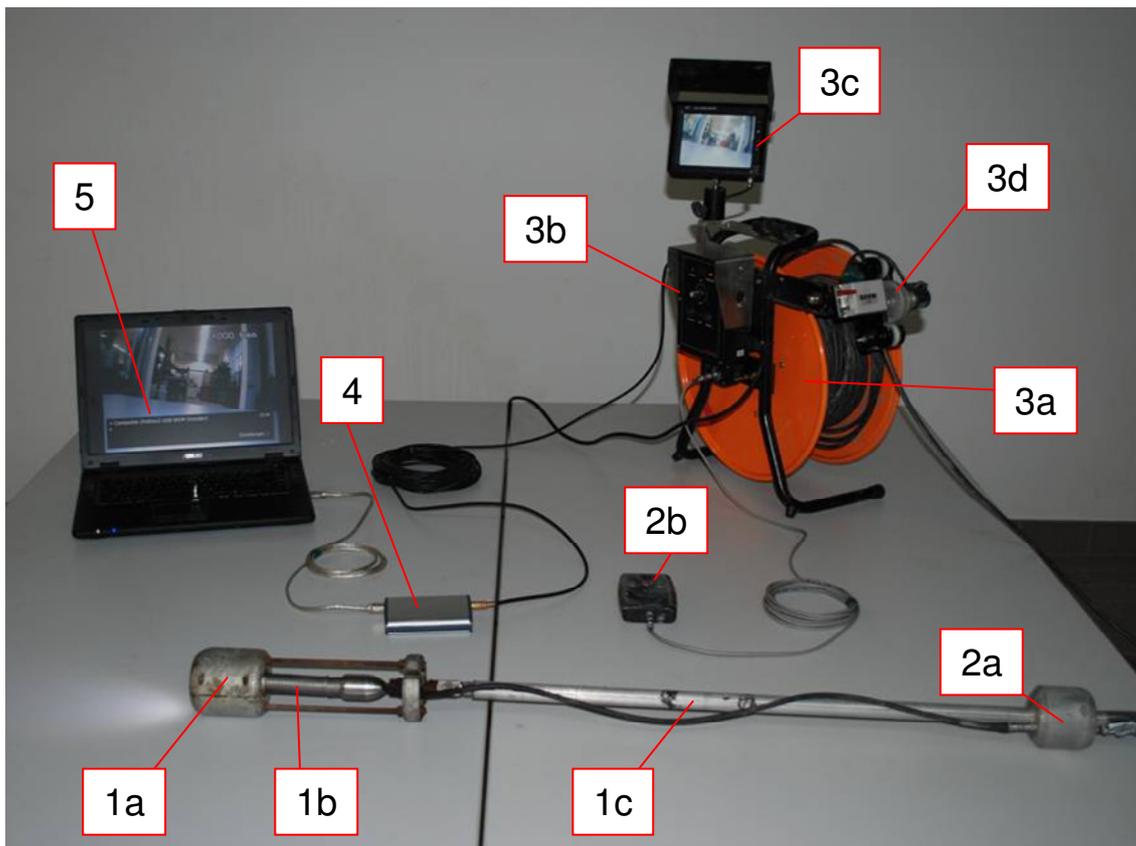


Bild 4.33: Komponenten des Axial-Bohrlochkamarasystems der TUC

Während es bei der Inspektion von Rohrleitungen in einem Großteil der Fälle unerheblich ist, an welcher Stelle der Rohrleitungskontur sich eine Beschädigung befindet, kann es bei der Videoobservation von Bohrlöchern von entscheidender Bedeutung für die korrekte Interpretation von im Bohrloch auftretenden Tragverhaltens- oder Wasserzutrittsphänomenen sein, die genaue Orientierung der observierten Phänomene zu kennen.

Eine genaue Kenntnis der Ausrichtung der observierten Phänomene entlang der Bohrlochkontur kann im Fall des hier eingesetzten Systems ausschließlich über eine präzise Positionierung des Kamerakopfes gewährleistet werden. Daher ist das Axial-Bohrlochkamera-System um ein aus Neigungssensor und Neigungsindikator bestehendes Neigungsmesssystem ergänzt worden. Der Neigungssensor sendet ein kontinuierlich anhaltendes elektrisches Warnsignal an den in Bild 4.33(2b) zu betrachtenden Neigungsindikator, sobald sich der Neigungssensor (und somit auch der Kamerakopf) in lateraler Richtung (= quer zur Bohrlochlängsachse) um mehr als einen Winkel von $\phi = 2^\circ$ (grünes Signallicht am Neigungsindikator) beziehungsweise einen Winkel von $\phi = 4^\circ$ (rotes Signallicht am Neigungsindikator) aus der Horizontalen auslenkt und ermöglicht somit der die Kamera in das Bohrloch hineinführenden Person eine

Korrektur der Kameraposition. Wird der Kamerakopf daraufhin in eine Position mit einer Auslenkung in einem Winkel von $\phi < 2^\circ$ gegenüber der Horizontalen gebracht, erlöschen die Signalleuchten des Neigungsindikators.

Bild 4.33(3a) zeigt die Kabeltrommel des Bohrlochkamarasystems, auf dem 50 m hochstrapazierfähiges PU-Kabel aufgerollt werden können. An der Kabeltrommel sind standardmäßig ab Werk eine Steuerbox (Bild 4.33(3b)), ein Monitor (Bild 4.33(3c)) und ein digitaler Tiefenzähler (Bild 4.33(3d)) montiert. Die Steuerbox dient dazu, das Kamerasystem ein- und auszuschalten, bei Bedarf die automatisch geregelte Leuchtstärke des im Kamerakopf integrierten LED-Leuchtrings manuell nachregeln zu können und die Startkoordinaten der Tiefenzählung festlegen zu können. Der Monitor kann dazu genutzt werden, die von der Axial-Bohrlochkamera aus dem Inneren der Bohrlöcher gelieferten Aufnahmen zu betrachten, auch wenn kein weiteres Gerät zur Datenwiedergabe am System angeschlossen ist. Er verfügt jedoch nicht über eine Möglichkeit, die entsprechenden Daten auch zu speichern und stellt somit keine Alternative zu einer Datenerfassungseinheit (z.B. Laptop, Festplattenrekorder) dar. Der Tiefenzähler dient dazu, die Position der Axial-Bohrlochkamera im Bohrloch zu bestimmen. Dazu wird vom Tiefenzähler registriert, welche Länge des Kabels von der Kabeltrommel ab- bzw. wieder aufgewickelt wird. Der Aufbau des Tiefenzählers kann in Bild 4.34 detailliert betrachtet werden.

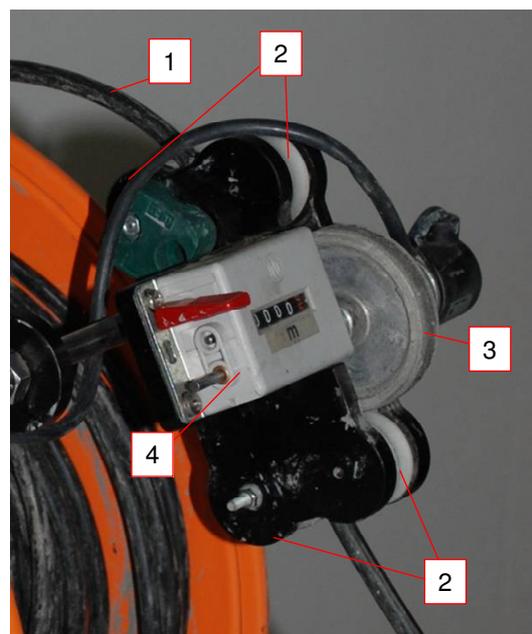


Bild 4.34: Detailaufnahme des Tiefenzählers der Axial-Bohrlochkamera mit (1) Kamerakabel, (2) Führungsrollen, (3) Zählerrolle und (4) Zählwerk

Es ist der Darstellung in Bild 4.34 zu entnehmen, wie das Kamerakabel (1) von zwei Führungsrollenpaaren (2) so ausgerichtet wird, dass das Kabel beim Aufwickeln auf die Kabeltrommel (muss händisch durchgeführt werden) oder beim Abspulen von der Kabeltrommel (geschieht automatisch durch das Vortreiben der Axial-Bohrlochkamera in ein Bohrloch) sehr eng an der Zählerrolle (3) vorbeigeführt wird. Bedingt durch die Reibung zwischen der Ummantelung des Kamerakabels und der rauen Oberfläche des Zählerrades dreht sich das Zählerrad, sobald das Kabel auf- oder abgewickelt wird. Die Umdrehungen des Rädchens werden von dem Zählwerk (4) erfasst und in eine Strecke umgerechnet. Die errechnete Strecke wird direkt am Zählwerk analog angezeigt und darüber hinaus digitalisiert und als Teufenangabe in das von der Axial-Bohrlochkamera aus dem Inneren des Bohrlochs gelieferte Bild eingefügt. Damit wird eine nachträgliche Zuordnung von Bildern aus dem Bohrlochinneren zu den entsprechenden Teufenbereichen beim Betrachten der von der Axial-Bohrlochkamera aufgenommenen Videos ermöglicht.

Während es im Bereich der Rohrinspektion hinreichend sein mag, den Zustand von Wasserleitungen oder anderen Rohren ausschließlich zeitgleich zur Kamerabefahrung vor Ort zu betrachten, ist es zur Dokumentation und Analyse des zeitabhängigen Tragverhaltens von Bohrlöchern zwingend erforderlich, die aus dem Inneren eines Bohrlochs erhaltenen optischen Daten zu speichern. Im Falle des im Rahmen dieses Vorhabens eingesetzten Bohrlochkamerasystems der TUC geschieht diese Datenspeicherung mittels eines Laptops. Dazu wird das von der Kamera bereitgestellte FBAS-Videosignal mittels eines Video-Konverters (Bild 4.33(4)) in das gängige MPEG2 Format umgewandelt und schließlich auf der Festplatte des angeschlossenen Laptops Bild 4.33(5) gespeichert. Videokonverter und Laptop sind als weitere Komponenten des Bohrlochkamerasystems aus Bild 4.33 zu ersehen.

Die maximale Auflösung der mit dem vorangehend beschriebenen System erhaltenen Farbbilder beträgt 576 x 768 Bildpunkte. Bei der Betrachtung der Bilder ist zu beachten, dass die Kamera über einen fixierten und somit nicht regelbaren Objektivöffnungswinkel von $\nu = 130^\circ$ (= „Weitwinkel“) verfügt, was bedeutet, dass die in den nachfolgenden Abschnitten dargestellten Bohrlochbilder nicht zu hundert Prozent der Wahrnehmung durch das menschliche Auge entsprechen.

4.2.2 Beobachtung des Langzeittrag- und Deformationsverhaltens von Bohrlöchern im URL Tournemire

4.2.2.1 Lage und Geometrie der untersuchten Bohrlöcher

(a) Positionierung der observierten Bohrlöcher innerhalb des URL

Im Rahmen dieses Vorhabens sind im URL Tournemire insgesamt acht Bohrlöcher mit der Axial-Bohrlochkamera und der Dreiarmkalibersonde untersucht worden. Drei der observierten Bohrlöcher befinden sich in der Gallery 96 des URL Tournemire. Die fünf weiteren Bohrlöcher sind in der Gallery 08 abgeteuft worden. Bild 4.35 zeigt eine dreidimensionale Ansicht des URL Tournemire mit einer Unterteilung des Tunnel- und Streckensystems in die zu unterschiedlichen Zeitabschnitten hergestellten Bereiche des URL. Weiterhin werden in Bild 4.35 die Bereiche, in denen sich die im Rahmen dieses Vorhabens observierten Bohrlöcher befinden, jeweils durch eine rote Umrandung hervorgehoben.

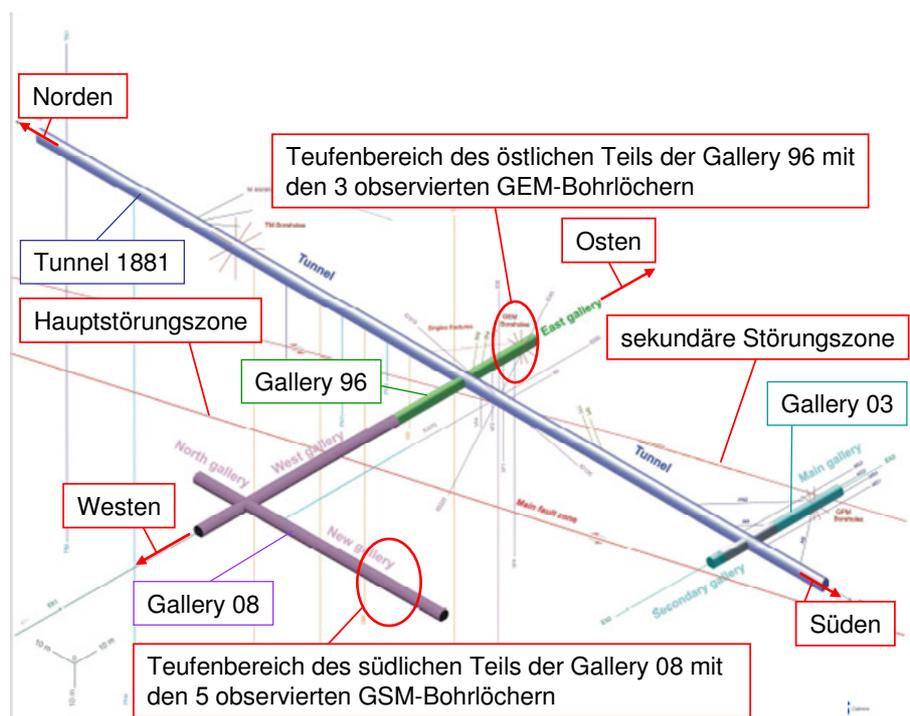


Bild 4.35: Aufbau und geografische Ausrichtung des URL Tournemire in der 3D-Ansicht mit der Kennzeichnung der einzelnen URL-Bereiche entsprechend des Auffahrungszeitraums sowie der Kennzeichnung von zwei Störungszone (Hauptstörungszone und sekundäre Störungszone) und der grafischen Hervorhebung der Bereiche, in denen sich die observierten Bohrlöcher befinden, modifiziert nach Cabrera (2009)

Aus der Betrachtung von Bild 4.35 geht hervor, dass sich die eine Gruppe der observierten Bohrlöcher im östlich vom Haupttunnel (Tunnel 1881) gelegenen Streckenabschnitt der Gal-



lery 96 befindet und die andere Gruppe von observierten Bohrlöchern relativ nahe der südlichen Ortsbrust des parallel zum Haupttunnel aufgefahrenen Teils der Gallery 08 abgeteuft worden ist. Die geografische Ausrichtung des URL Tournemire kann ebenfalls Bild 4.35 entnommen werden. Des Weiteren ist Bild 4.35 die Lage von zwei großen tektonischen Störungszonen, der im gesamten Abschnitt 4 als Hauptstörungszone bezeichneten *main fault* und der in diesem Abschnitt als sekundäre Störungszone bezeichneten *secondary fault* zu entnehmen. Entgegen des bei der Betrachtung von Bild 4.35 aufgrund der Darstellung in Form zweier Linien entstehenden Eindrucks handelt es sich bei den beiden Störungszonen tatsächlich nicht um schmale, linienartig und gerade durch die Gebirgsformation hindurch verlaufende Trennflächen, sondern um aus zahlreichen gefüllten Klüften und Trennflächen bestehende Kluftsysteme mit einer räumlichen Ausdehnung von mehreren Metern. In der Umgebung der beiden Störungszonen weisen zahlreiche weitere im Gestein detektierbare Klüfte auf Beeinflussungen des die Störungszonen umgebenden Gebirges in einem Bereich von mehreren Dekametern hin. Da sich im Rahmen der im URL Tournemire durchgeführten Bohrlochobservationen herausgestellt hat, dass die räumliche Positionierung der einzelnen observierten Bohrlöcher gegenüber den Störungszonen einen signifikanten Einfluss auf das Langzeittragverhalten der observierten Bohrlöcher hat, soll nachfolgend zunächst kurz auf die Ausprägung der sekundären Störungszone und der Hauptstörungszone eingegangen werden.

Bild 4.36 zeigt in einem Foto einen Teil der sekundären Störungszone. Das Foto ist im westlichen Teil der orthogonal zum Haupttunnel verlaufenden Gallery 96 aufgenommen worden.



Bild 4.36: Gesteinsabplatzungen und gesicherter Bereich mit Gesteinsauflockerung im Bereich der sekundären Störungszone im Stoßbereich des westlichen Teils der Gallery 96

In Bild 4.36 als dunkle Stellen entlang der Gallerywand erkennbare Gesteinsabplatzungen sowie ein durch verstärkten Maschendraht (Verzugsmatten) gesicherter Konturbereich mit starken Gesteinsauflockerungen im rechten Teil des Bildes vermitteln einen Eindruck von der Mächtigkeit der sekundären Störungszone und von der Inhomogenität des Gebirgstragverhaltens im Bereich der sekundären Störungszone. Noch deutlicher erkennbar sind die Auswirkungen der sekundären Störungszone mit ihrem inhomogenen Gebirgsaufbau auf das Gebirgstragverhalten in der in Bild 4.37 dargestellten Detailaufnahme des bereits in Bild 4.36 zu betrachtenden aufgelockerten und gesicherten Bereiches.



Bild 4.37: Detailaufnahme des gesicherten Konturbereiches mit Gesteinsauflockerung im Bereich der sekundären Störungszone im Stoß des westlichen Teils der Gallery 96

Es zeigt sich, dass das Gestein im Bereich der sekundären Störungszone in der zum Zeitpunkt der Aufnahme von Bild 4.36 und Bild 4.37 in etwa 14 Jahre alten Gallery 96 derart starke Auflockerungserscheinungen zeigt, dass sich ohne die angebrachten Sicherungsmittel ein partieller Verbruch der Bohrlochkontur ereignen würde. Die Bereiche der Gallerywand außerhalb des Einflusses der sekundären Störungszone erweisen sich dagegen auch über diesen langen Zeitraum als sehr standfest.

Zur Verdeutlichung der Mächtigkeit der sekundären Störungszone zeigt Bild 4.38 einen Grundriss der Gallery 96 einschließlich des die Gallery 96 umgebenden Gebirges, der vor der Auffahrung der Gallery 08 erstellt worden ist.

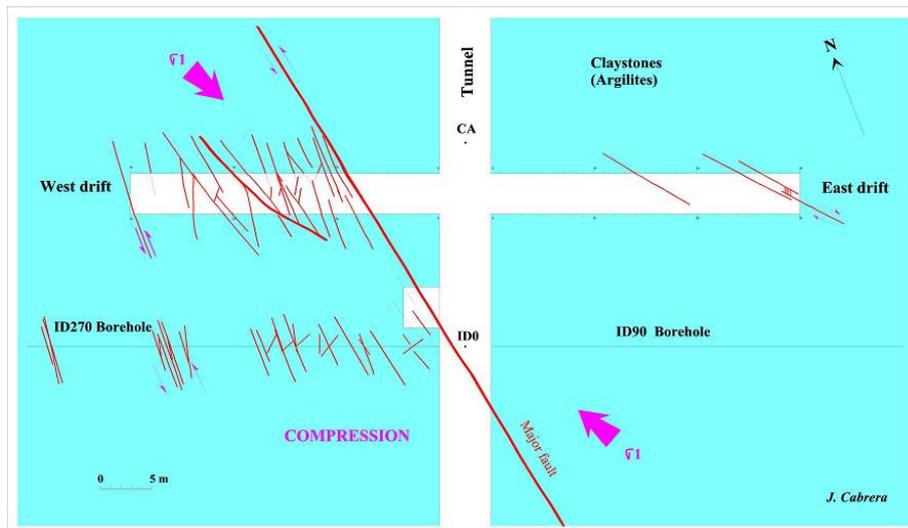


Bild 4.38: Grundriss der Gallery 96 des URL Tournemire und des Tunnels 1881 im Bereich der Gallery 96 mit einer Darstellung der sekundären Störungszone (hier noch bezeichnet als *major fault*) und der Darstellung detektierter Trennflächen im Gebirge und in der Sohle der Gallery 96, Cabrera et al. (1999)

In Rot sind in Bild 4.38 Trennflächen kartiert, die im Bereich der Sohle der Gallery 96 sowie anhand der Untersuchung einer Sondierbohrung detektiert worden sind. Die Kartierung der Trennflächen im Bereich der Sohle der Gallery 96 ist möglich gewesen, da die Gallery 96 ausschließlich mit Stahlbögen und im Firstbereich mit maschendrahtartigen Verzugsmatten gesichert ist. Deutlich zeigt sich der Einfluss der in Bild 4.38 irreführender Weise als *major fault* bezeichneten sekundären Störungszone. Während im östlichen Teil der Gallery 96 eher wenige Trennflächen in der Gallerysohle detektiert worden sind, ist die Anzahl der in der Sohle des westlichen Teils der Gallery 96 detektierten Trennflächen deutlich höher. Besonders auffällig ist dabei, dass alle in Bild 4.38 dargestellten Trennflächen sich westlich von der sekundären Störungszone befinden. Wird vorausgesetzt, dass die sekundäre Störungszone den Grund darstellt für die Existenz aller in Bild 4.38 dargestellten Trennflächen, so ist der Betrachtung von Bild 4.38 zu entnehmen, dass die sekundäre Störungszone einschließlich des zugehörigen Trennflächensystems orthogonal zu der dem Bild 4.35 zu entnehmenden Verlaufsrichtung der sekundären Störungszone im Bereich der Gallery 96 eine Mächtigkeit von mindestens $d > 16$ m besitzt. Es ist hier zunächst zu erwähnen, dass die drei im Rahmen der durchgeführten in situ-Arbeiten observierten GEM-Bohrlöcher in dem im Vergleich zum westlichen Teil der Gallery 96 tektonisch eher schwach vorbeanspruchten östlichen Teil der Gallery 96 liegen.

Bild 4.39 zeigt eine Aufnahme der Kontur der Gallery 08 im Bereich der Hauptstörungszone.

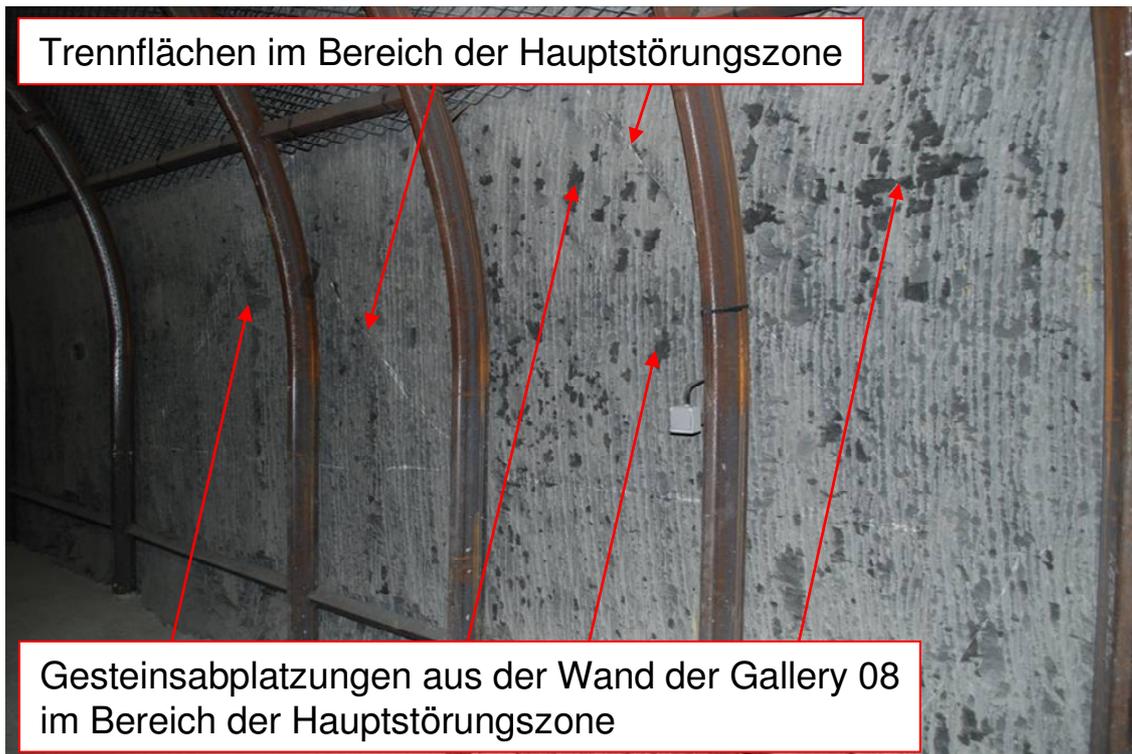


Bild 4.39: Gesteinsabplatzungen und Trennflächen im Bereich der Hauptstörungszone im Stoß der Gallery 08 (Verlängerung des westlichen Teils der Gallery 96)

Ein Vergleich von Bild 4.39 und Bild 4.36 zeigt, dass die Schädigungen der Gallerykontur durch Gesteinsabplatzungen und Gesteinsauflockerungen im Bereich der sekundären Störungszone etwas stärker ausgeprägt sind als im Bereich der Hauptstörungszone. Der Grund für die stärkeren Schädigungen der Gallerykontur im Bereich der sekundären Störungszone ist jedoch nicht in einer stärkeren Beeinflussung des Gebirgstragverhaltens durch die sekundäre Störungszone als durch die Hauptstörungszone zu sehen, sondern wohl eher darin, dass die Gallerykontur im Bereich der Hauptstörungszone zum Zeitpunkt der Aufnahme von Bild 4.39 erst zwei Jahre alt gewesen ist (Gallery 08), während die Gallerykontur im Bereich der sekundären Störungszone zum Zeitpunkt der Aufnahme von Bild 4.36 bereits 14 Jahre alt gewesen ist (Gallery 96) und somit in diesem Gallerybereich bereits eine stärkere Austrocknung des Gesteins und eine höhere Anzahl saisonal bedingter Ent- und Aufsättigungszyklen stattgefunden haben. Neben den Gesteinsabplatzungen aus der Gallerykontur können in Bild 4.39 zwei zum Kluft- und Trennflächensystem der Hauptstörungszone gehörende Trennflächen betrachtet werden. Darüber hinaus kann Bild 4.39 entnommen werden, dass im Bereich der beiden Trennflächen ein zusätzlicher Stahlbogen zur Sicherung in die Gallery 08 eingebracht worden ist. Während der Abstand zwischen den Stahlbögen in den übrigen Teufenbereichen der Gal-



lery 08 sowie in der gesamten Gallery 96 $a = 2$ m beträgt, beträgt er für die drei in Bild 4.39 in der Bildmitte dargestellten Stahlbögen, die sich im Bereich der Hauptstörungszone befinden, nur $a = 1$ m.

Es entsteht zwar bei der Betrachtung von Bild 4.35 der Eindruck, dass die in der Nähe der südlichen Ortsbrust der Gallery 08 gelegenen GSM-Bohrlöcher einen Abstand zur Hauptstörungszone von $a > 50$ m haben und damit außerhalb des Einflussbereiches der Hauptstörungszone liegen, jedoch sei an dieser Stelle bereits vorweggenommen, dass die durchgeführten Bohrlochobservationen im Bereich der Gallery 08 zu Ergebnissen geführt haben, die einen Einfluss der Hauptstörungszone auf das zeitabhängige Bohrlochtragverhalten der fünf GSM-Observationsbohrlöcher als wahrscheinlich erscheinen lassen. Ein Einfluss der Hauptstörungszone auf das Bohrlochtragverhalten der Observationsbohrlöcher in der Gallery 08 ist gleichbedeutend damit, dass die räumliche Ausdehnung des Kluft-/ Trennflächensystems der Hauptstörungszone mit ihren Nebenkluften und Trennflächen weitaus größer ist als die Aufnahme in Bild 4.39 es vermuten lässt.

(b) Lage und Geometrie der untersuchten Bohrlöcher in der Gallery 96 (GEM-Bohrlöcher)

Im östlichen Teil der Gallery 96 sind im Rahmen der im URL Tournemire durchgeführten in situ-Arbeiten insgesamt drei Bohrlöcher mit den Namen GEM 90, GEM 180 und GEM 270 observiert worden. Bei den observierten Bohrlöchern handelt es sich

- (1) um ein horizontales Bohrloch, das im Jahr 2004 in den südlichen Stoß der Gallery 96 abgeteuft worden ist und das 14 Tage vor der ersten Messung um eine Länge von $\Delta l \approx 4$ m auf eine Gesamtlänge von $l \approx 10$ m verlängert worden ist sowie
- (2) um ein vertikal in die Sohle der Gallery 96 abgeteuftes Bohrloch aus dem Jahr 2004 mit einer Länge von $l \approx 7$ m, in dem 14 Tage vor der ersten Messung mit der Dreiarmkalibersonde der Versuch einer Verlängerung des Bohrlochs zur Bohrkerngewinnung unternommen worden ist (GEM 180), der jedoch aufgrund von Problemen mit dem Bohrgerät nach wenigen Zentimetern abgebrochen worden ist und

- (3) um ein im September 2007 neu in die Gallerysohle abgeteuftes vertikales Bohrloch, das zum Zeitpunkt der ersten Messung mit der Dreiarmskalibersonde 14 Tage alt gewesen ist (GEM 270) und dessen Länge ebenfalls $l \approx 7$ m beträgt.

Das Bohrloch GEM 270 verläuft parallel zum Bohrloch GEM 180 in einem Abstand von $a \approx 1$ m. Alle drei in diesem Abschnitt betrachteten Bohrlöcher sind mit einem Einfachkernrohr mit einem Außendurchmesser der Bohrkronen von $d_{BK} = 101$ mm im Trockenbohrverfahren mit Luftspülung abgeteuft worden. Die genaue Position des Teufenbereichs der östlichen Gallery 96 mit den drei observierten GEM-Bohrlöchern ist in Bild 4.40 durch die rote Ellipse gekennzeichnet.

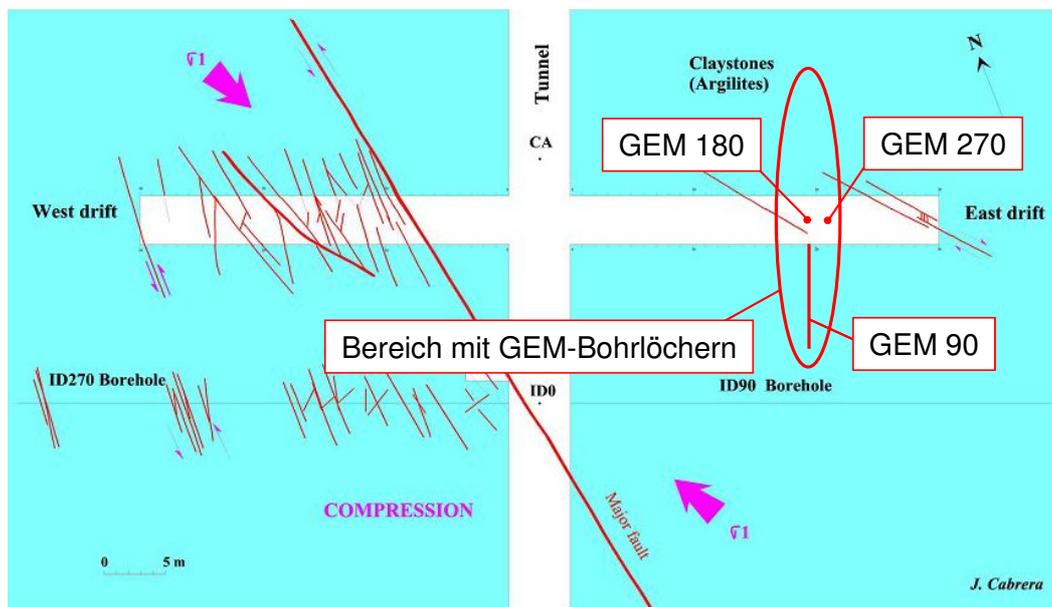


Bild 4.40: Positionierung der observierten GEM-Bohrlöcher im östlichen Teil der Gallery 96, modifiziert nach Cabrera et al. (1999); Anmerkung: Die sekundäre Störungszone wird hier noch als major fault bezeichnet

Aus Bild 4.40, das eine Draufsicht auf die Gallery 96 mit den dort vorgefundenen geotektonischen Elementen sekundäre Störungszone und east drift zeigt sowie im westlichen Abschnitt der Gallery 96 einen Hinweis gibt auf das Anstehen zahlreicher Trennflächen und im östlichen Abschnitt auf die Existenz von nur wenigen Trennflächen hindeutet, ist ebenfalls zu erkennen, dass die drei Bohrlöcher in einem durch Störungszonen, Klüfte und Trennflächen nur relativ schwach gestörten Gebiet liegen. Die Bohrlochmünder der Bohrlöcher GEM 90 und GEM 180 befinden sich in einem Abstand von $a \approx 10$ m zur östlichen Ortsbrust der Gallery 96. Der Abstand des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 270 beträgt dementsprechend $a \approx 9$ m zur östlichen Ortsbrust der Gallery 96. Bild 4.41 zeigt einen Querschnitt durch die

Gallery 96, aus dem die Lage des horizontalen Bohrlochs GEM 90 und die Lage des vertikalen Bohrlochs GEM 180 und darüber hinaus auch die Orientierung der beiden Observationsbohrlöcher gegenüber der aus der Süd-Richtung mit einem Fallwinkel von $\alpha \approx 5^\circ$ einfallenden Schichtflächen zu ersehen sind. Der Verlauf der Schichtflächen wird in Bild 4.41 durch die rot gestrichelte Linie symbolisiert. Bei der in Bild 4.41 angegebenen und für beide dargestellten Bohrlöcher einheitlichen Bohrlochlänge von $l \approx 9$ m handelt es sich um ursprünglich geplante Längen, die nicht den tatsächlichen Längen der dargestellten Bohrlöcher entsprechen. Wie voranstehend bereits erwähnt worden ist, beträgt die tatsächliche Länge des horizontalen Bohrlochs GEM 90 $l \approx 10$ m und die tatsächliche Länge der beiden vertikalen Bohrlöcher GEM 180 und GEM 270 beträgt jeweils $l \approx 7$ m.

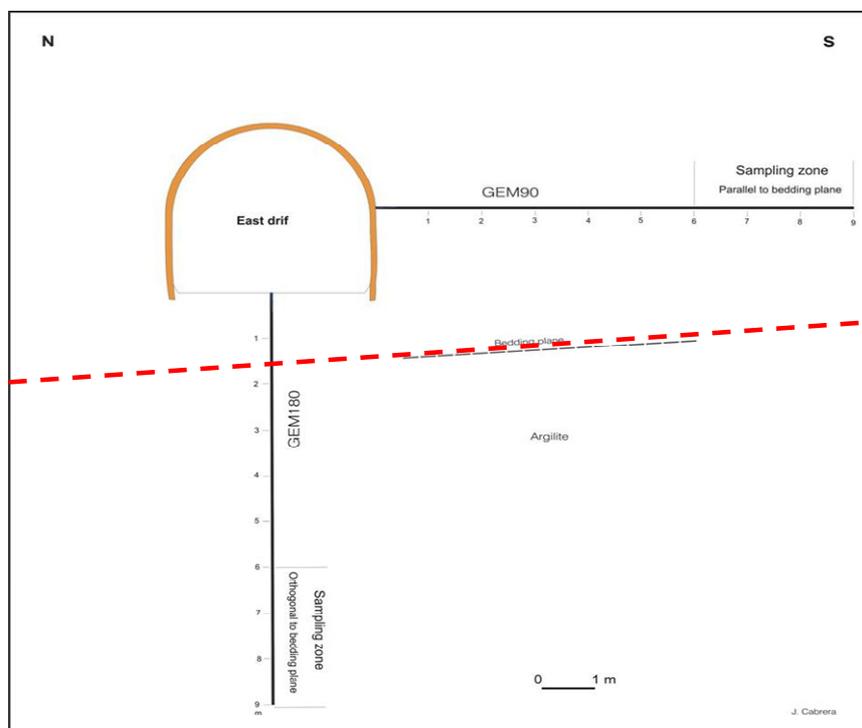


Bild 4.41: Querschnitt durch den östlichen Abschnitt der Gallery 96 mit einer Darstellung der Bohrlöcher GEM 90 und GEM 180, modifiziert nach Cabrera et al. (1999)

Der Querschnitt in Bild 4.41 zeigt den Blick aus dem Haupttunnel in Richtung der Ortsbrust des östlichen Abschnitts der Gallery 96. Es ist Bild 4.41 zu entnehmen, dass das horizontale Bohrloch GEM 90 einen nahezu schichtungsparallelen Verlauf hat, während die Längsachse des vertikalen Bohrlochs GEM 180 annähernd schichtungsorthogonal zu dem nahezu sählig anstehenden Schichtungsgefüge verläuft. Daraus lässt sich schließen, dass auch das in Bild

4.41 nicht dargestellte und parallel zum Bohrloch GEM 180 verlaufende Bohrloch GEM 270 einen nahezu schichtungorthogonalen Verlauf aufweist.

(c) ***Lage und Geometrie der untersuchten Bohrlöcher in der Gallery 08 (GSM-Bohrlöcher)***

Die fünf im südlichen Abschnitt der Gallery 08 gelegenen GSM-Bohrlöcher sind, wie auch die GEM-Bohrlöcher in der Gallery 96, mit einem Einfachkernrohr mit einem Außendurchmesser der Bohrkronen von $d_{BK} = 101$ mm im Trockenbohrverfahren mit Luftspülung hergestellt worden. Alle fünf Observationsbohrlöcher befinden sich im selben Galleryquerschnitt mit einem Abstand von $a \approx 15$ m zur südlichen Ortsbrust der Gallery 08. Die Bohrlöcher haben alle eine Länge von $l \approx 6$ m. Die Bezeichnung der Bohrlöcher lautet im einzelnen: GSM 45, GSM 90, GSM 135, GSM 225 und GSM 315. Die Zahl in der Bezeichnung eines Bohrlochs charakterisiert dabei die Lage und Richtung des Bohrlochs innerhalb des Stollenquerschnitts. Aus Norden in Richtung der südlich gelegenen Ortsbrust blickend bezeichnet die angegebene Gradzahl, beginnend in der Firste bei $\phi = 0^\circ$ und im Gegenuhrzeigersinn entlang der Gallerykontur verlaufend, den zugehörigen Umfangswinkel zu der Position entlang der Gallerykontur, an der das Bohrloch in das Gebirge abgeteuft worden ist. Darüber hinaus bezeichnet die im Namen eines Bohrlochs enthaltene Gradzahl die Neigung der Längsachse des Bohrlochs gegenüber der Vertikalen. Bild 4.42 zeigt schematisch die Anordnung der fünf observierten GSM-Bohrlöcher innerhalb der Gallery 08.

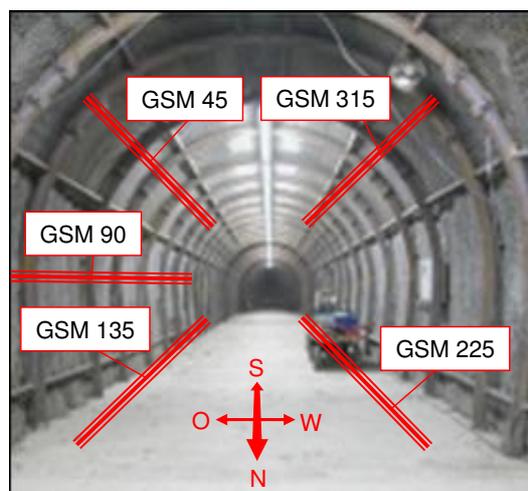


Bild 4.42: Blick in den südlichen Teil der Gallery 08 mit schematisch dargestellter Anordnung der fünf observierten GSM-Bohrlöcher



Die Blickrichtung in Bild 4.42 entspricht der Südrichtung. Im betrachteten Galleryquerschnitt existieren auch noch die Bohrlöcher GSM 0 (vertikal in die Firste geteuft), GSM 180 (vertikal in die Sohle geteuft) und GSM 270 (horizontal in den westlichen Stoß geteuft). Allerdings sind diese drei GSM-Bohrlöcher unmittelbar nach ihrer Abteufung von der IRSN instrumentiert worden, so dass sie nicht als Observationsbohrlöcher im Rahmen der von der TUC durchgeführten in situ-Arbeiten zur Verfügung gestanden haben.

Bild 4.35 kann entnommen werden, dass die Gallery 08 westlich von der Hauptstörungszone liegt. Daraus folgt, dass das im östlichen Stoß der Gallery 08 gelegene Bohrloch GSM 90 sowie die beiden ebenfalls auf der östlichen Seite der Gallery 08 gelegenen Bohrlöcher GSM 45 und GSM 135 in Richtung der Hauptstörungszone abgeteuft worden sind, während die Bohrlöcher GSM 225 und 315 auf der westlichen und somit von der Hauptstörungszone abgewandten Seite der Gallery 08 liegen. Wie die Vorstellung und Diskussion der Observationsergebnisse für die GSM-Bohrlöcher aufzeigen wird, hat die Ausrichtung, in der die Bohrlöcher abgeteuft worden sind, einen großen Einfluss auf das zeitabhängige hydraulisch-mechanisch gekoppelte Bohrlochtragverhalten und insbesondere auf das zeitabhängige hydraulische Verhalten der Bohrlöcher (Intensität von Wasserzutritten).

4.2.2.2 GEM-Bohrlöcher in der Gallery 96

(a) *Untersuchungsprogramm und Umfang der in den GEM-Bohrlöchern durchgeführten Observationsarbeiten*

In den drei GEM-Bohrlöchern sind im Zuge der im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten in situ-Arbeiten insgesamt je vier Befahrungen mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführt worden. Stattgefunden haben die Befahrungen in allen drei GEM-Bohrlöchern am 26.09.2007, am 03.11.2009, am 10.05.2010 und am 08.10.2010. Bild 4.43 visualisiert den Zeitrahmen der Observation der GEM-Bohrlöcher von der Erstbefahrung unmittelbar nach dem Abteufen bis zum letzten Observationstermin innerhalb des Rahmens dieses Vorhabens beziehungsweise für die Bohrlöcher GEM 90 und GEM 180 (vorderer Bereich) den Zeitraum zwischen ihrem Abteufen und dem letzten Observationstermin.

Zeitraumen der Observation der GEM-Bohrlöcher

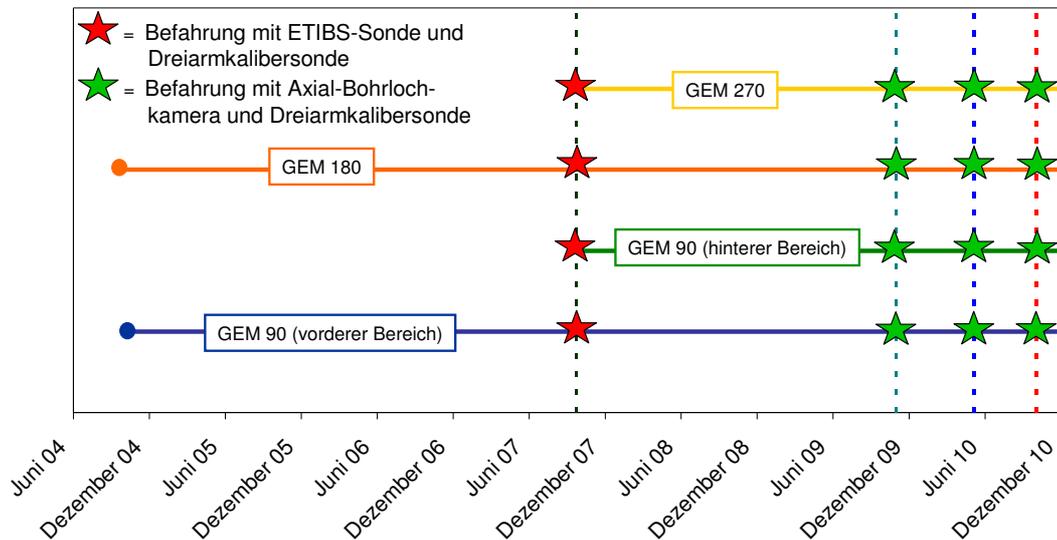


Bild 4.43: Zeiträume der Observation der GEM-Bohrlöcher in der Gallery 96 mit einer Darstellung der Abteufzeitpunkte sowie der Observationszeitpunkte

Bild 4.43 ist zu entnehmen, dass der vordere Teil des Bohrlochs GEM 90 und das Bohrloch GEM 180 erst nach einer Standzeit von $t \approx 3$ a observiert worden sind, während der hintere Teil des Bohrlochs GEM 90 und das Bohrloch GEM 270 zeitnah nach ihrem Abteufen observiert wurden. Aus organisatorischen Gründen haben drei der vier Observationstermine innerhalb des letzten Jahres des Observationszeitraums stattgefunden.

Am ersten Befahrungstermin sind in den GEM-Bohrlöchern insgesamt sechs Kalibermessungen je Bohrloch durchgeführt worden. Die sechs Messungen ergeben sich aus drei Befahrungen des Bohrlochs, bei denen jeweils bei der Einfahrt und bei der Ausfahrt eine Messung stattgefunden hat. Die drei Befahrungen je Befahrungstermin sind durchgeführt worden, um durch Variationen des Ausgangswinkels ϕ der Kalibersonde anhand der Messwerte möglichst viele Informationen über die Form der Bohrlochkontur und die Beschaffenheit der Bohrlochwand zu erhalten. Nach der ersten Befahrung unter einem Ausgangswinkel von $\phi = 0^\circ$, bei der die Sonde in ihrer Ausgangsposition so orientiert gewesen ist, dass einer ihrer drei Messarme direkt zum obersten Punkt der Bohrlochkontur orientiert war (horizontales Bohrloch GEM 90) beziehungsweise in die Nord-Richtung orientiert war (vertikale Bohrlöcher GEM 180 und GEM 270) ist die Sonde anschließend für die nächsten drei Befahrungen im Uhrzeigersinn um jeweils $\Delta\phi = 40^\circ$ gegenüber der vorangegangenen Befahrung weitergedreht worden. Somit



sind zum ersten Befahrungstermin am 26.09.2007 Befahrungen der GEM-Bohrlöcher mit einer Ausgangsposition der Sonde von $\phi = 0^\circ$, $\phi = 40^\circ$ und $\phi = 80^\circ$ vorgenommen worden. Um die Wahrscheinlichkeit zu verringern, dass bei einem Befahrungstermin eine Veränderung der Bohrlochwandbeschaffenheit oder der Bohrlochkontur nicht von einem der Messarme der Dreiarmkalibersonde erfasst wird und um somit die Aussagekraft der bei einem Befahrungstermin gewonnenen Bohrlochmessdaten zu erhöhen, ist ab dem zweiten Befahrungstermin die Anzahl der pro Befahrungstermin durchgeführten Messungen auf acht pro Bohrloch erhöht worden. Ab dem zweiten Befahrungstermin sind somit Befahrungen mit einem Ausgangswinkel der Dreiarmkalibersonde von $\phi = 0^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $\phi = 60^\circ$ und $\phi = 90^\circ$ durchgeführt worden. Eine detaillierte Beschreibung der Dreiarmkalibersonde kann Abschnitt 4.2.1.2(a) entnommen werden. Hingewiesen werden soll an dieser Stelle darauf, dass die nachfolgend vorgestellte Auswertung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde vornehmlich aus qualitativer Sicht erfolgt, um die messtechnisch erfassten Veränderungen hervorzuheben. Wertende Einschätzungen und Interpretationen beruhen dabei auf den Erfahrungen, die mit dieser Bohrlochmesstechnik und ihrer Aussagekraft zwischenzeitlich vorliegen. Hervorzuheben ist, dass mit der verwendeten Dreiarmkalibersonde umfangsbezogen von der Lage der Sonde im Bohrlochquerschnitt abhängige Mittelwerte erhalten werden.

Zusätzlich zu den Befahrungen mit der Dreiarmkalibersonde sind an den letzten drei Observationsterminen, also am 03.11.2009, am 10.05.2010 und am 08.10.2010 Befahrungen der drei Bohrlöcher mit der Axial-Bohrlochkamera erfolgt. Am ersten Observationstermin am 26.09.2007 ist zusätzlich zu der Dreiarmkalibersonde ein optischer Bohrlochscanner zum Einsatz gekommen.

Im Zeitraum zwischen dem 08.10.2010 und dem 11.10.2010 sind darüber hinaus zwei dreitägige Luftfeuchtigkeitsmessungen im Bohrloch GEM 90 und in der Gallery 96 in unmittelbarer Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 90 durchgeführt worden.

Nachfolgend werden zunächst für das Bohrloch GEM 90 ausgewählte Ergebnisse der Messungen mit der Dreiarmkalibersonde vorgestellt und diskutiert, bevor ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation mit der Axial-Bohrlochkamera ebenfalls vorgestellt und diskutiert werden. Im Anschluss an die Vorstellung der Ergebnisse erfolgt für das Observationsbohrloch GEM 90 eine Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation. Für die Observationsbohrlöcher GEM 180 und GEM 270 wird aufgrund der bei der insgesamt drei Jahre andauernden Observation der

beiden Bohrlöcher auf Basis der Videoobservation und der Vermessung mit der Dreiarmkalibersonde festzustellenden tendenziell als ereignisarm einzustufenden zeitlichen Entwicklung auf eine gesonderte Darstellung von ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation mit der Axial-Bohrlochkamera verzichtet. Eine Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation mit den Ergebnissen der Kalibermessungen findet zur Erklärung der Verläufe der Messwertgraphen für die beiden Bohrlöcher GEM 180 und GEM 270 dennoch statt.

(b) Observationsbohrloch GEM 90

(b 1) Ausgewählte Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch GEM 90

Bild 4.44 zeigt zunächst die Zusammenstellung der Ergebnisse aller im Zeitraum zwischen dem 26.09.2007 und dem 08.10.2010 an insgesamt vier Befahrungsterminen im Bohrloch GEM 90 durchgeführten Messungen.

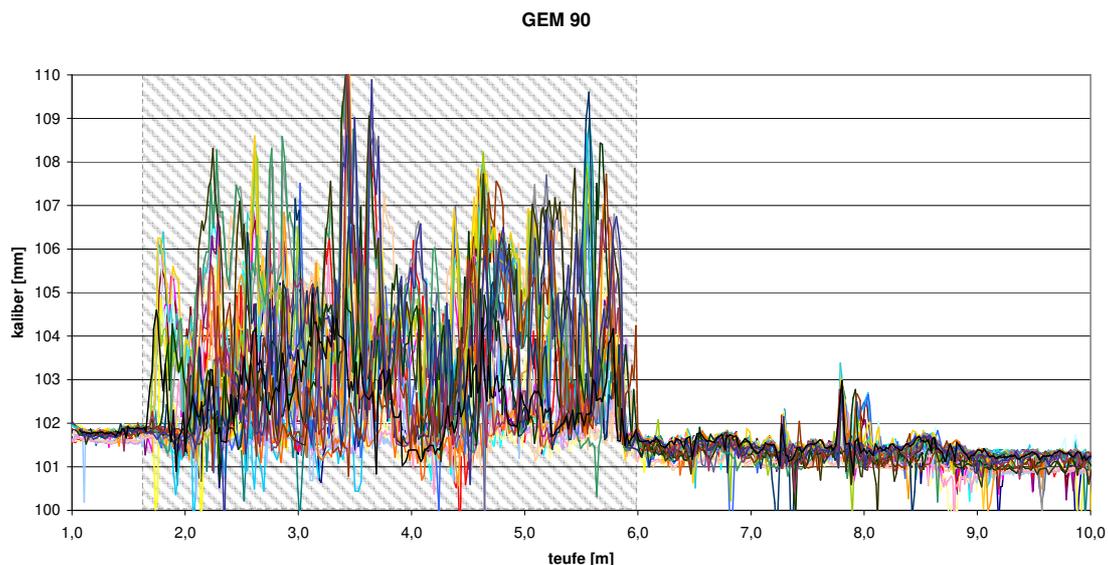


Bild 4.44: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GEM 90 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 26.09.2007 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen

Im Wesentlichen ist Bild 4.44 bei der Betrachtung der dargestellten Messwertgraphen eine zentrale Information zu entnehmen:

Während alle Messwertgraphen im vorderen Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 einen eher ruhig wirkenden Verlauf aufweisen, nehmen ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 1,6$ m alle Messwertgraphen einen sehr unruhigen Verlauf mit großen Differenzen zwischen den kleinsten



und den größten gemessenen Kaliberwerten an. Der Bereich mit den sehr unruhigen Verläufen der Messwertgraphen und den sehr großen Differenzen zwischen kleinsten und größten gemessenen Kaliberwerten erstreckt sich von einer Teufe von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis in eine Teufe von $t_{BL} \approx 6,0$ m. Der Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m ist in Bild 4.44 schraffiert unterlegt dargestellt. Während außerhalb des Teufenbereiches zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m die im Rahmen aller Befahrungen des Bohrlochs GEM 90 mit der Dreiarmkalibersonde ermittelten Messwerte überwiegend in einem Wertebereich zwischen $d_{BL} \approx 101$ mm und $d_{BL} \approx 102$ mm liegen und die Messwerte somit nur wenig oberhalb des nominellen Außendurchmessers der Bohrkronen von $d_{BK} = 101$ mm liegen, unterschreiten die Messwerte im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,0$ m und dem Bohrlochtieftsten an einigen Stellen entlang der Bohrlochlängsachse den nominellen Außendurchmesser der Bohrkronen deutlich. Allerdings handelt es sich bei den Ausschlägen der Messwertgraphen um räumlich auf sehr kurze Bohrlochabschnitte begrenzte Ausschläge. Ein entlang der Bohrlochlängsachse etwas weiter ausgedehnter Bereich, in denen die Messwerte von zumindest einer der Messungen ein Maximum von $d_{BL} \approx 103,3$ mm annehmen, erstreckt sich von einer Teufe von $t_{BL} \approx 7,7$ m bis $t_{BL} \approx 8,2$ m. Außerhalb des Teufenbereiches mit den besonders starken Ausschlägen der Messwertgraphen von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 6,0$ m stellen die Ausschläge der Messwertgraphen im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,7$ m bis $t_{BL} \approx 8,2$ m, deren lokale Maxima überwiegend im Bereich von $d_{BL} \approx 102$ mm und $d_{BL} \approx 103$ mm liegen und die bei $t_{BL} \approx 7,8$ m ein Maximum von $d_{BL} \approx 103,3$ mm annehmen, die Maximalwerte aller im Bohrloch GEM 90 durchgeführten Kalibermessungen dar.

Im Bohrlochteufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m haben sich dagegen deutlich stärkere Schwankungen der Messwertgraphen ergeben. In nahezu allen Bohrlochabschnitten innerhalb dieses Teufenbereiches nehmen ein oder mehrere Messwertgraphen Werte von $d_{BL} > 105$ mm an. An vielen Stellen des Teufenbereiches zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m sind bei einigen der Befahrungen Messwerte von $d_{BL} > 107$ mm erreicht worden. In einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,5$ m übersteigen die bei einigen der Messungen von der Dreiarmkalibersonde ermittelten Messwertgraphen sogar Kaliberwerte von $d_{BL} \approx 110$ mm.

Aufgrund der großen Anzahl von dargestellten Messwertgraphen in Bild 4.44 soll hier darauf verzichtet werden, den Verlauf einzelner Messwertgraphen in Bild 4.44 detailliert zu erläutern. Auf eine Darstellung von Bild 4.44 ist im Rahmen der Vorstellung der Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch GEM 90 dennoch nicht verzichtet worden, da es zwar nicht



dazu geeignet ist, einen detaillierten Einblick in die im Bohrloch GEM 90 ablaufenden zeitabhängigen Prozesse zu verschaffen. Allerdings wird dem Betrachter ein sehr deutlicher Eindruck vermittelt von der grundsätzlichen Beschaffenheit der Bohrlochwand im Bohrloch GEM 90. Während sich der unmittelbar am Bohrlochmund gelegene Bohrlochteufenbereich bis in eine Teufe von $t_{BL} \approx 1,6$ m über einen Zeitraum von $\Delta t \approx 6$ a als standfest erwiesen hat, ist es im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m zu starken bruchhaften Veränderungen der Bohrlochwand gekommen, die zu den stark alternierenden Verläufen mit unmittelbar aufeinander folgenden lokalen Minima und Maxima mit gemessenen Kaliberwerten von $d_{BL} < 100$ mm und $d_{BL} > 110$ mm geführt haben und die im nächsten Abschnitt im Rahmen der Vorstellung und Diskussion der Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GEM 90 noch genauer betrachtet werden.

In dem in etwa drei Jahre jüngeren Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90, der sich ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 6,0$ m bis hin zum Bohrlochtiefsten erstreckt und der am 12.09.2007 abgeteuft worden ist, ist aufgrund des Fehlens von bruchhaften Strukturen in der Bohrlochwand ein im Vergleich zum Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m deutlich ruhigerer Verlauf der Messwertgraphen zu verzeichnen.

Im Rahmen der Analyse der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde für das Bohrloch GEM 90 hat sich keine signifikante zeitliche Entwicklung der gemessenen Kaliberwerte zwischen den drei Befahrungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 identifizieren lassen. Lediglich zwischen den Ergebnissen der Erstbefahrung vom 26.09.2007 und den Ergebnissen der drei weiteren mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Befahrungen sind optisch deutlich erkennbarere Unterschiede festzustellen. Um die Unterschiede zwischen der Befahrung vom 26.09.2007 und den weiteren drei Befahrungen zu visualisieren, sind in Bild 4.45 die an den vier Befahrungsterminen erhaltenen Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde für das Bohrloch GEM 90 nochmals dargestellt.

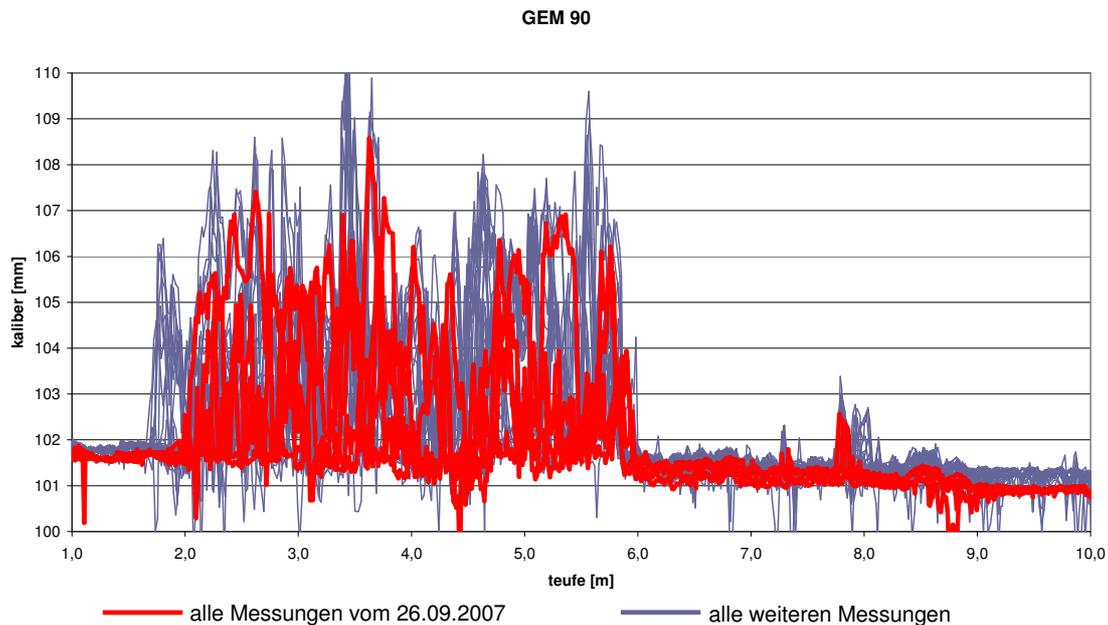


Bild 4.45: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GEM 90 im Zeitraum zwischen dem 26.09.2007 und dem 08.10.2010 mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Messungen (rote Messwertgraphen = Messergebnisse der Befahrung vom 26.09.2007; graue Messwertgraphen = Messergebnisse der Befahrungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010)

Allen Messwertgraphen des Befahrungstermins des Bohrlochs GEM 90 vom 26.09.2007 ist für die Darstellung in Bild 4.45 die Farbe Rot zugewiesen worden. Bei den späteren Befahrungsterminen aufgezeichnete Messwertgraphen sind in Bild 4.45 grau dargestellt. Die vorgenommene farbliche Differenzierung zwischen den Messergebnissen der Befahrungstermine vom 26.09.2007 und den Messergebnissen der weiteren drei Befahrungstermine ermöglicht eine Identifizierung der wichtigsten Unterschiede zwischen den am Befahrungstermin von der Dreiarmkalibersonde am 26.09.2007 aufgezeichneten Messwerten und den an den weiteren drei Befahrungsterminen aufgezeichneten Messergebnissen.

Insgesamt liegen im Teufenbereich vom Bohrlochmund bis zur Teufe $t_{BL} \approx 1,6$ m und im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 6,0$ m bis zum Bohrlochtiefsten die am Observationszeitpunkt 26.09.2007 aufgezeichneten Messergebnisse wenige Zentimeter unterhalb der zu den anderen Befahrungsterminen aufgezeichneten Messergebnisse. Im Teufenbereich mit den stark ausgeprägten Bruchstrukturen von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 6,0$ m ist der Unterschied zwischen den am 26.09.2007 gemessenen Kaliberwerten und den bei den drei weiteren Befahrungsterminen aufgenommenen Kaliberwerten deutlich größer als in den restlichen Teufenbereichen des Bohrlochs GEM 90. Zwar ist aufgrund des unruhigen Verlaufs der Messwertgra-



phen in diesem Teufenbereich nicht eindeutig mittels einer optischen Begutachtung zu bestimmen, um welche Messwertdifferenz die Messwerte vom 26.09.2007 unterhalb der an den anderen drei Befahrungsterminen aufgezeichneten Messwerte liegen, jedoch ist eindeutig zu erkennen, dass die zu den lokalen Maxima der Messwertgraphen der Messungen vom 26.09.2007 gehörenden gemessenen Kaliberwerte deutlich unterhalb der zu den lokalen Maxima der weiteren Messwertgraphen gehörenden Kaliberwerte liegen.

Aus der Tatsache, dass die Messwerte der Dreiarmkalibersonde vom 26.09.2007 im Teufenbereich zwischen dem Bohrlochmund und $t_{BL} \approx 1,6$ m sowie im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,0$ m und dem Bohrlochtiefsten unterhalb der an den drei nachfolgenden Observationsterminen aufgezeichneten Messwerte liegen, ließe sich eventuell eine Querschnittsvergrößerung innerhalb des Bohrlochs GEM 90 im Zeitraum zwischen dem Befahrungstermin vom 26.09.2007 und dem Befahrungstermin vom 03.11.2009 schlussfolgern. Geomechanisch ist eine nicht mit bruchhaften Veränderungen der Bohrlochkontur einhergehende Querschnittsvergrößerung allerdings nicht zu erklären. Bruchhafte Veränderungen in dem Teufenbereich zwischen dem Bohrlochmund und $t_{BL} \approx 1,6$ m sowie im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,0$ m und dem Bohrlochtiefsten können auf Basis der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera weitestgehend ausgeschlossen werden. Da die der Gegenüberstellung der Messwertgraphen entnehmbare gemessene Querschnittsvergrößerung sowohl im Teufenbereich zwischen dem Bohrlochmund und $t_{BL} \approx 1,6$ m wie auch im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,0$ m und dem Bohrlochtiefsten anhand des Vergleichs der Messwertgraphen deutlich identifizierbar ist, obwohl die beiden betrachteten Teufenbereiche sich in ihrem Alter um $\Delta t \approx 3$ a unterscheiden und da auch die Messungen im Zeitraum vom 03.11.2009 bis zum 08.10.2010 keine weiteren Querschnittsvergrößerungen ergeben, ist hier wohl davon auszugehen, dass es sich bei der Ursache für die Differenzen zwischen den Messwerten der Befahrungen vom 26.09.2007 und den bei den weiteren Befahrungen des Bohrlochs GEM 90 generierten Messwerten nicht um die Auswirkungen einer Bohrlochquerschnittsdivergenz (= nicht bruchhaft erfolgende Querschnittsaufweitung) innerhalb des Bohrlochs GEM 90 auf die Messergebnisse handelt, sondern wahrscheinlich eher um messtechnisch bedingte Effekte. Die Annahme, die zu erkennende scheinbare Bohrlochquerschnittsdivergenz im Bohrloch GEM 90 zwischen dem 26.09.2007 und dem 03.11.2009 sei durch messtechnische Effekte hervorgerufen, wird noch dadurch gestützt, dass es, wie in den nachfolgenden Abschnitten 4.2.2.2(c1) und 4.2.2.2(d1) noch beschrieben wird, auch in den Bohrlöchern GEM 180 und



GEM 270 nahezu über die gesamte Bohrlochteufe zu ähnlichen messtechnisch ermittelten Divergenzen zwischen den Beobachtungszeitpunkten 26.07.2007 und 03.11.2009 gekommen ist.

Eine mögliche Ursache für die messtechnisch bedingte, den Messwerten zu entnehmende scheinbare Querschnittsvergrößerung innerhalb großer Teufenbereiche des Bohrlochs GEM 90 soll nachfolgend kurz dargelegt werden:

Wie in Abschnitt 4.2.1.2 bereits beschrieben, ist die Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen den Befahrungen vom 26.07.2007 und vom 03.11.2009 umgebaut worden. Die Dreiarmkalibersonde ist im Rahmen dieses Umbaus zur Anpassung an widrigere vor-Ort-Bedingungen und um die Dreiarmkalibersonde darüber hinaus auch in Bohrlöchern mit größeren Durchmessern zum Einsatz bringen zu können, mit stabileren Sondenarmen und größeren Rollen ausgestattet worden. Der Umbau der Dreiarmkalibersonde hat dazu geführt, dass aufgrund des nach dem Umbau größeren Umfangs des Messmechanismus der Sonde das ursprünglich zur Kalibrierung der Dreiarmkalibersonde vom Hersteller gelieferte Kalibrierrohr nicht mehr zur Kalibrierung der Sonde vor den Messeinsätzen verwendet werden konnte. Stattdessen musste ein neues Kalibrierstück mit einem größeren Innendurchmesser / Kaliber an der TUC gefertigt werden. Der Innendurchmesser des neuen Kalibrierstücks beträgt $d_K = 104$ mm. Der Innendurchmesser des Kalibrierstücks liegt somit

- (1) in etwa in der Mitte des von der Dreiarmkalibersonde messbaren Bereichs von $d_{BL} = 80$ mm bis $d_{BL} = 123$ mm und
- (2) nahe der im Rahmen dieses Vorhabens überwiegend relevanten Bohrlochdurchmesser von $d_{BL} = 101$ mm.

Durch die größere Nähe des Durchmessers des neuen Kalibrierstückes ($d_K = 104$ mm) zu den in situ vorliegenden Bohrlochdurchmessern kann eine höhere Messgenauigkeit bei Wiederholungsmessungen gewährleistet werden als es unter Verwendung des alten Kalibrierstückes mit einem Innendurchmesser von $d_K = 90$ mm der Fall gewesen wäre. Allerdings haben der Umbau der Dreiarmkalibersonde und der Wechsel des Kalibrierstückes auch einige Modifikationen an der Steuerungssoftware der Dreiarmkalibersonde erforderlich gemacht. Zwar ist es möglich und bei Betrachtung der Messergebnisse aus den GEM-Bohrlöchern auch wahrscheinlich, dass die vorgenommenen Umbauarbeiten an der Sonde zu einer geringfügigen Änderung (Zentelmillimeterbereich) der von der Dreiarmkalibersonde gemessenen Werte



geführt haben, jedoch ist durch eine Testserie an im Labor gefertigten Kalibrierstücken mit unterschiedlichen Innendurchmessern sichergestellt worden, dass die von der Dreiarmkalibersonde nach den Umrüstungsarbeiten gemessenen Werte sehr präzise der Realität entsprechen. Aufgrund der durchgeführten Tests und aufgrund des gegenüber der Herstellerversion höherwertigen an der TUC gefertigten Kalibrierstücks sowie darüber hinaus auch aufgrund von einer Optimierung der Spannungsversorgung der Dreiarmkalibersonde (Gleichstrom statt Wechselstrom zum Sicherstellen konstanter Spannungsbedingungen bei der Kalibrierung und während der Messungen) darf davon ausgegangen werden, dass die Messergebnisse nach dem Umbau (im Fall der GEM-Bohrlöcher ab dem 03.11.2009) somit eher den tatsächlichen Durchmessern der observierten Bohrlöcher entsprechen als die vor der Umrüstung der Dreiarmkalibersonde generierten Messergebnisse.

Aus den voranstehenden Ausführungen geht hervor, dass die der interpretierenden Betrachtung von Bild 4.45 entnehmbare Bohrlochquerschnittsdivergenz innerhalb großer Teufenbereiche des Bohrlochs GEM 90 sehr wahrscheinlich auf messtechnische Effekte zurückzuführen ist. Bild 4.45 sind dennoch auch Indikatoren für eine tatsächlich stattfindende zeitabhängige Entwicklung innerhalb des Bohrlochs GEM 90 zu entnehmen. Die Entwicklungen innerhalb des Bohrlochs GEM 90 beziehen sich jedoch nicht auf das Deformationsverhalten, sondern auf das Tragverhalten der Bohrlochkontur.

Als erstes ist Bild 4.45 eine Erweiterung des Bereichs mit den sehr starken Ausschlägen und den stark alternierenden Verläufen der Messwertgraphen in Richtung des Bohrlochmundes um $\Delta l \approx 0,4$ m zu entnehmen. Während die starken Ausschläge der Messwertgraphen vom 26.09.2007 ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 2,0$ m festzustellen sind, beginnen sie bei den Messwertgraphen der Befahrungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 bereits ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 1,6$ m.

Des Weiteren ist festzustellen, dass die Messwertgraphen der Befahrungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 in dem von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 6,0$ m reichenden Teufenbereich mit den großen Ausschlägen der Messwertgraphen insgesamt deutlich größere Ausschläge annehmen als bei den Befahrungen vom 26.09.2007 in dem sich zu diesem Observationszeitpunkt von $t_{BL} \approx 2,0$ m bis $t_{BL} \approx 6,0$ m erstreckenden Teufenbereich. Dadurch erwecken die Messwertgraphen bei der Betrachtung von Bild 4.45 den Eindruck, als habe sich



- (1) ein bruchhaftes Versagen der Bohrlochwand zwischen dem 26.09.2007 und dem 03.11.2009 um $\Delta l \approx 0,4$ m in Richtung des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 90 ausgebreitet und
- (2) als hätte sich darüber hinaus der Zustand der Bohrlochwand in dem Teufenbereich mit bruchhaften Deformationen der Bohrlochwand noch weiter verschlechtert und sich somit die Bohrlochkontur weiter aufgeweitet, was ein Anwachsen der gemessenen Kaliberwerte zur Folge gehabt hat.

Bezüglich der Interpretation zum Anwachsen der gemessenen Kaliberwerte ist erneut die bereits erwähnte Umrüstung der Dreiarmkalibersonde zu berücksichtigen. Wie in Abschnitt 4.2.1.2 ausführlich beschrieben, ist die Sonde im Rahmen des Umbaus auch mit Rollen mit einem größeren Durchmesser versehen worden. Die größeren Rollen ermöglichen einerseits den Einsatz der Dreiarmkalibersonde in Bohrlöchern mit größeren Innendurchmessern und ermöglichen es der Sonde andererseits, größere Hindernisse innerhalb des Bohrlochs, wie beispielsweise Abplatzungen von Gestein aus der Bohrlochwand heraus, zu überwinden. Andererseits sind die größeren Rollen der Dreiarmkalibersonde nach der Umrüstung auch dafür verantwortlich, dass kleinere Gesteinsabplatzungen nicht mehr so präzise von der Sonde erfasst werden wie vor der Umrüstung der Sonde, da die größeren Rollen dazu beitragen, dass in ihrer räumlichen Ausdehnung kleine Gesteinsabplatzungen von der Dreiarmkalibersonde eher überrollt werden können als vor der Umrüstung. Es kann also davon ausgegangen werden, dass, wären die Rollen bei den späteren Befahrungen des Bohrlochs GEM 90 nicht deutlich größer, sondern gleich groß gewesen wie vor der Umrüstung ($d_R = 16$ mm anstelle von $d_R = 8$ mm vor der Umrüstung), die gemessenen Kaliberwerte für die Messungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 an einigen Stellen noch größer gewesen wären als die gemessenen Kaliberwerte, die Bild 4.45 zu entnehmen sind. Allerdings ist Bild 4.45 auch trotz der Umrüstung der Dreiarmkalibersonde zwischen dem 26.09.2007 und dem 03.11.2009 eine deutliche Aufweitung der Bohrlochkontur an sehr vielen Stellen im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m zu entnehmen, die sehr wahrscheinlich auf ein Voranschreiten des Verbrauchs der Bohrlochwand zurück zu führen ist.

Ein Fortschreiten der bruchhaften Bereiche der Bohrlochwand, wie es zwischen dem 26.09.2007 und dem 03.11.2009 in Richtung des Bohrlochmundes stattgefunden hat, konnte in Richtung des Bohrlochtiefsten anhand der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde nicht detektiert werden. Auch die zu den späteren Befahrungsterminen am 10.05.2010 und



08.10.2010 durchgeführten Messungen geben keine Hinweise auf eine räumliche Ausdehnung des Bereichs mit stark bruchhafter Bohrlochkontur in Richtung des Bohrlochtiefsten. Alle Messwertgraphen nehmen unabhängig davon, ob die dazugehörigen Messwerte am 26.09.2007, am 03.11.2009, am 10.05.2010 oder am 08.10.2010 von der Dreiarmkalibersonde aufgezeichnet worden sind, in einer Teufe von $t_{BL} \approx 6,0$ m, also der Teufe, bis zu der das Bohrloch ursprünglich am 15.10.2004 abgeteuft worden ist und ab der es am 12.09.2007 erweitert worden ist, einen deutlich ruhigeren Verlauf an.

Allerdings enthält Bild 4.45 auch im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,0$ m und dem Bohrlochtiefsten Hinweise auf eine zeitabhängige Entwicklung im Bohrloch GEM 90. Die Messwertgraphen der Befahrungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 zeigen insgesamt einen etwas unruhigeren Verlauf als die Messwertgraphen der Befahrungen vom 26.09.2007. In unregelmäßigen Abständen nehmen die Messwertgraphen der Befahrungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 lokale Minima mit Messwerten von $d_{BL} < 100$ mm an. Zu den Ursachen für das Auftreten der lokalen Minima im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,0$ m und dem Bohrlochtiefsten in den Messwertgraphen der Befahrungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 kann im Rahmen der Analyse der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde keine belegte Aussage getroffen werden. Bilder, die von der Axial-Bohrlochkamera in diesen Teufenbereichen an den Befahrungsterminen 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 aufgenommen worden sind, legen jedoch die Vermutung nahe, dass die lokalen Minima der Messwertgraphen durch kleinere Gesteinsstücke hervorgerufen worden sind, die aus dem stark geschädigten Bohrlochteufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m von der Dreiarmkalibersonde und der Axial-Bohrlochkamera in den tiefer im Bohrloch GEM 90 gelegenen Bereich transportiert worden sind, wo sie bei späteren Messungen von den Rollen der Dreiarmkalibersonde überrollt worden sind, was schließlich zu den lokalen Minima der Messwertgraphen geführt haben könnte. Tatsächliche Verjüngungen des Bohrlochquerschnitts durch Konvergenzen oder Gesteinsverschiebungen in den Bohrlochquerschnitt hinein sind in dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,0$ m und dem Bohrlochtiefsten bei der Betrachtung der nachfolgend in Abschnitt 4.2.2.2(b 2) noch detailliert diskutierten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera nicht festzustellen gewesen.

Des Weiteren findet im Teufenbereich ab $t_{BL} \approx 7,7$ m zeitabhängig eine Erweiterung des Teufenbereichs mit einer scheinbaren Aufweitung der Bohrlochkontur oder zumindest starken Ausschlägen der Messwertgraphen mit mehreren nah beieinander liegenden lokalen Maxima



statt. Wie bereits vorangehend der Beschreibung von Bild 4.44 entnommen werden kann, erstreckt sich zum Ende des Observationszeitraums am 08.10.2010 der Bereich mit der messtechnisch ermittelten Aufweitung der Bohrlochkontur entlang der Bohrlochlängsachse über den Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,7$ m bis $t_{BL} \approx 8,2$ m. Wie den rot dargestellten Messwertgraphen vom 26.09.2007 in Bild 4.45 entnommen werden kann, war der Bereich mit der scheinbaren Konturaufweitung zum Observationszeitpunkt 26.09.2007 noch nicht weit in Bohrlochlängsachsenrichtung ausgedehnt. Die Konturaufweitung hat sich in dem zu diesem Observationszeitpunkt 14 Tage alten Bohrlochteufenbereich lediglich als lokales Maximum in einer Teufe von $t_{BL} \approx 7,8$ m mit einem dazugehörigen, von der Dreiarmlkalibersonde gemessenen Kaliberwert von $d_{BL} \approx 102,6$ mm bemerkbar gemacht. Bei den später durchgeführten Messungen sind, wie den grauen Graphen in Bild 4.45 entnommen werden kann, in der Teufe von $t_{BL} \approx 7,8$ m maximale Messwerte von $d_{BL} \approx 103,3$ mm ermittelt worden. Da zwischen den Ergebnissen der Messungen zu den Befahrungsterminen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 keine signifikanten Unterschiede bestehen, kann davon ausgegangen werden, dass sich die räumliche Ausdehnung des Bereichs mit der gemessenen Bohrlochkonturaufweitung in Richtung des Bohrlochtiefsten auf eine Länge von $l \approx 0,5$ m überwiegend im Zeitraum zwischen dem 26.09.2007 und dem 03.11.2009 ereignet hat.

Bild 4.46 zeigt farblich differenziert dargestellt die zu den vier Befahrungsterminen des Bohrlochs GEM 90 bei der Einfahrt der Dreiarmlkalibersonde unter einem Ausgangswinkel von $\phi = 0^\circ$ aufgezeichneten Messwertgraphen.

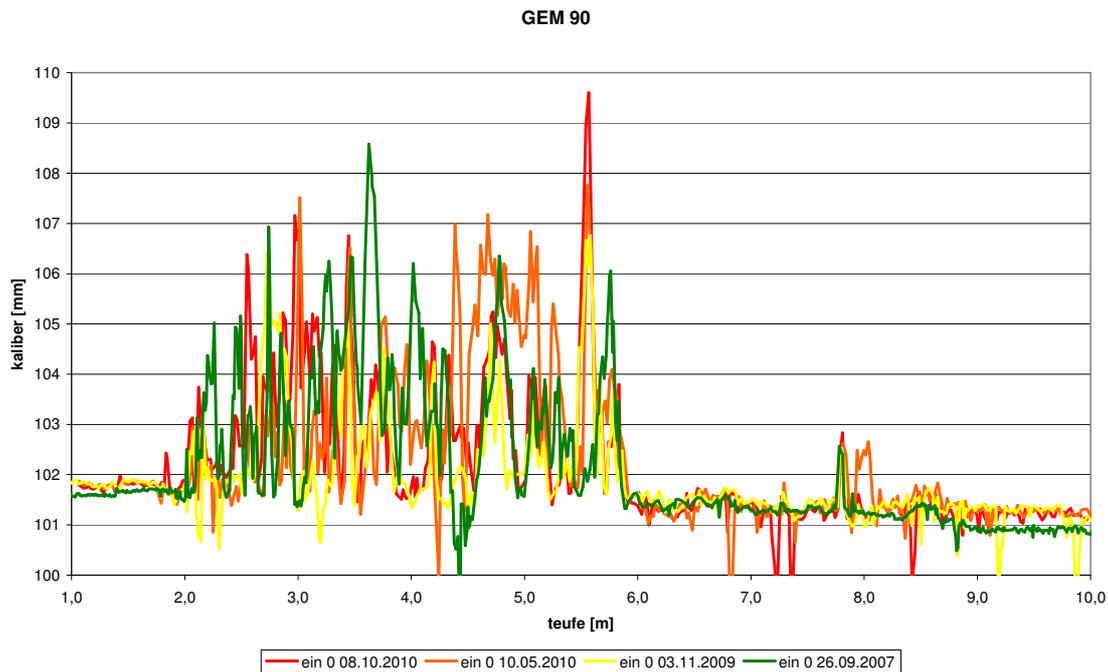


Bild 4.46: Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde für die Einfahrten in das Bohrloch GEM 90 mit einer Ausrichtung der Dreiarmkalibersonde unter einem Ausgangswinkel von $\phi = 0^\circ$ im Zeitraum zwischen dem 26.09.2007 und dem 08.10.2010 (grüner Messwertgraph = Messergebnisse vom 26.09.2007; gelber Messwertgraph = Messergebnisse vom 03.11.2009; orangefarbener Messwertgraph = Messergebnisse vom 10.05.2010 und roter Messwertgraph = Messergebnisse vom 08.10.2010)

Der Messwertgraph der Befahrung vom 26.09.2007 ist in Grün dargestellt. Zum Zeitpunkt dieser ersten von der TUC mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Messung ist der am 15.10.2004 bis in eine Teufe von $t_{BL} \approx 6,0$ m abgeteuft vordere Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 knapp drei Jahre alt gewesen, während der hintere Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 zwischen der Teufe von $t_{BL} \approx 6,0$ m und dem Bohrlochtiefsten 14 Tage zuvor am 12.09.2007 abgeteuft worden ist. Der gelbe Messwertgraph ist $\Delta t \approx 25$ Monate nach der ersten Befahrung aufgezeichnet worden, so dass zu diesem Zeitpunkt der vordere Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 gut fünf Jahre alt gewesen ist, der hintere Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 dagegen nur gut zwei Jahre. Der Messwertgraph der Messung vom 10.05.2010 wird in Bild 4.46 orangefarben dargestellt und die Messergebnisse der Befahrung vom 08.10.2010 werden durch den roten Graphen repräsentiert. Zum Zeitpunkt der Messung am 10.05.2010 ist der vordere Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 etwas mehr als fünfeneinhalb Jahre alt gewesen, während der hintere Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 zu diesem Zeitpunkt etwas älter als zweieinhalb Jahre gewesen ist. Dementsprechend hat das Alter des vorderen Teufen-



bereiches zum Zeitpunkt der letzten bisher im Bohrloch GEM 90 durchgeführten Messung vom 08.10.2010 fast bis auf die Woche genau sechs Jahre betragen, während der tiefer im Bohrloch gelegene Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 am 08.10.2010 etwas älter als drei Jahre gewesen ist. Somit ist der hintere Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 am Ende des hier betrachteten Observationszeitraums mit seinem Alter von $t \approx 3$ a in etwa so alt wie der vordere Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 zu Beginn des im Rahmen dieses Vorhabens betrachteten Observationszeitraums. Es ist festzustellen, dass sich im hinteren Teufenbereich in der in $t \approx 3$ a alten Bohrlochwand noch keine Anzeichen eines Bohrlochwandversagens detektieren lassen, während zu Beginn des Observationszeitraums im vorderen Teufenbereich in der in etwa $t \approx 3$ a alten Bohrlochwand bereits erhebliche Schädigungen festgestellt worden sind. Ob eine Schädigung der Bohrlochwand im hinteren Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 lediglich etwas später erfolgt oder ob im Teufenbereich jenseits von $t_{BL} \approx 6,0$ m über einen längeren Zeitraum keine Schädigung der Bohrlochwand eintritt und die zwei zu unterschiedlichen Zeitpunkten abgeteufte Teufenbereiche des Bohrlochs GEM 90 sich somit in ihrem Tragverhalten grundlegend voneinander unterscheiden, kann nur anhand einer weiteren Observation des Bohrlochs GEM 90 auch über die zeitlichen Grenzen dieses Vorhabens hinaus festgestellt werden.

Die vergleichende Betrachtung der Entwicklungen des Bohrlochtragverhaltens grundsätzlich und insbesondere der Entwicklung des Schichtflächentragverhaltens in den beiden unterschiedlich alten Teufenbereichen des Bohrlochs GEM 90 ist besonders unter dem Aspekt der unterschiedlichen mechanischen Beanspruchungen des Gesteins in der Umgebung des Bohrlochs GEM 90 sowie unter dem Aspekt der unterschiedlichen hydraulischen Rahmenbedingungen von besonderem Interesse. Der vordere und ältere der beiden Bohrlochabschnitte aus dem Jahr 2004 unterliegt aufgrund seiner größeren Nähe zur Gallery 96 der größeren deviatorischen Beanspruchung durch die Hauptspannungskomponenten des Sekundärspannungsfeldes der Gallery 96. Der durch die größere Entfernung zur Gallery 96 weniger stark deviatorisch belastete Gebirgsbereich in der Umgebung des hinteren Teufenbereiches des Bohrlochs GEM 90 aus dem Jahr 2007 unterliegt dagegen einer stärkeren Beanspruchung durch den in den Porenräumen des Gesteins wirkenden Porenwasserdruck. Der höhere Porenwasserdruck im Gestein in der Umgebung des tiefer im Gebirge gelegenen Teufenbereiches des Bohrlochs GEM 90 ist in erster Linie auf die geringere Austrocknung / Entsättigung des Gesteins / Gebirges durch die Gallery 96 zurückzuführen. Darüber hinaus wird das Gestein in der Umge-



bung eines tiefer im Bohrloch gelegenen Teufenbereiches stets weniger durch die beim Abteufen eingesetzte Luftspülung entsättigt als das Gestein in der Umgebung eines weniger tief im Bohrloch gelegenen Teufenbereiches (Ausbildung eines entsättigten / teilgesättigten Gebirgstragringes). Neben der aus dem höheren Porenwasserdruck resultierenden stärkeren deviatorischen Belastung der Gesteinsmatrix und des Gesteins in den Schichtflächen bei einer hydraulisch-mechanisch gekoppelten Betrachtungsweise wird durch einen höheren Porenwasserdruck im bohrlochnahen Gestein auch das Auftreten von Aufweichungs- und Quelleffekten begünstigt (swelling / softening).

Es zeigt sich, dass der grüne Messwertgraph der Befahrung vom 26.09.2007 in großen Teufenbereichen unterhalb der Messwertgraphen der weiteren drei Befahrungen liegt. Deutlich erkennbar unterhalb der Messwertgraphen von den Befahrungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 liegt der Messwertgraph der Befahrung vom 26.09.2007 in den Teufenbereichen vom Bohrlochmund bis zur Teufe $t_{BL} \approx 2,0$ m und im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 8,0$ m bis zum Bohrlochtiefsten. Eine kontinuierliche Divergenz des Bohrlochs zwischen dem 26.09.2007 und dem 03.11.2009, wie sie aus der Betrachtung von Bild 4.45 eventuell geschlossen werden kann, lässt sich aus der Betrachtung von Bild 4.46 nicht ersehen, da die Messwertgraphen aller vier Befahrungen insbesondere im Bohrlochteufenbereich von $t_{BL} \approx 6,0$ m bis $t_{BL} \approx 8,0$ m einen nahezu identischen Verlauf aufweisen wenn von wenigen lokalen Minima der Messwertgraphen vom 10.05.2010 und 08.10.2010 in diesem Teufenbereich abgesehen wird. Weshalb der Messwertgraph der Messung vom 26.09.2007 einerseits in einigen Teufenbereichen unterhalb der Messwertgraphen der Messungen vom 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 liegt und andererseits der Messwertgraph vom 26.09.2007 in einigen Teufenbereichen nahezu identisch ist mit den drei jüngeren Messwertgraphen, kann auf Basis der zur Verfügung stehenden Observationsdaten nicht erklärt werden.

Für den Teufenbereich mit den stark bruchhaften Strukturen in der Bohrlochkontur zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 6,0$ m lässt sich keine systematisch ablaufende zeitabhängige Entwicklung des Trag- und Deformationsverhaltens der Bohrlochwand im Bohrloch GEM 90 aus den vier in Bild 4.46 dargestellten Messwertgraphen herausinterpretieren. Auch die in Bild 4.45 deutlich zu erkennende Ausweitung des Teufenbereiches mit den starken Schädigungen der Bohrlochkontur in Richtung des Bohrlochmundes von einer Teufe von $t_{BL} \approx 2,0$ m am 26.09.2007 bis in eine Teufe von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis zum 08.10.2010 ist Bild 4.46 nicht zu entnehmen. Da eine Analyse aller Messergebnisse aus dem Bohrloch GEM 90 ergeben hat, dass

eine Gegenüberstellung der zu den einzelnen Befahrungsterminen unter einem bestimmten Ausgangswinkel der Dreiarmkalibersonde, wie sie in Bild 4.46 für einen Ausgangswinkel von $\phi = 0^\circ$ dargestellt ist, zu keinen weiteren Erkenntnissen zum zeitabhängigen Trag- und Deformationsverhalten der Bohrlochwand innerhalb des Bohrlochs GEM 90 führt und die wichtigsten zeitabhängigen Entwicklungen innerhalb des Bohrlochs GEM 90 am besten durch die in Bild 4.45 gewählte Darstellung von Messergebnissen widergespiegelt werden, soll hier auf weitere Darstellungen der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GEM 90 verzichtet werden.

Das Beispiel der Kalibermessungen im Bohrloch GEM 90 veranschaulicht, dass in einem Bohrloch mit stark bruchhaften Strukturen der Bohrlochwand der Einsatz der Dreiarmkalibersonde gut dazu geeignet ist, qualitative Informationen über die grundsätzliche Beschaffenheit der Bohrlochwände im Inneren des Bohrlochs zu generieren also zum Beispiel wie bei der drei Jahre andauernden Observation des Bohrlochs GEM 90 geschehen Bohrlochbereiche mit stark bruchhaften Strukturen der Bohrlochwand von Teufenbereichen mit intakter Bohrlochwand abzugrenzen und so die zeitliche Entwicklung der Ausbreitung von Teufenbereichen mit Bohrlochwandversagen in Richtung der Bohrlochlängsachse zu dokumentieren. Eher weniger geeignet ist der Einsatz einer Dreiarmkalibersonde dagegen in Bohrlöchern mit stark bruchhaften Strukturen der Bohrlochwand zur Messung von Konvergenzen oder Divergenzen, da eine Reproduzierbarkeit der Ausrichtung der Sonde im Bohrloch aufgrund der in Abschnitt 4.2.1.2 beschriebenen Konstruktionsweise bei Wiederholungsmessungen nicht gegeben ist. Daher kann bei der Analyse der Messergebnisse häufig nicht eindeutig aufgeklärt werden, ob eine Änderung der gemessenen Kaliberwerte zwischen zwei Observationsterminen tatsächlich auf eine Deformation der Bohrlochkontur zurückzuführen ist oder ob die Dreiarmkalibersonde sich lediglich anders im Bohrloch positioniert hat als bei der vorhergehenden Messung.

Um die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde korrekt interpretieren zu können und somit die im Bohrloch ablaufenden zeitabhängigen Deformations- und Bruchprozesse korrekt identifizieren zu können, ist es daher hilfreich, nicht nur Deformationsmessungen mit der Dreiarmkalibersonde in Observationsbohrlöchern durchzuführen, sondern zusätzlich auch Befahrungen der zu observierenden Bohrlöcher mit der Axial-Bohrlochkamera vorzunehmen. Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GEM 90 mit der Axial-Bohrlochkamera der TUC und der ETIBS-Sonde (Optical Borehole Televiwer) des GIF werden im nächsten Abschnitt zunächst vorgestellt und anschließend diskutiert.

(b 2) *Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GEM 90*

Wie im vorherigen Abschnitt bei der Vorstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde bereits erläutert, haben im Rahmen dieses Projektes zu vier Observationszeitpunkten Befahrungen des Bohrlochs GEM 90 mit der Dreiarmkalibersonde stattgefunden. Zum ersten Observationszeitpunkt hat zusätzlich eine Befahrung des Bohrlochs GEM 90 mit der ETIBS-Sonde (Optical Borehole Televiewer) des GIF stattgefunden, während zu den nächsten drei Observationszeitpunkten die Axial-Bohrlochkamera der TUC im Bohrloch GEM 90 zum Einsatz gekommen ist. Die Befahrungstermine waren der 26.09.2007 (Dreiarmkalibersonde und ETIBS-Sonde) und der 03.11.2009, der 10.05.2010 sowie der 08.10.2010 (Dreiarmkalibersonde und Axial-Bohrlochkamera zu den drei letztgenannten Observationsterminen). In Bild 4.47 sind ausgewählte Ergebnisse der Befahrung des Bohrlochs GEM 90 mit der ETIBS-Sonde vom 26.09.2007 dargestellt.

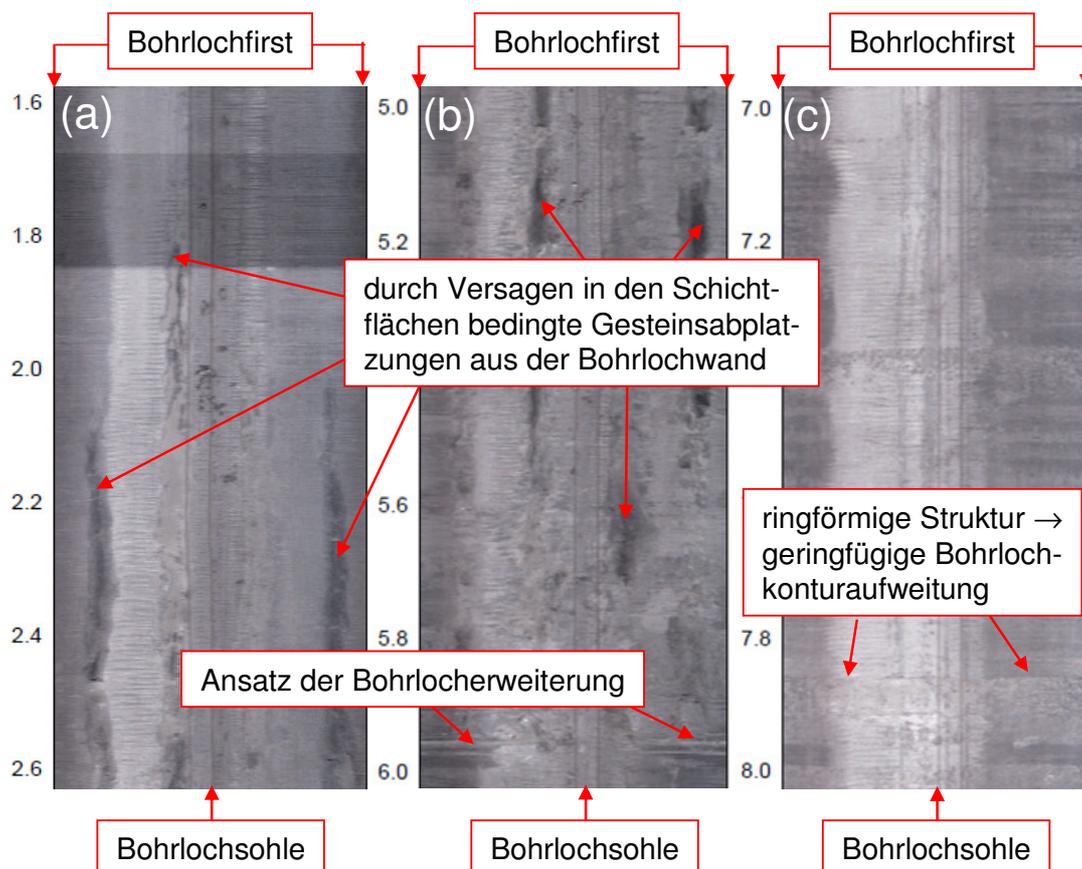


Bild 4.47: Ausgewählte Ergebnisse der Befahrung des Bohrlochs GEM 90 mit der ETIBS-Sonde: (a) abgerollte Innenansicht des Teufenbereiches von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m; (b) abgerollte Innenansicht des Teufenbereiches von $t_{BL} \approx 5,0$ m bis $t_{BL} \approx 6,0$ m; (c) abgerollte Innenansicht des Teufenbereiches von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 8,0$ m

Bild 4.47(a), Bild 4.47(b) und Bild 4.47(c) zeigen jeweils eine abgerollte 360°- Draufsicht auf die Bohrlochwand. Dabei befindet sich die Aufnahme des Bohrlochfirstbereiches für alle drei dargestellten Teufenbereiche jeweils an den Rändern der Abbildungen, während sich die Aufnahme der Bohrlochsohle jeweils genau in der Bildmitte befindet. Alle drei abgerollt dargestellten Innenansichten des Bohrlochs zeigen jeweils Aufnahmen der Bohrlochwand über einen Teufenmeter des Bohrlochs GEM 90. Bild 4.47(a) zeigt die Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m, Bild 4.47(b) zeigt die Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,0$ m bis $t_{BL} \approx 6,0$ m und in Bild 4.47(c) ist die Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 8,0$ m dargestellt.

Bedingt durch die Konstruktionsweise der ETIBS-Sonde, in deren Inneren eine Videokamera von oben einen verspiegelten Kegel filmt, in dessen verspiegelter Mantelfläche sich die Bohrlochwand spiegelt, zeigen die von der ETIBS-Sonde gelieferten Aufnahmen aus dem Bohrlochinneren immer eine exakte Draufsicht auf die Bohrlochwand. In Bild 4.47 erkennbare scheinbar wechselnde Färbungen der Bohrlochwand, die wie beispielsweise im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,68$ m bis $t_{BL} \approx 1,85$ m entlang der gesamten Bohrlochkontur präzise entlang einer geraden Linie von einem anders gefärbten davor oder dahinter liegenden Teufenbereich abgrenzbar sind, haben keine geologischen und auch keine hydraulischen Ursachen (wie beispielsweise einen Wasserzutritt in das Gestein der Bohrlochwand). Vielmehr sind, wie später die Befahrungen des Bohrlochs GEM 90 mit der Axial-Bohrlochkamera gezeigt haben, die in Bild 4.47 auftretenden unterschiedlichen Färbungen / Schattierungen der Bohrlochwand in der Realität im Bohrloch GEM 90 gar nicht vorhanden, sondern sie sind beleuchtungstechnischen Effekten bei der Befahrung des Bohrlochs mit der ETIBS-Sonde zuzuschreiben.

Bild 4.47(a) zeigt Aufnahmen der Bohrlochwand aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m, also aus einem zum Zeitpunkt der Befahrung des Bohrlochs GEM 90 am 26.09.2007 in etwa drei Jahre alten Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90, in dem die Messwerte der Dreiarmkalibersonde vom 26.09.2007 ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 2,0$ m aufgrund der bruchhaften Beschaffenheit der Bohrlochwand sehr große Kaliberwerte annehmen (siehe Bild 4.45). In Bild 4.47(a) sind ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 1,8$ m linienartig ausgebildete, teils helle, teils dunkle im Bild von oben nach unten verlaufende Strukturen zu erkennen (= Verlauf der zu erkennenden Strukturen in Richtung der Bohrlochlängsachse). Bei diesen Strukturen handelt es sich um bruchhafte Veränderungen der Bohrlochwand. Einige der bruchhaften Veränderungen der Bohrlochwand / Gesteinsabplatzungen sind in Bild 4.47(a) und Bild 4.47(b)



durch rote Pfeile gekennzeichnet. Bei den zu identifizierenden bruchhaften Strukturen in Bohrlochlängsrichtung handelt es sich, wie später bei der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera noch deutlicher zu erkennen sein wird, um bruchhafte Veränderungen / Gesteinsabplatzungen entlang der innerhalb des URL Tournemire aus der Süd-Richtung und somit in Richtung der Bohrlochlängsachse mit einem Fallwinkel von $\alpha \approx 5^\circ$ einfallenden Schichtflächen des Toarciums.

Bild 4.47(b) zeigt Aufnahmen der Bohrlochwand aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,0$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m. Dabei handelt es sich um den Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90, an dessen Ende bei $t_{BL} \approx 6,0$ m am 12.09.2007, also genau 14 Tage vor dem Entstehen der Aufnahmen der ETIBS-Sonde, die Erweiterung des Bohrlochs GEM 90 vorgenommen worden ist. Der Ansatz der Bohrlocherweiterung bei $t_{BL} \approx 6,0$ m ist in Bild 4.47(b) durch einen roten Pfeil grafisch hervorgehoben. Die Betrachtung von Bild 4.47(b) zeigt, dass genau am Ansatz der Bohrlocherweiterung, also am Übergang zwischen dem zum Zeitpunkt der Befahrung knapp drei Jahre alten Bohrlochteufenbereich zu dem zum Zeitpunkt der Befahrung 14 Tage alten Bohrlochbereich, die in Bohrlochlängsrichtung verlaufenden Bruchstrukturen enden, wie es auch die im vorherigen Abschnitt aufgezeigten Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde entsprechend Bild 4.44, Bild 4.45, Bild 4.46 erwarten lassen.

In Bild 4.47(c) ist schließlich mit dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 8,0$ m ein zum Zeitpunkt des Entstehens der Aufnahmen 14 Tage alter Bohrlochbereich dargestellt. Zunächst fällt bei der Betrachtung von Bild 4.47(c) die im Vergleich zu den in Bild 4.47(a) und Bild 4.47(b) dargestellten Teufenbereichen deutlich gleichmäßigere Beschaffenheit der Bohrlochwand auf – ein Hinweis auf eine eher intakte Bohrlochwand ohne Gesteinsabplatzungen. In einigen wenige Zentimeter kurzen Abschnitten des Teufenbereiches von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 8,0$ m scheint das Gestein der Bohrlochwand eine etwas gegenüber dem ansonsten im betrachteten Teufenbereich zu erkennenden Gestein modifizierte Beschaffenheit aufzuweisen. Einer der kurzen Bohrlochabschnitte mit sich vom umgebenden Gestein abhebender Gesteinsbeschaffenheit ist in Bild 4.47(c) durch rote Pfeile grafisch hervorgehoben worden. Es handelt sich bei diesem Teufenbereich um den Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,8$ m bis $t_{BL} \approx 8,0$ m, in dem sich bei der Befahrung des Bohrlochs GEM 90 mit der Dreiarmkalibersonde am 26.09.2007 zunächst in einer Teufe von $t_{BL} \approx 7,8$ m ein in seiner räumlichen Ausdehnung entlang der Bohrlochlängsachse sehr eingeschränkter Bereich mit einer Aufweitung der Bohrlochkontur und einem lokalen Maximum bei $t_{BL} \approx 7,8$ m ergeben hat, bevor bei den weiteren

Befahrungen des Bohrlochs GEM 90 mit der Dreiarmkalibersonde zu den Observationszeitpunkten 03.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 Konturaufweitungen auch im dahinter liegenden Bohrlochteufenbereich bis in eine Teufe von $t_{BL} \approx 8,2$ m detektiert worden sind. Ein deutlicher Hinweis auf eine Aufweitung der Bohrlochkontur im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,8$ m bis $t_{BL} \approx 8,0$ m ist der Betrachtung von Bild 4.47(c) allerdings nicht zu entnehmen. Ein Erklärungsansatz für die von der Dreiarmkalibersonde in diesem Bohrlochteufenbereich registrierte Konturaufweitung könnte daraus bestehen anzunehmen, dass im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,8$ m bis $t_{BL} \approx 8,0$ m das lokal anstehende Gestein eine größere Festigkeit aufweist und der Widerstand gegen den Bohrlochvortrieb damit ebenfalls größer ist. Hieraus könnte ein Schlagen der Bohrkronen mit der Folge einer Durchmesserergrößerung resultiert haben.

Die erste Befahrung des Bohrlochs GEM 90 mit der Axial-Bohrlochkamera hat am 03.11.2009 stattgefunden. Nachfolgend wird die zeitliche Entwicklung von drei exemplarisch ausgewählten unterschiedlichen Teufenabschnitten innerhalb des Bohrlochs GEM 90 anhand der Gegenüberstellung von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus den ausgewählten Teufenbereichen dokumentiert, die am 03.11.2009, am 10.05.2010 und am 08.10.2010 entstanden sind. Der erste der hier vorgestellten ausgewählten Teufenbereiche ist der Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 1,8$ m. Die vergleichende Betrachtung der drei Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.48 zeigt, dass sich in den gut 11 Monaten zwischen dem 03.11.2009 und dem 08.10.2010 auf Basis der optischen Begutachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera kaum identifizierbare Veränderungen der Beschaffenheit der Bohrlochwand im betrachteten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 1,8$ m ergeben haben.

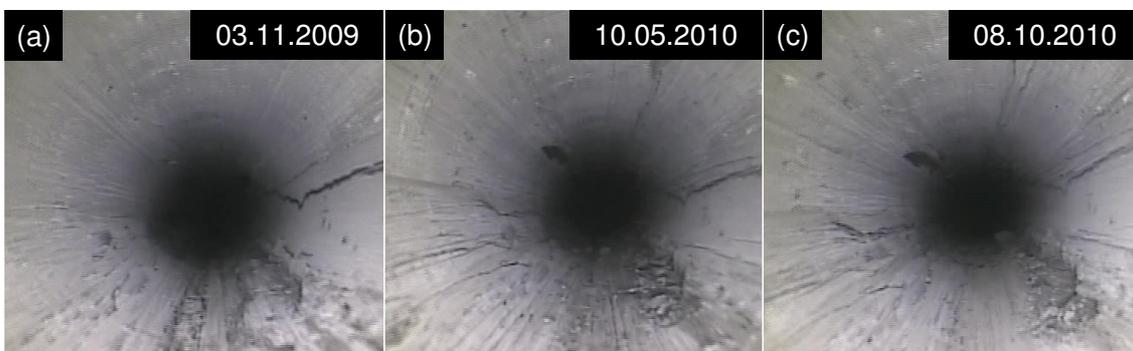


Bild 4.48: Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 1,8$ m

Im rechten unteren Bereich ist in allen drei in Bild 4.48 zu betrachtenden Aufnahmen eine Schädigung der Bohrlochwand erkennbar. Bild 4.49 zeigt eine Vergrößerung von Bild 4.48(b) mit einer grafischen Hervorhebung der Bruchstruktur im rechten unteren Bereich der Bohrlochkontur.

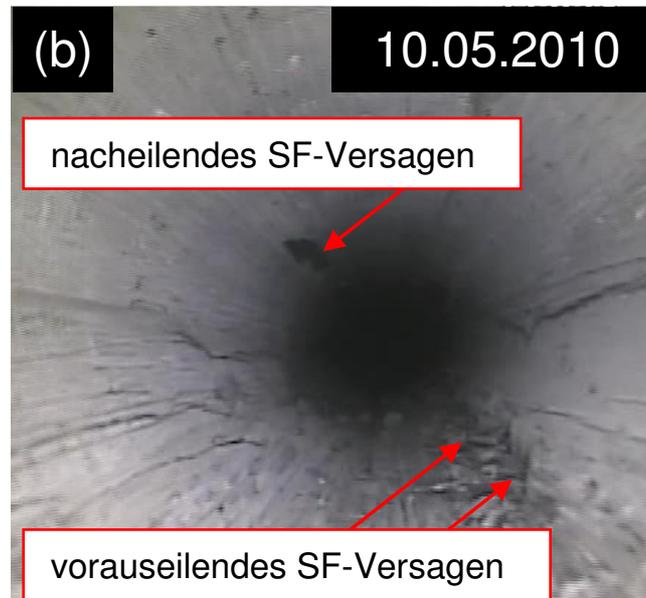


Bild 4.49: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.48(b) mit grafischer Kennzeichnung von Schichtflächenversagen im rechten unteren Konturbereich (Vordergrund) und im linken oberen Konturbereich (Hintergrund)

Darüber hinaus wird in Bild 4.49 eine weiter hinten im Bohrloch gelegene Bruchstruktur im linken oberen Konturbereich ebenfalls grafisch hervorgehoben. Die Bruchstruktur im linken oberen Bereich ist in der in Bild 4.48(c) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera ebenfalls deutlich zu erkennen, nicht jedoch in Bild 4.48(a). Daraus wird deutlich, dass der Nachbruch im linken oberen Bohrlochkonturbereich sich im Zeitraum zwischen der Kamerabefahrung am 03.11.2009 und der Kamerabefahrung am 10.05.2010 aus einem tiefer im Bohrloch GEM 90 gelegenen Teufenbereich bis in den betrachteten Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 1,8$ m hinein ausgebreitet hat. Es handelt sich bei der bruchhaften Struktur im linken oberen Bohrlochkonturbereich um eine der linienartigen Bruchstrukturen, die bereits in Bild 4.47(a) auf den Aufnahmen der ETIBS-Sonde zu identifizieren gewesen ist. Die Aufnahme der ETIBS-Sonde aus Bild 4.47(a) ist in Bild 4.50 erneut dargestellt. Die linienartig verlaufende Bruchstruktur im linken oberen Bereich der Bohrlochkontur ist dabei rot gekennzeichnet, die linienartig verlaufende Bruchstruktur im rechten unteren Bereich wird durch den blauen Pfeil grafisch hervorgehoben.

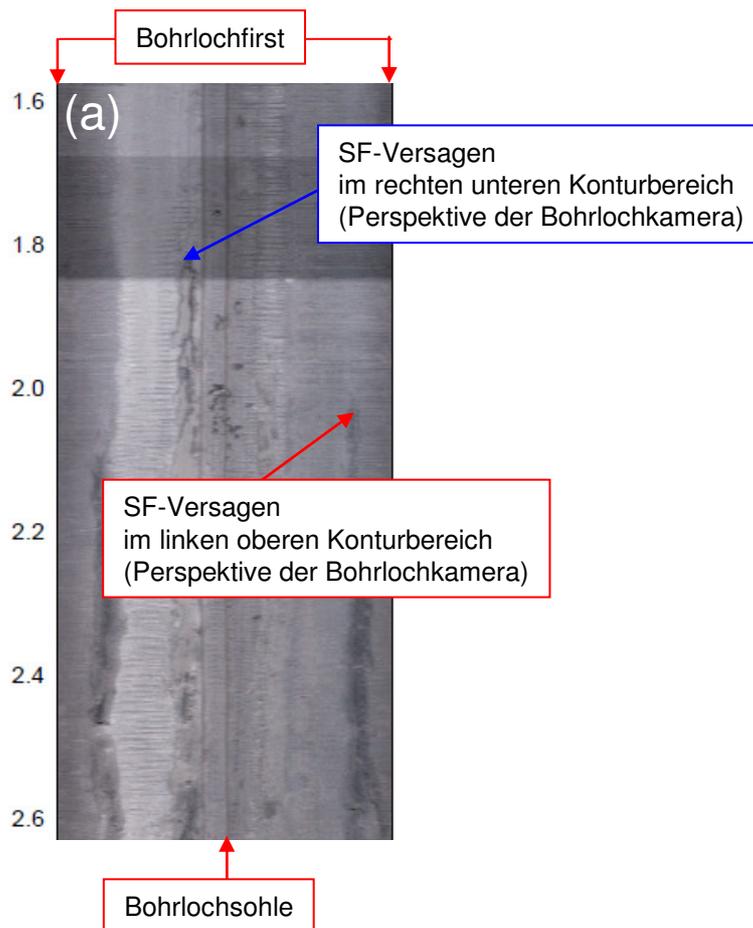


Bild 4.50: Einzeldarstellung von Bild 4.47(a) mit grafischer Kennzeichnung von Schichtflächenversagen im rechten unteren Konturbereich (blau) und im linken oberen Konturbereich (rot), betrachtet aus der Perspektive der Axial-Bohrlochkamera

Unter Hinzuziehung von Bild 4.50 lässt sich nun auch der Bruchstruktur im rechten unteren Bereich eine zeitabhängige Entwicklung zuordnen. Beide linienartigen Bruchstrukturen haben sich zwischen der Befahrung vom 26.09.2007 und der Befahrung vom 03.11.2009 (Bruchstruktur im rechten unteren Bohrlochkonturbereich) beziehungsweise zwischen der Befahrung vom 26.09.2007 und der Befahrung vom 10.05.2010 (Bruchstruktur im linken oberen Bohrlochkonturbereich) um $\Delta l \approx 0,2$ m in Richtung des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 90 ausgebreitet. Die bei einem Vergleich von Bild 4.48 und Bild 4.50 zu beobachtende Ausbreitung des Schichtflächenversagens innerhalb des Bohrlochs GEM 90 liefert somit einen Erklärungsansatz dafür, dass bei den Befahrungen des Bohrlochs GEM 90 mit der Dreiarmkalibersonde der Teufenbereich, in dem die Messwerte der Dreiarmkalibersonde eine starke Aufweitung der Bohrlochkontur indizieren, sich zu den späteren Befahrungsterminen des Bohrlochs



GEM 90 gegenüber dem Befahrungstermin vom 26.09.2007 weiter in Richtung des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 90 bis in eine Teufe von $t_{BL} \approx 1,6$ m ausgeweitet hat.

Entsprechend der Aufnahme der ETIBS-Sonde in Bild 4.47(a) hätte eine Aufweitung der Bohrlochkontur mit der Dreiarmkalibersonde bei den Befahrungen vom 26.09.2007 bereits auch schon in einer Teufe von $t_{BL} \approx 1,8$ m registriert werden können, da bereits ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 1,8$ m Abplatzungen von Gestein aus der Bohrlochwand auf der Aufnahme der ETIBS-Sonde in Bild 4.47(a) erkennbar sind. Denkbar ist, dass die Schädigung der Bohrlochwand am Befahrungstermin vom 26.09.2007 daher nicht von einem der Messarme der Dreiarmkalibersonde erfasst worden ist, da, wie in Abschnitt 4.2.2.2(a) bereits ausführlich beschrieben worden ist, nur drei Befahrungen des Bohrlochs GEM 90 unter den Ausgangswinkeln von $\phi = 0^\circ$, $\phi = 40^\circ$ und $\phi = 80^\circ$ durchgeführt worden sind. Zu den späteren drei Befahrungsterminen im Zeitraum zwischen dem 03.11.2009 und dem 08.10.2010 sind dagegen Befahrungen unter Ausgangswinkeln von $\phi = 0^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $\phi = 60^\circ$ und $\phi = 90^\circ$ durchgeführt worden, wodurch die Wahrscheinlichkeit größer geworden ist, dass bruchhafte Strukturen der Bohrlochwand, wie sie beispielsweise auch in Bild 4.47(a) zu betrachten sind, von einem der Messarme der Dreiarmkalibersonde erfasst werden und sie sich somit auch auf die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde auswirken.

Der bei der isolierten Betrachtung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde entstehende Eindruck, der bruchhafte Bereich der Bohrlochwand des Bohrlochs GEM 90 habe sich in dem gut drei Jahre andauernden Observationszeitraum aus einer Teufe von $t_{BL} \approx 2,0$ m um $\Delta l \approx 0,4$ m bis in die Teufe $t_{BL} \approx 1,6$ m in Richtung des Bohrlochmundes ausgebreitet, muss somit nach der Betrachtung der Aufnahme der ETIBS-Sonde in Bild 4.47(a) und nach der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.48 korrigiert werden. Anstelle einer Ausdehnung des Teufenbereiches mit bruchhaften Strukturen entlang der Bohrlochwand um eine Länge von $\Delta l \approx 0,4$ m haben sich die in den Aufnahmen von ETIBS-Sonde und Axial-Bohrlochkamera erkennbaren bruchhaften Strukturen im Observationszeitraum aus einer Teufe von $t_{BL} \approx 1,8$ m in eine Teufe von $t_{BL} \approx 1,6$ m um $\Delta l \approx 0,2$ m entlang der Bohrlochlängsachse in Richtung des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 90 ausgeweitet.

In Bild 4.51 sind Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m des Bohrlochs GEM 90 dargestellt. Die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.51(a) ist am Befahrungstermin am 03.11.2009 entstanden, Bild

4.51(b) zeigt den Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m zum Befahrungstermin am 10.05.2010 und in Bild 4.51(c) ist die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m vom 08.10.2010 zu betrachten.

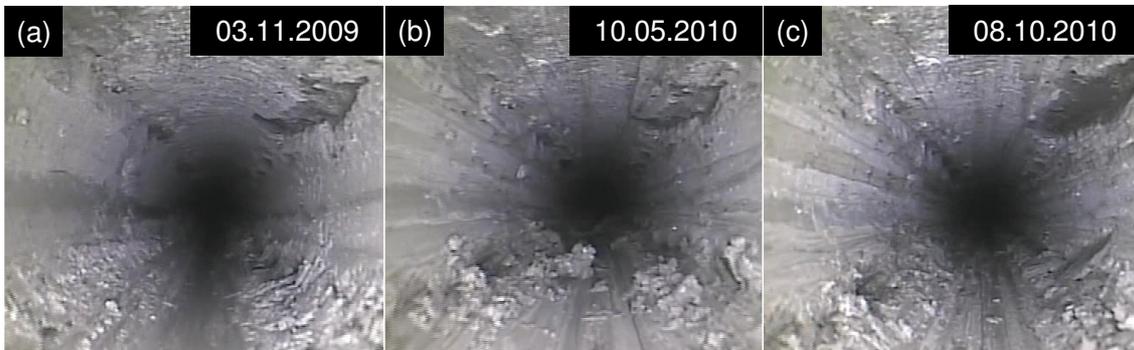


Bild 4.51: Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m

Der in Bild 4.51 dargestellte Teufenbereich befindet sich vom Bohrlochmund aus betrachtet in etwa $\Delta l \approx 0,8$ m weit innerhalb des Teufenbereiches, in dem entsprechend der vorangehenden Ausführungen zu den Untersuchungen im Bohrloch GEM 90 die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde eine starke Konturaufweitung indizieren und in dem die Messwertgraphen sehr unruhige Verläufe aufweisen. Die in Bild 4.51 dargestellten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m sind deshalb stellvertretend für die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 6,0$ m mit den starken Schwankungen der in diesem Teufenbereich aufgezeichneten Messwertgraphen ausgewählt worden, weil sie die Ursache für die großen in den Messwertgraphen erkennbaren Schwankungen und für die großen gemessenen Konturaufweitungen sehr gut widerspiegeln: Während in der in Bild 4.48 dargestellten Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 1,8$ m nur im linken oberen sowie im rechten unteren Bereich der Bohrlochkontur Gesteinsabplatzungen aus der Bohrlochwand heraus erkennbar sind, sind in Bild 4.51 deutlich stärkere Schädigungen der Bohrlochwand bis hin zu flächenhaften Gesteinsabplatzungen im linken oberen, linken unteren, rechten oberen und rechten unteren Bereich der Bohrlochkontur zu ersehen. Bild 4.52 stellt eine Vergrößerung von Bild 4.51(b) dar, in der die Schädigungen der Bohrlochwand grafisch durch rote Pfeile hervorgehoben werden.

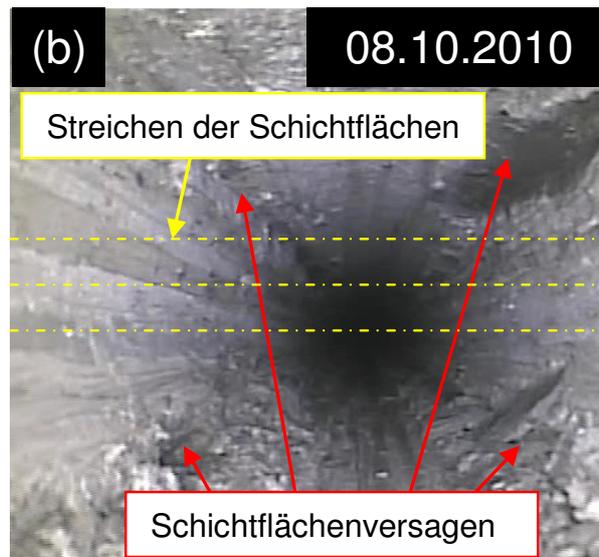


Bild 4.52: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.51(b) mit einer Kennzeichnung des in vier Bohrlochkonturbereichen auftretenden Schichtflächenversagens (rote Pfeile) sowie einer Visualisierung des Streichens der Schichtflächen (gelb strichpunktierte Linien)

Des Weiteren sind in Bild 4.52 die Schnittlinien der unter $\alpha \approx 5^\circ$ in Richtung der Bohrlochlängsachse einfallenden Schichtflächen mit der Bildebene in Form von gelb strichpunktierten Linien grafisch dargestellt. Die erkennbare systematische Anordnung der Gesteinsbruchbereiche gegenüber dem Schichtungsgefüge des Toarciums legt die Annahme nahe, dass ein Versagen des Gesteins in den Schichtflächen den Grund darstellt für die in den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera zu beobachtenden Schädigungen der Bohrlochwand. Besonders die Beschaffenheit der Bruchstruktur im rechten oberen Bereich der Bohrlochkontur mit einem nahezu horizontalen Verlauf der Bruchfläche scheint die Annahme zu bestätigen, dass es sich bei der zu beobachtenden Bruchstruktur um eine durch Versagen des Gesteins in den Schichtflächen hervorgerufene Schädigung der Bohrlochwand handelt. Bild 4.53 zeigt erneut eine Vergrößerung von Bild 4.51(b).

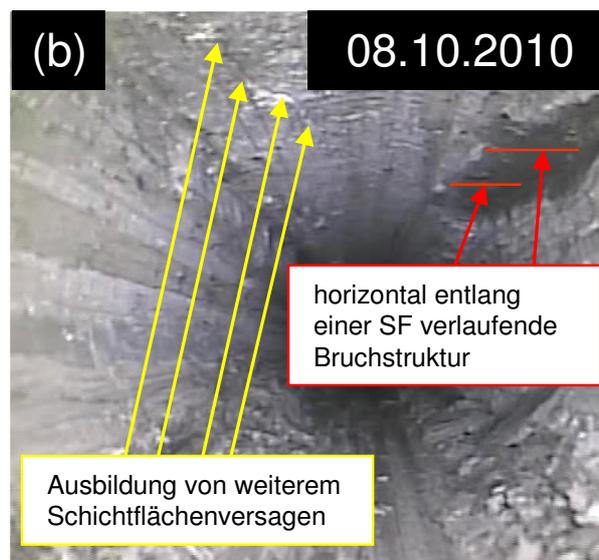


Bild 4.53: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.51(b) mit einer Kennzeichnung der nahezu horizontal entlang einer Schichtfläche verlaufenden Bruchstruktur im rechten oberen Bohrlochkonturbereich (rote Pfeile) und der Kennzeichnung eines Risses, der die Ausbildung von weiterem Schichtflächenversagen ankündigt (gelbe Pfeile)

Die auf ein Versagen des Gesteins in den Schichtflächen hinweisende horizontal verlaufende Bruchfläche wird in Bild 4.53 grafisch durch rote Pfeile hervorgehoben. Des Weiteren wird in Bild 4.53 mittels mehrerer gelber Pfeile ein Riss im Gestein der Bohrwand im linken oberen Bereich der Bohrwand markiert. Sehr wahrscheinlich wird der in Bild 4.53 zu beobachtende Riss im Gestein der Bohrwand zu einem späteren Zeitpunkt außerhalb des hier betrachteten Observationszeitraums zu einer Gesteinsabplatzung führen und somit zu einer weiteren Schädigung der Bohrwand im linken oberen Bereich der Bohrwandkontur beitragen. Allerdings hat der Zeitraum von $\Delta t > 11$ Monaten zwischen der ersten Befahrung des Bohrlochs GEM 90 mit der Axial-Bohrlochkamera am 03.11.2009 und der letzten Befahrung des Bohrlochs mit der Axial-Bohrlochkamera am 08.10.2010 offensichtlich nicht ausgereicht, um das vollständige Herauslösen des Gesteins aus der Bohrwand zu bewirken. Eine genauere Betrachtung der Aufnahmenserie in Bild 4.51 zeigt, dass im linken oberen Konturbereich ein Riss in der Bohrwand bereits am 03.11.2009 vorhanden gewesen ist und dass es auch am 08.10.2010 entlang des zu betrachtenden Risses noch nicht zu einer Herauslösung von Gestein aus der Bohrwand gekommen ist.

Bezüglich der zeitabhängigen Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrwand im Bohrloch GEM 90 mit einer optisch detektierbaren Zunahme der Schädigung der Bohrwand



lassen sich aus Bild 4.51 unterschiedliche bruchhafte Entwicklungen in den einzelnen Bereichen der Bohrlochkontur entnehmen.

Bei der ersten der drei zeitabhängigen Entwicklungen des Tragverhaltens der Bohrlochwand handelt es sich um die deutlich erkennbare Zunahme der Schädigung des Gesteins an der Bohrlochwand im linken unteren Bereich der Bohrlochkontur im Lauf der Zeit.

Während auf der am 03.11.2009 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m entstandenen Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera nur sich andeutende Abschaltungen des Gesteins aus der Bohrlochwand im linken unteren Bereich der Bohrlochkontur zu erkennen sind, hat sich in diesem Konturbereich, wie der ein gutes halbes Jahr später entstandenen und in Bild 4.51(b) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera entnommen werden kann, zum Observationszeitpunkt am 10.05.2010 eine deutlich stärkere Schädigung der Bohrlochwand mit einer deutlich zu erkennenden Abplatzung von Gestein aus der Bohrlochwand heraus gebildet.

Bei der zweiten anhand eines Vergleichs der zu den unterschiedlichen Observationszeitpunkten entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera ersichtlichen zeitlichen Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrlochwand im hier betrachteten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,4$ m und $t_{BL} \approx 2,6$ m handelt es sich um die Ausbildung eines bruchhaften Bereichs im rechten unteren Bereich der Bohrlochkontur des Bohrlochs GEM 90. Die bruchhafte Struktur im Gestein der Bohrlochwand verläuft grundsätzlich ähnlich wie die zuvor beschriebene Bruchstruktur im linken unteren Bereich der Bohrlochkontur. Als einzig feststellbarer signifikanter Unterschied zwischen der zeitabhängigen Entwicklung des linken unteren Bohrlochkonturbereichs und des rechten unteren Bohrlochkonturbereichs innerhalb des Observationszeitraums ist zu nennen, dass, wie Bild 4.51(a) entnommen werden kann, im rechten unteren Bohrlochkonturbereich bereits am 03.11.2009 eine deutlich erkennbare Schädigung der Bohrlochwand vorgelegen hat, während im linken unteren Bohrlochkonturbereich zu diesem Zeitpunkt eine Schädigung der Bohrlochwand weit weniger deutlich erkennbar gewesen ist.

Die dritte anhand der optischen Begutachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera feststellbare Veränderung im betrachteten Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m des Bohrlochs GEM 90 stellt die Erweiterung des bruchhaften Bereichs der Bohrlochwand im rechten oberen Bereich der Bohrlochkontur zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 dar. Der Vergleich der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.51(b) und Bild



4.51(c) zeigt, wie die bruchhafte Struktur in der Bohrlochwand sich im fast genau fünfmonatigen Zeitraum zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 sowohl in Richtung der Bohrlochlängsachse sowie auch in tangentialer Richtung entlang der Bohrlochwand ausgeweitet hat. Deutlich sind bei einem Vergleich der beiden Aufnahmen in Bild 4.51(b) und Bild 4.51(c) die veränderte Form und die veränderten räumlichen Ausmaße der bruchhaften Struktur wahrnehmbar. Ein Vergleich der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.51(a) mit der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.51(b) verdeutlicht dagegen, dass sich die bruchhafte Struktur im rechten oberen Bereich der Bohrlochkontur in den gut sechs Monaten zwischen dem 03.11.2009 und dem 10.05.2010 kaum optisch wahrnehmbar verändert hat.

Insgesamt führen die im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,4$ m und $t_{BL} \approx 2,6$ m mit der Axial-Bohrlochkamera in dem je nach betrachtetem Observationszeitpunkt fünf bis sechs Jahre alten Bohrlochabschnitt erhaltenen Observationsergebnisse zu der Schlussfolgerung, dass die zeitabhängigen Entwicklungen der einzelnen Bruchbereiche in den unterschiedlichen Konturbereichen des Bohrlochs diskontinuierlich und zeitlich unabhängig voneinander ablaufen. Während in den unteren Konturbereichen des betrachteten Teufenbereiches zwischen $t_{BL} \approx 2,4$ m und $t_{BL} \approx 2,6$ m eine erkennbare Zunahme der Schädigung der Bohrlochwand insbesondere zwischen dem 03.11.2009 und dem 10.05.2010 erfolgt, wächst die erkennbare bruchhafte Schädigung der Bohrlochwand im rechten oberen Konturbereich des Bohrlochs GEM 90 ausschließlich zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 an. Im linken oberen Konturbereich deutet sich dagegen ein Fortschreiten eines Verbruchs der Bohrlochwand im gesamten Zeitraum zwischen dem 03.11.2009 und dem 08.10.2010 zwar an, jedoch tritt der Verbruch der Bohrlochwand trotz deutlich sichtbarer Risse im Gestein der Bohrlochwand nicht ein. Zusammenfassend lässt sich somit feststellen, dass die Ausbildung und das Fortschreiten der einzelnen bruchhaft beanspruchten Bohrlochwandbereiche

- (1) diskontinuierlich verlaufen,
- (2) scheinbar unabhängig von den Ereignissen in den jeweils anderen bruchhaft beanspruchten Bohrlochwandbereichen ablaufen im selben Teufenbereich und
- (3) in dem je nach betrachtetem Observationszeitpunkt fünf bis sechs Jahre alten Bohrlochteufenbereich sehr langsam ablaufen, so dass zur weiteren Vertiefung der Erkenntnisse noch längere Zeiträume zur Bohrlochobservation mit der Axial-Bohrlochkamera erforderlich wären.

Anscheinend noch langsamer als im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,4$ m und $t_{BL} \approx 2,6$ m schreitet die zeitabhängige Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,5$ m und $t_{BL} \approx 5,7$ m des Bohrlochs GEM 90 voran. Bei der Betrachtung der in Bild 4.54 dargestellten Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera wird deutlich, dass im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,5$ m und $t_{BL} \approx 5,7$ m der linke Bereich der Bohrlochkontur deutlich stärker geschädigt ist als der rechte Bereich der Bohrlochkontur. Wie schon im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m befinden sich alle erkennbaren Schädigungsstrukturen systematisch gegenüber dem in Richtung der Bohrlochlängsachse unter $\alpha \approx 5^\circ$ einfallenden Schichtungsgefüge angeordnet im linken oberen, linken unteren, rechten oberen und rechten unteren Bereich der Bohrlochkontur.

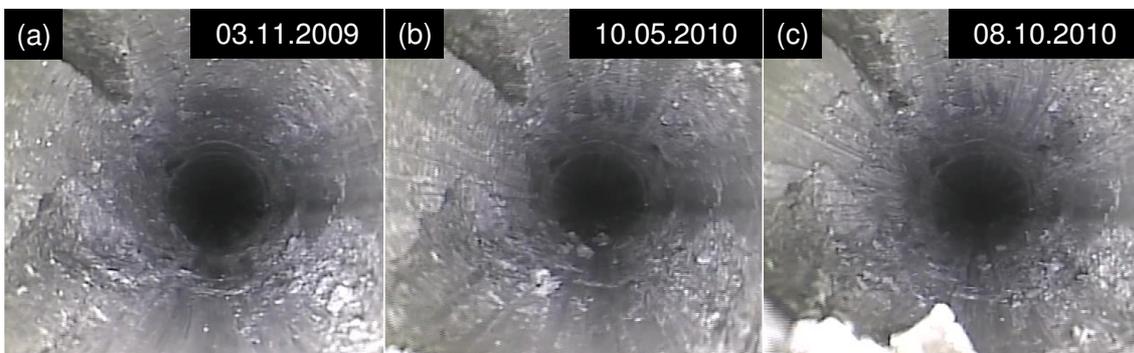


Bild 4.54: Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,5$ m bis $t_{BL} \approx 5,7$ m

Eine ähnliche systematische Anordnung der Schädigungsstrukturen gegenüber dem Schichtungsgefüge wie in den Teufenbereichen von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m und dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,5$ m und $t_{BL} \approx 5,7$ m lässt sich im übrigen auch auf allen weiteren und hier nicht dargestellten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m beobachten. In dem in Bild 4.54 dargestellten Teufenbereich ist, wie die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera zeigen, zu den drei Observationszeitpunkten jeweils der linke Bohrlochkonturbereich der deutlich am stärksten geschädigte. Während den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera im rechten unteren Bereich der Bohrlochkontur und im rechten oberen Bereich der Bohrlochkontur nur vergleichsweise leichte Schädigungen der Bohrlochwand zu entnehmen sind, zeigen die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera im linken oberen Bereich der Bohrlochkontur und im linken unteren Bereich der Bohrlochkontur eine stark geschädigte Bohrlochwand mit großen Abplatzungen von Gestein aus der Bohrlochwand heraus. Dabei erscheint es zumindest bei der optischen Begutachtung der Aufnah-



men in Bild 4.54 so, als sei die Gesteinsabplatzung im linken unteren Bereich der Bohrlochkontur eher weniger tief und dafür in tangentialer Richtung weiter entlang der Bohrlochkontur ausgedehnt als die Gesteinsabplatzung im linken oberen Teil der Bohrlochkontur, die ihrerseits in ihrer tangentialen Ausdehnung eher schmal erscheint, dafür aber den Eindruck erweckt, als würde sie in radialer Richtung tiefer in das Gebirge hinein reichen. Eine zeitabhängige Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,5$ m und $t_{BL} \approx 5,7$ m mit Blick auf eine Intensivierung der Bruchvorgänge ist, wie eingangs bereits erwähnt worden ist, im Observationszeitraum kaum zu verzeichnen. Während auf Basis des Vergleichs der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.54(a) und Bild 4.54(b) optisch keinerlei signifikante Veränderung der Beschaffenheit der Bohrlochwand festgestellt werden kann, zeigt ein Vergleich von Bild 4.54(b) mit Bild 4.54(c), dass es im Zeitraum zwischen den Observationszeitpunkten 10.05.2010 und 08.10.2010

- (1) zu einer weiteren Gesteinsabplatzung im linken oberen Bereich der Bohrlochkontur kommt und
- (2) sich einige Risse im linksseitigen Bereich der Bohrlochkontur bilden, die wahrscheinlich den Beginn einer neuen Gesteinsablösung aus der Bohrlochwand heraus darstellen.

Diese weitere Gesteinsabplatzung mit Kennzeichnung durch einen roten Pfeil sowie die sich ausbildenden Risse in der Bohrlochwand mit Kennzeichnung durch gelbe Pfeile werden in Bild 4.55 grafisch hervorgehoben. Bild 4.54 stellt eine vergrößerte Darstellung von Bild 4.54(c) dar.

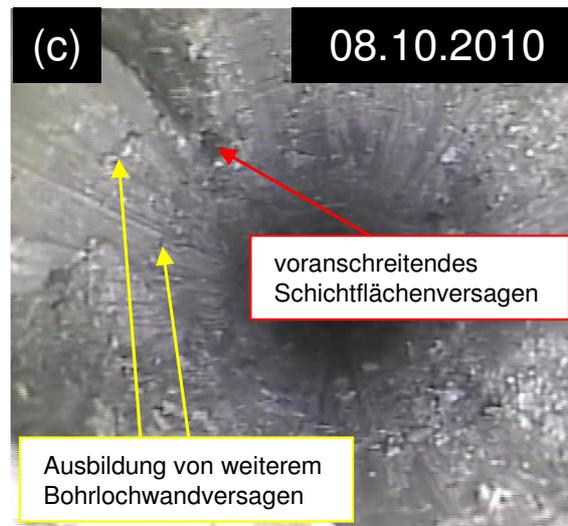


Bild 4.55: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.54(c) mit einer Kennzeichnung des voranschreitenden Schichtflächenversagens im linken oberen Bereich der Bohrlochkontur (roter Pfeil) sowie mit der Kennzeichnung von sich im linken Bereich der Bohrlochkontur ausbildenden Rissstrukturen, die den Beginn der Entwicklung eines weiteren Bohrlochkonturversagens darstellen (gelbe Pfeile)

Aus den beiden in Bild 4.55 zu betrachtenden und zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 eingetretenen Veränderungen der Bohrlochwandbeschaffenheit lässt sich schlussfolgern, dass, auch wenn die Prozesse im Bohrloch GEM 90 diskontinuierlich ablaufen und auch über zum Teil sehr lange Zeiträume keine Veränderungen bezüglich des Tragverhaltens der Bohrlochwand zu beobachten sind, dennoch davon auszugehen ist, dass die zeitabhängigen Tragverhaltensprozesse auch im hinteren Teufenbereich des zum Ende des Observationszeitraums sechs Jahre alten Bohrlochabschnittes nicht zum Erliegen gekommen sind. Auf Basis der innerhalb des nahezu drei Jahre lang andauernden Observationszeitraums abgelaufenen zeitabhängigen Entwicklung des Tragverhaltens des Gesteins in der Bohrlochwand des Bohrlochs GEM 90 kann jedoch trotz eines insbesondere im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m langsam weiter voranschreitenden Verbrauchs der Bohrlochwand davon ausgegangen werden, dass das Bohrloch GEM 90 sich noch über mehrere Jahre bis Jahrzehnte hinweg als insgesamt standfest erweisen wird, wenn nicht ein unerwartetes Ereignis wie z.B. die rissbedingte Verbindung des Bohrlochkonturbereiches mit stark wasserführenden Gesteinsbereichen und ein daraus resultierender stärkerer Wasserzutritt und dadurch bedingte Gesteinsentfestigungen zu einer Beschleunigung der ablaufenden Verbrauchsprozesse führt.

Die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.56 stehen stellvertretend für die mit der Axial-Bohrlochkamera im hinteren und jüngeren Teil des Bohrlochs GEM 90 generierten Observationsergebnisse und schließen die Vorstellung und Diskussion der mit der Axial-Bohrlochkamera im Bohrloch GEM 90 generierten Observationsergebnisse ab. Die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera sind im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,0$ m und $t_{BL} \approx 7,2$ m entstanden. Der Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,0$ m und $t_{BL} \approx 7,2$ m liegt in dem am 12.09.2007 abgeteuften Abschnitt des Bohrlochs GEM 90, der sich insgesamt von einer Teufe von $t_{BL} \approx 6,0$ m bis zum Bohrlochtieftsten in einer Teufe von $t_{BL} \approx 10,0$ m erstreckt.

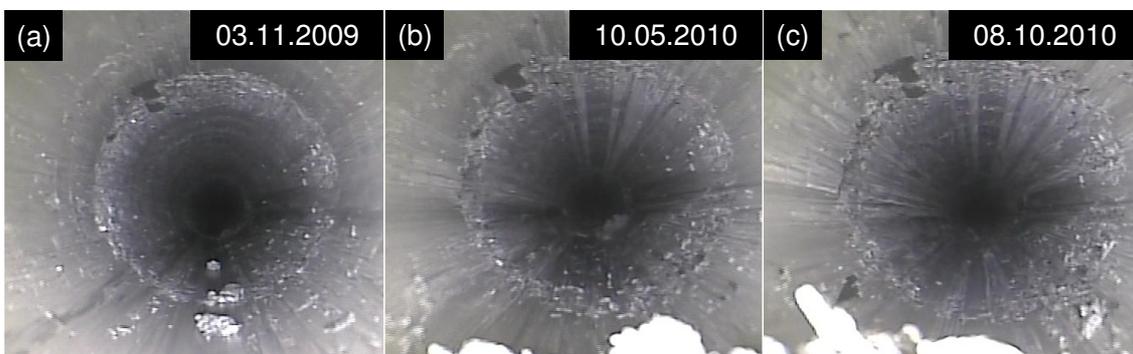


Bild 4.56: Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 7,2$ m

Zu den Observationszeitpunkten am 03.11.2009, am 10.05.2010 und am 08.10.2010, zu denen die in Bild 4.56 dargestellten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera entstanden sind, ist der betrachtete Teufenbereich somit etwas mehr als zwei Jahre, etwas mehr als zweieinhalb Jahre und etwas mehr als drei Jahre alt. Auf allen drei Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera, die in Bild 4.56 abgebildet sind, ist eine ringförmige Struktur mit einer aufgeraut erscheinenden Beschaffenheit des Gesteins der Bohrlochwand zu erkennen. Ob die bei der optischen Begutachtung der Aufnahmen in Bild 4.56 feststellbare Veränderung der Beschaffenheit des Gesteins der Bohrlochwand eher auf Aufweichungseffekte oder auf ringförmig erfolgte kleine Gesteinsabplatzungen aus der Bohrlochwand heraus oder auf eine Kombination aus beiden in Erwägung gezogenen Möglichkeiten zurückzuführen ist, ist im Rahmen der durchgeführten Bohrlochobservationsarbeiten nicht aufzuklären gewesen. Bild 4.57 zeigt eine vergrößerte Darstellung von Bild 4.56(c), also von der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera von der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,0$ m und $t_{BL} \approx 7,2$ m, die am 08.10.2010 entstanden ist.

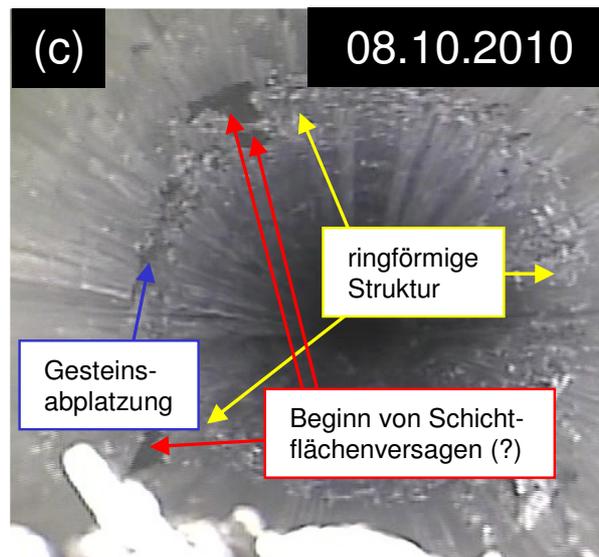


Bild 4.57: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.56(c) mit einer Kennzeichnung von Gesteinsabplatzungen aus der Bohrwand heraus im linken oberen und im linken unteren Bereich der Bohrwandkontur (rote Pfeile) sowie mit der Kennzeichnung einer ringförmig um die Bohrwandkontur herumreichenden Struktur (gelbe Pfeile) und einer Gesteinsabplatzung aus der Bohrwand heraus im linken Stoßbereich

Neben der bereits beschriebenen ringförmig ausgebildeten Bruchstruktur, die in Bild 4.57 durch gelbe Pfeile grafisch hervorgehoben wird, werden vier weitere strukturelle Auffälligkeiten in Bild 4.57 gekennzeichnet. Zunächst werden drei in ihren räumlichen Ausmaßen recht kleine Gesteinsabplatzungen, von denen zwei nah beieinander im linken oberen Bereich der Bohrwandkontur liegen und von denen sich eine im linken unteren Bereich der Bohrwandkontur befindet, durch rote Pfeile grafisch hervorgehoben. Ein Vergleich der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.56(a), Bild 4.56(b) und Bild 4.56(c) zeigt, dass die beiden bruchhaften Strukturen im linken oberen Bereich der Bohrwandkontur in dem knapp einjährigen Zeitraum, in dem das Bohrloch GEM 90 mit der Axial-Bohrlochkamera observiert worden ist, sich nur minimal vergrößern und dass die bruchhafte Struktur im linken unteren Bereich der Bohrwandkontur sich zwischen dem zweiten und dem dritten Observationstermin ausbildet. Die in Bild 4.56(b) dargestellte Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 10.05.2010 zeigt an der Stelle der Bohrwandkontur, an der auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 die Gesteinsabplatzung zu erkennen ist, noch eine ungeschädigte Bohrwand. Somit muss die Gesteinsabplatzung im linken unteren Bereich der Bohrwandkontur sich zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 ereignet haben. Auffällig an der Orientierung der zu beobachtenden Schädigungen der Bohrwand entlang der Bohrwandkontur ist, dass die Schädigungen der Bohrwand im linken oberen und im linken unteren Bereich der Bohr-

lochkontur eine sehr ähnliche Orientierung entlang der Bohrlochkontur und somit auch gegenüber dem Schichtungsgefüge aufweisen wie in den drei zuvor anhand der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vorgestellten und diskutierten Teufenbereichen aus dem älteren Bohrlochabschnitt des Bohrlochs GEM 90. Es ist aufgrund der Orientierung der auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.57 zu betrachtenden Gesteinsabplatzungen nicht auszuschließen, dass es sich bei den zu betrachtenden Gesteinsabplatzungen um den Beginn der Ausbildung von einem linienartigen Versagen des Gesteins in den Schichtflächen handelt - wie es in weiten Teilen des Teufenbereiches zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m detektiert worden ist.

Durch eine zukünftige Fortführung der Observation des Bohrlochs GEM 90 außerhalb des Rahmens dieses Projektes könnte aufgeklärt werden, ob die bruchbehafteten Strukturen sich auch im jüngeren Bereich des Bohrlochs GEM 90 linienartig so ausbreiten, wie es im vorderen und in etwa drei Jahre älteren Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 schon geschehen ist. Es scheint aufgrund der auf den Aufnahmen in Bild 4.56 zu betrachtenden zeitabhängigen Entwicklung des Tragverhaltens zumindest nicht unwahrscheinlich zu sein, dass sich im hinteren und jüngeren Abschnitt des Bohrlochs GEM 90 ebenfalls ein Bruchstrukturenmuster im Gestein der Bohrlochwand mit linienartigen, in Richtung der Bohrlochlängsachse verlaufenden und systematisch gegenüber dem Schichtungsgefüge ausgerichteten Bruchstrukturen einstellen wird, wie es im vorderen und älteren Abschnitt des Bohrlochs GEM 90 im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m vorliegt.

Weiter zeigt Bild 4.57 eine größere bruchhafte Struktur im linken Stoß des Bohrlochs GEM 90, die durch einen blauen Pfeil gekennzeichnet wird. In Bild 4.56(a) ist die bruchhafte Struktur nur als kleine dunkle Stelle im oberen Bereich des linken Stoßes des Bohrlochs GEM 90 zu erkennen. Im Zeitraum zwischen den Observationszeitpunkten 03.11.2009 und 10.05.2010 hat sich auch unterhalb der kleinen in Form einer dunklen Stelle erkennbaren Gesteinsabplatzung eine Herauslösung von Gestein aus der Bohrlochwand ereignet, die auf der in Bild 4.56(b) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 10.05.2010 deutlich zu erkennen ist. Im Zeitraum zwischen den Observationszeitpunkten 10.05.2010 und 08.10.2010 hat sich die Schädigung im linken Stoß des Bohrlochs GEM 90 im betrachteten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,0$ m und $t_{BL} \approx 7,2$ m noch etwas vergrößert, wie der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.56(c) entnommen werden kann.



Weiterhin ist in Bild 4.57 vor der Linse der Axial-Bohrlochkamera befindliches loses Gesteinsmaterial im unteren Bereich der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera zu erkennen. Hierbei handelt es sich nicht um Gesteinsmaterial aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,0$ m und $t_{BL} \approx 7,2$ m, sondern um loses Gesteinsmaterial, das in dem näher am Bohrlochmund gelegenen, älteren und deutlich stärker geschädigten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m von der Axial-Bohrlochkamera erfasst und in die tiefer im Bohrloch gelegenen Teufenbereiche mitgeschleppt worden ist. Derartige von der Axial-Bohrlochkamera mitgeschleppten und anschließend zufällig im hinteren Bohrlochbereich auf der Bohrlochsohle des Bohrlochs GEM 90 verteilten Gesteinsstücke sind ein wahrscheinlicher Grund für die unregelmäßig im hinteren Bereich des Bohrlochs GEM 90 auftretenden lokalen Minima der Messwertgraphen der Messungen mit der Dreiarmkalibersonde, die in Bild 4.45 beispielsweise bei $t_{BL} \approx 6,7$ m und $t_{BL} \approx 7,4$ m beobachtet werden können!

Wie für den älteren Abschnitt des Bohrlochs GEM 90 zwischen Bohrlochmund und $t_{BL} \approx 6,0$ m gilt für den jüngeren Abschnitt des Bohrlochs GEM 90 von $t_{BL} \approx 6,0$ m bis zum Bohrlochtiefsten umso mehr die Aussage, dass die observierten zeitabhängig ablaufenden Entwicklungen der Versagensprozesse der Bohrlochwand darauf schließen lassen, dass das Bohrloch GEM 90 sehr wahrscheinlich noch für viele Jahre standfest sein wird.

Die Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GEM 90 veranschaulichen, dass für eine weitere Verbesserung der Kenntnis der in Bohrlöchern im Toarcium ablaufenden Prozesse und eine Verbesserung des daran gekoppelten Prozessverständnisses eine Observation von Bohrlöchern über noch weit längere Zeiträume notwendig ist.

(b 3) Ergebnisse der Luftfeuchtigkeitsmessungen im Bohrloch GEM 90

Während die Bohrlochwand des Bohrlochs GEM 90 im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 1,8$ m bedingt durch die recht helle Färbung und das eher matte Erscheinungsbild des Toarcium-Tongesteins einen eher trockenen Eindruck erweckt, entsteht bei der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus den weiteren drei vorgestellten Teufenbereichen des Bohrlochs GEM 90 zwischen $t_{BL} \approx 2,4$ m und $t_{BL} \approx 2,6$ m, zwischen $t_{BL} \approx 5,5$ m und $t_{BL} \approx 5,7$ m und zwischen $t_{BL} \approx 7,0$ m und $t_{BL} \approx 7,2$ m eher der visuelle Eindruck, dass das Gestein an der Bohrlochwand einen eher hohen Feuchtigkeitsgehalt haben könnte. Der Ein-

druck eines eher hohen Feuchtigkeitsgehalts des Gesteins der Bohrlochwand kommt dadurch zustande, dass das Gestein auf den Aufnahmen der Bohrlochkamera

- (1) etwas dunkler erscheint als beispielsweise das Gestein auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera, die im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 1,8$ m entstanden sind und
- (2) das Licht der Axial-Bohrlochkamera teilweise mit einem hellen Glanz vom Gestein reflektiert wird.

Darüber hinaus erwecken einige lose in den betrachteten Teufenbereichen liegende Gesteinsstücke aufgrund ihrer Form den Eindruck einer feuchtigkeitsbedingten leichten Plastifizierung. Ein Beispiel für plastifiziert und leicht feucht anmutende lose Gesteinsstücke zeigt Bild 4.58, das eine Vergrößerung von Bild 4.56(a) darstellt.

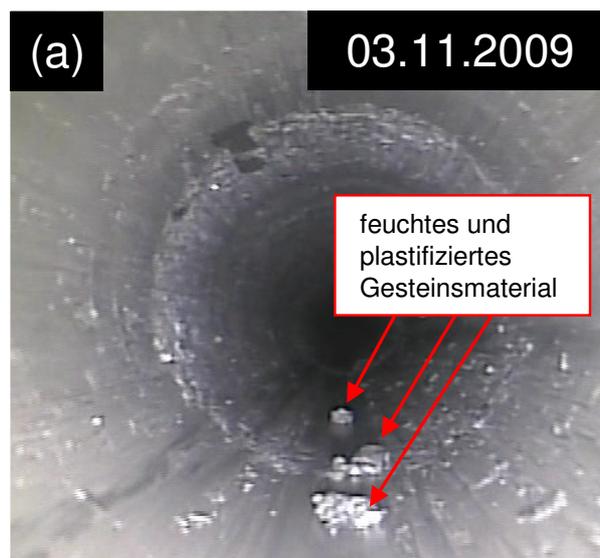


Bild 4.58: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.56(a) mit einer Kennzeichnung von feucht und plastifiziert wirkendem losen Gesteinsmaterial im Sohlbereich des Bohrlochs GEM 90 (rote Pfeile)

Die durch die Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera entstandenen Vermutungen, dass

- (1) in den größeren Teufenbereichen des Bohrlochs GEM 90 eine hohe Luftfeuchtigkeit herrscht und dass
- (2) die Luftfeuchtigkeit tiefer im Bohrloch GEM 90 höher ist als in den Teufenbereichen, die näher am Bohrlochmund liegen,

wird durch zwei Luftfeuchtigkeitsmessungen, die zwischen dem 08.10.2010 und dem 11.10.2010 durchgeführt worden sind, grundsätzlich bestätigt.

Zur Durchführung der beiden kombinierten Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen sind je ein Luftfeuchte- und Temperatursensor in unmittelbarer Nähe des Mundes des Bohrlochs außerhalb des Bohrlochs GEM 90 und ein Luftfeuchte- und Temperatursensor in einer Tiefe von $t_{BL} \approx 3,0$ m innerhalb des Bohrlochs GEM 90 installiert worden. Die Messergebnisse des in der unmittelbaren Nähe des Bohrlochmundes außerhalb des Bohrlochs GEM 90 installierten Messsensors zeigt Bild 4.59.

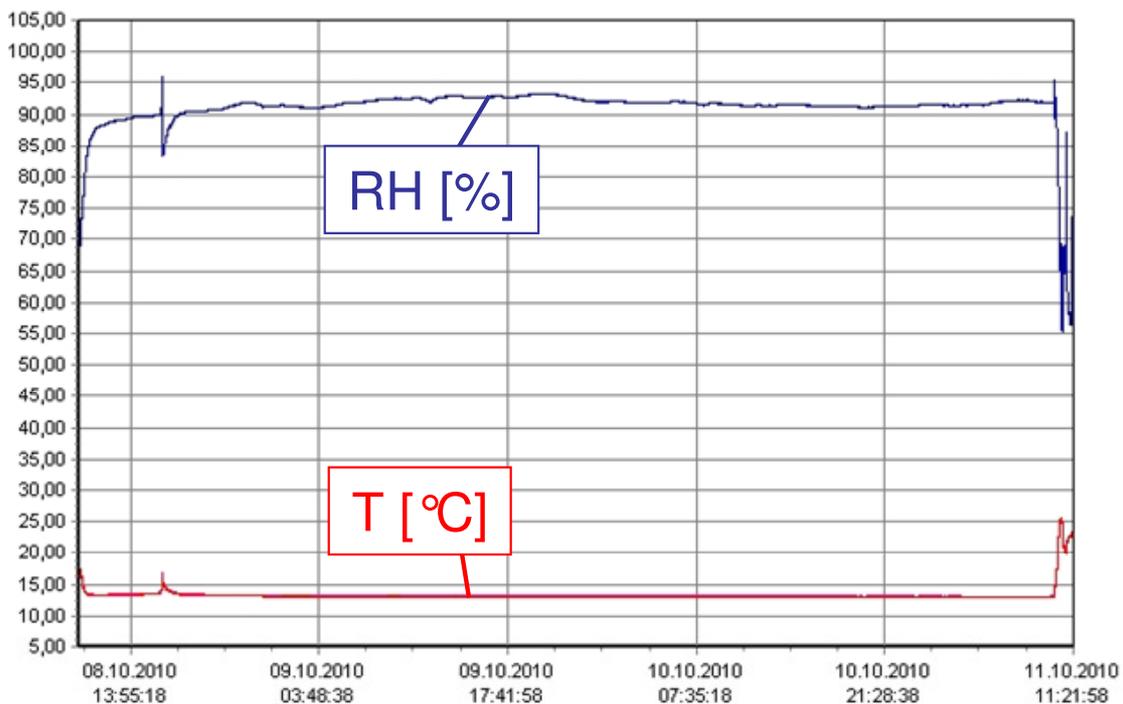


Bild 4.59: Ergebnisse der Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen in der Gallery 96 in der unmittelbaren Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 90

Die Messergebnisse des in einer Tiefe von $t_{BL} \approx 3,0$ m innerhalb des Bohrlochs GEM 90 installierten Messsensors werden in dem Diagramm in Bild 4.60 dargestellt.

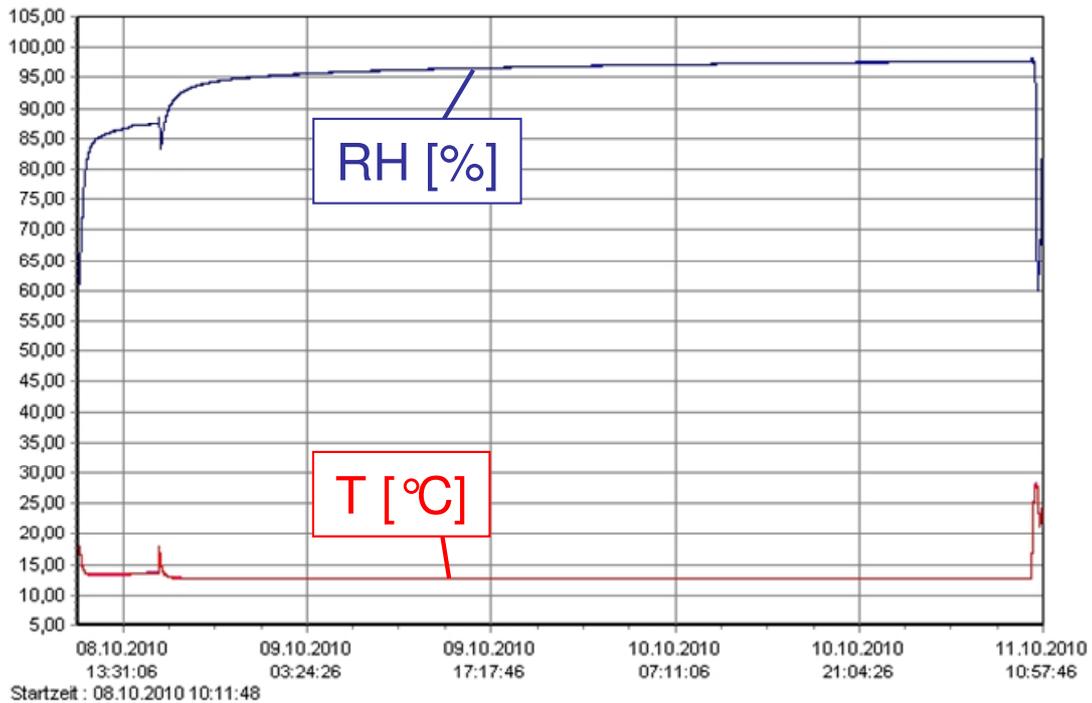


Bild 4.60: Ergebnisse der Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen im Bohrloch GEM 90 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m

Nach einer kurzen Akklimatisierungsphase kurz nach Beginn der Messungen zeichnen beide Messsensoren im Verlauf der gesamten annähernd drei Tage lang andauernden Messungen sehr konstant eine Temperatur von $T \approx 13^\circ\text{C}$ auf, unabhängig davon, ob der Messsensor sich außerhalb des Bohrlochs in der Nähe des Bohrlochmundes befindet oder in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m innerhalb des Bohrlochs GEM 90. Schwankungen der Messwertgraphen der Temperaturmessungen und der Luftfeuchtigkeitsmessungen in Bild 4.59 und in Bild 4.60 mit lokalen Minima und Maxima zu Beginn und am Ende des Messzeitraums sind Artefakte, die durch die Handhabung der Messsensoren bei der Installation im Bohrloch und am Bohrlochmund bzw. bei der Deinstallation der Messsensoren verursacht worden sind. Die Messwertgraphen der Luftfeuchtigkeitsmessungen unterscheiden sich in zweierlei Hinsicht von den Messwertgraphen der Temperaturmessungen:

- (1) Die Messwertgraphen der Luftfeuchtigkeitsmessungen nehmen nicht nach kurzer Zeit einen für die restliche Zeit der Messung konstanten Wert an wie die Messwertgraphen der Temperaturmessungen ($T \approx 13^\circ\text{C}$).
- (2) Die beiden Luftfeuchtigkeits-Messwertgraphen weisen nicht unabhängig davon, ob sie von dem Messsensor, der außerhalb des Bohrlochs GEM 90 in der unmittelbaren Umge-



bung des Bohrlochmundes installiert gewesen ist oder von dem Messsensor, der in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m innerhalb des Bohrlochs GEM 90 installiert gewesen ist, aufgezeichnet worden sind, identische Ergebnisse auf.

Während der in der unmittelbaren Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 90 in der Gallery 96 befindliche Messsensor einen Messwertgraph mit in seinem Verlauf zahlreichen kleinen Schwankungen mit Messwerten zwischen $R_H \approx 91\%$ und $R_H \approx 93\%$ aufzeichnet, zeigt der Messwertgraph des Messsensors, der im Bohrloch GEM 90 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m installiert gewesen ist, einen bis zum Ende des Messzeitraums scheinbar asymptotisch ansteigenden Verlauf. Bereits nach einem Messzeitraum von $\Delta t \approx 12$ h erreicht der Messwertgraph einen Zahlenwert von $R_H \approx 95\%$. In den verbleibenden in etwa zweieinhalb Tagen des Messzeitraums erfolgt eine in etwa asymptotische Annäherung des Messwertgraphen an einen Zahlenwert von $R_H \approx 98\%$. Das bei einer weiteren Fortführung der Luftfeuchtheitsmessung über mehrere Tage oder Wochen hinweg auch ein Messwert von $R_H \approx 100\%$ in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m erreicht worden wäre, kann nicht bestätigt aber vor allen Dingen auch nicht widerlegt werden. So oder so lassen sich aufgrund des Verlaufs des in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m aufgezeichneten Luftfeuchtheits-Messwertgraphen zwei Fakten mit Sicherheit schlussfolgern:

- (1) Tiefer im Bohrloch GEM 90 herrscht im Messzeitraum mit Messwerten von $R_H \approx 98\%$ eine noch höhere Luftfeuchtigkeit als in der unmittelbaren Umgebung des Mundes des Bohrlochs GEM 90, in der Messwerte zwischen $R_H \approx 91\%$ und $R_H \approx 93\%$ ermittelt werden.
- (2) Die fehlenden Schwankungen im Verlauf des Messwertgraphen der Luftfeuchtheitsmessung in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m weisen auf die etwas konstanteren Bedingungen im Bezug auf die relative Luftfeuchte in diesem Teufenbereich hin, verglichen mit den Bedingungen unmittelbar am Bohrlochmund.

Insgesamt betrachtet verdeutlichen die in der Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 90 und innerhalb des Bohrlochs GEM 90 durchgeführten Luftfeuchtheitsmessungen, dass eine hohe Luftfeuchtigkeit in der Umgebung des Gesteins der Bohrlochwand in dem optisch relativ trocken wirkenden Bohrloch GEM 90 ohne detektierbaren Wasserzutritt in das Bohrloch oder sogar einen Wasseraustritt aus dem Bohrlochmund heraus herrscht. Diese Aussage beruht auf einem Vergleich mit einigen der in dem vorliegenden Bericht nachfolgend

noch vorgestellten Observationsbohrlöchern. Die hohen gemessenen Luftfeuchtigkeiten bedeuten wiederum, dass auch in einem auf den ersten Blick vermeintlich relativ trocken erscheinenden Bohrloch im Tongestein wie dem Bohrloch GEM 90, das am Bohrlochmund und auf den ersten Teufenmetern einen sehr trockenen Eindruck erweckt und das erst in einigen Metern Teufe eine leichte Feuchtigkeit der Bohrlochwände aufweist, tatsächlich sehr hohe Luftfeuchtigkeitswerte vorliegen können und dass daher hydraulisch-mechanisch gekoppelte Effekte möglicherweise auch in auf den ersten oberflächlichen Blick trocken erscheinenden Bohrlöchern auftraten können. Hydraulisch-mechanisch gekoppelte Effekte sollten daher stets bei der Prognose oder der retrospektiven Analyse des Tragverhaltens von Bohrlöchern in Tongesteinsformationen berücksichtigt werden. Das gilt umso mehr, wenn die Luftfeuchtigkeit im betrachteten Bohrloch zusätzlich noch saisonal bedingten (Sommer / Winter) oder meteorologisch bedingten (Regengebiet / Trockenperiode) Schwankungen unterliegt, wie sie im Rahmen der hier durchgeführten dreitägigen Luftfeuchtigkeitsmessungen nicht detektiert werden konnten.

(b 4) Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation für das Bohrloch GEM 90

Abschließend zur Darstellung und Diskussion der Observationsergebnisse für das Bohrloch GEM 90 sind in Bild 4.61 die Ergebnisse sämtlicher Befahrungen des Bohrlochs GEM 90 mit der Dreiarmkalibersonde in der Darstellung, die bereits in Bild 4.45 in Abschnitt 4.2.2.2(b 1) erfolgt ist, ausgewählten Ergebnissen der Befahrung des Bohrlochs GEM 90 mit der Axial-Bohrlochkamera gegenübergestellt.

Bild 4.61(a) zeigt den Beginn des Teufenbereiches mit bruchhaften Strukturen im Gestein der Bohrlochwand in einer Teufe von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 1,8$ m, der bereits in Bild 4.48 dargestellt ist. Die zu erkennende linienartig verlaufende Bruchstruktur stellt wahrscheinlich die Ursache für die starken Ausschläge der Messwertgraphen im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 1,8$ m dar.

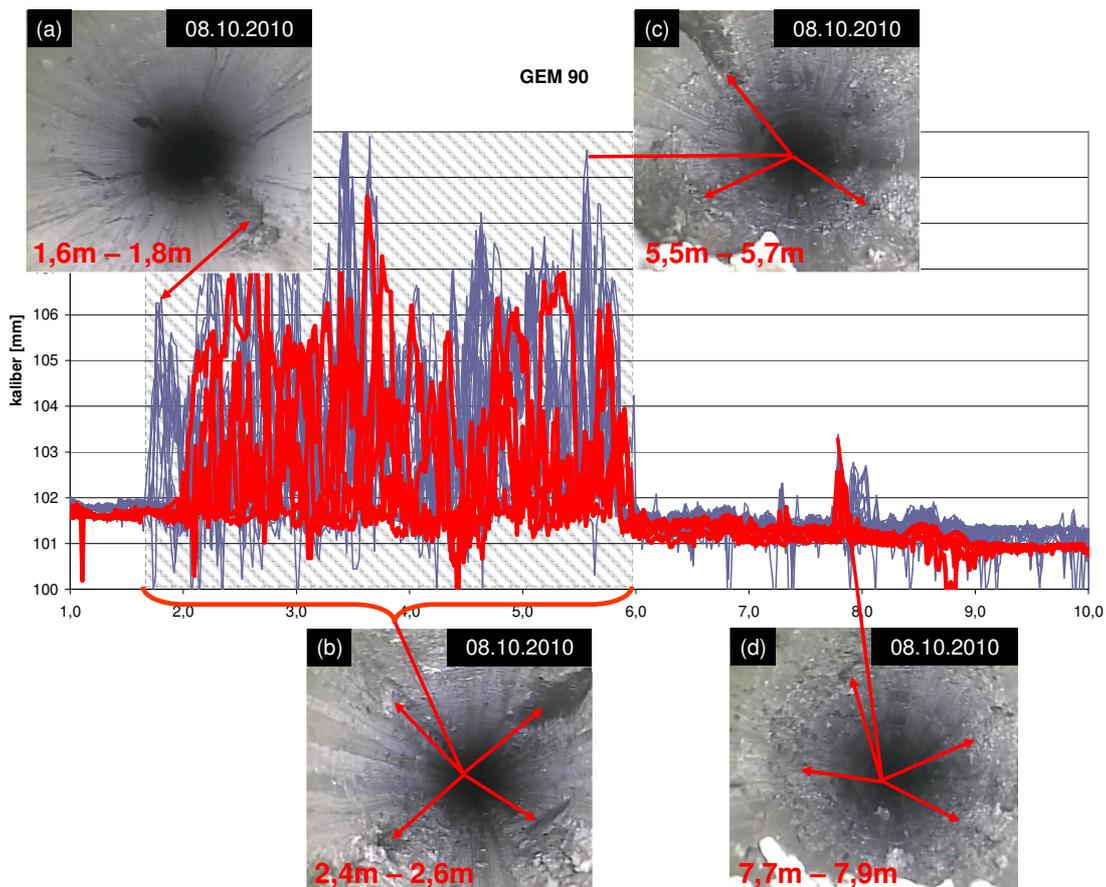


Bild 4.61: Gegenüberstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GEM 90 mit ausgewählten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Bohrloch GEM 90

Die anzunehmende Kausalität zwischen der zu betrachtenden Schädigung der Bohrlochwand und den lokalen Maxima der Messwertgraphen wird in Bild 4.61(a) durch den doppelspitzi- gen Pfeil symbolisiert. Stellvertretend für die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich mit den starken Schädigungen der Bohrlochwand zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m, in dem die Messwertgraphen einen äußerst unruhigen Verlauf aufweisen, ist hier die bereits in Abschnitt 4.2.2.2(b 2) ausführlich diskutierte Aufnahme der Axial- Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,4$ m bis $t_{BL} \approx 2,6$ m in Bild 4.61(b) darge- stellt. Die durch die Pfeile gekennzeichneten systematisch gegenüber dem Schichtungsgefüge angeordneten Gesteinsabplatzungen (siehe Abschnitt 4.2.2.2(b 2), Bild 4.51), die in Bild 4.61(b) besonders gut zu erkennen sind, die aber auch sonst in großen Bereichen des Bohr- loch-Teufenbereichs zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m detektiert worden sind, stellen den Grund für die Bild 4.61 zu entnehmenden unruhigen Verläufe der Messwertgraphen und die

in diesem Teufenbereich von den Messwertgraphen angenommenen großen Maximalwerte dar.

In Bild 4.61(c) ist die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,5$ m bis $t_{BL} \approx 5,7$ m dargestellt, die auch schon in Bild 4.54(c) zu betrachten ist und die in Abschnitt 4.2.2.2(b 2) bereits ausführlich diskutiert worden ist. Die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera zeigt drei Bereiche der Bohrlochkontur, in denen starke Schädigungen der Bohrlochwand vorliegen. Die drei durch Pfeile gekennzeichneten Gesteinsabplatzungen aus der Bohrlochwand heraus stellen mit großer Wahrscheinlichkeit die Ursache für die in Bild 4.61 zu erkennenden großen Ausschläge der Messwertgraphen in diesem Teufenbereich dar. Jenseits des in Bild 4.61(c) dargestellten Teufenbereiches verbessert sich der Zustand der Bohrlochwand und die Ausschläge der Messwertgraphen werden kleiner, bevor bei $t_{BL} \approx 6,0$ m der drei Jahre jüngere Bereich des Bohrlochs GEM 90 beginnt, in dem die Messwertgraphen aufgrund der deutlich geringeren Schädigung der Bohrlochwand entsprechend auch deutlich ruhigere Verläufe aufweisen. Innerhalb des hinteren und jüngeren Teufenbereichs des Bohrlochs GEM 90 ($t_{BL} \approx 6,0$ m bis zum Bohrlochtiefsten) zeigen die Messwerte ausschließlich im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,7$ m bis $t_{BL} \approx 7,9$ m und in den darauffolgenden $\Delta l \approx 0,5$ m signifikante Ausschläge mit einem sich deutlich von den weiteren Messwerten aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,0$ m und dem Bohrlochtiefsten abhebenden lokalen Maximum von $d_{BL} \approx 103,3$ m. Als Erklärungsansatz für das lokale Maximum im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,7$ m bis $t_{BL} \approx 7,9$ m ist in Bild 4.61(d) den Ergebnissen der Messung mit der Dreiarmkalibersonde die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 aus diesem Teufenbereich gegenübergestellt. Die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.61(d) zeigt einen insgesamt etwas aufgerauten und durch zahlreiche kleine Gesteinsabplatzungen geprägten Zustand der Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,7$ m bis $t_{BL} \approx 7,9$ m. Einige im dargestellten Teufenbereich ebenfalls vorhandene, etwas größere Gesteinsabplatzungen aus der Bohrlochwand heraus, die in Bild 4.61(d) ebenfalls zu detektieren sind, sind durch Pfeile gekennzeichnet. Der Vergleich von Bild 4.61(d) mit Bild 4.61(c) oder auch mit Bild 4.61(b) zeigt, dass die Gesteinsabplatzungen im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,7$ m bis $t_{BL} \approx 7,9$ m in ihren räumlichen Ausmaßen bei weitem nicht an die Gesteinsabplatzungen im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 6,0$ m heranreichen. Um herauszufinden, ob sich in der Zukunft irgendwann im hinteren Bereich des Bohrlochs GEM 90, der am 12.09.2007 abgeteuft worden ist, ähnlich große Abplatzungen ergeben werden wie im vorderen Teufenbereich, der am

15.10.2004 abgeteuft worden ist, oder ob sich im hinteren und jüngeren Teufenbereich ein grundsätzlich anderes Tragverhalten der Bohrlochwand einstellen wird, ist außerhalb des zeitlichen Rahmens dieses Vorhabens eine weitere Observation des Bohrlochs GEM 90 über einen längeren Zeitraum hinweg erforderlich.

(c) **Observationsbohrloch GEM 180**

(c 1) *Ausgewählte Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch GEM 180*

Bild 4.62 enthält eine Zusammenstellung aller im Bohrloch GEM 180 aufgezeichneten Messwertgraphen.

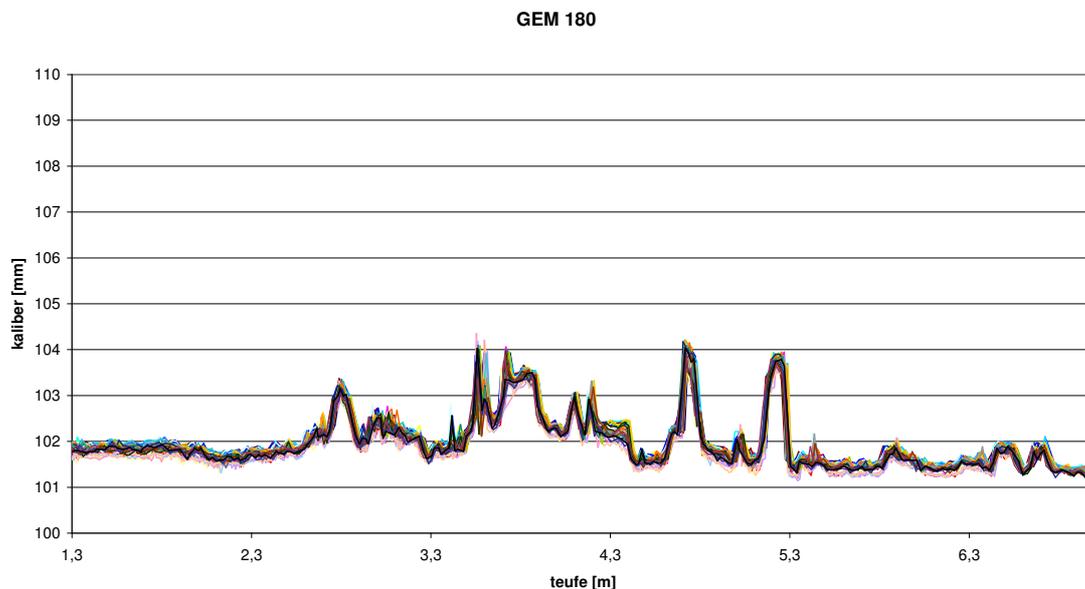


Bild 4.62: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GEM 180 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 26.09.2007 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen

Wie auch für das Bohrloch GEM 90 sind die vier Befahrungen mit der Dreiarmkalibersonde am 26.09.2007, am 03.11.2009, am 10.05.2010 und am 08.10.2010 durchgeführt worden. Das am 21.09.2004 abgeteuft Bohrloch GEM 180 ist somit zum Zeitpunkt des ersten Befahrungstermins am 26.09.2007 beinahe exakt drei Jahre alt gewesen und ist zum Zeitpunkt der letzten im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten Messungen am 08.10.2010 etwas über sechs Jahre alt gewesen. Der Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde in Bild 4.62 ist zu entnehmen, dass die Ausschläge der Messwertgraphen bei weitem nicht an den auf der Y-Achse aufgetragenen maximalen Zahlenwert von $d_{BL} = 110$ mm heranreichen. Alle von der

180

Dreiarmkalibersonde im Bohrloch GEM 180 aufgezeichneten Kaliberwerte liegen im Bereich zwischen $101 \text{ mm} < d_{BL} < 105 \text{ mm}$. Die Skalierung der Y-Achse, über die die gemessenen Kaliberwerte aufgetragen werden, mit einem darstellbaren Messwertebereich zwischen $100 \text{ mm} < d_{BL} < 110 \text{ mm}$ ist für alle in Abschnitt 4 vorgestellten Observationsbohrlöcher der Lokation Tournemire unabhängig von der tatsächlichen Bandbreite der gemessenen Kaliberwerte gewählt worden, um so dem Betrachter einen besseren Eindruck von den Unterschieden zwischen den Verläufen der in den unterschiedlichen Observationsbohrlöchern generierten Messwertgraphen zu verschaffen. Die einzige Ausnahme stellen die Messergebnisse aus dem Bohrloch GSM 90 dar, bei dem die Skalierung von $100 \text{ mm} < d_{BL} < 110 \text{ mm}$ aufgrund der großen Bandbreite der gemessenen Kaliberwerte nicht ausgereicht hat, um alle gemessenen Kaliberwerte darzustellen. Durch die gewählte Darstellungsweise mit einer identischen Skalierung der Y-Achse zur Abbildung der Messwertgraphen für alle in Abschnitt 4 betrachteten Bohrlöcher wird beim Betrachten von Bild 4.62 aufgrund der geringeren Ausschläge der Messwertgraphen und aufgrund des nahezu parallelen Verlaufs aller dargestellten Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde deutlich, dass im Bohrloch GEM 180 innerhalb des Observationszeitraums sehr viel geringere zeitabhängige Veränderungen der Bohrlochwandbeschaffenheit und der Bohrlochkontur stattgefunden haben als im zuvor vorgestellten Bohrloch GEM 90.

Die Messwerte weisen im Teufenbereich vom Bohrlochmund bis in eine Teufe von $t_{BL} \approx 2,6 \text{ m}$ einheitlich einen sehr ruhigen Verlauf auf. Es kommt im vorderen Teufenbereich des Bohrloch GEM 180 zu keinen signifikanten Ausschlägen der Messwertgraphen und auch nicht zu größeren Abweichungen der Messwertgraphen untereinander. Vielmehr befinden sich alle im Teufenbereich zwischen dem Bohrlochmund und der Teufe von $t_{BL} \approx 2,6 \text{ m}$ im Bohrloch GEM 180 gemessenen Kaliberwerte in einem Wertebereich zwischen $101,4 \text{ mm} < d_{BL} < 102,1 \text{ mm}$. Auf den vorderen Teufenbereich des Bohrlochs GEM 180 folgt zwischen $t_{BL} \approx 2,6$ und $t_{BL} \approx 5,3$ ein Teufenbereich, in dem die mittels der Dreiarmkalibersonde gemessenen Kaliberwerte eine deutlich größere Bandbreite abdecken als auf den ersten Teufenmetern zwischen dem Bohrlochmund und $t_{BL} \approx 2,6 \text{ m}$. Im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,6 \text{ m}$ und $t_{BL} \approx 5,3 \text{ m}$ weisen die ermittelten Messwertgraphen, wie der Betrachtung von Bild 4.62 entnommen werden kann, recht große Schwankungen auf, so dass an mehreren Stellen des Teufenbereichs lokale Maxima mit gemessenen Kaliberwerten von $d_{BL} \approx 104 \text{ mm}$ erreicht werden.



Insgesamt ergeben sich für den 2,7 m langen Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,6$ m und $t_{BL} \approx 5,3$ m Kaliberwerte im Wertebereich von $101,2 < d_{BL} < 104,3$. Unterhalb des Teufenbereiches zwischen $t_{BL} \approx 2,6$ m und $t_{BL} \approx 5,3$ m folgt ein Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,3$ und dem Bohrlochtieftsten mit einem wiederum deutlich ruhigeren Verlauf der Messwertgraphen.

Ein Vergleich von Bild 4.44 und Bild 4.62 zeigt, dass die im Bohrloch GEM 180 im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,6$ und $t_{BL} \approx 5,3$ ermittelten Messwertgraphen bezogen auf die im Bohrloch GEM 180 ermittelten Messergebnisse zwar einen unruhigen Verlauf aufweisen, aber dass die Ausschläge der Messwertgraphen aus dem Bohrloch GEM 180 bei Weitem nicht an die Ausschläge der im Bohrloch GEM 90 generierten Messwertgraphen heranreichen. Während im annähernd schichtungsorthogonal verlaufenden Bohrloch GEM 180, das wie auch das Bohrloch GEM 90 mit einem nominellen Außendurchmesser der Bohrkronen von $d_{BK} = 101$ mm hergestellt worden ist, maximale Kaliberwerte von $d_{BL} < 104,3$ gemessen worden sind, erreicht im annähernd schichtungsparallel verlaufenden Bohrloch GEM 90 die Bohrlochkontur gemessene Kaliberwerte von $d_{BL} > 110$ mm.

Neben den großen Unterschieden zwischen den in den beiden Bohrlöchern GEM 90 und GEM 180 ermittelten maximalen Kaliberwerten besteht auch bezüglich des Verlaufs der innerhalb der beiden Observationsbohrlöcher aufgezeichneten Messwertgraphen ein signifikanter Unterschied zwischen den Bohrlöchern GEM 90 und GEM 180. Während die im Bohrloch GEM 90 aufgezeichneten Messwertgraphen sich in ihren Verläufen stark voneinander unterscheiden und insbesondere im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ und $t_{BL} \approx 6,0$ des Bohrlochs GEM 90 Messergebnisse im Rahmen von Wiederholungsmessungen nicht reproduzierbar gewesen sind, zeigen die innerhalb des Bohrlochs GEM 180 aufgezeichneten Messwertgraphen unabhängig von dem betrachteten Befahrungstermin und von der bei den einzelnen Befahrungen gewählten Ausgangsorientierungen der Dreiarmkalibersonde beinahe identische Verläufe. Die großen Übereinstimmungen zwischen den Messwertgraphen der zu unterschiedlichen Zeitpunkten und unter unterschiedlichen Ausgangsorientierungen der Dreiarmkalibersonde ermittelten Messwertgraphen lassen zwei Schlussfolgerungen zu:

- (1) Die im Bohrloch GEM 180 gemessenen Kaliberwerte sind unabhängig von der Positionierung / Ausrichtung der Messarme der Dreiarmkalibersonde innerhalb des Bohrlochs während der Messung, was auf eher ringförmig um die gesamte Bohrlochkontur herumreichende Bohrlochkonturaufweitungen im Bereich ermittelter lokaler oder absoluter Messwertgraphmaxima schließen lässt.

- (2) Eine mittels der Messungen mit der Dreiarmkalibersonde detektierbare zeitabhängige Entwicklung des Trag- und Deformationsverhaltens der Bohrlochwand hat in dem mehr als drei Jahre lang andauernden Observationszeitraum innerhalb des Bohrlochs GEM 180 nicht stattgefunden.

Zur Überprüfung der zweiten Schlussfolgerung ist die Bild 4.63 zu entnehmende Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GEM 180 gewählt worden.

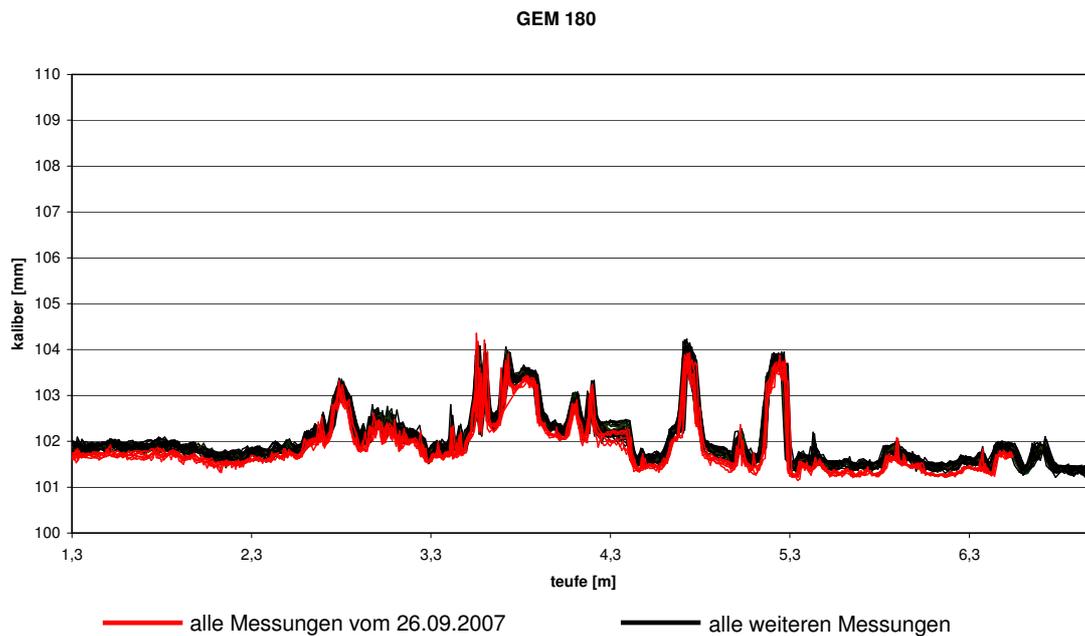


Bild 4.63: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GEM 180 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 26.09.2007 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen mit einer farblichen Differenzierung zwischen den Messergebnissen vom 26.09.2007 (rot) und den weiteren Messergebnissen (schwarz)

Rot und im Vordergrund dargestellt sind in Bild 4.63 alle Messergebnisse, die während der ersten Befahrung am 26.09.2007 aufgezeichnet worden sind. Im Hintergrund in Schwarz dargestellt sind die Messergebnisse, die an den weiteren Observationsterminen am 03.11.2009, am 10.05.2010 und am 08.10.2010 generiert worden sind. Der Vergleich der Messergebnisse vom 26.09.2007 mit den weiteren Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde zeigt, dass die Messergebnisse vom 26.09.2007 leicht unterhalb der Ergebnisse aller weiteren Messungen liegen. Wie im Rahmen der Diskussion der Observationsergebnisse für das Bohrloch GEM 90 bereits ausführlich erläutert worden ist, ist die Dreiarmkalibersonde zwischen den Observationsterminen am 26.09.2007 und am 03.11.2009 umgebaut worden. Dieser Umbau resultiert in



einer minimalen Veränderung der Messpräzision (im Sinne einer Optimierung, siehe Seite 145), woraus sich eine Bild 4.63 entnehmbare scheinbare Divergenz innerhalb des Bohrlochs GEM 180 zwischen dem 26.09.2007 und dem 03.11.2009 ergeben hat. Eine derartige Divergenz ist geomechanisch nicht zu erklären. Die jeweiligen Divergenzen zwischen den Messwerten vom 26.09.2007 und den am 03.11.2009, am 10.05.2010 und am 08.10.2010 aufgezeichneten Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde sind somit ausschließlich auf die Umrüstung der Dreiarmkalibersonde zurückzuführen. Ohne die durch die Umrüstung der Dreiarmkalibersonde herbeigeführten Differenzen zwischen den Ergebnissen der Messungen vom 26.09.2007 und den Ergebnissen der weiteren im Bohrloch GEM 180 mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Messungen würde die Bandbreite der Messergebnisse für alle Teufenbereiche des Bohrloch GEM 180 noch deutlich geringer ausfallen. Eine anhand der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde detektierbare zeitabhängige Entwicklung des Trag- und Deformationsverhaltens der Bohrlochwand hat somit innerhalb des Bohrlochs GEM 180 nicht stattgefunden.

Bild 4.63 zeigt einen weiteren Unterschied zwischen den Messergebnissen der Befahrungen des Bohrlochs GEM 180 mit der Dreiarmkalibersonde vom 26.09.2007 und den Befahrungen des Bohrlochs GEM 180 zu den Observationszeitpunkten am 03.11.2009, am 10.05.2010 und am 08.10.2010. Während am 26.09.2007 eine Befahrung des Bohrlochs GEM 180 nur bis in eine Teufe von $t_{BL} \approx 6,5$ m möglich gewesen ist, ist zu den weiteren Observationsterminen eine Befahrung bis in eine Endteufe von $t_{BL} \approx 7,0$ m erfolgt.

Der zu beobachtende Unterschied bezüglich der Endteufe der Befahrungen beruht auf der Tatsache, dass zwischen dem ersten und dem zweiten Observationstermin eine Erweiterung des Bohrlochs GEM 180 zu einer weiteren Bohrkerngewinnung erfolgt ist, die allerdings nicht im Zusammenhang gestanden hat mit den Untersuchungen der TUC. Da, wie die Messergebnisse zeigen, die zusätzliche Bohrlocherweiterung keinen sichtbaren Einfluss auf das Deformations- und Tragverhalten des Bohrlochs GEM 180 gehabt hat, soll hier auf eine Diskussion möglicher Auswirkungen einer Bohrlocherweiterung verzichtet werden.

(c 2) Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GEM 180

Wie die vorangehende Vorstellung und Diskussion der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde bereits aufgezeigt hat, haben sich innerhalb des mehr als drei Jahre umfassenden Ob-

servationszeitraums im Bohrloch GEM 180 keine mittels der Kalibersondentechnik detektierbaren signifikanten zeitabhängigen Veränderungen der Bohrlochwand ergeben. Da die Analyse der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera den mittels der Dreiarmkalibersonde gewonnenen Eindruck innerhalb des Bohrlochs GEM 180 vollständig bestätigt hat und somit auch mittels der Axial-Bohrlochkamera keine erkennbaren zeitabhängigen geomechanischen oder geohydraulischen Prozesse detektiert worden sind, wird für das Bohrloch GEM 180 auf eine gesonderte Darstellung von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera verzichtet. Im nächsten Abschnitt werden einige Bilder der Befahrung des Bohrlochs GEM 180 vom 08.10.2010 mit der Axial-Bohrlochkamera dargestellt. Die Darstellung erfolgt im Rahmen der Gegenüberstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde und der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera. In diesem Abschnitt werden lediglich einige im Grundsatz willkürlich ausgewählte Aufnahmen der am 26.09.2007 einmalig zum Einsatz gekommenen ETIBS-Sonde dargestellt. Dargestellt werden in Bild 4.64 die Teufenbereiche $t_{BL} \approx 1,2$ m bis $t_{BL} \approx 2,2$ m, $t_{BL} \approx 4,0$ m und $t_{BL} \approx 5,0$ m sowie $t_{BL} \approx 5,2$ m und $t_{BL} \approx 6,2$ m.

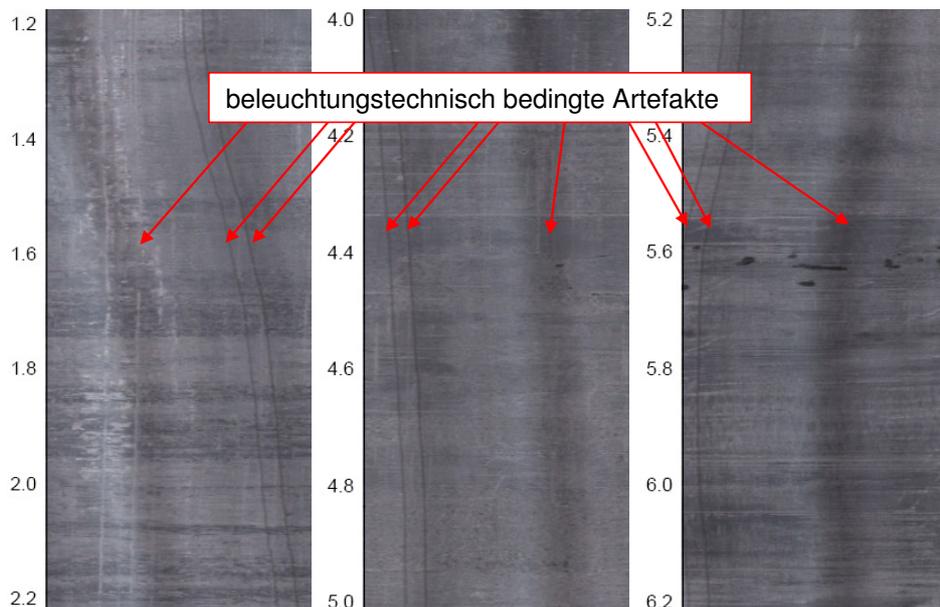


Bild 4.64: Aufnahmen der ETIBS-Sonde vom 26.09.2007 aus den Teufenbereichen $t_{BL} \approx 1,2$ m bis $t_{BL} \approx 2,2$ m, $t_{BL} \approx 4,0$ m und $t_{BL} \approx 5,0$ m sowie $t_{BL} \approx 5,2$ m und $t_{BL} \approx 6,2$ m des Bohrlochs GEM 180

Eine spezielle Auswahl darzustellender Teufenbereiche ist nicht erforderlich gewesen, da die ausgewählten Aufnahmen lediglich dazu dienen, die Unversehrtheit der zum Zeitpunkt der Entstehung der Aufnahmen drei Jahre alten Bohrlochwand darzustellen. Hierzu wären auch

Aufnahmen der ETIBS-Sonde aus allen in Bild 4.64 nicht dargestellten Teufenbereichen des Bohrlochs GEM 180 geeignet gewesen.

In allen drei dargestellten Teufenbereichen sind auf den Aufnahmen der ETIBS-Sonde je zwei parallel zueinander verlaufende dunkle Linien sowie ein ebenfalls parallel zu den beiden Linien verlaufender dunkler Streifen zu erkennen. Hierbei handelt es sich um beleuchtungstechnisch bedingte Artefakte (Schatten) und nicht um im Gestein der Bohrlochwand enthaltene Strukturen. Die beiden schmalen Linien und der breitere dunkle Streifen sind in Bild 4.64 durch Pfeile gekennzeichnet. Ein Vergleich zwischen Bild 4.47 und Bild 4.64 zeigt, dass sich die beiden parallel verlaufenden Linien in Bild 4.47 mit den Aufnahmen der ETIBS-Sonde aus dem horizontal verlaufenden Bohrloch GEM 90 in jedem dargestellten Teufenbereich in der Bohrlochsohle befinden, während die beiden parallelen Linien in Bild 4.64 ihre Ausrichtung entlang der Bohrlochkontur über die Teufe ändern. An der Änderung der Ausrichtung der beleuchtungstechnisch bedingten parallelen Schattenlinien ist erkennbar, dass die ETIBS-Sonde in dem vertikalen Bohrloch GEM 180 während der Befahrung ihre Ausrichtung geändert hat (Torsion um die Längsachse). Ein Kontrollieren der Sondenposition während der Befahrung des vertikalen Bohrlochs ist nicht möglich gewesen. Daher können die von der ETIBS-Sonde während der Befahrung gefilmten Bohrlochwandbereiche auch nicht eindeutig einer Himmelsrichtung zugeordnet werden. Aufgrund der ebenmäßigen Beschaffenheit der Bohrlochwand und aufgrund des Fehlens von Bruchstrukturen im Gestein der Bohrlochwand des Bohrlochs GEM 180 wirkt sich die mangelnde Zuordbarkeit der Aufnahmen der ETIBS-Sonde jedoch nicht negativ auf die Interpretierbarkeit der in Bild 4.64 dargestellten Aufnahmen aus.

Neben dem geschichteten Aufbau des Toarciums, der anhand von horizontalen Strukturen in der Wand des nahezu orthogonal zu den Schichtflächen verlaufenden vertikalen Bohrlochs GEM 180 in den drei in Bild 4.64 zu betrachtenden Aufnahmen der ETIBS-Sonde zu erkennen ist, sind in Bild 4.64 einige dunkle Einschlüsse im Gestein in einer Teufe von $t_{BL} \approx 5,6$ m zu identifizieren. Es ist im Rahmen der durchgeführten Observationsarbeiten nicht aufzuklären gewesen, worum es sich bei den dunklen Gesteinseinschlüssen in der Teufe von $t_{BL} \approx 5,6$ m handelt. Neben den dunklen Einschlüssen im Gestein sind den Aufnahmen der ETIBS-Sonde aus dem Bohrloch GEM 180 keine weiteren Besonderheiten bezüglich der Beschaffenheit der Bohrlochwand zu entnehmen.

Die in Bild 4.64 dargestellten Aufnahmen der ETIBS-Sonde bestätigen vollständig den bereits bei der Analyse der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde entstandenen Eindruck von einer sehr standfesten Bohrlochwand ohne jede Entfestigungserscheinung über einen Observationszeitraum von mehr als 3 Jahren sowie über eine Bohrlochstandzeit von mehr als 6 Jahren.

(c 3) *Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation für das Bohrloch GEM 180*

Während anhand der Aufnahmen der ETIBS-Sonde ausschließlich eine Aussage über den Zustand der Bohrlochwand in dem drei Jahre alten Bohrloch GEM 180 getroffen werden kann, zeigen die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 den Zustand der Bohrlochwand mehr als sechs Jahre nach dem Abteufen des Bohrlochs GEM 180. Obwohl in Bild 4.65 Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 aus den Teufenbereichen des Bohrlochs GEM 180, in denen es bei den Befahrungen mit der Dreiarmkalibersonde zu den stärkeren Ausschlägen der Messwertgraphen gekommen ist, dargestellt sind, zeigen die Aufnahmen in Bild 4.65(a) bis (d) eine nahezu ungeschädigte Bohrlochwand.

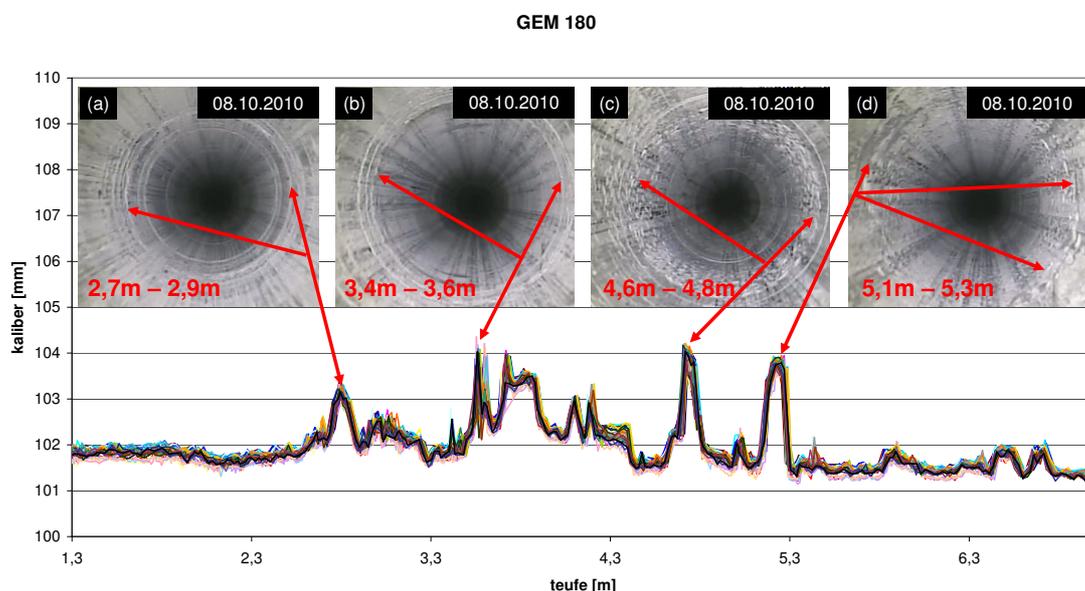


Bild 4.65: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videobefahrung vom 08.10.2010

Somit liefert Bild 4.65 zum einen eine Erklärung für vier der im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,6$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m auftretenden lokalen Maxima sämtlicher im Bohrloch GEM 180 ermittelter Messwertgraphen und zum anderen einen Eindruck von der Standfestigkeit und



beinahe vollkommenen Unversehrtheit der zum Zeitpunkt der Entstehung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera etwas mehr als sechs Jahre alten Bohrlochwand.

Im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,7$ m und $t_{BL} \approx 2,9$ m nach Bild 4.65(a) sowie ebenfalls im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,4$ m und $t_{BL} \approx 3,6$ m nach Bild 4.65(b) sind in der Bohrlochwand ringförmige Strukturen erkennbar, die mit großer Wahrscheinlichkeit auf Bewegungen der Bohrkronen in lateraler Richtung beim Abteufen des Bohrlochs GEM 180 zurück zu führen sind (Schlagen der Bohrkronen). Der anzunehmende kausale Zusammenhang zwischen den lokalen Maxima der von der Dreiarmkalibersonde aufgezeichneten Messwertgraphen und den auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera zu betrachtenden ringförmigen Strukturen in der Bohrlochwand wird in Bild 4.65 durch die doppelspitzigen Pfeile aufgezeigt.

Bild 4.65(c) zeigt die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 4,6$ m bis $t_{BL} \approx 4,8$ m. In diesem Teufenbereich ist eine ringförmig um die Bohrlochkontur herumreichende Aufrauung der Bohrlochwand zu erkennen. Unmittelbar vor der Aufrauung der Bohrlochwand ist in Bild 4.65(c) eine schmale linienartige und ebenfalls ringförmig um die Bohrlochkontur herumreichende weitere Struktur in der Bohrlochwand identifizierbar. Welche der im Bild 4.65(c) erkennbaren Strukturen die Ursache für das lokale Maximum der Messwertgraphen aller Befahrungen im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 4,6$ m bis $t_{BL} \approx 4,8$ m des Bohrlochs GEM 180 mit der Dreiarmkalibersonde darstellt, ist im Rahmen der Analyse der im Bohrloch GEM 180 mit der Dreiarmkalibersonde und der Axial-Bohrlochkamera generierten Observationsergebnisse nicht aufzuklären gewesen.

Grundsätzlich ist bei der Gegenüberstellung von Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde mit Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera die sehr hohe Messpräzision der Dreiarmkalibersonde in Betracht zu ziehen. Der im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 4,6$ m bis $t_{BL} \approx 4,8$ m in Bild 4.65 deutlich erkennbare Ausschlag der Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde mit einem gemessenen Kaliberwert von $d_{BL} \approx 104$ mm stellt in etwa eine Abweichung von $\Delta d_{BL} \approx 2$ mm vom durchschnittlich im Bohrloch GEM 180 gemessenen Kaliberwert dar. Eine ringförmig um die gesamte Bohrlochkontur herumreichende Struktur in der Bohrlochwand führt bereits dann zur Erfassung einer Konturaufweitung in der Größenordnung von $\Delta d_{BL} \approx 2$ mm, wenn die ringförmige Struktur an jeder Stelle der Bohrlochkontur mit einer Tiefe von nur $t_s \approx 1$ mm in die Bohrlochwand einschneidet. Daher ist es anhand der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera kaum möglich zu entscheiden, welche der dort erkennbaren Strukturen für eine mit der Dreiarmkalibersonde ermittelte Bohrlochkonturaufweitung verantwortlich



sind, falls die anhand der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera erkennbaren Strukturen im Gestein der Bohrlochwand so nah beieinander liegen, dass sie nicht anhand der Tiefenzählung der Axial-Bohrlochkamera, deren Messgenauigkeit im Dezimeterbereich liegt, voneinander differenzierbar sind.

Einfacher als für den Teufenbereich von $t_{BL} \approx 4,6$ m bis $t_{BL} \approx 4,8$ m gestaltet sich die Zuordnung des lokalen Maximums der Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde zu den auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera zu erkennenden Strukturen im Gestein der Bohrlochwand für den Teufenbereich $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m. Im gesamten auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m zu erkennenden Bohrlochwandbereich ist nur ein Bereich zu erkennen, in dem sich Gesteinsabplatzungen aus der Bohrlochwand herausgebildet haben. Die Abplatzungen von Gestein aus der Bohrlochwand sind nicht durchgängig entlang der gesamten Bohrlochkontur identifizierbar, aber dennoch in etwa ringförmig um die Bohrlochkontur herum angeordnet. Die in etwa ringförmig angeordneten Gesteinsabplatzungen sind daher als Ursache für das lokale Maximum der Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde zwischen $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m anzusehen.

Obwohl die im Bohrloch GEM 180 mit der Dreiarmkalibersonde aufgezeichneten Messwertgraphen zumindest im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,6$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m einen recht unruhigen Verlauf aufweisen, zeigt die große Übereinstimmung der Messwertgraphen, die an vier Observationsterminen innerhalb eines etwas länger als drei Jahre lang andauernden Observationszeitraumes aufgezeichnet worden sind, die Ereignislosigkeit oder respektive die große Langsamkeit der konturverändernden Prozesse innerhalb des Bohrlochs GEM 180.

Der Vergleich der Observationsergebnisse aus den Bohrlöchern GEM 180 und GEM 90 zeigt, dass die Entwicklung von Gesteinsentfestigungen an der Bohrlochwand in dem annähernd schichtungsparell gelegenen Bohrloch GEM 90 mit der Ausbildung von systematisch gegenüber dem Schichtungsgefüge entlang der Bohrlochkontur ausgerichteten Abplatzungen von Gestein aus der Bohrlochwand heraus deutlich schneller abläuft als in dem annähernd schichtungsorthogonal ausgerichteten Bohrloch GEM 180. Die Ausrichtung der Bohrlochlängsachsen gegenüber dem Schichtungsgefüge hat somit im Bereich der GEM-Bohrlöcher einen signifikanten Einfluss auf das Bohrlochtragverhalten.

Wie auch im Observationsbohrloch GEM 90 sind im Observationsbohrloch GEM 180 im gesamten Observationszeitraum von mehr als drei Jahren keine Konturdeformationen messbar

gewesen, sodass ein Einfluss aus der Ausrichtung der Observationsbohrlöcher gegenüber dem Schichtungsgefüge und gegenüber den vorherrschenden Hauptspannungskomponenten auf das Deformationsverhalten anhand der vergleichenden Betrachtung der Observationsergebnisse für die Bohrlöcher GEM 90 und GEM 180 nicht ermittelt werden konnte.

(d) Observationsbohrloch GEM 270

(d 1) Ausgewählte Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch GEM 270

In Bild 4.66 sind sämtliche Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde, die im Rahmen dieses Vorhabens im ebenfalls nahezu schichtungsorthogonal ausgerichteten Bohrloch GEM 270 generiert worden sind, in dem gleichen Maßstab dargestellt, der auch für die Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus den Bohrlöchern GEM 90 und GEM 180 gewählt worden ist.

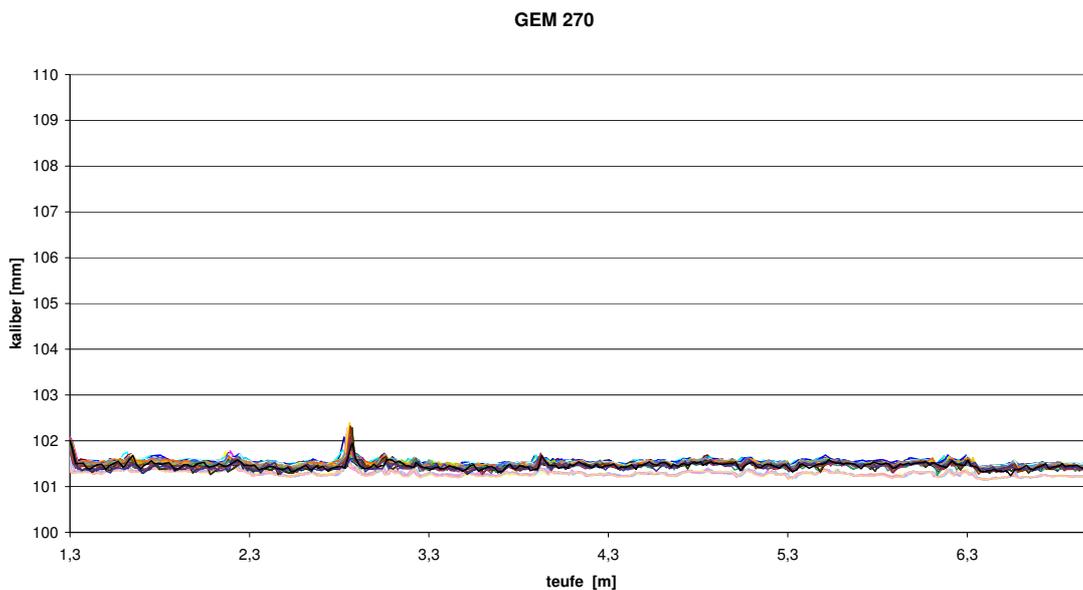


Bild 4.66: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GEM 270 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 26.09.2007 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen

Die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GEM 270 spiegeln die Ereignislosigkeit in der Entwicklung des zum Zeitpunkt der Erstbefahrung am 26.09.2007 15 Tage alten Bohrlochs GEM 270 innerhalb des mehr als drei Jahre lang andauernden Observationszeitraumes wieder. Wie auch in den Bohrlöchern GEM 90 und GEM 180 sind die

Befahrungen des Bohrlochs GEM 270 am 26.09.2007, am 03.11.2009, am 10.05.2010 sowie am 08.10.2010 durchgeführt worden.

Alle an den vier genannten Befahrungsterminen ermittelten Messwertgraphen verlaufen innerhalb eines zwischen $101 \text{ mm} < d_{BL} < 102 \text{ mm}$ gelegenen schmalen Messwertbandes. Lediglich im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,8 \text{ m}$ und $t_{BL} \approx 3,0 \text{ m}$ weisen die Messwertgraphen einheitlich einen mit einem Maximalwert von $d_{BL} \approx 102,4 \text{ mm}$ nur sehr gering von den in den weiteren Bereichen des Bohrlochs GEM 270 gemessenen Kaliberwerten abweichenden Peak auf.

Die in Bild 4.67 gewählte Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde mit der farblichen Hervorhebung der Messwertgraphen vom 26.09.2007 zeigt, dass die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde vom 26.09.2007 wie auch schon die Messwerte für die Bohrlöcher GEM 90 und GEM 180 geschlossen minimal um ca. $\Delta d_{BL} \approx 0,3 \text{ mm}$ unterhalb der Messergebnisse der weiteren im Bohrloch GEM 270 durchgeführten Messungen liegen.

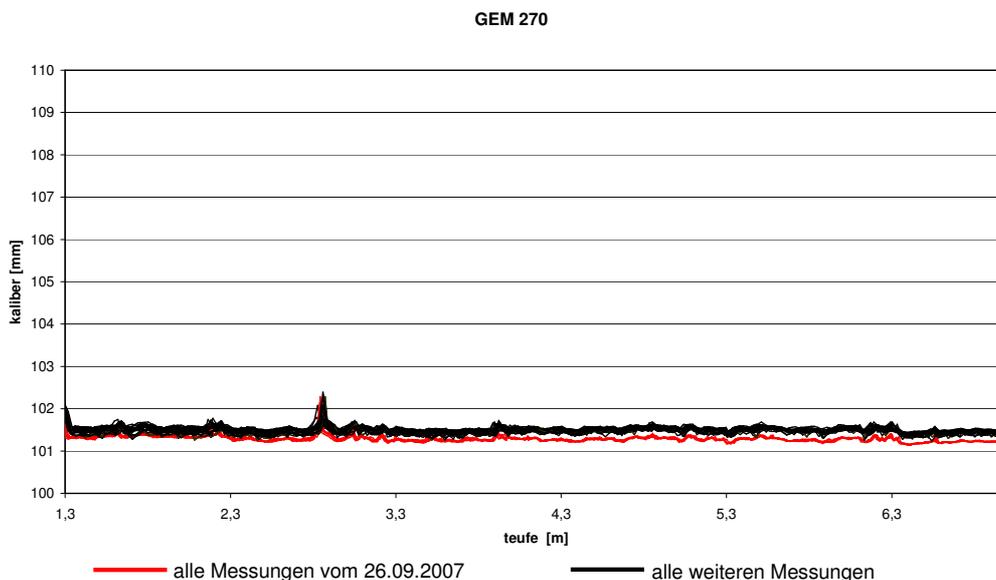


Bild 4.67: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GEM 270 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 26.09.2007 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen mit einer farblichen Differenzierung zwischen den Messergebnissen vom 26.09.2007 (rot) und den weiteren Messergebnissen (schwarz)

Die festzustellende Differenz zwischen den Messergebnissen vom 26.09.2007 und den weiteren im Bohrloch GEM 270 durchgeführten Messungen ist auf die bereits im Rahmen der Vorstellung und Diskussion der Messergebnisse aus den Bohrlöchern GEM 90 und GEM 180

ausführlich beschriebene Umrüstung der Dreiarmkalibersonde zwischen dem ersten und dem zweiten Observationstermin zurückzuführen. Es ist davon auszugehen, dass ohne die Umrüstung der Dreiarmkalibersonde und die dadurch bedingten messtechnischen Effekte die Bandbreite der in den einzelnen Teufenbereichen des Bohrlochs GEM 270 gemessenen Kaliberwerte noch geringer wäre als sie es ohnehin schon ist. Bezüglich des Deformationsverhaltens der Bohrlochkontur innerhalb des annähernd schichtungorthogonal verlaufenden Bohrlochs GEM 270 kann somit auf Basis der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde von einer nahezu vollständigen Ereignislosigkeit ausgegangen werden (Konturstabilität).

(d 2) *Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GEM 270*

Bild 4.68 verdeutlicht die mechanische Unversehrtheit und die homogene Beschaffenheit der Bohrlochwand des 15 Tage alten Bohrlochs GEM 270 anhand von ausgewählten Aufnahmen der ETIBS-Sonde.

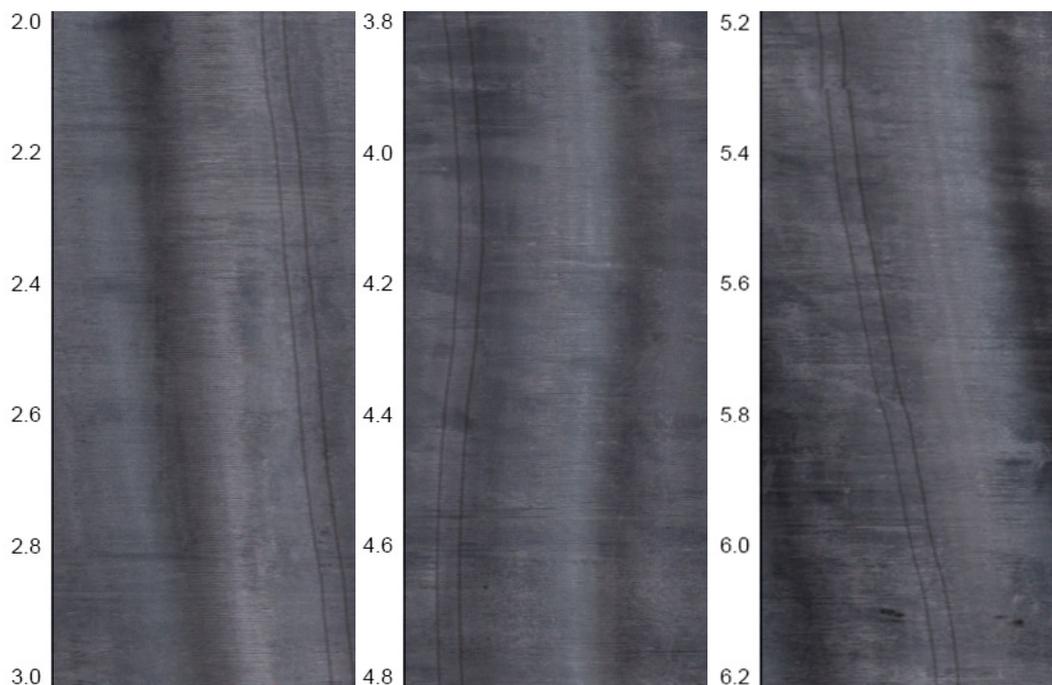


Bild 4.68: Aufnahmen der ETIBS-Sonde vom 26.09.2007 aus den Teufenbereichen $t_{BL} \approx 2,0\text{ m}$ bis $t_{BL} \approx 3,0\text{ m}$, $t_{BL} \approx 3,8\text{ m}$ und $t_{BL} \approx 4,8\text{ m}$ sowie $t_{BL} \approx 5,2\text{ m}$ und $t_{BL} \approx 6,2\text{ m}$ des Bohrlochs GEM 270

Neben den beleuchtungstechnisch bedingten Artefakten (parallel zueinander verlaufende schmale Linien sowie ein um in etwa $\phi \approx 180^\circ$ entlang der Bohrlochkontur versetzt gegenüber den beiden parallelen Linien verlaufender dunkler Streifen), die in Bild 4.68 wie auch schon

auf den Aufnahmen der ETIBS-Sonde aus dem Bohrloch GEM 180 in Bild 4.64 deutlich hervorstechen, sind in Bild 4.68 keine Auffälligkeiten erkennbar. Ergänzend ist hinzuzufügen, dass auch in den in Bild 4.68 nicht dargestellten Teufenbereichen des Bohrlochs GEM 270 keine besonderen Strukturen in der Bohrlochwand oder andere Auffälligkeiten bezüglich der Beschaffenheit der Bohrlochwand detektiert werden konnten. Aufgrund einer nahezu vollständigen Ereignislosigkeit bezüglich der zeitabhängigen Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrlochwand innerhalb des Bohrlochs GEM 270 wird auf eine Darstellung von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in diesem Abschnitt verzichtet. Bezüglich der Ergebnisse der Befahrungen des Bohrlochs GEM 270 mit der Axial-Bohrlochkamera erfolgt im nachfolgenden Abschnitt eine Gegenüberstellung von drei ausgewählten Aufnahmen der Befahrung des Bohrlochs GEM 270 mit der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 mit den bereits in Bild 4.66 dargestellten Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GEM 270.

(d 3) *Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation für das Bohrloch GEM 270*

In Bild 4.69 sind die Messwertgraphen aller im Bohrloch GEM 270 mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Messungen ausgewählten Aufnahmen der Befahrung des Bohrlochs GEM 270 mit der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 gegenübergestellt.

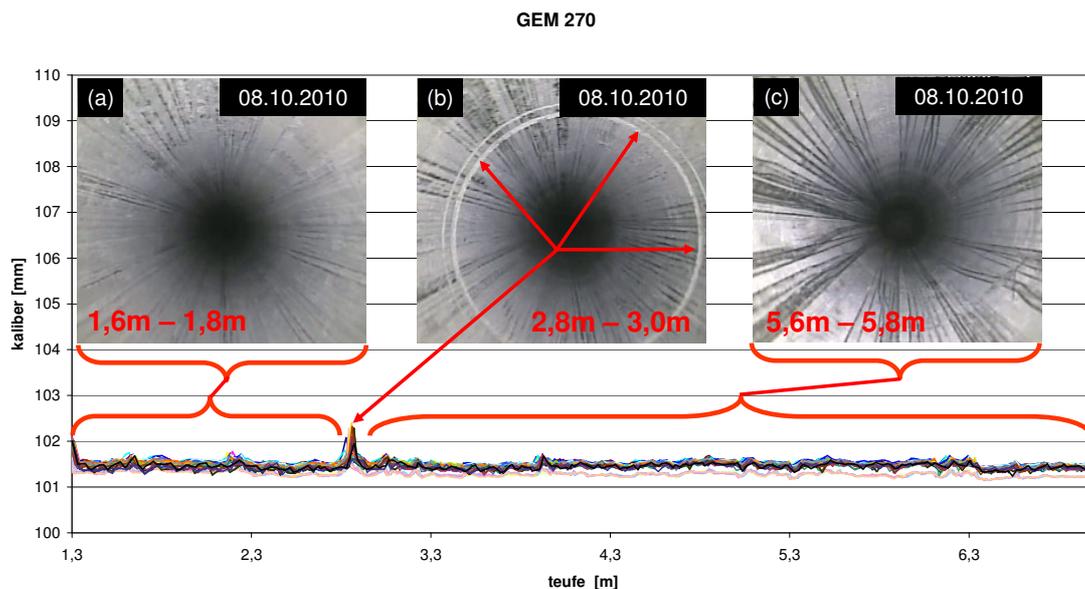


Bild 4.69: *Gegenüberstellung der Ergebnisse der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videobefahrung vom 08.10.2010*

Die in Bild 4.69(a) dargestellte Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera ist im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m bis $t_{BL} \approx 1,8$ m entstanden. Die Aufnahme zeigt abgesehen von den Spuren der Dreiarmkalibersonde keine erkennbaren Strukturen im Gestein der Bohrlochwand. Auf der in Bild 4.69(b) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera ist deutlich der Grund für das Maximum der Messwertgraphen zwischen $t_{BL} \approx 2,8$ m und $t_{BL} \approx 3,0$ m zu erkennen: Eine ringförmige Struktur, die sich um die gesamte Bohrlochkontur herum erstreckt. Der kausale Zusammenhang zwischen ringförmiger Struktur im Gestein der Bohrlochwand und dem im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,8$ m und $t_{BL} \approx 3,0$ m von allen Messwertgraphen angenommenen Maximum wird in Bild 4.69 grafisch durch die roten Pfeile gekennzeichnet. Stellvertretend für die im Bezug auf das Tragverhalten der Bohrlochwand festzustellende nahezu vollständige Ereignislosigkeit im unteren Teufenbereich des Bohrlochs GEM 270 ist in Bild 4.69(c) eine Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,6$ m und $t_{BL} \approx 5,8$ m dargestellt. Die auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera zu erkennende Bohrlochwand ist nahezu ungeschädigt. Lediglich im rechten unteren Bereich der Bohrlochkontur ist eine minimale Schädigung der Bohrlochwand mit einer beginnenden Abschälung von Gestein aus der Bohrlochwand heraus erkennbar. Die sich andeutende Gesteinsabschälung ist in Bild 4.70, das eine vergrößerte Darstellung von Bild 4.69(c) zeigt, grafisch durch die roten Pfeile hervorgehoben.



Bild 4.70: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.69(c) mit einer grafischen Hervorhebung einer sich andeutenden Ablösung von Gestein aus der Bohrlochwand heraus

Allerdings scheint die in Bild 4.70 zu erkennende leichte Schädigung der Bohrlochwand noch zu schwach ausgeprägt zu sein, um sich auch deutlich erkennbar in den Messwerten der Drei-

armkalibersonde wiederzuspiegeln. Dennoch könnte hier ein erster, wenn auch nur sehr schwacher Indikator vorliegen für einen zwar extrem langsam ablaufenden, aber dennoch stattfindenden zeitabhängigen Entfestigungsprozess in dem zum Zeitpunkt der Entstehung der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera gut drei Jahre alten schichtungorthogonalen Bohrloch GEM 270.

Ein Vergleich von Bild 4.69(a), Bild 4.69(b) und Bild 4.69(c) zeigt, dass auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,6$ m und $t_{BL} \approx 5,8$ m die Spuren der Dreiarmkalibersonde dunkler sind und daher auch deutlich besser erkennbar sind als auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus den Teufenbereichen zwischen $t_{BL} \approx 1,6$ m und $t_{BL} \approx 1,8$ m und $t_{BL} \approx 2,8$ m bis $t_{BL} \approx 3,0$ m. Die dunklere Färbung der Spuren der Dreiarmkalibersonde könnte möglicherweise ein Indikator für eine höhere Luftfeuchtigkeit und einen höheren Feuchtgehalt im Gestein der Bohrlochwand in den tiefer im Bohrloch GEM 270 gelegenen Teufenbereichen sein. Einen optisch erkennbaren Einfluss auf die Beschaffenheit des Gesteins der Bohrlochwand oder auf das Bohrlochtragverhalten in den tiefer gelegenen Teufenbereichen des Bohrlochs GEM 270 hat der aufgrund der vergleichenden Betrachtung von Bild 4.69(a), Bild 4.69(b) und Bild 4.69(c) anzunehmende höhere Feuchtgehalt in den tiefer gelegenen Teufenbereichen jedoch nicht gehabt.

4.2.2.3 GSM-Bohrlöcher in der Gallery 08

(a) *Untersuchungsprogramm und Umfang der in den GSM-Bohrlöchern durchgeführten Observationsarbeiten*

In den fünf im Rahmen dieses Vorhabens innerhalb der Gallery 08 des URL Tournemire observierten Bohrlöchern GSM 45, GSM 90, GSM 135, GSM 225 und GSM 315 sind an drei Observationsterminen Befahrungen mit der Axial-Bohrlochkamera durchgeführt worden. Darüber hinaus sind in vier der fünf Bohrlöcher an allen drei Observationsterminen auch Kalibermessungen mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführt worden. Lediglich im Bohrloch GSM 90 musste aus Gründen, die nachfolgend noch erläutert werden, am dritten Observationstermin auf eine Befahrung mit der Dreiarmkalibersonde verzichtet werden, so dass für das Bohrloch GSM 90 nur die an den ersten beiden Observationsterminen ermittelten Kalibermesswerte zur Verfügung stehen.



Stattegefunden haben die Befahrungen der GSM-Bohrlöcher am 06.11.2009, am 10.05.2010 und am 08.10.2010. Abgeteuft worden sind die GSM-Bohrlöcher zwischen dem 03.11.2009 und dem 05.11.2009.

Zum Zeitpunkt der ersten Befahrung sind die observierten Bohrlöcher dementsprechend zwischen einem Tag und drei Tagen alt gewesen. Am zweiten Observationstermin waren die GSM-Bohrlöcher gut ein halbes Jahr alt und am dritten und letzten Observationstermin innerhalb des Rahmens dieses Vorhabens sind die observierten Bohrlöcher knapp ein Jahr alt gewesen.

Bei der Auswertung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde sowie bei der Betrachtung der zu den unterschiedlichen Observationszeitpunkten aufgenommenen Videos der Axial-Bohrlochkamera hat sich herausgestellt, dass Unterschiede zwischen den fünf observierten GSM-Bohrlöchern insbesondere im Hinblick auf das zeitabhängige hydraulische Verhalten und das hydraulisch-mechanisch gekoppelte Verhalten existieren und dass die Unterschiede bezüglich des hydraulischen und mechanisch-hydraulisch gekoppelten Verhaltens zwischen den Bohrlöchern in einem systematischen Zusammenhang stehen mit der Orientierung der Bohrlöcher entlang der Kontur der Gallery 08. Die Diskussion der nachfolgend vorgestellten Observationsergebnisse erfolgt daher auch schwerpunktmäßig mit Blick auf das hydraulische und das hydraulisch-mechanisch gekoppelte Verhalten der untersuchten Bohrlöcher.

(b) *Observationsbohrloch GSM 45*

(b 1) *Ausgewählte Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch GSM 45*

Die Ausrichtung des Bohrlochs GSM 45 entlang der Kontur der Gallery 08 sowie die Orientierung gegenüber den weiteren observierten GSM-Bohrlöchern kann Bild 4.71 entnommen werden.

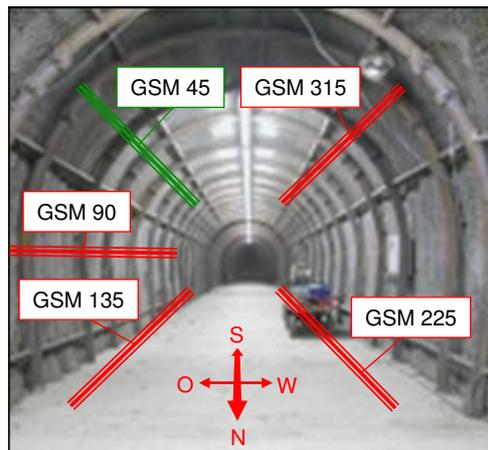


Bild 4.71: Blick in den südlichen Teil der Gallery 08 mit schematisch dargestellter Anordnung des Bohrlochs GSM 45 und der vier weiteren observierten GSM-Bohrlöcher

Bild 4.72 zeigt die Messwertgraphen aller im Bohrloch GSM 45 durchgeführten Messungen.

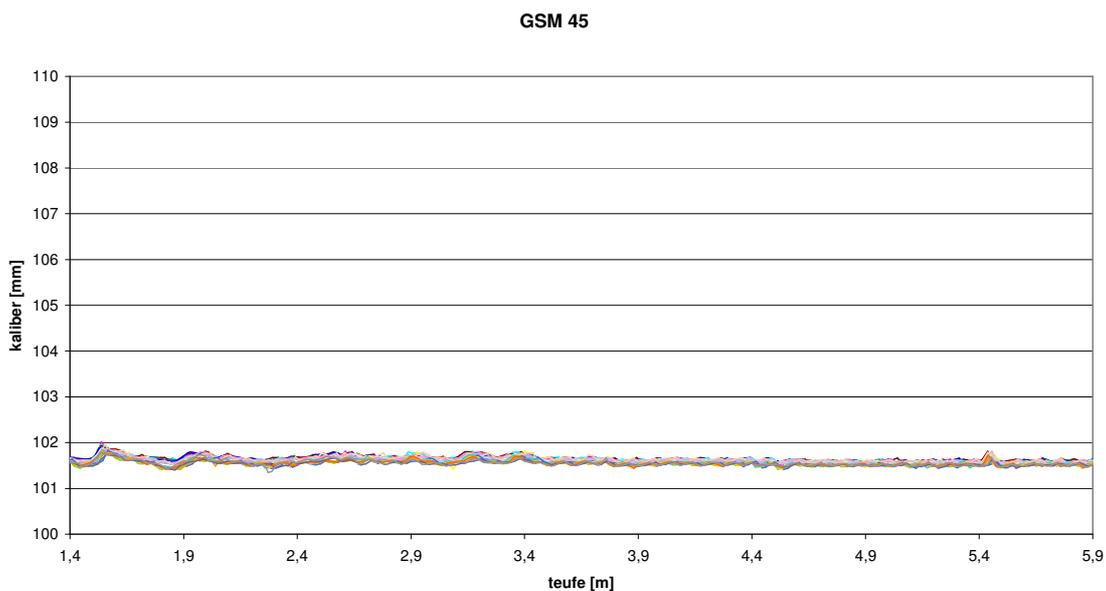


Bild 4.72: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GSM 45 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen

Zur Darstellung der Messwertgraphen ist die gleiche Y-Achsen-Skalierung mit darstellbaren Kaliberwerten zwischen $100 \text{ mm} < d_{BL} < 110 \text{ mm}$ gewählt worden wie sie im vorangehenden Abschnitt 4.2.2.2 zur Darstellung der Messergebnisse aus den GEM-Bohrlöchern gewählt worden ist. Ein Vergleich von Bild 4.72 mit Bild 4.66 zeigt, dass die Bandbreite der im Bohrloch GSM 45 im Observationszeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 gemessenen Kaliberwerte in etwa der Bandbreite der Messwerte entspricht, die im Zeitraum

zwischen dem 03.11.2009 und dem 08.10.2010 im annähernd schichtungorthogonalen Bohrloch GEM 270 aufgezeichnet worden sind. Der Verlauf der Messwertgraphen aus dem Bohrloch GSM 45 wirkt sogar noch etwas ruhiger als der Verlauf der Messwertgraphen aus dem Bohrloch GEM 270 - ein Indiz für eine noch ebenmäßigere Beschaffenheit der Bohrlochwand innerhalb des Bohrlochs GSM 45. Allerdings besteht zwischen den Messergebnissen aus dem Bohrloch GSM 45 und den Messergebnissen aus den beiden annähernd schichtungorthogonalen Bohrlöchern GEM 180 und GEM 270 aus der Gallery 96 ein zentraler Unterschied:

Während sich auch bei einer sehr detaillierten Betrachtung aus den Messergebnissen der beiden GEM-Bohrlöcher keine zeitabhängige Deformation der Bohrlochwand ableiten lässt, ist aus den im Bohrloch GSM 45 generierten Messergebnissen bei einer detaillierten Betrachtung eine zwar nur geringfügige, aber dennoch deutlich identifizierbare zeitabhängige Entwicklung bezüglich des Deformationsverhaltens des Bohrlochs GSM 45 zu erkennen. Zur Veranschaulichung der Entwicklung des zeitabhängigen Deformationsverhaltens sind in Bild 4.73 die Ergebnisse sämtlicher im Bohrloch GSM 45 mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Messungen erneut dargestellt.

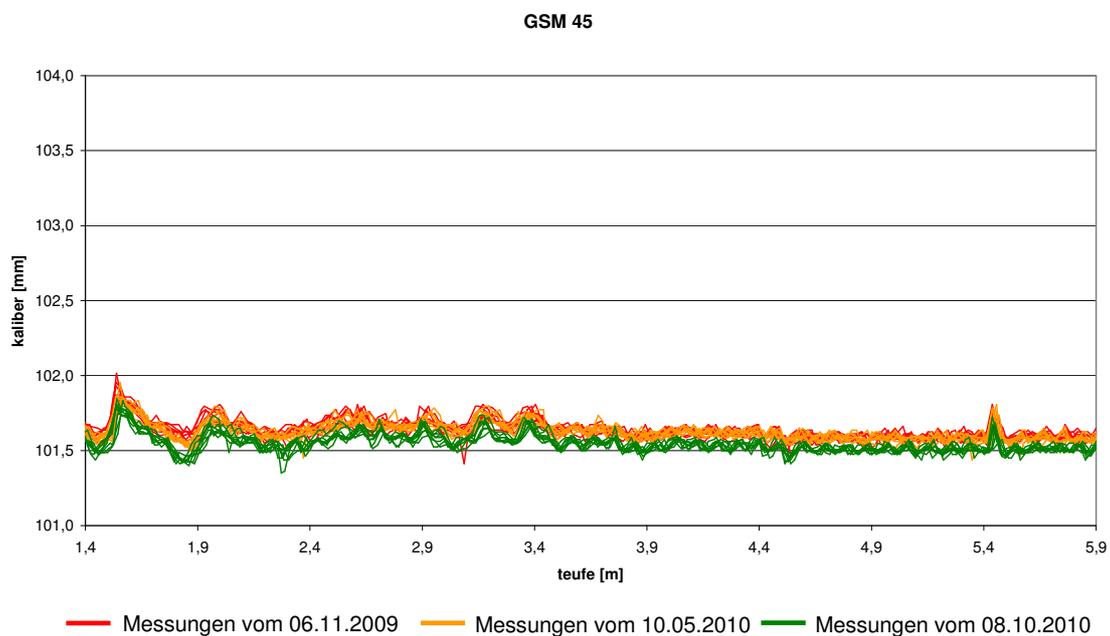


Bild 4.73: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GSM 45 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen mit einer höheren Auflösung der gemessenen Kaliberwerte als in Bild 4.72 und mit einer farblichen Differenzierung der ermittelten Messwerte entsprechend der Befahrungszeitpunkte



Für die Darstellung der gemessenen Kaliberwerte ist in Bild 4.73 eine sehr detaillierte Auflösung mit einer Skalierung der Y-Achse zwischen $101 \text{ mm} < d_{BL} < 104 \text{ mm}$ gewählt worden. Darüber hinaus sind den Messwertgraphen Farben entsprechend ihres jeweiligen Aufzeichnungsdatums zugeordnet worden. Den Messwertgraphen des Observationstermins vom 06.11.2009 ist die Farbe Rot zugewiesen worden, die Messwertgraphen des Observationstermins vom 10.05.2010 sind orangefarben dargestellt und die am letzten Observationstermin am 08.10.2010 generierten Messwertgraphen sind an ihrer grünen Farbe zu erkennen. Da an jedem Observationstermin das Bohrloch GSM 45 vier Mal mit der Dreiarmkalibersonde befahren worden ist (Ausgangswinkel $\phi = 0^\circ$, $\phi = 30^\circ$, $\phi = 60^\circ$, $\phi = 90^\circ$) und dabei sowohl bei jeder Einfahrt der Dreiarmkalibersonde in das Bohrloch hinein wie auch bei jeder Ausfahrt der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch heraus eine Messung durchgeführt worden ist, sind an jedem Observationstermin insgesamt acht Messwertgraphen von der Dreiarmkalibersonde aufgezeichnet worden.

Somit enthält das Messwertdiagramm in Bild 4.73 je acht rote, acht orangefarbene und acht grüne Messwertgraphen. Bedingt durch die sehr hohe Auflösung bezüglich der gemessenen Kaliberwerte und bedingt durch die farbliche Zuordnung der Messwertgraphen zu den einzelnen Observationsterminen lässt sich bei der Betrachtung von Bild 4.73 deutlich eine zeitliche Entwicklung des Deformationsverhaltens des Bohrlochs GSM 45 erkennen. Während die Messwertgraphen der Messungen vom 06.11.2009 und vom 10.05.2010 nahezu identisch verlaufen, verlaufen die Messwertgraphen vom 08.10.2010 wenige Zehntelmillimeter unterhalb der Messwertgraphen der zwei vorangehenden Messungen. Aus dem Verlauf der Messwertgraphen lässt sich ableiten, dass es im ersten halben Jahr nach dem Abteufen des Bohrlochs GSM 45 zu keiner messbaren Konvergenz im Bohrloch GSM 45 gekommen ist, sich aber in den fünf Monaten zwischen dem zweiten und dem dritten Observationstermin eine Bohrlochkonvergenz ergeben hat. Das Auftreten einer Konvergenz in einem Bohrloch, das zunächst länger als ein halbes Jahr lang keine Konvergenz erfahren hat, scheint aus geomechanischer Sicht ungewöhnlich und ist allein durch sekundärspannungsinduzierte Kriechprozesse in dem das Bohrloch umgebenden Gebirge nicht zu erklären. Daher liegt zunächst der Verdacht nahe, dass die Abweichungen der Messwerte der Dreiarmkalibersonde vom 08.10.2010 durch einen messtechnischen Effekt hervorgerufen worden sein könnten. Diesem Verdacht sind jedoch zwei zentrale Argumente entgegenzusetzen:

- (1) Die Dreiarmkalibersonde, die zwischen den in den GSM-Bohrlöchern durchgeführten Messungen in keiner Form modifiziert worden ist, ist an jedem der Befahrungstermine mit demselben Kalibrierstück kalibriert worden und zusätzlich auf ihre Genauigkeit bei Wiederholungsmessungen überprüft worden.
- (2) Zeitabhängige Deformationen in Form einer Bohrlochkonvergenz sind auch in den drei weiteren GSM-Bohrlöchern, die am 08.10.2010 mit der Dreiarmkalibersonde befahren worden sind, festgestellt worden, wobei die Intensität der gemessenen Konvergenzen von Bohrloch zu Bohrloch variiert – ein Befund, der eine systematische messtechnische Ursache wie beispielsweise einen Kalibrierungsfehler ausschließt.

Auf die mögliche Ursache für die gemessene Bohrlochkonvergenz im Bohrloch GSM 45 wird nachfolgend noch im Rahmen der Gegenüberstellung der Messergebnisse aus dem Bohrloch GSM 45 mit den Messergebnissen aus den weiteren GSM-Bohrlöchern eingegangen.

(b 2) Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GSM 45

Bevor in den nachfolgenden Abschnitten die Messergebnisse aus den weiteren GSM-Bohrlöchern vorgestellt und diskutiert werden, soll zunächst mittels der Gegenüberstellung von ausgewählten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera die zeitabhängige hydraulische Entwicklung innerhalb des Bohrlochs GSM 45 diskutiert werden. In Bild 4.74 ist zunächst die zeitabhängige Entwicklung des sehr nah am Bohrlochmund gelegenen Teufenbereichs zwischen $t_{BL} \approx 0,4$ m und $t_{BL} \approx 0,6$ m anhand von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera dargestellt.

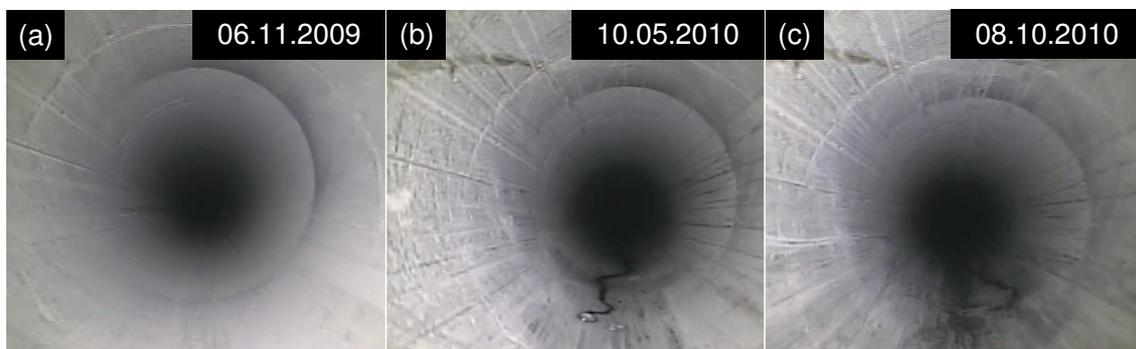


Bild 4.74: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 0,4$ m bis $t_{BL} \approx 0,6$ m innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010



Die in Bild 4.74 dargestellte Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera zeigt eine über den gesamten Observationszeitraum vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010 standfeste Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 0,4$ m bis $t_{BL} \approx 0,6$ m.

Auf der in Bild 4.74(a) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 06.11.2009 wirkt das Gestein der Bohrlochwand vollkommen trocken. Auch auf der am 10.05.2010 entstandenen Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.74(b) scheint die Bohrlochwand überwiegend trocken zu sein. Allerdings deutet ein in der Bohrlochsohle des um $\delta = 45^\circ$ geneigt nach oben in das Gebirge hinein geteufte Bohrlochs GSM 45 herunterlaufender Wassertropfen darauf hin, dass in den tiefer im Gebirge gelegenen Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 45 feuchtere Bedingungen vorliegen müssen.

Auf der in Bild 4.74(c) vorgestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 ist zu erkennen, dass sich im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 0,4$ m bis $t_{BL} \approx 0,6$ m in der Bohrlochsohle ein dunkler feuchter Streifen gebildet hat, der darauf hindeutet, dass auch in den Monaten zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 Wasser aus den tiefer im Gebirge gelegenen Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 45 in den Teufenbereich $t_{BL} \approx 0,4$ m bis $t_{BL} \approx 0,6$ m und auch noch weiter in Richtung des Bohrlochmundes herunter gelaufen ist. Abgesehen von der Bohrlochsohle hinterlässt die Bohrlochwand in den übrigen Konturbereichen im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 0,4$ m bis $t_{BL} \approx 0,6$ m beim Betrachten der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 einen trockenen Eindruck. Es lässt sich für den betrachteten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 0,4$ m und $t_{BL} \approx 0,6$ m somit zusammenfassend festhalten, dass dieser Teufenbereich zu Beginn des Observationszeitraums am 06.11.2009 durchgehend trocken ist, bevor im Zeitraum um den zweiten Observationszeitpunkt am 10.05.2010 herum Wasser aus tiefer gelegenen Teufenbereichen beginnt, in den Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 0,4$ m und $t_{BL} \approx 0,6$ m herunter zu laufen und dass sich das Herunterrinnen von Wasser aus tiefer gelegenen Teufenbereichen auch bis zum Ende des Observationszeitraums am 08.10.2010 fortsetzt. Darüber hinaus ist festzustellen, dass das aus den tiefer gelegenen Teufenbereichen herunter rinnende Wasser keinen erkennbaren Einfluss auf die Stabilität der Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 0,4$ m bis $t_{BL} \approx 0,6$ m gehabt hat.

Das nachfolgende Bild 4.75 zeigt den nur ein wenig tiefer im Bohrloch GSM 45 gelegenen Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 0,7$ m und $t_{BL} \approx 0,9$ m.

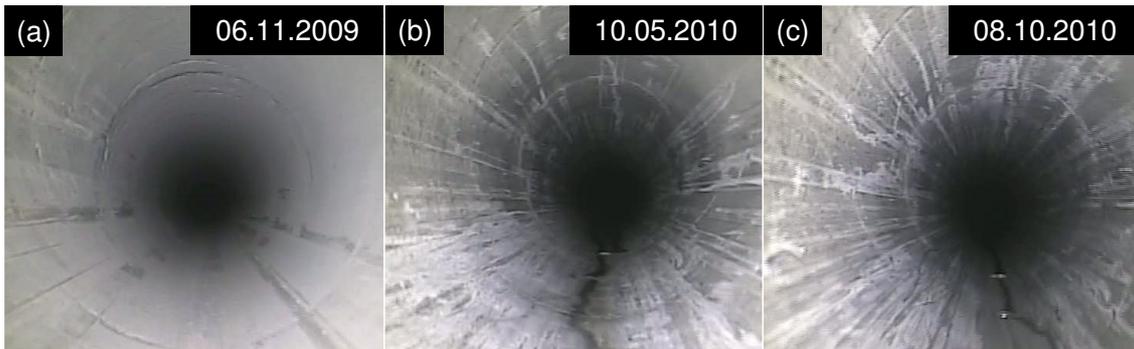


Bild 4.75: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 0,7$ m bis $t_{BL} \approx 0,9$ m innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010

Der in Bild 4.75 vorgestellte Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 0,7$ m und $t_{BL} \approx 0,9$ m unterscheidet sich von dem in Bild 4.74 dargestellten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 0,4$ m und $t_{BL} \approx 0,6$ m dadurch, dass das Gestein der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 0,7$ m und $t_{BL} \approx 0,9$ m bereits beim Betrachten der am zweiten Observationstermin am 10.05.2010 entstandenen Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.75(b) entlang der gesamten Bohrlochkontur einen eher feuchten Eindruck hinterlässt. Das Rinnsal, das sich entlang der Bohrlochsohle gebildet hat, hebt sich zwar auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.75(b) farblich von den übrigen Bohrlochwandbereichen ab, was ein Indikator dafür ist, dass im Bereich des Rinnsals entlang der Bohrlochsohle der Feuchtegehalt des Gesteins höher ist als in den übrigen Bereichen der Bohrlochkontur, aber dennoch wirkt auch das Gestein der Bohrlochwand in den weiteren Konturbereichen auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.75(b) feucht. Das Gestein in Bild 4.75(b) unterscheidet sich in seinem Erscheinungsbild somit deutlich von dem Gestein im identischen Teufenbereich zum ersten Observationszeitpunkt am 06.11.2009, das auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.75(a) zu betrachten ist, und es unterscheidet sich ebenfalls deutlich von dem Erscheinungsbild des Gesteins des Teufenbereiches zwischen $t_{BL} \approx 0,4$ m und $t_{BL} \approx 0,6$ m zum Observationszeitpunkt am 10.05.2010. Zum dritten Observationszeitpunkt am 08.10.2010 kann der in Bild 4.75(c) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera entnommen werden, dass sich der Bereich der Bohrlochsohle, der besonders dunkel gefärbt ist, gegenüber dem 10.05.2010 noch deutlich verbreitert hat und die übrigen Bereiche der Bohrlochkontur nach wie vor ebenfalls feucht wirken.

Wie schon im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 0,4$ m und $t_{BL} \approx 0,6$ m haben das von weiter oberhalb entlang eines Rinnsals in der Bohrlochsohle zutretende Wasser sowie der im Bereich

der gesamten Bohrlochkontur zu verzeichnende Anstieg des Feuchtegehaltes des Gesteins in der Bohrlochwand auch im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 0,7$ m und $t_{BL} \approx 0,9$ m keinen signifikanten Einfluss auf die Stabilität der Bohrlochwand gehabt.

In Bild 4.76 ist die zeitliche Entwicklung im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,3$ m und $t_{BL} \approx 1,5$ m anhand von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera dargestellt.

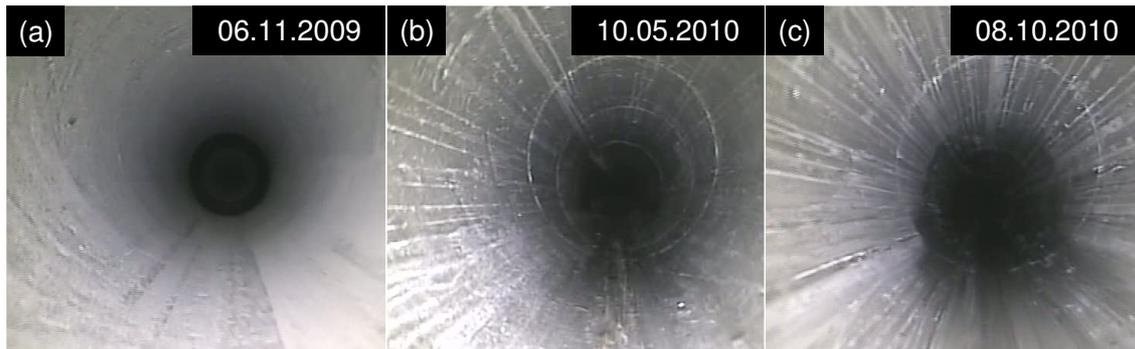


Bild 4.76: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,3$ m bis $t_{BL} \approx 1,5$ m innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010

Wie in den anderen beiden zuvor vorgestellten Teufenbereichen ist am ersten Observationstermin am 06.11.2009 die Bohrlochwand entlang der gesamten Bohrlochkontur trocken, deutlich zu ersehen aus der Betrachtung der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.76(a). Wie die Auswertung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vom 06.11.2009 ergeben hat, ist die Bohrlochwand darüber hinaus zum Zeitpunkt der Erstbefahrung auch in allen weiteren Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 45 trocken gewesen. Der zentrale Unterschied zwischen dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,3$ m bis $t_{BL} \approx 1,5$ m zu dem zuvor in Bild 4.75 dargestellten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 0,7$ m und $t_{BL} \approx 0,9$ m besteht darin, dass zu den Observationszeitpunkten am 10.05.2010 und am 08.10.2010 die Bohrlochwand im Bereich der gesamten Bohrlochkontur so feucht ist, dass das in der Bohrlochsohle herunter rinnende Wasser und die daraus resultierenden feuchten Bereiche der Bohrlochsohle sich farblich nicht mehr deutlich von den übrigen Bereichen der Bohrlochwand abheben. Die Auswertung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vom 10.05.2010 und vom 08.10.2010 hat ergeben, dass das Gestein der Bohrlochwand zu diesen beiden Observationszeitpunkten auch in allen tiefer im Bohrloch GSM 45 gelegenen Teufenbereichen bei der optischen Begutachtung einen feuchten Eindruck hinterlassen hat. Eine diskrete Zuflussstelle von Wasser in das Bohrloch GSM 45 hinein ist bei der Analyse der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera nicht detektierbar gewesen. Zu-



sammenfassend lässt sich bezüglich der Auswertung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera für das Bohrloch GSM 45 festhalten:

- (1) Die Bohrlochwand des Bohrlochs GSM 45 ist am 06.11.2009 durchgehend innerhalb des gesamten, ca. 6 m langen Bohrlochs trocken gewesen.
- (2) Am 10.05.2010 ist die Bohrlochwand des Bohrlochs GSM 45 ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 1,3$ m bis hin zum Bohrlochtiefsten durchgehend entlang der gesamten Bohrlochkontur feucht gewesen. Wasser aus den tiefer im Gebirge liegenden Teufenbereichen ist entlang der Bohrlochsohle bis in eine Teufe von $t_{BL} \approx 0,5$ m herunter gelaufen.
- (3) Zwar ist am 08.10.2010 kein Wasseraustritt aus dem Bohrlochmund des Bohrlochs GSM 45 erkennbar gewesen, es ist jedoch Wasser aus den tiefer im Gebirge gelegenen Teufenbereichen bis nah an den Bohrlochmund heran vorgedrungen. Zwischen dem Bohrlochmund und einer Teufe von etwa $t_{BL} \approx 1,3$ m hat sich ein Übergangsbereich gebildet, in dem zunächst nahe des Bohrlochmundes nur die Bohrlochsohle feucht ist und in dem die Feuchtigkeit in den übrigen Bereichen der Bohrlochwand umso mehr zunimmt, je tiefer der betrachtete Teufenbereich des Bohrlochs GSM 45 im Gebirge liegt.
- (4) Ab einer Teufe von etwa $t_{BL} \approx 1,3$ m bis hin zum Bohrlochtiefsten weist das Gestein der Bohrlochwand durchgängig entlang der gesamten Bohrlochkontur deutlich erkennbar einen hohen Feuchtegehalt auf.

(c) Observationsbohrloch GSM 90

(c 1) Ausgewählte Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch GSM 90

Eine sich deutlich von den zeitlichen Entwicklungen des Tragverhaltens in den übrigen vier GSM-Bohrlöchern abhebende Entwicklung des Tragverhaltens zeigt sich im Bohrloch GSM 90. Wie Bild 4.77 entnommen werden kann, verläuft das Bohrloch GSM 90 horizontal vom östlichen Stoß der Gallery 08 aus in Richtung Osten in das Gebirge hinein.

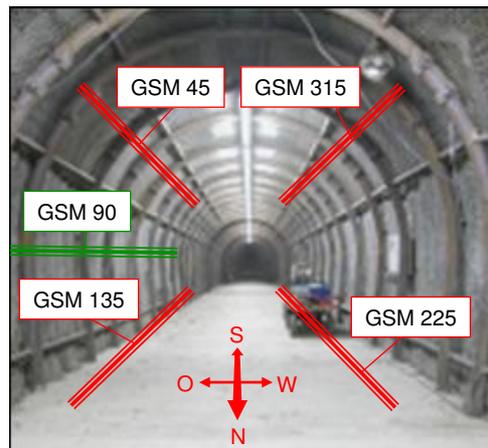


Bild 4.77: Blick in den südlichen Teil der Gallery 08 mit schematisch dargestellter Anordnung des Bohrlochs GSM 90 sowie der vier weiteren observierten GSM-Bohrlöcher

Das Bohrloch GSM 90 weist somit als einziges der GSM-Bohrlöcher einen schichtungsparellen Verlauf auf. Darüber hinaus ist es direkt in Richtung der in Abschnitt 4.2.2.1 ausführlich beschriebenen Hauptstörungszone des URL Tournemire orientiert. Das Bohrloch GSM 90 ist das einzige der fünf observierten GSM-Bohrlöcher, in dem es innerhalb des knapp ein Jahr lang andauernden Observationszeitraums zu einem partiellen Verbruch der Bohrlochkontur mit der Ausbildung von größeren Gesteinsabplatzungen aus der Bohrlochwand heraus gekommen ist. Mögliche Ursachen für die Ausbildung von Gesteinsabplatzungen im Bohrloch GSM 90 werden nachfolgend im Rahmen der Vorstellung und Diskussion der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aufgezeigt. Zuvor werden anhand der Darstellungen in Bild 4.78 und in Bild 4.79 die Ergebnisse der im Bohrloch GSM 90 mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Messungen vorgestellt.

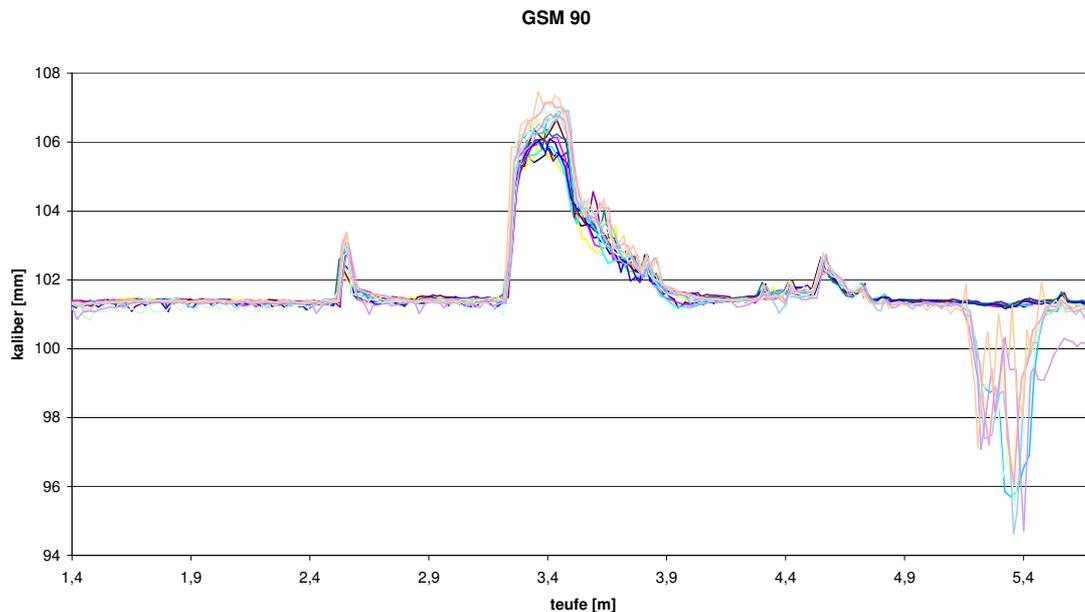


Bild 4.78: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GSM 90 mit der Dreiarmkalibersonde am 06.11.2009 und am 10.05.2010 durchgeführten Messungen

Bereits die Betrachtung von Bild 4.78 führt einen zentralen Unterschied zwischen den mit der Dreiarmkalibersonde im Bohrloch GSM 90 ermittelten Messergebnissen und den Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde aus sämtlichen weiteren im Rahmen dieses Vorhabens im URL Tournemire observierten Bohrlöchern vor Augen:

Aufgrund der großen Bandbreite der mit der Dreiarmkalibersonde im Bohrloch GSM 90 ermittelten Messwerte ist für das Bohrloch GSM 90 eine Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde nicht mit einer Skalierung der Y-Achse von $100 \text{ mm} < d_{BL} < 110 \text{ mm}$ möglich gewesen, wie sie zur Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus allen weiteren im Rahmen dieses Vorhabens im URL Tournemire observierten Bohrlöchern gewählt worden ist. Wie Bild 4.78 zu entnehmen ist, zeigen die Messwertgraphen aller im Bohrloch GSM 90 durchgeführten Messungen insbesondere im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,2 \text{ m}$ und $t_{BL} \approx 3,9 \text{ m}$ einheitlich sehr große Ausschläge. In dem Bohrloch GSM 90, das wie alle im Rahmen dieses Vorhabens im URL Tournemire observierten Bohrlöcher mit einer Bohrkronen mit einem Außendurchmesser von $d_{BK} = 101 \text{ mm}$ abgeteuft worden ist, werden im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,2 \text{ m}$ und $t_{BL} \approx 3,9 \text{ m}$ von allen Messwertgraphen Maximalwerte von $d_{BL} > 105 \text{ mm}$ erreicht. Der absolute Maximalwert aller Messungen mit der Dreiarmkalibersonde im Bohrloch GSM 90, der ebenfalls im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 3,2 \text{ m}$ bis $t_{BL} \approx 3,9 \text{ m}$ erreicht wird, beträgt etwa $d_{BL} \approx 107,5 \text{ mm}$. Während im Teufenbereich von

$t_{BL} \approx 3,2$ m bis $t_{BL} \approx 3,9$ m von den Messwertgraphen Maximalwerte erreicht werden, nehmen die Messwertgraphen kurz vor dem Bohrlochtiefsten im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m Minimalwerte an. Auch das absolute Minimum aller Messungen mit der Dreiarmkalibersonde im Bohrloch GSM 90 mit einem gemessenen Kaliberwert von $d_{BL} \approx 99,5$ wird im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m erreicht. Während im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 3,2$ m und $t_{BL} \approx 3,9$ m alle Messwertgraphen ein absolutes Maximum erreichen, nehmen im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,1$ m und $t_{BL} \approx 5,5$ m einige der Messwertgraphen einen unruhigen Verlauf an und erreichen ihr absolutes Minimum, während andere Messwertgraphen im selben Teufenbereich einen sehr ruhigen Verlauf beibehalten. Die Erklärung hierfür liefert die Betrachtung von Bild 4.79.

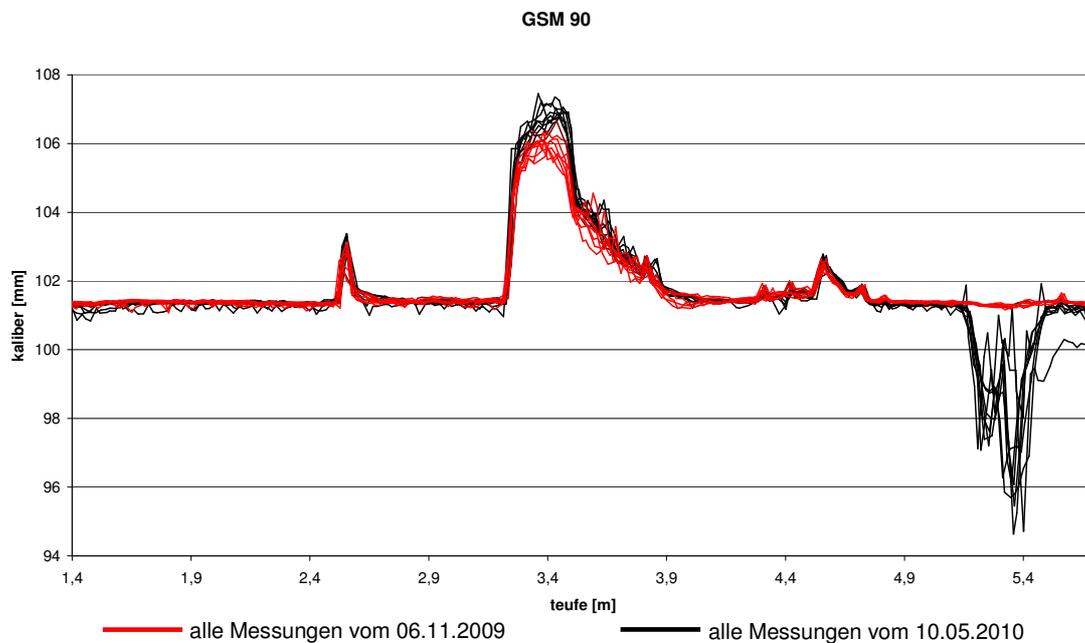


Bild 4.79: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GSM 90 mit der Dreiarmkalibersonde am 06.11.2009 und am 10.05.2010 durchgeführten Messungen mit einer farblichen Differenzierung der ermittelten Messwerte entsprechend dem Befahrungsdatum

Wie eingangs bereits beschrieben, ist es am dritten Observationstermin am 08.10.2010 aufgrund eines starken Wasserzutritts und aufgrund einer weiteren Verschlechterung der Bohrlochwandbeschaffenheit nicht mehr möglich gewesen, eine Befahrung des Bohrlochs GSM 90 mit der Dreiarmkalibersonde durchzuführen, so dass für das Bohrloch GSM 90 nur die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde vom 06.11.2009 und vom 10.05.2010 zur Verfügung stehen. Die Messergebnisse aller Messungen mit der Dreiarmkalibersonde vom 06.11.2009



sind in Bild 4.79 in Rot dargestellt, während die Messwertgraphen der Messungen vom 05.10.2010 schwarz dargestellt sind.

Aus der farblichen Differenzierung der Messergebnisse vom 06.11.2009 und vom 10.05.2010 lassen sich vier zentrale Schlussfolgerungen ableiten:

- (1) In großen Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 90, die zwischen dem Bohrlochmund und einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,2$ m sowie zwischen den Teufen $t_{BL} \approx 3,9$ m und $t_{BL} \approx 5,1$ m liegen, sind abgesehen von einem etwas unruhigeren Verlauf der Messwertgraphen vom 10.05.2010 im Vergleich zu den Messwertgraphen vom 06.11.2009 keine signifikanten Unterschiede zwischen den zu den beiden unterschiedlichen Observationsterminen aufgezeichneten Messergebnissen zu erkennen.
- (2) Im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,2$ m und $t_{BL} \approx 3,9$ m ist bei den Wiederholungsmessungen am 10.05.2010 gegenüber der Erstbefahrung des Bohrlochs GSM 90 eine deutliche Aufweitung der Bohrlochkontur im Größenordnungsbereich von $\Delta d_{BL} > 1$ mm registriert worden.
- (3) Im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m unterscheiden sich die bei den Wiederholungsmessungen am 10.05.2010 generierten Messergebnisse maßgeblich von den bei der Erstbefahrung des Bohrlochs GSM 90 am 06.11.2009 aufgezeichneten Messergebnissen. Während die Messwertgraphen aller Messungen vom 06.11.2009 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m sehr ruhig verlaufen und nahezu identisch zueinander sind, was ein Indiz für eine ebenmäßige Beschaffenheit und Ungestörtheit der Bohrlochwand ist, nehmen die Messwertgraphen der Messungen vom 10.05.2010 im selben Teufenbereich sehr unruhige und stark von einander abweichende Verläufe an.
- (4) Alle Messwertgraphen der Wiederholungsmessungen vom 10.05.2010 erreichen im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m Minimalwerte, die weit unterhalb des Außendurchmessers der Bohrkronen von $d_{BK} = 101$ mm liegen. Das Erreichen der sehr kleinen Minimalwerte in Verbindung mit den unruhigen Verläufen der Messwertgraphen weist auf einen Verbrauch von Teilbereichen der Bohrlochkontur mit in den Bohrlochquerschnitt hineinragendem und an der Bohrlochsohle aufgehäuften Gestein im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m hin.

(c 2) *Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GSM 90*

Nachfolgend wird die Entwicklung der Bohrlochkontur in den Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 90 von $t_{BL} \approx 3,1$ m bis $t_{BL} \approx 3,3$ m und von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m im Observationszeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 anhand der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera dargestellt.

Zwar decken die in Bild 4.80 und Bild 4.82 dargestellten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera die zuvor im Rahmen der Vorstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GSM 90 diskutierten Teufenbereiche von $t_{BL} \approx 3,2$ m bis $t_{BL} \approx 3,9$ m und von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m in ihrem Erscheinungsbild nicht vollständig ab, aber dennoch sind sie repräsentativ und damit gut dazu geeignet, die Gründe für die unterschiedlichen Verläufe der Messwertgraphen in den beiden unterschiedlichen Teufenbereichen zu visualisieren.

Bild 4.80 zeigt die Entwicklung der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,1$ m und $t_{BL} \approx 3,3$ m im Observationszeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010.

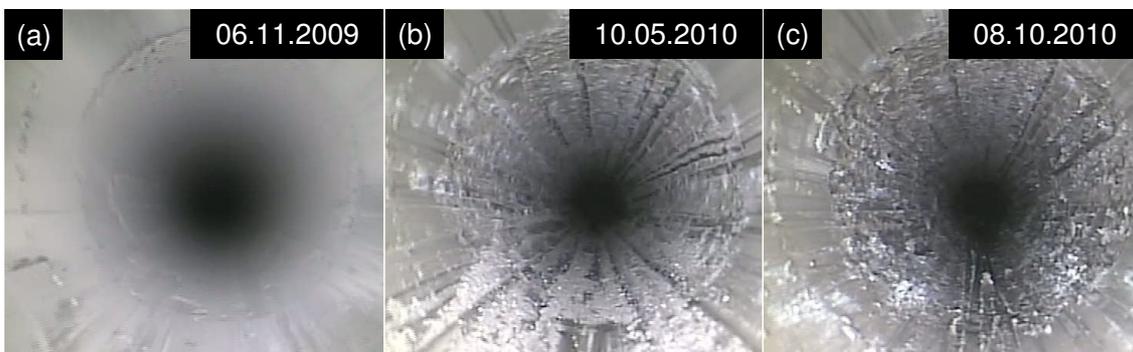


Bild 4.80: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 3,1$ m bis $t_{BL} \approx 3,3$ m innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010

Die in Bild 4.80(a) dargestellte Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 06.11.2009 zeigt eine durchgängig trockene Bohrlochwand im betrachteten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,1$ m und $t_{BL} \approx 3,3$ m. Obwohl die Bohrlochwand zum Zeitpunkt der Erstbefahrung noch zum Teil mit Bohrstaub bedeckt ist, ist bereits auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 06.11.2009 eine ringförmige Struktur im Gestein der Bohrlochwand identifizierbar. Bild 4.81 zeigt eine vergrößerte Darstellung von Bild 4.80(a), auf der die zum Zeitpunkt der Entstehung der Aufnahme relativ schwer zu erkennende ringförmige Struktur im Gestein der Bohrlochwand durch rote Pfeile grafisch hervorgehoben wird.

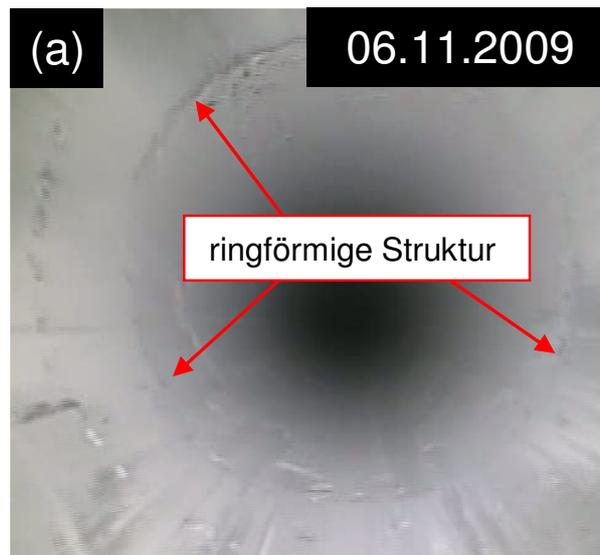


Bild 4.81: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.80(a) mit einer grafischen Kennzeichnung der ringförmigen Struktur im Gestein der Bohrlochwand

Beim Betrachten von Bild 4.80(b) erweckt die Bohrlochwand des Bohrlochs GSM 90 auf der dort dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera keinen staubigen und trockenen Eindruck mehr, so wie es noch ca. 6 Monate vorher in Bild 4.80(a) der Fall ist. Vielmehr vermittelt die auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera zu betrachtende Bohrlochwand im vorderen Abschnitt des betrachteten Teufenbereiches einen feucht glänzenden Eindruck. Ab der Teufe der in Bild 4.81 grafisch hervorgehobenen ringförmigen Struktur wechselt schlagartig die Beschaffenheit der Bohrlochwand. Die Bohrlochwand wirkt im Teufenbereich jenseits der ringförmigen Struktur unregelmäßig in ihrer Beschaffenheit und sie erweckt beim Betrachten von Bild 4.80(b) durchgängig einen aufgeweichten Eindruck. Darüber hinaus sind im gesamten in Bild 4.80(b) zu betrachtenden Teufenbereich die Spuren der Dreiarmkalibersonde deutlich zu erkennen. Da an jedem Observationstermin die Befahrung der Observationsbohrlöcher mit der Axial-Bohrlochkamera vor dem Befahren mit der Dreiarmkalibersonde stattgefunden hat, handelt es sich bei den in Bild 4.80(b) zu identifizierenden Spuren der Dreiarmkalibersonde um Spuren von der Erstbefahrung am 06.11.2009. Daher müssen die Rollen der Dreiarmkalibersonde sich entweder bereits am 06.11.2009 deutlich erkennbar in die Bohrlochwand des Bohrlochs GSM 90 hineingedrückt haben, was aufgrund der in Bild 4.80(a) zu identifizierenden Beschaffenheit der Bohrlochwand eher unwahrscheinlich erscheint oder entlang der Spuren der Dreiarmkalibersonde müssen sich veränderte hydraulische und / oder veränderte hydraulisch-mechanische Bedingungen ergeben haben, die bis zum 10.05.2010 für eine sich gegenüber den restlichen Bohrlochwandbereichen abhebende Erscheinungsform des Ge-

steins im Bereich der Spuren der Dreiarmkalibersonde geführt haben. Eine wissenschaftlich belegte Aussage zu den Ursachen für die deutliche Sichtbarkeit der Dreiarmkalibersondenspuren, die zu einem Zeitpunkt entstanden sind, als die Bohrlochwand einen sehr trockenen Anschein erweckt hat, konnte im Rahmen der Auswertung der im URL Tournemire gewonnenen Observationsdaten nicht erarbeitet werden. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf insbesondere im Hinblick auf das Aufsättigungsverhalten und das Aufweichungsverhalten von Tongesteinen im Allgemeinen und von Toarcium-Tongestein im Speziellen.

Noch etwas deutlicher als in Bild 4.80(b) ist der Teufenbereich mit der aufgeweichten Bohrlochwand auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.80(c) zu erkennen. Die über einen Zeitraum von mindestens fünf Monaten hinweg andauernde starke Feuchtigkeit im Bereich der Bohrlochwand hat trotz der stark veränderte Beschaffenheit der Bohrlochwand im betrachteten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,1$ m und $t_{BL} \approx 3,3$ m nicht zu Konturbrüchen mit Abschaltungen geführt.

Deutlich anders als im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,1$ m und $t_{BL} \approx 3,3$ m gestaltet sich die Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m, wie den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.82 entnommen werden kann.



Bild 4.82: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010

Entlang einer präexistenten Struktur in der Bohrlochwand kommt es im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m in Verbindung mit dem Anstieg des Feuchtigkeitsgehaltes im Gestein der Bohrlochwand zur Ausbildung einer große Teile der Bohrlochkontur betreffenden Abplatzung von Gestein aus der Bohrlochwand heraus. Bereits in der auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.82(a) zu betrachtenden staubigen und trocken wirkenden

Bohrlochwand ist ein Strukturelement im Gestein der Bohrlochwand zu erkennen, entlang dessen es später im Zeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 10.05.2010 zur Ausbildung einer massiven Schädigung der Bohrlochwand gekommen ist. Bild 4.83 zeigt eine Vergrößerung von Bild 4.82(a), in der die präexistente Strukturen in der Bohrlochwand durch Pfeile gekennzeichnet sind.

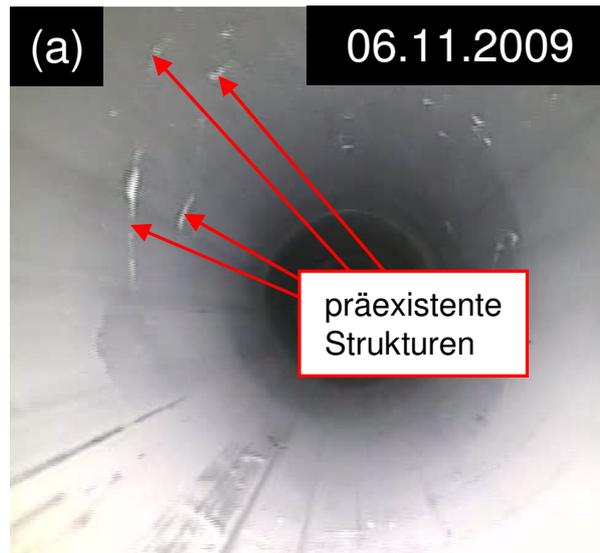


Bild 4.83: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.82(a) mit einer grafischen Kennzeichnung der präexistenten Strukturen im Gestein der Bohrlochwand

In Bild 4.82(b) ist die stark geschädigte Bohrlochwand am 10.05.2010 zu betrachten. Besonders entlang der linken Hälfte der Bohrlochkontur ist ein großer Bereich entstanden, in dem sich Gestein aus der Bohrlochwand heraus gelöst hat. Große Mengen losen Gesteins liegen aufgehäuft im Bereich der Bohrlochsohle. Darüber hinaus ist Bild 4.82(b) zu entnehmen, dass im Vorfeld des stark geschädigten Bohrlochwandbereiches weiteres Gestein beginnt, sich aus der Bohrlochwand heraus zu lösen. Die Betrachtung der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.82(c) zeigt, dass die Gesteinsabschalungen im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,1$ m und $t_{BL} \approx 5,3$ m bis zum 08.10.2010 weiter vorangeschritten sind. Eine vergrößerte Darstellung von Bild 4.82(c) kann in Bild 4.84 betrachtet werden.



Bild 4.84: Vergrößerte Darstellung von Bild 4.82(c) mit einer grafischen Kennzeichnung von einer Gesteinsabplatzung im Firstbereich, einer fortschreitenden Herauslösung von Gestein aus der Bohrlochwand heraus sowie von aufgestautem Sickerwasser im hinteren Teufenbereich des Bohrlochs GSM 90

In Bild 4.84 sind drei signifikante Auswirkungen der zeitabhängigen Entwicklung innerhalb des Bohrlochs GSM 90 zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 grafisch hervorgehoben:

- (1) die Ausbildung einer großen Gesteinsabplatzung im Firstbereich des betrachteten Bohrloch-Teufenbereiches,
- (2) das weitere Vorschreiten der Ablösung von Gestein aus der Bohrlochwand entlang der präexistente Strukturen und
- (3) die Aufstauung von Wasser durch das in der Bohrlochsohle liegende Gesteinshaufwerk jenseits des Teufenbereiches mit der stark geschädigten Bohrlochwand.

Bezüglich der Entwicklung des beobachteten hydraulisch-mechanisch gekoppelten Tragverhaltens im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m des Bohrlochs GSM 90 ist die Frage zu formulieren, ob hier in erster Linie das hauptsächlich mechanisch bedingte Versagen der Bohrlochwand entlang von präexistente Strukturen einen starken Wasserzutritt ermöglicht hat oder ob in dem schichtungsparallel ausgerichteten Bohrloch GSM 90 in erster Linie ein lokaler starker Wasserzutritt das Versagen der Bohrlochwand entlang von präexistente Strukturen beschleunigt hat. Auf Basis der im Rahmen dieses Vorhabens im Bohrloch GSM 90 generierten Observationsdaten kann keine wissenschaftlich belegte Aussage darüber



getroffen werden, ob im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m das Wasser primär entlang präexistenter Strukturen oder doch eher entlang hydraulisch leitfähiger Schichtflächen oder vielleicht sogar gleichmäßig entlang der Porenräume der Gesteinsmatrix dem Bohrloch GSM 90 zugetreten ist, um dort zu einer Schwächung der Bohrlochwand zu führen, aus der schließlich die in Bild 4.84 zu beobachtenden Schädigungen der Bohrlochwand resultiert haben. Ebenfalls nicht beantwortet werden kann die Frage, ob es auch bei einem weniger intensiven Wasserzutritt in das Bohrloch GSM 90 hinein und einem somit auch geringeren Feuchtegehalt des Gesteins der Bohrlochwand entlang der präexistenten Strukturen im Gestein der Bohrlochwand zu ähnlich stark ausgeprägten Gesteinsabplatzungen aus der Bohrlochwand heraus gekommen wäre, wie sie sich tatsächlich im Bohrloch GSM 90 ereignet haben und wie sie in Bild 4.82(b) und Bild 4.82(c) zu betrachten sind. Unabhängig davon, wie die Faktoren „Wasserzutritt“ und „präexistente Strukturen“ als Ursachen für den partiellen Verbruch des Bohrlochs GSM 90 zu gewichten sind, führt das Beispiel des Bohrlochs GSM 90 eindrucksvoll vor Augen, einen wie großen Einfluss auf das Tragverhalten eines Hohlraums lokale Inhomogenitäten mit einem verstärkten Zutritt von Porenwasser auch innerhalb des URL Tournemire haben können. Dieses Observationsergebnis ist besonders interessant, da innerhalb des URL Tournemire ein eher als gering anzusehender Porenwasserdruck und eine sehr geringe Gebirgspermeabilität vorliegen und darüber hinaus das dort anstehende Toarcium-Tongestein im Vergleich zu Tongesteinen anderer Standorte doch eher eine größere Festigkeit aufweist.

(c 3) Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation für das Bohrloch GSM 90

Zur abschließenden Vorstellung und Diskussion der Observationsarbeiten mit Axial-Bohrlochkamera und Dreiarmkalibersonde im Bohrloch GSM 90 sind in Bild 4.85 die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde vom 06.11.2009 und vom 10.05.2010 ausgewählten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vom 06.11.2009 und vom 10.05.2010 aus den beiden vorangehend schon ausführlich vorgestellten Teufenbereichen von $t_{BL} \approx 3,1$ m bis $t_{BL} \approx 3,3$ m und von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,3$ m gegenübergestellt.

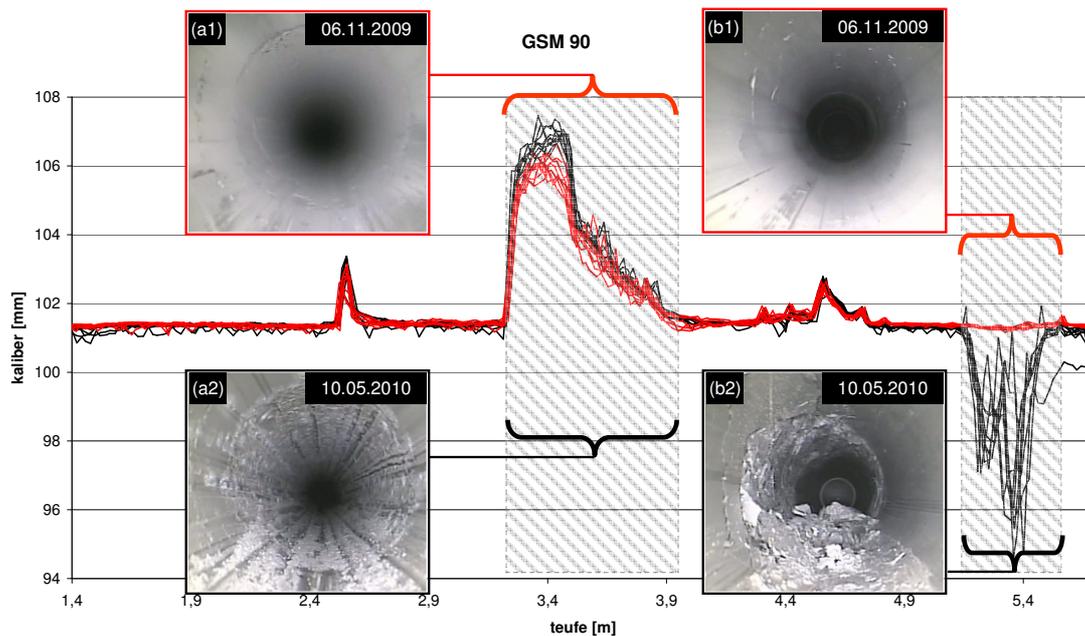


Bild 4.85: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videobefahrungen vom 06.11.2009 und vom 10.05.2010

Die in Bild 4.85(a1) und in Bild 4.85(a2) dargestellten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera visualisieren, wie die durch den Anstieg des Feuchtigkeitsgehaltes im Bohrloch GSM 90 bedingte Aufweichung der Bohrlochwand zwischen dem 06.11.2009 und dem 10.05.2010 zu einer den Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde entnehmbaren scheinbaren Aufweitung der Bohrlochkontur geführt haben. Es handelt sich bei der mittels der Dreiarmkalibersonde gemessenen Bohrlochkonturaufweitung daher nicht um eine tatsächliche Bohrlochkonturaufweitung, sondern um eine scheinbare Bohrlochkonturaufweitung, da im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,2$ m und $t_{BL} \approx 3,9$ m weder eine Abplattung von Gestein aus der Bohrlochwand heraus noch eine Bohrlochwanddivergenz stattgefunden hat. Der Grund für die im Vergleich zur Befahrung vom 06.11.2009 größeren von der Dreiarmkalibersonde ermittelten Kaliberwerte der Befahrung vom 10.05.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 3,2$ m bis $t_{BL} \approx 3,9$ m ist eher darin zu sehen, dass die Messarme der Dreiarmkalibersonde sich am 10.05.2010 tiefer in das aufgeweichte Gestein der Bohrlochwand eindrücken konnten, als sie sich am 06.11.2009 in das relativ trockene Gestein der Bohrlochwand eindrücken konnten.

Die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.85(b1) und Bild 4.85(b2) stellen die standfeste Bohrlochwand vom 06.11.2009, in der nur einige leichte Schädigungsstrukturen erkennbar sind, der stark geschädigten Bohrlochwand vom 10.05.2010 gegenüber und liefern somit die Begründung dafür, weshalb die Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde am 06.11.2009 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,1$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m einen sehr ruhigen Verlauf auf-

weisen, während die Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde vom 10.05.2010 im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,1$ m und $t_{BL} \approx 5,5$ m sehr unruhig verlaufen und Minimalwerte weit unterhalb des ursprünglichen Bohrlochkalibers von $d_{BL} \approx 101$ mm erreichen.

(c 4) *Ergebnisse der Luftfeuchtemessungen im Bohrloch GSM 90*

Zusätzlich zu den Messungen mit der Axial-Bohrlochkamera und der Dreiarmkalibersonde sind im Bohrloch GSM 90 in dem dreitägigen Zeitraum vom 08.10.2010 bis zum 11.10.2010 zwei kombinierte Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen durchgeführt worden.

Zur Durchführung der beiden kombinierten Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen sind je ein Luftfeuchte- und Temperatursensor in unmittelbarer Nähe des Mundes des Bohrlochs außerhalb des Bohrlochs GSM 90 und ein Luftfeuchte- und Temperatursensor in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m innerhalb des Bohrlochs GSM 90 installiert worden. Die Messergebnisse des in der unmittelbaren Nähe des Bohrlochmundes außerhalb des Bohrlochs GSM 90 installierten Messensors zeigt Bild 4.86.

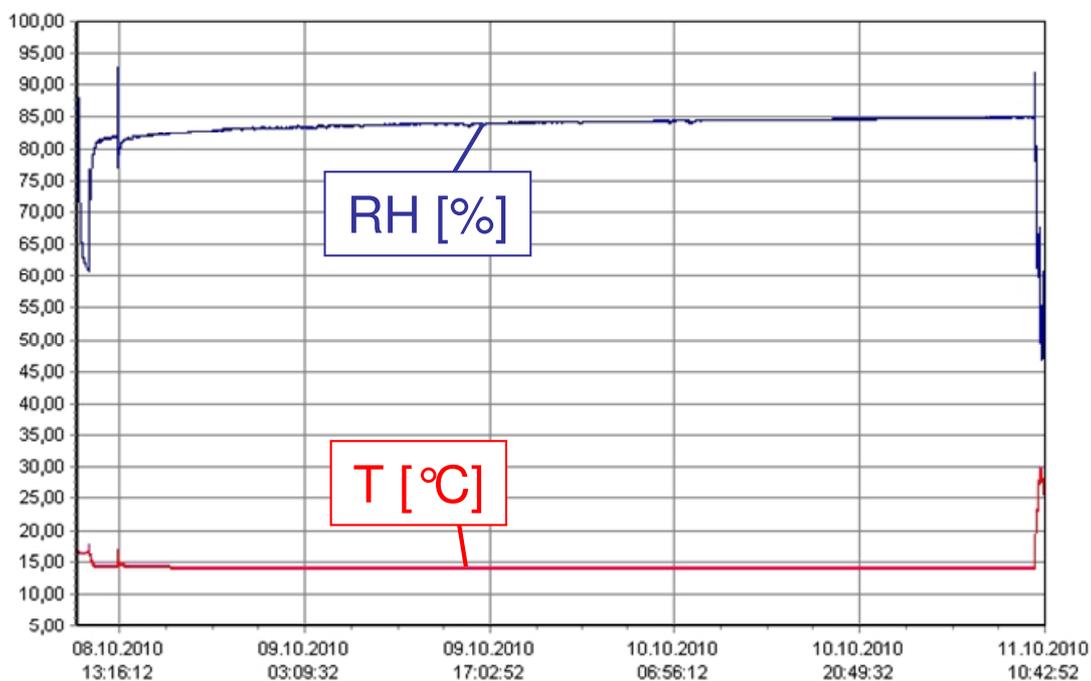


Bild 4.86: *Ergebnisse der Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen in der Gallery 08 in der unmittelbaren Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs GSM 90*

Die Messergebnisse des in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m innerhalb des Bohrlochs GSM 90 installierten Messensors werden in dem Diagramm in Bild 4.87 dargestellt.

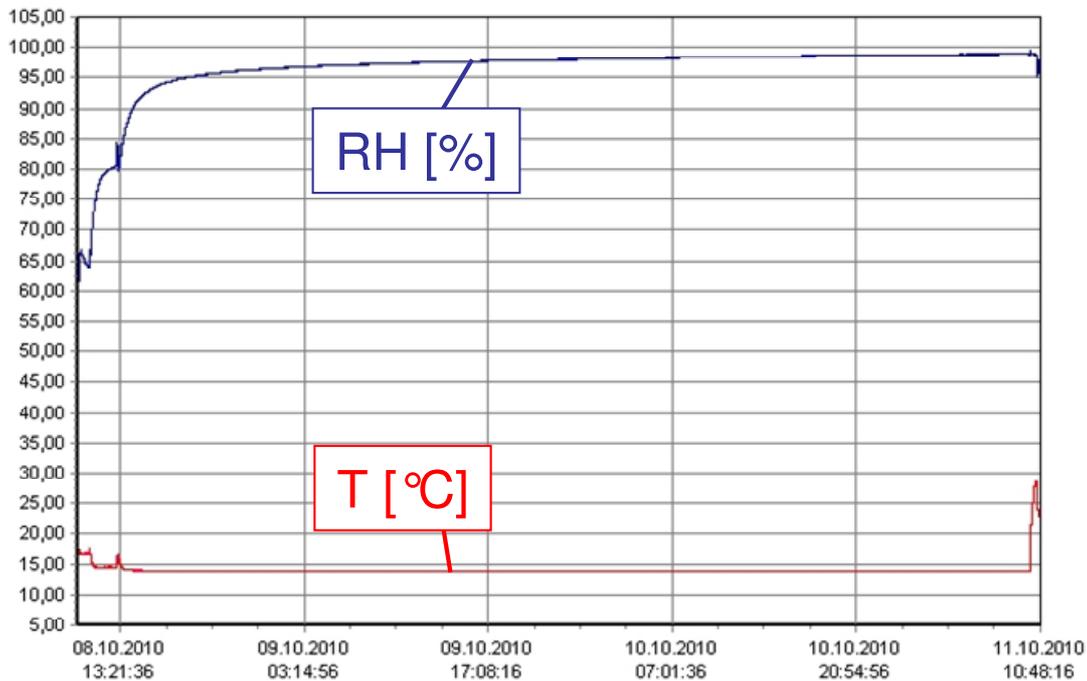


Bild 4.87: Ergebnisse der Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen im Bohrloch GSM 90 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m

Nach einer kurzen Akklimatisierungsphase kurz nach Beginn der Messungen zeichnen beide Messsensoren im Verlauf der gesamten annähernd drei Tage lang andauernden Messungen sehr konstant eine Temperatur von $T \approx 13^\circ\text{C}$ auf, unabhängig davon, ob der Messsensor sich außerhalb des Bohrlochs in der Nähe des Bohrlochmundes befindet oder in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m innerhalb des Bohrlochs GSM 90. Schwankungen der Messwertgraphen der Temperaturmessungen und der Luftfeuchtigkeitsmessungen in Bild 4.86 und in Bild 4.87 mit lokalen Minima und Maxima zu Beginn und am Ende des Messzeitraums sind Artefakte, die durch die Handhabung der Messsensoren bei der Installation im Bohrloch und am Bohrlochmund bzw. bei der Deinstallation der Messsensoren verursacht worden sind. Die Messwertgraphen der Luftfeuchtigkeitsmessungen unterscheiden sich in zweierlei Hinsicht von den Messwertgraphen der Temperaturmessungen:

- (1) Die Messwertgraphen der Luftfeuchtigkeitsmessungen nehmen nicht nach kurzer Zeit einen für die restliche Zeit der Messung konstanten Wert an wie die Messwertgraphen der Temperaturmessungen ($T \approx 13^\circ\text{C}$).
- (2) Die beiden Luftfeuchtigkeits-Messwertgraphen weisen nicht unabhängig davon, ob sie von dem Messsensor, der außerhalb des Bohrlochs GSM 90 in der unmittelbaren Umgebung des Bohrlochmundes installiert gewesen ist, oder von dem Messsensor, der in einer



Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m innerhalb des Bohrlochs GSM 90 installiert gewesen ist, aufgezeichnet worden sind, identische Verläufe auf.

Während der in der unmittelbaren Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs GSM 90 in der Gallery 08 befindliche Messsensor einen Messwertgraph aufgezeichnet hat, der sich im Verlauf der drei Tage lang andauernden Messung asymptotisch an einen Messwert der relativen Luftfeuchte von $R_H \approx 85$ % annähert, zeigt der Messwertgraph des Messsensors, der im Bohrloch GSM 90 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m installiert gewesen ist, einen bis zum Ende des Messzeitraums asymptotisch ansteigenden Verlauf bis hin zu einem Messwert von $R_H \approx 99$ %. Bereits nach einem Messzeitraum von $T_M \approx 12$ h erreicht hier der Messwertgraph einen Zahlenwert von $R_H \approx 96$ %. In den verbleibenden in etwa zweieinhalb Tagen des Messzeitraums erfolgt dann die in etwa asymptotische Annäherung des Messwertgraphs an einen Zahlenwert von $R_H \approx 99$ %. Dass bei einer weiteren Fortführung der Luftfeuchtemessung über mehrere Tage oder Wochen hinweg auch ein Messwert von $R_H \approx 100$ % in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m erreicht worden wäre, ist als sehr wahrscheinlich anzusehen. Aufgrund des Verlaufs des nahe des Bohrlochmundes des Bohrlochs GSM 90 in der Gallery 08 aufgezeichneten Messwertgraphen und aufgrund des im Bohrloch GSM 90 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m aufgezeichneten Luftfeuchtemesswertgraphen sowie aufgrund des Vergleichs mit den in Bild 4.59 und Bild 4.60 dargestellten Ergebnissen der Luftfeuchtemessung aus der Gallery 96 und aus dem Bohrloch GEM 90 lassen sich drei Schlussfolgerungen ziehen:

- (1) Tiefer im Bohrloch GSM 90 herrscht im Messzeitraum mit Messwerten von $R_H \approx 99$ % eine noch höhere Luftfeuchtigkeit als in der unmittelbaren Umgebung des Mundes des Bohrlochs GSM 90, in der ein maximaler Messwert von $R_H \approx 85$ % ermittelt worden ist.
- (2) Der ruhige Verlauf des Messwertgraphs der Luftfeuchtemessung in der Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs GSM 90 sowie der dort erreichte maximale Messwert von $R_H \approx 85$ % weisen auf konstantere und trockenere Bedingungen im Bezug auf die relative Luftfeuchte in der Gallery 08 des URL Tournemire hin als in der näher an den Ausgängen des URL Tournemire gelegenen Gallery 96, in der in der Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs GEM 90 im Verlauf der Messung schwankende Messwerte der relativen Luftfeuchtigkeit zwischen $R_H \approx 91$ % und $R_H \approx 93$ % ermittelt worden sind.
- (3) Obwohl die Gallery 08 im Vergleich zur Gallery 96 der insgesamt etwas trockenere Bereich des URL Tournemire zu sein scheint, herrschen in dem in der Gallery 08 abgeteuf-

ten Bohrloch GSM 90 noch etwas feuchtere Bedingungen mit einer maximalen gemessenen Luftfeuchtigkeit von $R_H \approx 99 \%$ als in dem in der Gallery 96 abgeteuften Bohrloch GEM 90, in dem ein maximaler Luftfeuchtigkeitswert von $R_H \approx 98 \%$ ermittelt worden ist.

Von wissenschaftlichem Interesse und daher gegebenenfalls als weiterführende Aufgabenstellung für nachfolgende Forschungsarbeiten anzusehen könnte es sein, anhand von Wiederholungsmessungen zu ermitteln, inwieweit sich jahreszeitlich bedingte äußere klimatische Schwankungen auf die klimatischen Bedingungen (Luftfeuchtigkeit und Temperatur) in den unterschiedlich tief im Inneren der Tongesteinsformation des URL Tournemire angeordneten Bohrlöchern GEM 90 und GSM 90 auswirken.

(d) *Observationsbohrloch GSM 135*

(d 1) *Ausgewählte Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch GSM 135*

Einen Blick in den südlichen Teil der Gallery 08 mit der schematischen Darstellung der Anordnung des Bohrlochs GSM 135 sowie der vier weiteren observierten GSM-Bohrlöcher zeigt Bild 4.88.

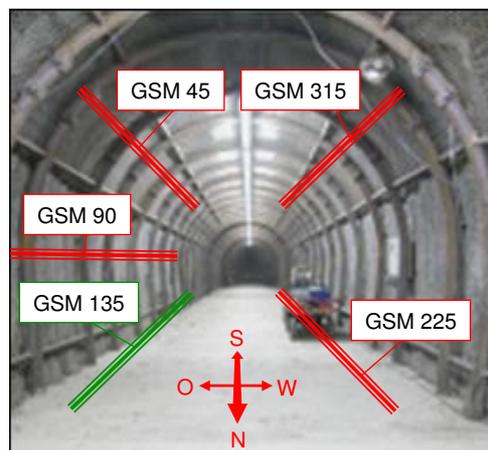


Bild 4.88: Blick in den südlichen Teil der Gallery 08 mit schematisch dargestellter Anordnung des Bohrlochs GSM 135 sowie der vier weiteren observierten GSM-Bohrlöcher

In Bild 4.89 sind die Ergebnisse aller Messungen mit der Dreiarmlkalibersonde aus dem Bohrloch GSM 135 dargestellt.

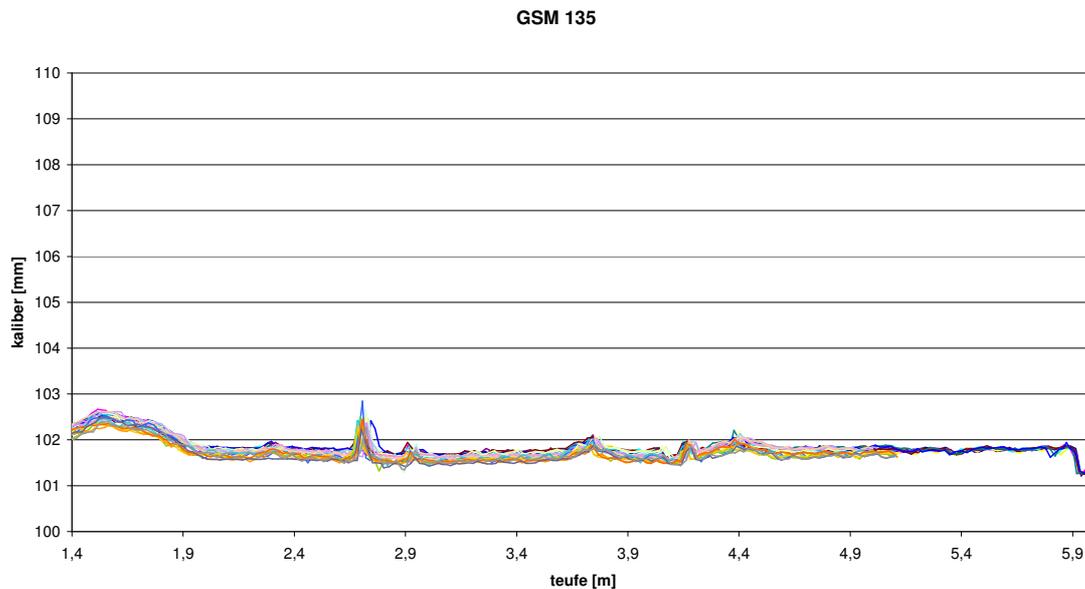


Bild 4.89: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GSM 135 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen

Vorwegzunehmen ist, dass im Bohrloch GSM 135 anders als im Bohrloch GSM 90 kein Versagen der Bohrlochwand innerhalb des Observationszeitraums erfolgt ist und somit eine Befahrung des Bohrlochs GSM 135 sowohl mit der Axial-Bohrlochkamera wie auch mit der Dreiarmkalibersonde an allen drei Observationsterminen möglich gewesen ist. Bild 4.89 zeigt insgesamt ruhig und annähernd parallel zueinander verlaufende Messwertgraphen mit gemessenen Kaliberwerten von $101 \text{ mm} < d_{BL} < 103 \text{ mm}$ für alle mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Messungen. Allerdings sind zwei Tatsachen bei der Betrachtung der Messwertgraphen in Bild 4.89 auffällig:

- (1) Die Bandbreite der in den einzelnen Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 135 gemessenen Kaliberwerte ist deutlich erkennbar größer als beispielsweise ihre Bandbreite im zuvor bereits vorgestellten Bohrloch GSM 45. Wie nachfolgend die Vorstellung der Observationsergebnisse aus den Bohrlöchern GSM 225 und GSM 315 noch aufzeigen wird, ist die Bandbreite der Messwerte der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GSM 135 auch größer als die Bandbreite der in den weiteren zwei im Rahmen dieses Vorhabens im URL Tournemire untersuchten Bohrlöchern GSM 225 und GSM 315 gemessenen Kaliberwerte. In Bild 4.108 sind die diesbezüglichen Ergebnisse für einen Vergleich nebeneinander gestellt.

(2) Nicht alle Messungen sind offensichtlich bis zum Bohrlochtiefsten durchgeführt worden, sondern einige der Messungen sind in einer Teufe von $t_{BL} \approx 5,0$ m abgebrochen worden.

Zwecks einer genaueren Analyse der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GSM 135 werden die ermittelten Messwertgraphen in dem Diagramm in Bild 4.90 farblich differenziert den einzelnen Observationsterminen zugeordnet.

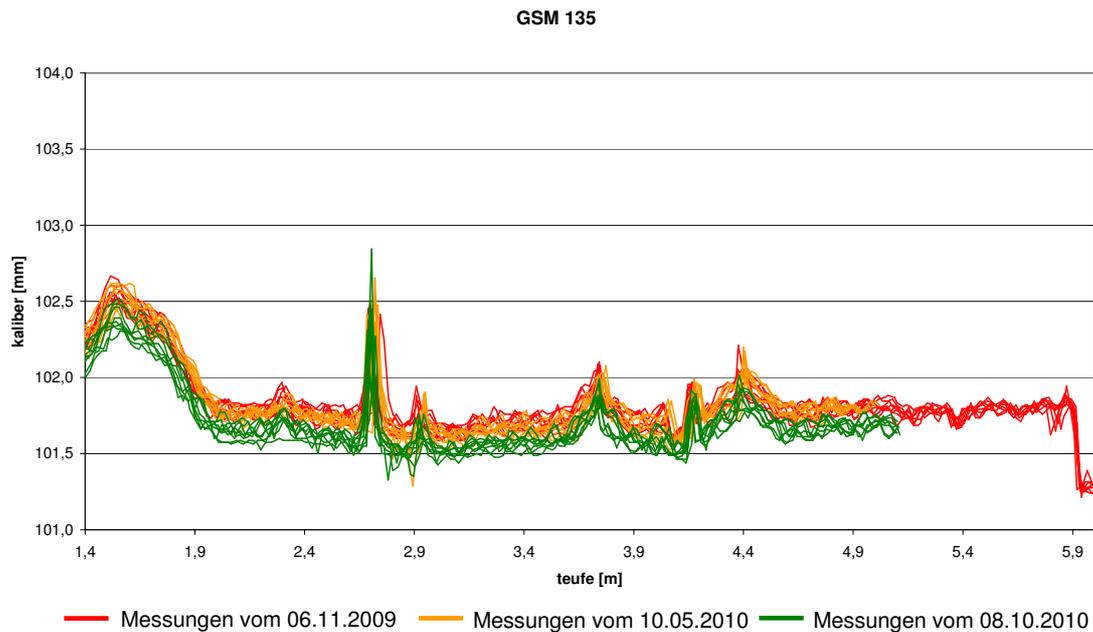


Bild 4.90: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GSM 135 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen mit einer höheren Auflösung der gemessenen Kaliberwerte als in Bild 4.89 und mit einer farblichen Differenzierung der ermittelten Messwerte entsprechend dem Befahrungsdatum

Dazu ist die Farbzweisung zeitlich so verwendet worden, wie sie bereits für die Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GSM 45 angewendet worden ist und wie sie auch nachfolgend bei der Vorstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus den Bohrlöchern GSM 225 und GSM 315 Anwendung findet. Alle Messwertgraphen der Messungen vom 06.11.2009 sind in Bild 4.90 rot dargestellt, während die Messergebnisse vom 10.05.2010 orangefarben dargestellt sind und den Messwertgraphen vom 08.10.2010 die Farbe Grün zugewiesen worden ist. Darüber hinaus ist zur Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde in Bild 4.90 die Skalierung der Y-Achse so gewählt worden, dass Messergebnisse aus dem Messwertbereich zwischen $101 \text{ mm} < d_{BL} < 104 \text{ mm}$ dargestellt werden können. Die gewählte Skalierung der Y-Achse ermöglicht erstens eine Darstellung sämtlicher Messergebnisse aus den GSM-Bohrlöchern, abgesehen von den Mess-

ergebnissen aus dem Bohrloch GSM 90, und ist zweitens gut dazu geeignet, die zeitabhängige Entwicklung des Deformationsverhaltens innerhalb der GSM-Bohrlöcher anhand der Darstellung der Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde zu visualisieren. Der Betrachtung der Messwertgraphen in Bild 4.90 sind drei zentrale Informationen zu entnehmen:

- (1) Eine Befahrung des Bohrloch GSM 135 mit der Dreiarmkalibersonde bis zum Bohrloch-tiefsten konnte nur am ersten Befahrungstermin am 06.11.2009 durchgeführt werden.
- (2) Zwischen den am 06.11.2009 generierten Messergebnissen und den am 10.05.2010 generierten Messergebnissen bestehen keine optisch identifizierbaren signifikanten Unterschiede.
- (3) Die Messwertgraphen der Messungen vom 08.10.2010 liegen deutlich unterhalb der Messwertgraphen der früheren zwei Observationstermine, was auf eine Konvergenz im Bohrloch GSM 135 im Zeitraum zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 hinweist.

Die Erklärung dafür, dass an den Observationsterminen am 10.05.2010 und am 08.10.2010 eine Befahrung des Bohrlochs GSM 135 mit der Dreiarmkalibersonde nur jeweils bis in eine Tiefe von in etwa $t_{BL} \approx 5,0$ m durchgeführt worden ist, erfolgt im nachfolgenden Abschnitt im Rahmen der Vorstellung ausgewählter Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GSM 135 mit der Axial-Bohrlochkamera.

(d 2) Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GSM 135

Bild 4.91 zeigt Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,6$ m bis $t_{BL} \approx 2,8$ m. Auf allen drei in Bild 4.91 dargestellten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera ist eine ringförmige Struktur zu erkennen, die sich optisch deutlich von den übrigen Bohrlochwandbereichen des Bohrlochs GSM 135 im hier betrachteten Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,6$ m bis $t_{BL} \approx 2,8$ m abhebt.

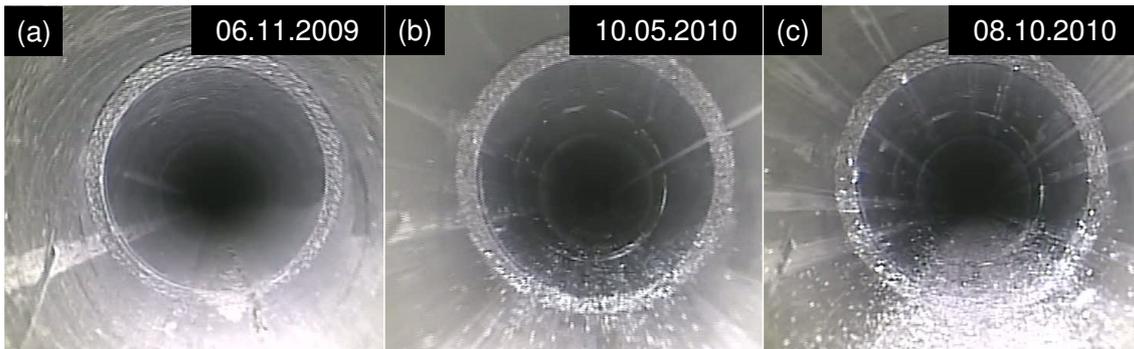


Bild 4.91: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,6$ m bis $t_{BL} \approx 2,8$ m innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010

Der Vergleich von Bild 4.91(a), Bild 4.91(b) und Bild 4.91(c) ergibt, dass die ringförmige Struktur keiner optisch deutlich erkennbaren Veränderung innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010 unterliegt. Es entsteht bei der optischen Begutachtung nicht der Eindruck, als würde das Gestein der Bohrlochwand im Bereich der ringförmigen Struktur aufweichen oder in irgendeiner anderen Form seine Beschaffenheit verändern. Die in allen drei Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.91 zu erkennende ringförmige Struktur scheint auch keinerlei negativen Einfluss auf die Stabilität der Bohrlochwand im betrachteten Teufenbereich auszuüben, denn die Bohrlochwand erweist sich über den gesamten Observationszeitraum als standfest.

Aufgrund der Unveränderlichkeit der ringförmigen Struktur im gesamten Observationszeitraum liegt die Annahme nahe, dass im betrachteten Teufenbereich ein Festgesteinseinschluss beim Abteufen des Bohrlochs GSM 135 durchteuft worden ist. Bezüglich der zeitabhängigen Entwicklung des Teufenbereichs von $t_{BL} \approx 2,6$ m bis $t_{BL} \approx 2,8$ m lässt sich anhand der optischen Begutachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera lediglich feststellen, dass der Feuchtigkeitsgehalt des Gesteins der Bohrlochwand zwischen dem ersten Observationstermin am 06.11.2009 und dem zweiten Observationstermin am 10.05.2010 deutlich zugenommen hat. Während die Bohrlochwand auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 06.11.2009 in Bild 4.91(a) beim Betrachten einen matten und daher eher trockenen Eindruck hinterlässt, glänzt die Bohrlochwand auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vom 10.05.2010 und vom 08.10.2010, die in Bild 4.91(b) und Bild 4.91(c) dargestellt sind, feucht.

Die Entwicklung des Bohrlochteufenbereichs zwischen $t_{BL} \approx 2,6$ m und $t_{BL} \approx 2,8$ m kann als repräsentativ für das sehr gute Tragverhalten der Bohrlochwand des gesamten Bohrlochs

GSM 135 angesehen werden, da es, wie die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde es bereits haben vermuten lassen, an keiner Stelle des Bohrlochs GSM 135 zur Ausbildung einer Gesteinsabplattung oder einer Gesteinsablösung aus der Bohrlochwand heraus gekommen ist. Während die Bohrlochwand im Teufenbereich des Bohrlochs GSM 135 zwischen dem Bohrlochmund und einer Teufe von $t_{BL} \approx 5,0$ m am 06.11.2009 trocken erscheint, hat die Auswertung des am 06.11.2009 von der Axial-Bohrlochkamera aufgenommenen Videos aufgezeigt, dass die Bohrlochwand im Bereich des letzten Teufenmeters vor dem Bohrlochtiefsten bereits zum Zeitpunkt der Erstbefahrung einen optisch deutlich erkennbar erhöhten Feuchtegehalt hatte. Der Feuchtigkeitsgehalt im hinteren Abschnitt des Bohrloch GSM 135 ist bereits am ersten Observationstermin derart hoch gewesen, dass sich etwas Wasser am Bohrlochtiefsten angesammelt hat. Dieser Sachverhalt kann Bild 4.92(a) entnommen werden.

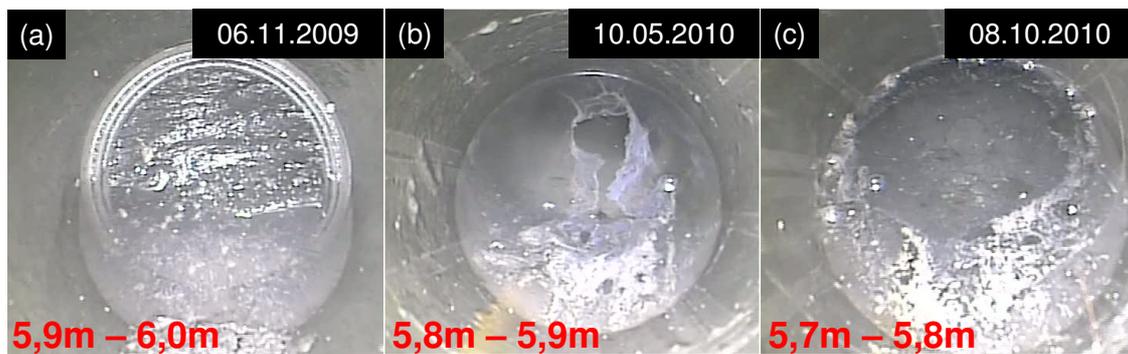


Bild 4.92: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur im Teufenbereich unmittelbar am Bohrlochtiefsten innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010 mit einem Anstieg des Sickerwasserspiegels

Die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.92(b) und Bild 4.92(c) zeigen, dass sich zwischen dem zweiten und dem dritten Observationszeitpunkt weiteres Wasser am Bohrlochtiefsten des unter $\delta = 45^\circ$ schräg nach unten orientierten Bohrlochs GSM 135 angesammelt hat. Bild 4.92(b) kann entnommen werden, dass bis zum 10.05.2010 der Wasserspiegel des am Bohrlochtiefsten aufgestauten Wassers gegenüber dem 06.11.2009 um etwa $\Delta h_w \approx 0,1$ m angestiegen ist. Bild 4.92(c) zeigt, dass der Wasserspiegel zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 um in etwa weitere $\Delta h_w \approx 0,1$ m angestiegen ist. Aus dem zu beobachteten Anstieg des Wasserspiegels am Bohrlochtiefsten des Bohrlochs GSM 135 lässt sich grob eine Zuflussrate von in etwa $Q \approx 2$ l/a für das Bohrloch GSM 135 herleiten. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass es sich bei der ermittelten Zuflussrate um eine grobe Näherung handelt, da die Teufenzählung der Axial-Bohrlochkamera nur den Dezimeterbereich auflösen kann und

da Verdunstungseffekte und Versickerungseffekte nicht berücksichtigt werden können. Einen Hinweis auf die Ursache für den recht starken Wasserzutritt im Bohrloch GSM 135 gibt die in Bild 4.93 dargestellte Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera.

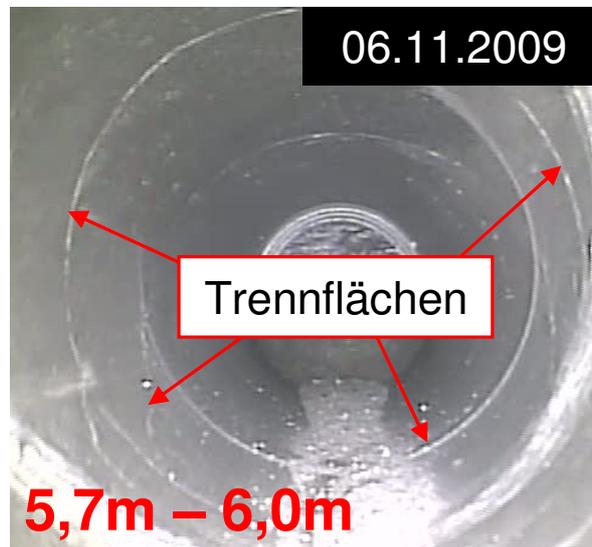


Bild 4.93: Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,7$ m bis zum Bohrlochtiefsten mit der grafischen Kennzeichnung von in der Bohrlochwand zu erkennenden Trennflächen

Die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.93 zeigt zahlreiche linienartige Strukturen in der Bohrlochwand, bei denen es sich mit großer Wahrscheinlichkeit um Trennflächen handelt, die zu den Randbereichen der in Bild 4.35 dargestellten Hauptstörungszone gehören. Bedingt durch das Vorhandensein zahlreicher Trennflächen herrscht im hinteren Teufenbereich des Bohrlochs GSM 135 offensichtlich eine erhöhte hydraulische Leitfähigkeit des Gebirges, die schließlich zu dem relativ gesehen starken observierten Wasserzutritt geführt hat.

(d 3) Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation für das Bohrloch GSM 135

Zum Abschluss der Vorstellung und Diskussion der Observationsergebnisse aus dem Bohrloch GSM 135 erfolgt in Bild 4.94 eine Gegenüberstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch GSM 135 mit ausgewählten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 aus dem Bohrloch GSM 135.

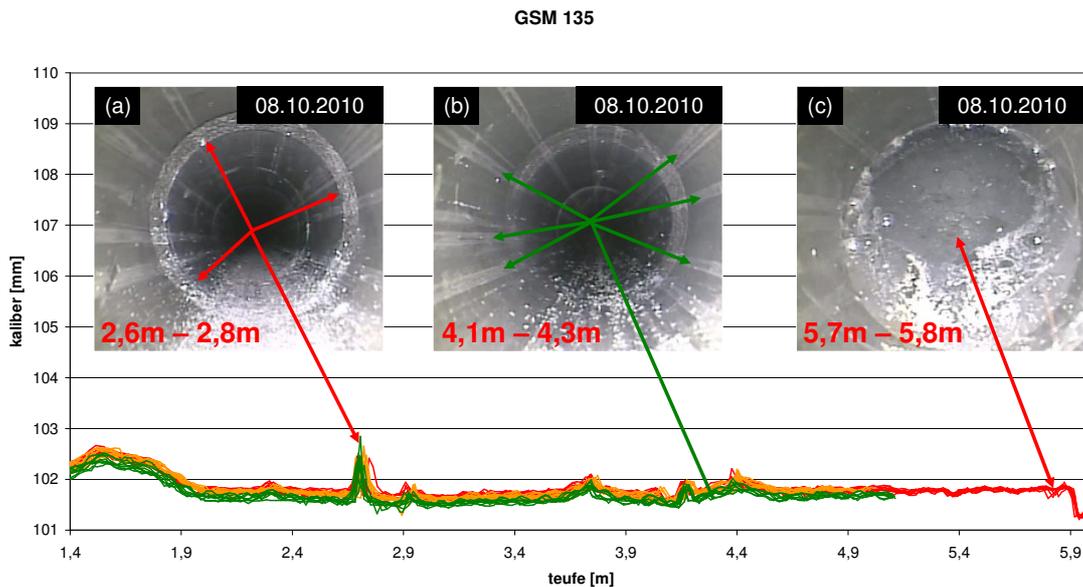


Bild 4.94: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videobefahrung vom 08.10.2010

Bild 4.94(a) entspricht Bild 4.91(a) und stellt den Zusammenhang her zwischen der ringförmigen Struktur in der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,6$ m und $t_{BL} \approx 2,8$ m und den in diesem Teufenbereich von den Messwertgraphen sämtlicher im Bohrloch GSM 135 mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Messungen angenommenen maximalen Kaliberwerten. Die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 in Bild 4.94(b) zeigt eine weitere ringförmige Struktur in der Bohrlochwand innerhalb des Bohrlochs GSM 135. Im dargestellten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,1$ m und $t_{BL} \approx 4,3$ m hat die zu erkennende ringförmige Struktur jedoch keinen signifikanten Einfluss auf den Verlauf der Messwertgraphen, wie Bild 4.94 entnommen werden kann. Die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.94(b) ist willkürlich ausgewählt worden und steht stellvertretend für den Zustand der Bohrlochwand im gesamten Bohrloch GSM 135. Die Bohrlochwand erweckt beim Betrachten einen zwar feuchten, aber dennoch glatten und ungeschädigten Eindruck. Allerdings sind die Spuren der Dreiarmkalibersonde deutlich entlang der Bohrlochwand zu erkennen, was ein Indiz sein könnte für eine Aufweichung und eine damit langsam einhergehende Entfestigung der Bohrlochwand (softening).

Der feuchtigkeitsbedingte Festigkeitsverlust im Gestein der Bohrlochwand könnte den Grund darstellen für die zunehmende Konvergenz im Bohrloch GSM 135 zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010. Durch eine softening-bedingte Konvergenzratensteigerung einer zwar leicht aufgeweichten, aber dennoch standfesten Bohrlochwand ließe sich auch erklären, wes-



halb in den Bohrlöchern GSM 45, GSM 135, GSM 225 und GSM 315 eine anhand der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde deutlich erkennbare Konvergenz erst zwischen dem zweiten Observationstermin am 10.05.2010 und dem dritten Observationstermin am 08.10.2010 detektiert worden ist. Darüber hinaus könnte durch softening-Effekte auch erklärt werden, weshalb es im Bohrloch GSM 135, dem Bohrloch mit dem abgesehen vom Bohrloch GSM 90 stärksten observierten Wasserzutritt aller GSM-Bohrlöcher, zu den größten gemessenen Konvergenzen gekommen ist. Zur Verdeutlichung der im Gestein der Bohrlochwand ablaufenden softening-Effekte sind die in der leicht aufgeweichten Bohrlochwand des Bohrlochs GSM 135 erkennbaren Spuren der Dreiarmkalibersonde in Bild 4.94(b) durch grüne Pfeile gekennzeichnet, die den kausalen Zusammenhang zwischen der Aufweichung der Bohrlochwand und den Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde vom 08.10.2010 symbolisieren sollen.

Bild 4.94(c) zeigt die bereits in Bild 4.92(c) dargestellte Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera von dem im Bohrlochtiefsten aufgestauten Wasser am 08.10.2010. Die Aufnahme veranschaulicht, dass aufgrund des relativ gesehen starken Wasserzutritts in das Bohrloch GSM 135 an den letzten beiden Observationsterminen keine Befahrungen bis zum Bohrlochtiefsten mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführt werden konnten.

(e) Observationsbohrloch GSM 225

(e 1) Ausgewählte Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch GSM 225

Wie beim Bohrloch GSM 135 handelt es sich auch beim Bohrloch GSM 225 um ein schräg nach unten in die Sohle der Gallery 08 abgeteuftes Bohrloch. Allerdings ist das Bohrloch GSM 225 entsprechend Bild 4.95 auf der westlichen Seite schräg nach unten in die Sohle der Gallery 08 abgeteuft worden.

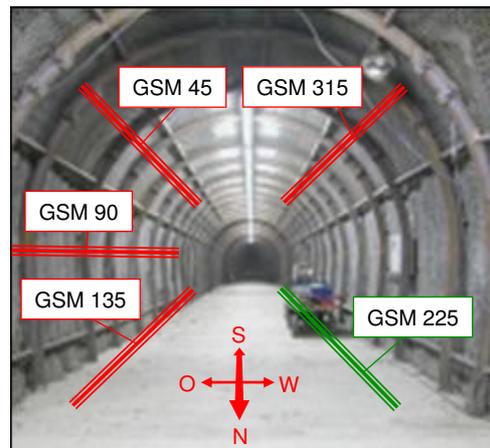


Bild 4.95: Blick in den südlichen Teil der Gallery 08 mit schematisch dargestellter Anordnung des Bohrlochs GSM 225 sowie der vier weiteren observierten GSM-Bohrlöcher

Die Ergebnisse der mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführten Messungen im Bohrloch GSM 225 sind in Bild 4.96 dargestellt.

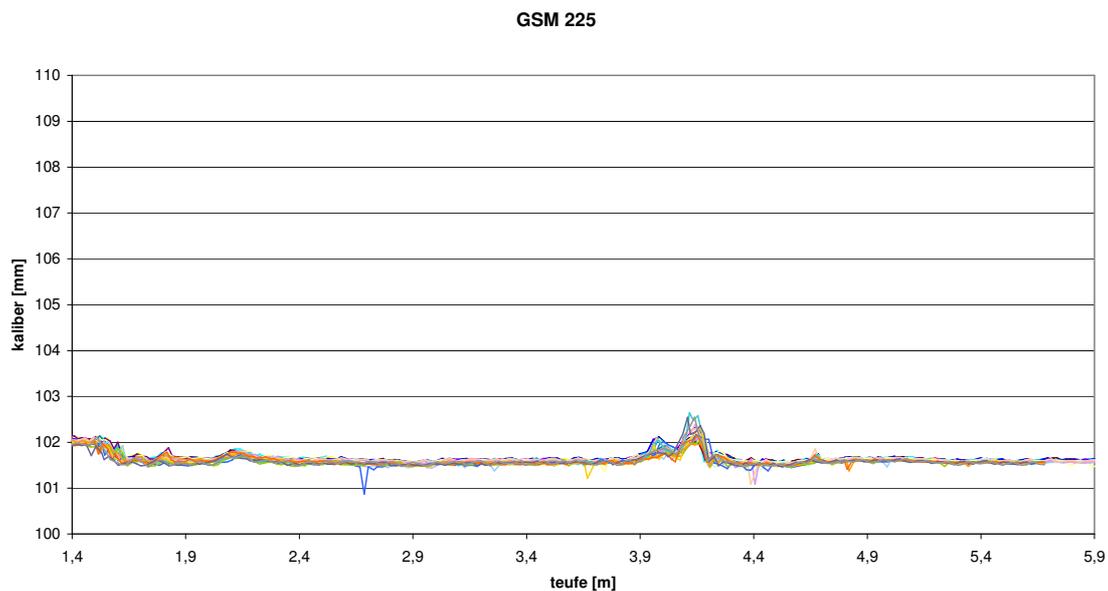


Bild 4.96: Zusammenstellung der Messergebnisse der im Bohrloch GSM 225 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen

Abgesehen von einigen vereinzelt von einigen der Messwertgraphen angenommenen Minimalwerten weisen alle Messwertgraphen, die von der Dreiarmkalibersonde im Bohrloch GSM 225 aufgezeichnet worden sind, in beinahe allen Bereichen des Bohrlochs GSM 225 einen sehr ruhigen Verlauf auf. Die Minimalwerte, die einige der Messwertgraphen vereinzelt unabhängig von den Verläufen der weiteren Messwertgraphen annehmen, lassen keinerlei

Systematik erkennen. Sie sind höchstwahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass kleine lose Gesteinsstücke von einem der Messarme der Dreiarmkalibersonde erfasst worden sind, was dann zu einer Registrierung der Verminderung des Bohrlochkalibers durch die Dreiarmkalibersonde geführt haben könnte. Allerdings muss es sich aufgrund der bis zum Ende des Observationszeitraums zu beobachtenden nahezu vollständigen Unversehrtheit der Bohrlochwand im Bohrloch GSM 225 um von außerhalb in das Bohrloch GSM 225 hinein geratene Gesteinsstücke oder Verunreinigungen der Bohrlochwand gehandelt haben, auf die im Rahmen der Vorstellung der Messergebnisse nicht näher eingegangen werden soll. Eine etwas größere Bandbreite der Messwerte mit sich in ihren Verläufen etwas voneinander unterscheidenden Messwertgraphen weist innerhalb des Bohrlochs GSM 225 lediglich der Teufenbereich von $t_{BL} \approx 3,9$ m bis $t_{BL} \approx 4,2$ m auf. Zur genaueren Betrachtung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde wird in Bild 4.97 die bereits von der Vorstellung der Messergebnisse aus den Bohrlöchern GSM 45 und GSM 135 bekannte Ergebnisdarstellung gewählt.

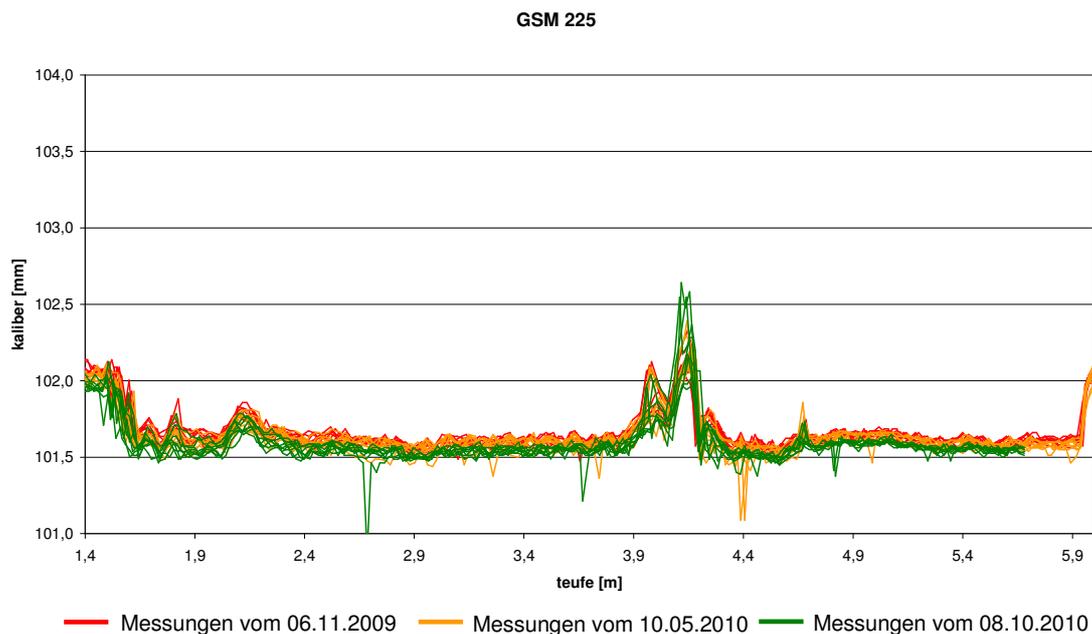


Bild 4.97: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GSM 225 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen mit einer höheren Auflösung der gemessenen Kaliberwerte als in Bild 4.96 und mit einer farblichen Differenzierung der ermittelten Messwerte entsprechend den jeweiligen Befahrungsdaten

Die Y-Achse des in Bild 4.97 dargestellten Messwertdiagramms ist mit einer Skalierung von $101 \text{ mm} < d_{BL} < 104 \text{ mm}$ so gewählt worden, dass die gemessenen Kaliberwerte sehr detailliert betrachtet werden können und dass auch kleine Messwertabweichungen zwischen den bei



den unterschiedlichen Messungen aufgezeichneten Messwertgraphen bei der Betrachtung von Bild 4.97 gut erkannt werden können. Die farbliche Zuordnung der einzelnen Messwertgraphen zu den Befahrungsterminen ist auch für das Bohrloch GSM 225 so gewählt worden, dass alle Messwertgraphen der Messungen vom 06.11.2009 in Rot dargestellt sind, dass alle Messwertgraphen vom 10.05.2010 in Orange dargestellt sind und dass allen am 08.10.2010 von der Dreiarmkalibersonde aufgezeichneten Messwertgraphen die Farbe Grün zugewiesen worden ist. Der Betrachtung von Bild 4.97 sind drei zentrale Informationen zu entnehmen:

- (1) Die Messwertgraphen vom 08.10.2010 liegen in fast allen Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 225 deutlich erkennbar unterhalb der Messwertgraphen vom 06.11.2009 und vom 10.05.2010. Allerdings ist der optisch feststellbare Unterschied zwischen den Messwertgraphen vom 08.10.2010 und den weiteren Messwertgraphen aus dem Bohrloch GSM 225 nicht so groß, wie es bei den Messwertgraphen aus dem Bohrloch GSM 135 der Fall ist.
- (2) Im Gegensatz zu allen weiteren Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 225 werden am 08.10.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 3,9$ m bis $t_{BL} \approx 4,2$ m von der Dreiarmkalibersonde Kaliberwerte angezeigt, die größer sind als die bei den vorhergehenden Messungen vom 06.11.2009 und vom 10.05.2010 aufgezeichneten Kalibermesswerte.
- (3) Am 08.10.2010 ist die Befahrung des Bohrlochs GSM 225 mit der Dreiarmkalibersonde nicht bis zum Bohrlochtiefsten durchgeführt worden.

Die unter (1) angeführte deutlich identifizierbare gemessene Konvergenz im überwiegenden Teil des Bohrlochs GSM 225 zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 ist wie in den weiteren GSM-Observationsbohrlöchern höchstwahrscheinlich auch auf den Anstieg der Feuchtigkeit innerhalb des Bohrlochs GSM 225 zurückzuführen. Die Gründe dafür, weshalb am 08.10.2010 die Befahrung des Bohrlochs GSM 225 nicht vollständig bis zum Bohrlochtiefsten fortgesetzt worden ist und weshalb die Messwertgraphen der Messungen vom 08.10.2010 im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,9$ m bis $t_{BL} \approx 4,2$ m entgegen der Entwicklung in den weiteren Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 225 größere Messwerte erreichen als an den beiden vorhergehenden Observationsterminen am 06.11.2009 und am 10.05.2010, werden im nachfolgenden Abschnitt im Rahmen der Vorstellung ausgewählter Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GSM 225 aufgezeigt.

(e 2) *Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GSM 225*

Bild 4.98 zeigt anhand der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera die Entwicklung der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,9$ m und $t_{BL} \approx 4,1$ m.

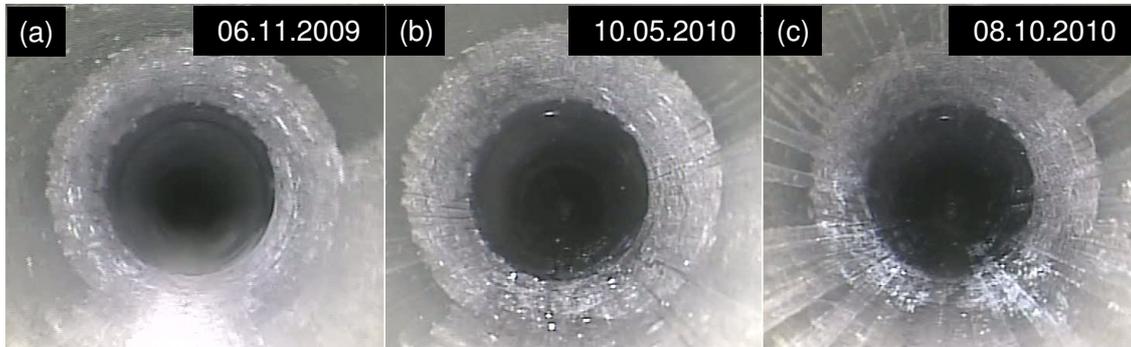


Bild 4.98: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 3,9$ m bis $t_{BL} \approx 4,1$ m innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010

Bereits auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera, die bei der Befahrung am 06.11.2009 entstanden ist, ist im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,9$ m und $t_{BL} \approx 4,1$ m ein ringförmiger Bereich zu erkennen, in dem das Gestein der Bohrlochwand sich in seiner Beschaffenheit deutlich von den übrigen Bohrlochwandbereichen im Bohrloch GSM 225 abhebt. Eine weitere anhand der Betrachtung der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera erkennbare Veränderung des ringförmigen Bereichs mit auffälliger Gesteinsbeschaffenheit findet innerhalb des knapp einjährigen Observationszeitraumes dann nicht statt. Rein optisch betrachtet erweckt das Gestein der Bohrlochwand zu allen drei Observationsterminen in diesem Bereich einen leicht aufgeweichten und entfestigten Eindruck. Allerdings sind auf der in Bild 4.98(c) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera die Spuren der Dreiarmkalibersonde im Gestein der Bohrlochwand deutlich besser zu erkennen als auf den zu den vorangehenden Observationszeitpunkten am 06.11.2009 und am 10.05.2010 entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera, was als Hinweis auf eine zeitabhängig voranschreitende Aufweichung der Bohrlochwand gewertet werden könnte.

Während das zeitabhängige Voranschreiten der Aufweichung der Bohrlochwand in weiten Teilen des Bohrlochs GSM 225 zu einer deutlichen Zunahme der Konvergenz zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 geführt hat – zu entnehmen der Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde in Bild 4.97, ist es innerhalb der in Bild 4.98 zu betrachtenden ringförmigen Struktur im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 3,9$ m bis $t_{BL} \approx 4,1$ m offensichtlich im Ob-

servationszeitraum zu einer so starken feuchtigkeitsbedingten Entfestigung des Gesteins in der Bohrlochwand gekommen, dass die Messarme der Dreiarmkalibersonde sich bei der Befahrung am 08.10.2010 in das Gestein der Bohrlochwand hineingedrückt haben – ebenfalls der Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde in Bild 4.97 zu entnehmen. Die durch einen Anstieg der Feuchtigkeit innerhalb des Bohrlochs GSM 225 bedingte Abnahme der Festigkeit des Gesteins an der Bohrlochwand scheint somit im Bereich des in Bild 4.98 dargestellten kurzen Bohrlochabschnitts mit einer sich deutlich von der übrigen Bohrlochwand abhebenden Gesteinsbeschaffenheit zwischen $t_{BL} \approx 3,9$ m und $t_{BL} \approx 4,1$ m am stärksten ausgeprägt zu sein.

Bild 4.99, in dem die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vom Bohrlochtiefsten des Bohrlochs GSM 225 zu den drei Observationszeitpunkten vom 06.11.2009, 10.05.2010 und 08.10.2010 zu betrachten sind, verdeutlicht, dass das Bohrloch GSM 225 bereits vom ersten Observationszeitpunkt an von einem Feuchtigkeitszutritt betroffen gewesen ist. Das zugetretene Grundwasser hat sich im Bohrlochtiefsten angesammelt (zunächst feuchte Ortsbrust, später Wasseransammlung im Bohrlochtiefsten).

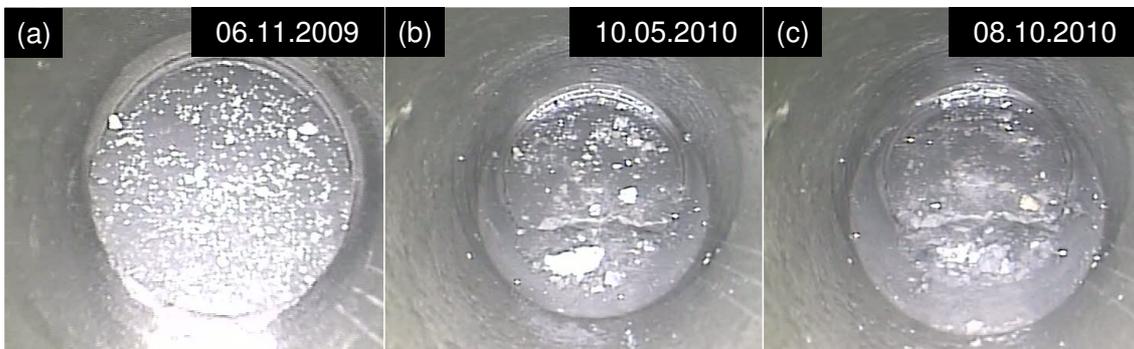


Bild 4.99: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung des Bohrlochtiefsten innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010 mit der Ansammlung von Sickerwasser im Bohrlochtiefsten

In Bild 4.99(a) ist zu erkennen, wie das feuchte Gestein am Bohrlochtiefsten das Licht der Axial-Bohrlochkamera reflektiert. Zum zweiten Observationszeitpunkt am 10.05.2010 hat sich eine kleinere Menge von dem Bohrloch zugesickertem Wasser am Bohrlochtiefsten angesammelt. Allerdings handelt es sich um eine deutlich kleinere Menge als die Menge, die bis zum gleichen Zeitpunkt dem Bohrloch GSM 135 auf der gegenüberliegenden Seite der Gallery 08 zugesickert ist, wie einem Vergleich von Bild 4.99(b) und Bild 4.92(b) entnommen werden kann. Ein weiterer Unterschied in der Grundwasserzutrittssituation zwischen den bei-

den schräg nach unten in die Sohle der Gallery 08 verlaufenden Bohrlöchern GSM 135 und GSM 225 besteht darin, dass im Bohrloch GSM 135 eine deutliche Zunahme von zugesickertem Wasser zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 festgestellt werden kann – erkennbar aus dem Vergleich von Bild 4.92(b) und Bild 4.92(c). Im Bohrloch GSM 225 ist dagegen zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 keine signifikante Zunahme des Wasserspiegels am Bohrlochtiefsten erfolgt – zu ersehen aus dem Vergleich von Bild 4.99(b) und Bild 4.99(c). Rückwirkend betrachtet hat es sich somit um eine reine Vorsichtsmaßnahme zur Schonung der Dreiarmkalibersonde gehandelt, dass die Befahrung des Bohrlochs GSM 225 mit der Dreiarmkalibersonde am 08.10.2010 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 5,7$ m abgebrochen worden ist.

(e 3) *Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation für das Bohrloch GSM 225*

Im Bild 4.100 werden nochmals die wichtigsten Erkenntnisse aus der Observation des Bohrlochs GSM 225 mit der Dreiarmkalibersonde und der Axial-Bohrlochkamera anhand einer Gegenüberstellung von zwei Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera mit den Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde aufgezeigt.

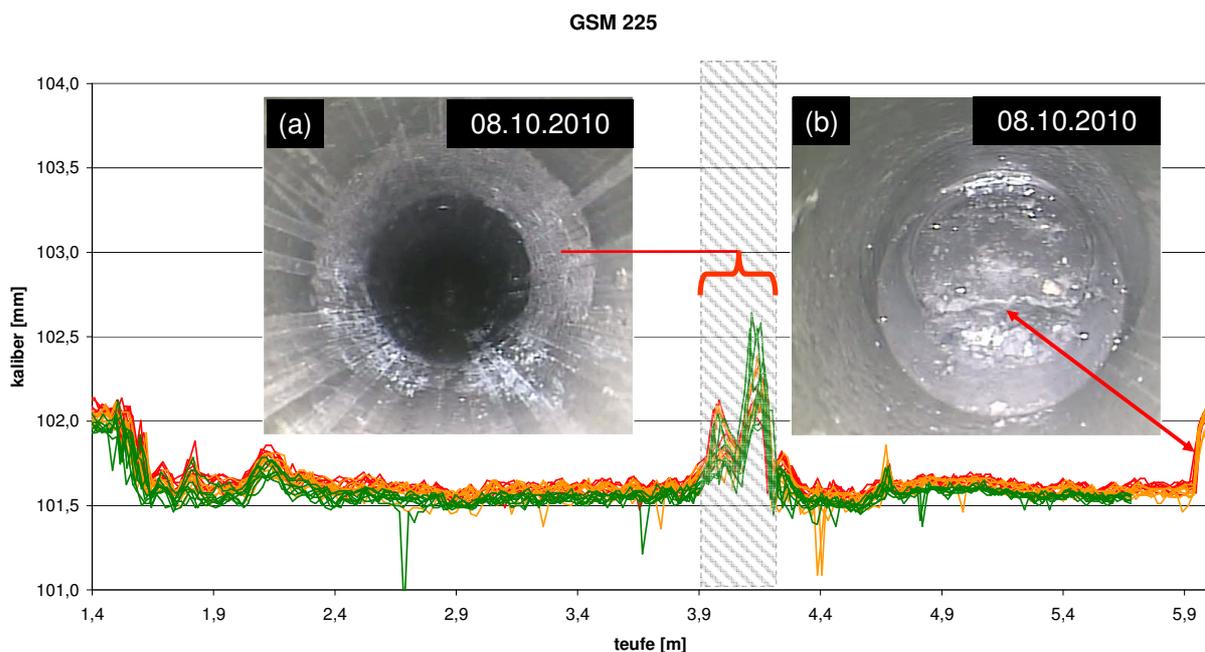


Bild 4.100: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videobefahrung vom 08.10.2010



Aufgrund der Auswertung von Bild 4.100 kann für das Bohrloch GSM 225 zusammenfassend festgestellt werden:

- (1) Während zwischen dem ersten und dem zweiten Observationszeitpunkt (rote u. orangefarbene Messwertgraphen) und damit in den ersten 6 Monaten nach Bohrlochauffahrung keine signifikante Konvergenz der Bohrlochkontur beobachtet werden kann, ist zwischen dem zweiten und dem dritten Observationszeitpunkt (orangefarbene und grüne Messwertgraphen) und damit in den folgenden 5 Monaten eine Konvergenz der Bohrlochkontur in beinahe allen Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 225 identifizierbar.
- (2) Alle Messwertgraphen nehmen zwischen den Bohrlochteufen $t_{BL} \approx 3,9$ m und $t_{BL} \approx 4,2$ m einen etwas unruhigeren Verlauf an als in den übrigen Teufenbereichen des Bohrlochs GSM 225 und erreichen zunächst im Bereich von $t_{BL} \approx 4,0$ m lokale Maximalwerte, bevor bei $t_{BL} \approx 4,1$ m der überwiegende Teil der Messwertgraphen sein absolutes Maximum erreicht. Der Teufenbereich mit den unruhigen Verläufen der Messwertgraphen ist in Bild 4.100 schraffiert hinterlegt dargestellt. Bedingt durch Aufweichungseffekte im Teufenbereich mit einer sich optisch von der übrigen Bohrlochwand abhebenden Gesteinsbeschaffenheit entsprechend Bild 4.100(a) kommt es im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,0$ m und $t_{BL} \approx 4,2$ m bei den Messungen vom 08.10.2010 zu größeren Ausschlägen der Messwertgraphen als an den beiden vorangehenden Observationsterminen. Der kausale Zusammenhang zwischen den im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,9$ m und $t_{BL} \approx 4,2$ m ermittelten Messwerten und der Beschaffenheit der Bohrlochwand in diesem Teufenbereich wird durch die roten geschweiften Klammern und den Verbindungspfeil zu Bild 4.100(a) dargestellt.
- (3) Zwischen dem 06.11.2009 und dem 10.05.2010 ist es zu einem anhand der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera klar identifizierbaren, aber dennoch im Vergleich zum Zufluss innerhalb des Bohrlochs GSM 135 eher als moderat zu bezeichnenden Zutritt von Wasser in das Bohrloch GSM 225 gekommen. Ein weiterer Zutritt von Wasser in das Bohrloch GSM 225 zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 konnte anhand der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera nicht identifiziert werden.
- (4) Der nur geringe Wasserzutritt sowie die Stagnation des Wasserzutritts innerhalb des Bohrlochs GSM 225 können wahrscheinlich auf das Fehlen eines Trennflächengefüges

im Bohrloch GSM 225, wie es für das Bohrloch GSM 135 identifiziert worden und in Bild 4.93 dargestellt worden ist, zurückgeführt werden. Das Bohrlochtiefste mit der geringeren Menge an zugesickertem Wasser ist in der in Bild 4.100(b) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 08.10.2010 zu betrachten. Eher aus Gründen der Vorsicht als aus zwingender Notwendigkeit heraus sind die Befahrungen des Bohrlochs GSM 225 vom 08.10.2010 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 5,7$ m abgebrochen worden. Den Zusammenhang zwischen dem vorzeitigen Abbruch der Befahrungen und dem aufgestauten Sickerwasser am Bohrlochtiefsten symbolisiert in Bild 4.100 der rote doppelspitzige Pfeil. Damit könnte es sich bei dem Grundwasserzutritt in das Bohrloch GSM 225 um den Zutritt aus einem kleinen geschlossenen Grundwasserreservoir handeln, das durch das hydraulisch angeschlossene Bohrloch entwässert worden ist.

(f) **Observationsbohrloch GSM 315**

(f 1) *Ausgewählte Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch GSM 315*

Die Positionierung des Bohrlochs GSM 315 kann Bild 4.101 entnommen werden.

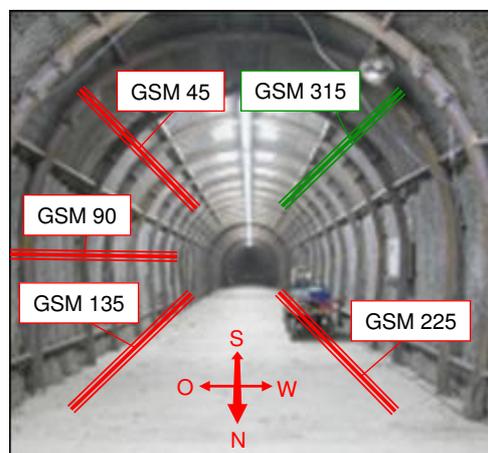


Bild 4.101: Blick in den südlichen Teil der Gallery 08 mit schematisch dargestellter Anordnung des Bohrlochs GSM 315 sowie der vier weiteren observierten GSM-Bohrlöcher

Gemäß Bild 4.101 verläuft das Bohrloch GSM 315 um $\delta = 45^\circ$ schräg geneigt nach oben in den westlichen Firstbereich der Gallery 08 und somit in den von der Hauptstörungszone abgewandten Bereich des Gebirges. Wie die in Bild 4.102 dargestellten Ergebnisse der Messungen mit der Dreiarmlkalibersonde im Bohrloch GSM 315 zeigen, resultiert aus der Lage und der Orientierung des Bohrlochs GSM 315 ein sehr ruhiger Verlauf der Messwertgraphen und

damit in der Interpretation eine zeitabhängig ausgesprochen ereignisarme Entwicklung des Trag- und Deformationsverhaltens der Bohrlochwand.

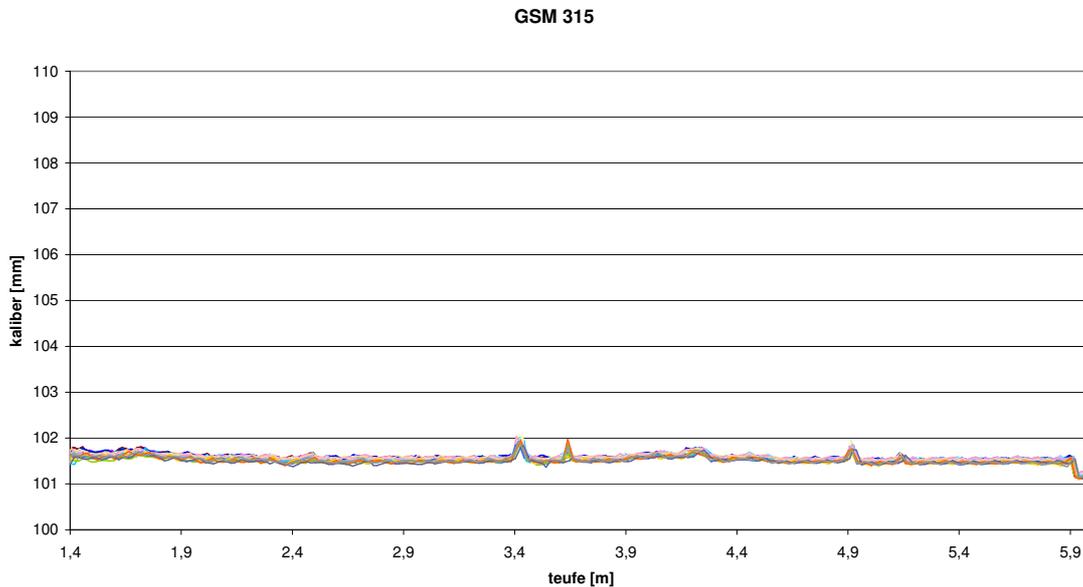


Bild 4.102: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GSM 315 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen

Alle innerhalb des Bohrlochs GSM 315 gemessenen Kaliberwerte liegen innerhalb eines doch sehr schmalen Streubreitenbandes zwischen $101 \text{ mm} < d_{BL} < 102 \text{ mm}$. Bleiben drei kleine Peaks der Messwertgraphen, die in Bohrlochteufen von $t_{BL} \approx 3,4 \text{ m}$, $t_{BL} \approx 3,7 \text{ m}$ und $t_{BL} \approx 4,9 \text{ m}$ auftreten, sowie der unmittelbar dem Bohrlochtiefsten vorgelagerte Bereich unberücksichtigt, so verringert sich die Bandbreite der gemessenen Kaliberwerte noch erheblich.

Die detaillierte Betrachtung von Bild 4.103 mit einem vergrößerten Maßstab zeigt allerdings, dass auch im Bohrloch GSM 315 eine leichte Konvergenz der Bohrlochkontur zwischen dem zweiten und dem dritten Observationstermin stattgefunden hat.

Grundsätzlich darf aus diesem Befund von im Grundsatz reproduzierbaren Messwerten über einen Zeitraum von knapp einem Jahr zunächst auf die ausgezeichnete messtechnische Qualität und damit die Zuverlässigkeit der Messwerte des eingesetzten Messinstrumentariums geschlossen werden.

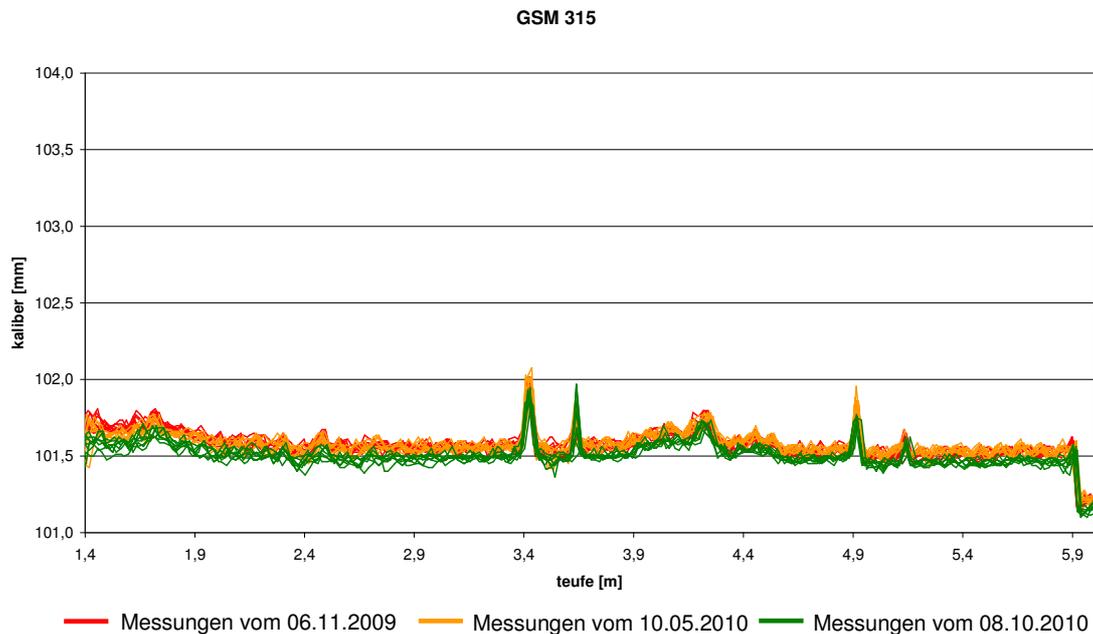


Bild 4.103: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch GSM 315 mit der Dreiarmkalibersonde im Zeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 durchgeführten Messungen mit einer höheren Auflösung der gemessenen Kaliberwerte als in Bild 4.102 und mit einer farblichen Differenzierung der ermittelten Messwerte entsprechend den jeweiligen Befahrungsdaten

In der in Bild 4.103 gewählten Darstellung der Messwertgraphen mit einer Skalierung der Y-Achse zwischen $101 \text{ mm} < d_{BL} < 104 \text{ mm}$ ist zu erkennen, dass die in Grün dargestellten Messwertgraphen vom 08.10.2010 im gesamten befahrenen Bereich des Bohrlochs GSM 315 zwischen Bohrlochteufe $t_{BL} \approx 1,4 \text{ m}$ und dem Bohrlochtiefsten bei $t_{BL} \approx 6,0 \text{ m}$ knapp unterhalb der Messwertgraphen der Befahrungen vom 06.11.2009 (rote Messwertgraphen) und vom 10.05.2010 (orangefarbene Messwertgraphen) liegen. Die einzige Ausnahme bildet der Peak bei $t_{BL} \approx 3,7 \text{ m}$. In dieser Teufe sind die Messergebnisse vom 08.10.2010 in etwa identisch mit denen der zwei vorangegangenen Observationstermine. Wie für die vorangehend bereits beschriebenen Messergebnisse aus den weiteren GSM-Bohrlöchern GSM 45, GSM 90, GSM 135 und GSM 225 gilt auch für die Messergebnisse aus dem Bohrloch GSM 315, dass kein klar erkennbarer Unterschied zwischen den Messergebnissen vom Observationszeitpunkt 06.11.2009 und dem Observationszeitpunkt 10.05.2010 festgestellt werden kann. Eine deutlich anhand der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde identifizierbare Konvergenz der Bohrlochkontur ereignet sich somit auch im Bohrloch GSM 315 erst ca. 6 Monate nach Auf-fahrung des Bohrlochs zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010.

(f 2) *Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs GSM 315*

Nachfolgend wird repräsentativ anhand ausgewählter Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera die zeitabhängige Entwicklung von zwei Teufenbereichen innerhalb des Bohrlochs GSM 315 vorgestellt. Wie die Darstellung der Messergebnisse der Dreiarmlkalibersonde bereits erahnen lässt, haben sich innerhalb des Bohrlochs GSM 315 im Observationszeitraum zwischen dem 06.11.2009 und dem 08.10.2010 abgesehen von der festzustellenden Konvergenz der Bohrlochkontur keine signifikanten Bohrlochkonturveränderungen oder Bohrlochwandbeschafftheitsveränderungen im Sinne von Gesteinsaufweichungen, Gesteinsabplatzungen, Gesteinsabschalungen oder Bohrlochkonturverbrüchen ergeben.

Dementsprechend präsentiert sich die Bohrlochwand auch auf allen drei in Bild 4.104 dargestellten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera komplett ungeschädigt.

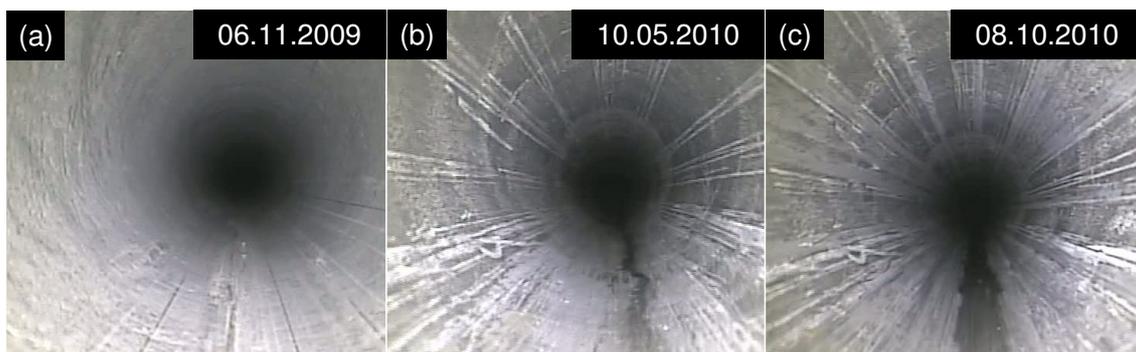


Bild 4.104: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,3 \text{ m}$ bis $t_{BL} \approx 1,5 \text{ m}$

Allerdings ist der Betrachtung von Bild 4.104 eine Zunahme der Feuchtigkeit des Gesteins der Bohrlochwand im Verlauf des knapp ein Jahr lang andauernden Observationszeitraums zu entnehmen. Während Bild 4.104(a) zunächst eine helle und komplett trocken erscheinende Bohrlochwand im betrachteten Teufenbereich zu Beginn des Observationszeitraums zeigt, hinterlässt die Bohrlochwand auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera vom 10.05.2010 in Bild 4.104(b) bereits einen dunkleren, weniger matten und somit feuchteren Eindruck als in Bild 4.104(a). Ein dunkler Streifen entlang der Bohrlochsohle lässt zudem darauf schließen, dass Wasser aus tiefer im Bohrloch und somit höher gelegenen Teufenbereichen entlang der Bohrlochsohle in einer Art Rinnsaal in den hier betrachteten Teufenbereich herunter gelaufen ist. Auf der in Bild 4.104(c) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera ist zu erkennen, dass der feuchte dunkle Streifen im Bereich der Bohrlochsohle des Bohrlochs GSM 315

sich verbreitert hat – ein Hinweis darauf, dass im Zeitraum zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 weiteres Wasser aus den höher gelegenen Bohrlochbereichen in den Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,3$ m und $t_{BL} \approx 1,5$ m und dann auch weiter in Richtung des Bohrlochmundes herunter gelaufen ist. Wie der Vergleich der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.104(b) und Bild 4.104(c) verdeutlicht, haben sich darüber hinaus zwischen dem 10.05.2010 und dem 08.10.2010 keine signifikanten optisch feststellbaren Veränderungen der Bohrlochkontur oder der Bohrlochwandbeschaffenheit ergeben.

Deutlich erkennbare Veränderungen von Bohrlochkontur oder Bohrlochwandbeschaffenheit haben sich im gesamten Observationszeitraum auch im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,3$ m und $t_{BL} \approx 3,5$ m nicht ereignet, wie die Betrachtung von Bild 4.105 zeigt.

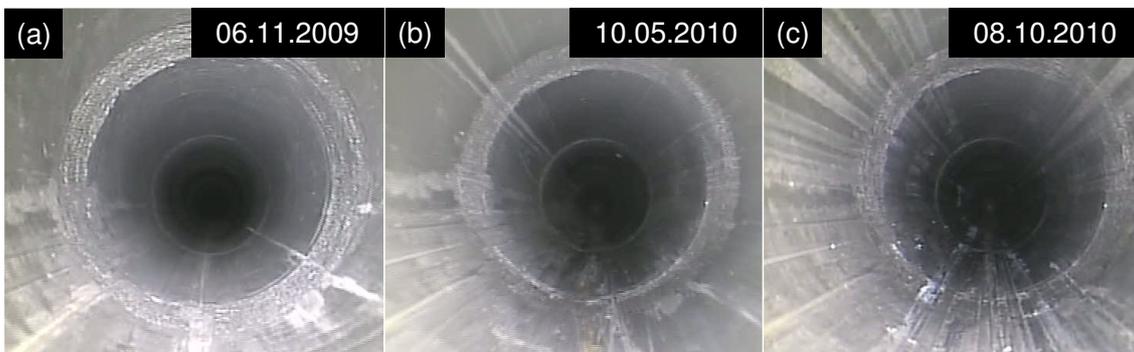


Bild 4.105: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung innerhalb des Observationszeitraums vom 06.11.2009 bis zum 08.10.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 3,3$ m bis $t_{BL} \approx 3,5$ m

Zu erkennen ist in Bild 4.105 eine ringförmige, wenige Zentimeter breite Unregelmäßigkeit im Gestein der Bohrlochwand, die den Grund dafür darstellt, dass die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde in der Teufe von $t_{BL} \approx 3,4$ m ihr absolutes Maximum mit einem gemessenen Kaliberwert von $d_{BL} \approx 104,1$ m erreichen. Bereits zum ersten Observationszeitpunkt am 06.11.2009 wirkt das Gestein der Bohrlochwand im betrachteten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 3,3$ m und $t_{BL} \approx 3,5$ m auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera eher feucht. Außer einem leichten Aufweichen des Gesteins der Bohrlochwand, das anhand der Beschaffenheit der Spuren der Dreiarmkalibersonde auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.105(b) und insbesondere in Bild 4.105(c) identifiziert werden kann, lassen sich im gesamten Observationszeitraum keine signifikanten Veränderungen der Bohrlochwand auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera erkennen.



Aufgrund der eher als ereignisarm einzustufenden zeitlichen Entwicklung des Trag- und Deformationsverhaltens wird für das Bohrloch GSM 315 wie auch schon für das Bohrloch GSM 45 auf eine Gegenüberstellung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera mit den Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde verzichtet. Allerdings erscheint die Detektion von lokalen Grundwasserreservoirs bemerkenswert.

4.2.2.4 Fazit zu den im Rahmen dieses Vorhabens im URL Tournemire mit der Dreiarmkalibersonde und der Axial-Bohrlochkamera durchgeführten Bohrlochobservationsarbeiten

Zwischen den insgesamt acht im Rahmen dieses Vorhabens im URL Tournemire observierten Bohrlöchern konnten in Abhängigkeit von ihrer Lokation innerhalb des URL Tournemire sowie in Abhängigkeit von ihrer Ausrichtung gegenüber dem Schichtungsgefüge und ihrer Ausrichtung gegenüber der Hauptstörungszone des URL Tournemire gravierende Unterschiede bezüglich des Trag- und Deformationsverhaltens detektiert werden.

In den beiden observierten und schichtungsparell orientierten Bohrlöchern wird in einigen Teufenbereichen ein partielles Versagen der Bohrlochkontur beobachtet. Diese Tatsache unterscheidet die beiden schichtungsparellen Bohrlöcher GEM 90 und GSM 90 von den sechs weiteren im Rahmen dieses Vorhabens im URL Tournemire observierten Bohrlöchern. Allerdings unterscheiden sich die beiden schichtungsparell ausgerichteten Bohrlöcher GEM 90 und GSM 90 bezüglich der Art der ausgebildeten Bruchstrukturen maßgeblich voneinander.

Während im Bohrloch GEM 90 ein aufgrund der Ausrichtung der Bruchstrukturen entlang der Bohrlochkontur und aufgrund des Erscheinungsbildes der Bruchstrukturen als klassisches Schichtflächenversagen zu bezeichnendes Versagen der Bohrlochwand auftritt, das sich über weite Teufenbereiche des Bohrlochs GEM 90 erstreckt, kommt es im Bohrloch GSM 90 zu einem auf einen kurzen Bohrlochabschnitt begrenzten Versagen der Bohrlochwand entlang von bereits am ersten Observationstermin identifizierten präexistente Strukturen (Trennflächengefüge), das in seinem Erscheinungsbild nicht an ein Versagen des Gesteins in den Schichtflächen erinnert. Bild 4.106 zeigt einen Vergleich der beiden unterschiedlichen, in den schichtungsparellen Bohrlöchern GEM 90 und GSM 90 identifizierten Bruchstrukturen.



Bild 4.106: Gegenüberstellung von (a) Schichtflächenversagen im schichtungsparallelen Bohrloch GEM 90 mit (b) dem im ebenfalls schichtungsparallelen Bohrloch GSM 90 observierten Versagen der Bohrlochwand entlang von präexistente Strukturen

Aus Bild 4.106(a) ist das im Bohrloch GEM 90 detektierte typische Schichtflächenversagen beispielhaft zu ersehen. Bild 4.106(b) zeigt das Versagen der Bohrlochwand entlang von prä-existenten Strukturen im Bohrloch GSM 90. Zu ergänzen ist, dass das Schichtflächenversagen innerhalb des Bohrlochs GEM 90 nur im vorderen Teil des Bohrlochs GEM 90 aufgetreten ist, der im betrachteten Observationszeitraum in etwa $3 \text{ a} < t < 6 \text{ a}$ alt gewesen ist. In dem im betrachteten Observationszeitraum in etwa zwischen $14 \text{ d} < t < 3 \text{ a}$ alten hinteren Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 ist es dagegen nicht zur Ausbildung von einem Schichtflächenversagen gekommen. Nur eine weitere Fortführung der Observationsarbeiten über den zeitlichen Rahmen dieses Vorhabens hinaus kann aufklären, ob und wenn ja wann sich

- (1) im hinteren Teufenbereich des Bohrlochs GEM 90 auch ein Schichtflächenversagen ereignet sowie
- (2) zusätzlich zum zu beobachteten Bohrlochwandversagen auch im Bohrloch GSM 90 ein Schichtflächenversagen ausbildet.

Neben den unterschiedlich ausgeprägten, innerhalb der Bohrlöcher GEM 90 und GSM 90 beobachteten Bruchstrukturen existiert zwischen den beiden Bohrlöchern GEM 90 und GSM 90 ein weiterer gravierender Unterschied:

Während das Gestein der Bohrlochwand im Bohrloch GEM 90 bis zum Ende des hier betrachteten Observationszeitraums bei der optischen Begutachtung einen wenn überhaupt dann



nur leicht feuchten Eindruck hinterlässt, lässt sich für das Bohrloch GSM 90 eine starke Zunahme der Feuchtigkeit im Gestein der Bohrlochwand innerhalb des Observationszeitraums feststellen. Die Feuchtigkeitzunahme innerhalb des Bohrlochs GSM 90 ist derart stark, dass sich in etwa ab dem zweiten Observationszeitpunkt am 10.05.2010 Sickerwasser in dem hinter dem Bohrlochwandverbruch gelegenen Teufenbereich des Bohrlochs GSM 90 anstaut. Diese Anstauung ist in dem horizontal orientierten Bohrloch durch das auf der Bohrlochsohle liegende Gesteinshaufwerk bedingt.

Der beobachtete Sachverhalt eines eher leicht feuchten Bohrlochs GEM 90 und eines sehr feuchten Bohrlochs GSM 90 lässt sich in eingeschränktem Maße auch auf die weiteren GEM- und GSM-Bohrlöcher übertragen. Die beiden schichtungsorthogonalen Bohrlöcher GEM 180 und GEM 270 haben über den gesamten Observationszeitraum hinweg keinen Wasserzutritt erfahren. Sowohl die Bohrlochwände wie auch das Gestein am Bohrlochtieferen der beiden Bohrlöcher wirken auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vollständig trocken. Somit stellt das Bohrloch GEM 90 mit seinen leicht feucht erscheinenden Bohrlochwänden noch das Bohrloch der GEM-Gruppe mit dem stärksten observierten hydraulischen Einfluss dar. Die GEM-Bohrlöcher befinden sich im östlichen Abschnitt der Gallery 96, siehe Bild 4.35. Somit sind sie in das östlich der sekundären Störungszone gelegene Gebirge abgeteuft worden. Aufgrund der nach *Cabrera et al. (1999)* und Bild 4.38 sehr geringen Anzahl von in diesem Bereich des URL Tournemire detektierten Klüften und Trennflächen ist anzunehmen, dass das Gebirge in der Umgebung der östlichen Gallery 96 tektonisch eher weniger gestört ist als im westlichen Teil der Gallery 96 und in der Gallery 08, was sich offensichtlich auch in einer relativ geringen hydraulischen Leitfähigkeit des Gesteins im östlichen Teil der Gallery 96 manifestiert, die dann auf eine Matrixpermeabilität beschränkt ist und nicht durch eine Kluftpermeabilität überprägt ist.

Grundlegend anders gestaltet sich die hydraulische Situation in den westlich der Hauptstörungszone in der Gallery 08 gelegenen GSM-Bohrlöchern. Die stärksten Wasserzutritte sind in den Bohrlöchern GSM 90 und GSM 135 observiert worden. Aber auch in den drei weiteren GSM-Bohrlöchern sind Feuchtigkeitzunahmen im Gestein der Bohrlochwand mittels der Axial-Bohrlochkamera detektiert worden, die deutlich stärker sind als die Feuchtigkeitzunahme im Bohrloch GEM 90, dem Observationsbohrloch mit dem stärksten Feuchtigkeitzutritt in der Gallery 96. Neben dem starken Anstieg der Feuchtigkeit im Gestein der Bohrlochwand ist in allen fünf GSM-Bohrlöchern darüber hinaus ein Zutritt von Sickerwasser festzu-

stellen gewesen. Während das den Bohrlöchern zutretende Wasser sich im horizontalen Bohrloch GSM 90 zwischen dem plastifizierten Gesteinshaufwerk im Bereich des Bohrlochwandverbruchs und dem Bohrlochtiefsten aufstaut, sammelt sich das Sickerwasser in den abwärts orientierten Bohrlöchern GSM 135 und GSM 225 im Bereich des Bohrlochtiefsten. Die Tatsache, dass auch den zwei schräg nach oben orientierten Bohrlöchern GSM 45 und GSM 315 Grundwasser zutritt, lässt sich anhand der sich in den Bohrlochsohlen ausbildenden kleinen Rinnsale feststellen. Das Wasser dringt hier langsam in Richtung des jeweiligen Bohrlochmundes vor. Bild 4.107 zeigt hierzu eine Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera mit einem innerhalb des Bohrlochs GSM 45 langsam in Richtung Bohrlochmund laufenden Wassertropfen.



Bild 4.107: In Richtung des Bohrlochmundes rinnendes Wasser innerhalb des Bohrlochs GSM 45 mit einem Wassertropfen an der Ausbreitungsfront

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die östlich der Sekundärstörungszone in der Gallery 96 gelegenen GEM-Bohrlöcher sich als deutlich trockener erweisen als die westlich der Hauptstörungszone gelegenen GSM-Bohrlöcher. Dabei ist das schichtungsparallel orientierte Bohrloch GEM 90 noch deutlich feuchter als die beiden schichtungsorthogonalen Bohrlöcher GEM 180 und GEM 270. Eher überraschend scheint es vor dem Hintergrund der bezüglich des Feuchtezutritts mit der Axial-Bohrlochkamera gewonnenen Erkenntnisse, dass die in Bild 4.60 und Bild 4.87 dargestellten Ergebnisse der Feuchtigkeitsmessungen aus dem relativ trockenen wirkenden Bohrloch GEM 90 und dem sehr feuchten Bohrloch GSM 90 sich mit $R_h \approx 98 \%$ und $R_h \approx 99 \%$ um gerade einmal $\Delta R_h \approx 1 \%$ von einander unterscheiden. Die in den beiden Bohrlöchern gemessenen sehr geringen Luftfeuchtigkeitsunterschiede einerseits



und die sehr signifikanten Unterschiede bezüglich des Feuchtigkeitsgrades der Bohrlochwände und die Unterschiede bezüglich der Wasserzutritte in die Bohrlöcher andererseits führen vor Augen, welche signifikante Unterschiede bezüglich der vorliegenden hydraulischen Rahmenbedingungen und daraus folgend bezüglich des hydraulischen und hydraulisch-mechanisch gekoppelten Verhaltens der Bohrlöcher im Toarcium-Tongestein bei relativ geringen messbaren Luftfeuchtigkeitsunterschieden bestehen können.

Alle GSM-Bohrlöcher weisen insgesamt feuchter wirkende Bohrlochwände auf als die GEM-Bohrlöcher sowie einen in den GEM-Bohrlöchern nicht nachweisbaren Zutritt von Sickerwasser. In allen GSM-Observationsbohrlöchern liegen somit feuchtere und damit für das Trag- und Deformationsverhalten ungünstigere geohydraulische Rahmenbedingungen vor als in den GEM-Bohrlöchern. Aus den ungünstigeren geohydraulischen Rahmenbedingungen (höherer Feuchtgehalt im Gestein der Bohrlochwand, Zutritt von Sickerwasser) scheint die Tatsache zu resultieren, dass in den GSM-Bohrlöchern bereits nach einem Observationszeitraum von $t < 1$ a Bohrlochkonvergenzen mittels der Messungen mit der Dreiarmkalibersonde eindeutig nachgewiesen werden konnten, während in den GEM-Bohrlöchern in einem Observationszeitraum von $t \approx 3$ a keinerlei zeitabhängige Deformationen mittels der Messungen mit der Dreiarmkalibersonde nachgewiesen werden konnten.

Aus rein geomechanischer Sicht müssten sich stärkere Bohrlochwandkonvergenzen direkt nach dem Abteufen der Bohrlöcher ergeben, die sich dann nach und nach mit dem Vorschreiten der Spannungumlagerungen im mechanischen Bohrlochnahfeld verlangsamen. Die Tatsache, dass in den GSM-Bohrlöchern deutlich identifizierbare Bohrlochkonvergenzen erst im zweiten Observationshalbjahr auftreten, liefert einen wichtigen Hinweis darauf, dass die in den GSM-Bohrlöchern gemessenen Konvergenzen durch hydraulisch-mechanisch gekoppelte Prozesse hervorgerufen werden. Vermutet werden könnte als Ursache ein Porenwasserdruckabbau in der Bohrlochumgebung (Anstieg der effektiven Belastung in der Gesteinsmatrix) oder aber auch eine Zunahme des Wassergehaltes im Gestein in der unmittelbaren Umgebung des Bohrlochs mit der Folge einer Zunahme der Deformationsfähigkeit des Gesteins (softening \rightarrow Abnahme der Gesteinssteifigkeit). Zu den genaueren Ursachen des beobachteten zeitabhängigen Deformationsverhaltens kann allerdings zurzeit keine belegte Aussage getroffen werden. Hierzu sind zunächst weiterführende Forschungsarbeiten zum hydraulisch-mechanisch gekoppelten Verhalten von Tongesteinen erforderlich.



Ein als realistisch anzusehender Erklärungsansatz für das in den GSM-Bohrlöchern zu beobachtende zeitabhängige Deformationsverhalten besteht jedoch auch darin, dass bohrtechnisch bedingte Austrocknungseffekte (Entsättigung durch Luftspülung) zunächst zu einer Verfestigung des Gesteins in der unmittelbaren Umgebung der Bohrlöcher geführt haben, woraus wiederum die Ausbildung eines verfestigten und versteiften Gebirgstringringes resultiert hat, weshalb sich im ersten halben Jahr des Observationszeitraumes keine Konvergenz der Bohrlochwände in den GSM-Bohrlöchern ereignet hat.

Anschließend können Wiederaufsättigungseffekte zur Festigkeits- und Steifigkeitsabnahme im Bereich des konturnahen Gebirgstringringes geführt haben, wodurch im zweiten Observationshalbjahr schließlich Bohrlochwandkonvergenzen innerhalb der GSM-Bohrlöcher stattfinden konnten.

Es bestehen vorerst zwei Erklärungsansätze dafür, weshalb eine Bohrlochkonvergenz zwar in allen GSM-Bohrlöchern, aber in keinem der GEM-Bohrlöcher beobachtet worden ist:

- (1) Das Gebirge in der Umgebung der GSM-Bohrlöcher ist aufgrund seiner Lage westlich der Hauptstörungszone tektonisch deutlich stärker vorbelastet als das Gebirge in der Umgebung der GEM-Bohrlöcher und hat somit auch aufgrund einer höheren Anzahl von Klüften und Trennflächen eine höhere hydraulische Leitfähigkeit, wodurch wiederum Wasserzutritte und Aufsättigungseffekte begünstigt werden. Auch ein Wasserzutritt entlang einzelner diskreter Pfade mit stark erhöhter hydraulischer Leitfähigkeit in das Gestein in der Umgebung der GSM-Bohrlöcher hinein ist nicht auszuschließen.
- (2) Das Gebirge in der Umgebung der Gallery 08, aus der heraus die GSM-Bohrlöcher abgeteuft worden sind, ist bis zur Auffahrung der Gallery 08 durch technogene Eingriffe unbeeinflusst gewesen. Daher hat hier ein Entsättigungsprozess mit einem Abbau des Porenwasserdrucks auch erst mit der Auffahrung der Gallery 08 begonnen, während eine Entsättigung des Gebirges einschließlich des Abbaus des Porenwasserdrucks in der Umgebung der Gallery 96 bereits seit 1996 und im eingeschränkten Maße vielleicht aufgrund der Nähe der GEM-Bohrlöcher zum Haupttunnel schon seit 1881 stattfindet. Aus den unterschiedlichen Entsättigungsgraden des Gesteins könnten unterschiedliche Potenzialdifferenzen zwischen den Bohrlochkonturen als Vorflut und den hydraulischen Fernfeldern der GSM-Bohrlöcher und der GEM-Bohrlöcher resultieren, woraus stark unterschiedliche Wiederaufsättigungsgeschwindigkeiten resultieren würden und sich auch



Auswirkungen auf die Intensität der ablaufenden hydraulisch-mechanisch gekoppelten Effekte ergeben könnten.

Als wahrscheinlich darf angenommen werden, dass eine Kombination aus den beiden vorangehend beschriebenen zwei Faktoren vorliegt. Diese Kombination könnte das zu beobachtende und sehr unterschiedlich ausgeprägte Deformationsverhalten der GEM-Bohrlöcher und der GSM-Bohrlöcher sowie das sehr unterschiedlich ausgeprägte hydraulische Verhalten der der GEM-Bohrlöcher und der GSM-Bohrlöcher bedingen.

Die These, dass das Vorhandensein von Trennflächen und Klüften in der Umgebung der Gallery 08 einen starken Einfluss auf das Deformationsverhalten der GSM-Bohrlöcher ausübt, wird gestützt durch die Tatsache, dass sich auch innerhalb der Gruppe der fünf GSM-Bohrlöcher Unterschiede im Bezug auf das Deformationsverhalten zwischen den einzelnen Bohrlochern ergeben.

Zur Betrachtung der Unterschiede bezüglich des Deformationsverhaltens sind in Bild 4.108 die Ergebnisse der Messungen mit der Dreiarmkalibersonde für die GSM-Bohrlöcher mit Ausnahme des Bohrlochs GSM 90 dargestellt. Eine Darstellung der Ergebnisse der Messungen mit der Dreiarmkalibersonde für das Bohrloch GSM 90 erfolgt nicht, da wie in Abschnitt 4.2.2.3(c) beschrieben wird ein Verbruch der Bohrlochkontur sowie ein starker Wasserzutritt in das Bohrloch GSM 90 dazu geführt haben, dass zum dritten Observationszeitpunkt am 08.10.2010 keine Befahrung des Bohrlochs GSM 90 erfolgen konnte und somit auch keine Bohrlochkonvergenz im Bohrloch GSM 90 mittels der Messung der Dreiarmkalibersonde detektiert werden konnte. Neben den Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde sind in Bild 4.108 nochmals die Anordnung und die Ausrichtung der GSM-Bohrlöcher innerhalb der Gallery 08 dargestellt.

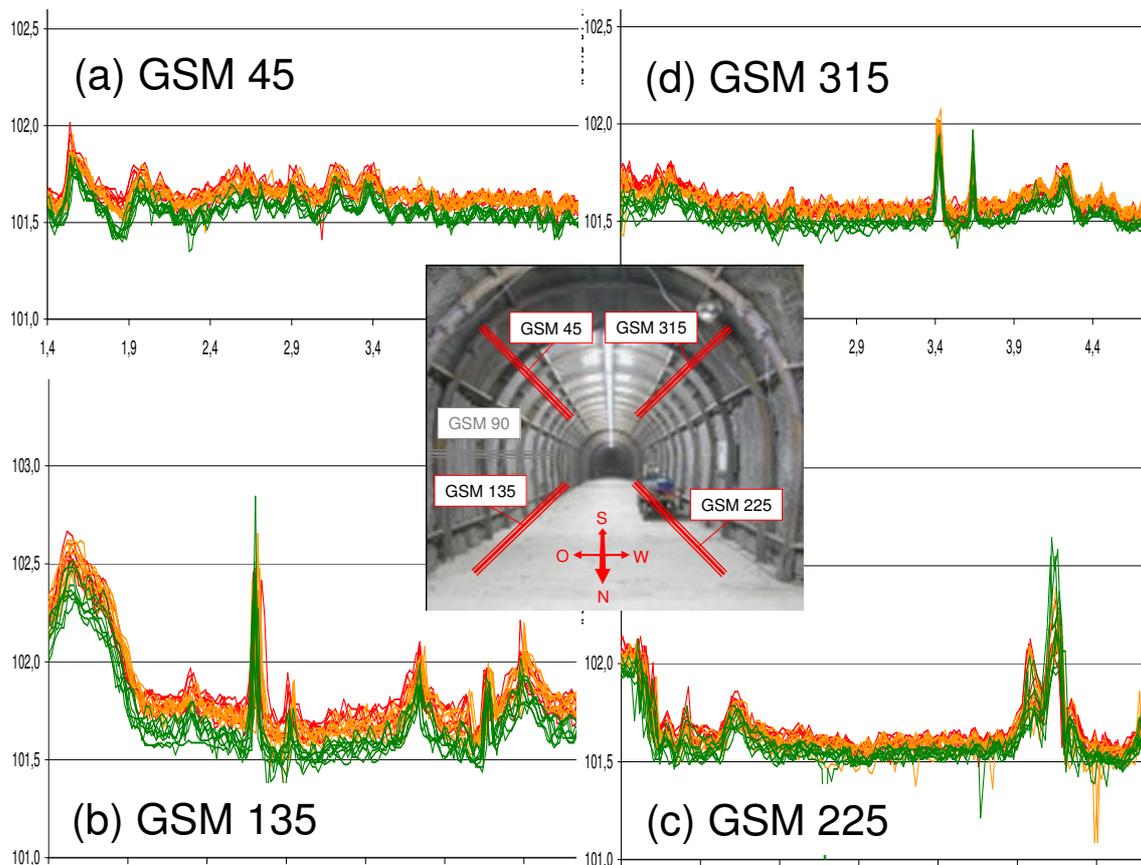


Bild 4.108: Gegenüberstellung aller Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus den Bohrlöchern GSM 45, GSM 135, GSM 225 und GSM 315

Aus den zusammengestellten Befunden ist ein deutlicher Zusammenhang zwischen der Anordnung und Orientierung der Bohrlöcher und dem observierten Deformations- bzw. Tragverhalten identifizierbar.

Bei den Observationsbohrlöchern GSM 45, GSM 90 und GSM 135 handelt es sich um die auf der östlichen Seite der Gallery 08 in das Gebirge abgeteufte Bohrlöcher. Wie die direkte Gegenüberstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde in Bild 4.108 zeigt, ist das im östlichen Bereich der Gallerysohle schräg nach unten abgeteufte Bohrloch GSM 135 das Bohrloch mit der größten Bandbreite von ermittelten Messwerten und darüber hinaus auch das Bohrloch, in dem die größten Konvergenzen zwischen den Observationszeitpunkten am 10.05.2010 und am 08.10.2010 ermittelt werden konnten. Wie der Beschreibung der Observationsergebnisse für das Bohrloch GSM 135 in Abschnitt 4.2.2.3(d) entnommen werden kann, handelt es sich bei dem Bohrloch GSM 135 um das Bohrloch, in dessen tiefer gelegenen Teufenbereichen ein deutlich ausgeprägtes Trennflächengefüge sowie eine signifikante Ansamm-



lung von Sickerwasser (ca. zwei Liter im gesamten Observationszeitraum) anhand der Auswertung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera detektiert werden konnten.

Das auf der westlichen Seite der Gallerysohle der Gallery 08 schräg nach unten in Richtung Westen abgeteufte Bohrloch GSM 225 zeigt ein sich deutlich vom Deformationsverhalten des Bohrlochs GSM 135 unterscheidendes zeitabhängiges Deformationsverhalten. Wie die vergleichende Betrachtung von Bild 4.108(b) und Bild 4.108(c) vor Augen führt, fallen die im Bohrloch GSM 225 mit der Dreiarmkalibersonde im Observationszeitraum ermittelten Bohrlochkonvergenzen deutlich geringer aus als im Bohrloch GSM 135. Für die beiden schräg nach oben abgeteufte Bohrlöcher GSM 45 (östlicher Firstbereich / in Richtung der Hauptstörungszone abgeteuft) und GSM 315 (westlicher Firstbereich / auf der von der Hauptstörungszone abgewandten Galleryseite abgeteuft) sind, wie der Betrachtung von Bild 4.108(a) und Bild 4.108(d) entnommen werden kann, ebenfalls deutlich erkennbare Bohrlochkonvergenzen ermittelt worden. Für das Bohrloch GSM 315 liegen die anhand der Betrachtung der Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde in Bild 4.108(d) erkennbaren Bohrlochkonvergenzen mit den für das Bohrloch GSM 225 ermittelten Konvergenzen in der selben Größenordnung. Anders verhält es sich auf der östlichen Seite der Gallery 08. Hier weist das im Firstbereich abgeteufte Bohrloch GSM 45 deutlich geringere Bohrlochkonvergenzen auf als das in die Sohle abgeteufte Bohrloch GSM 135. Darüber hinaus erscheinen bei einem Vergleich von Bild 4.108(a) und Bild 4.108(d) die gemessenen Konvergenzen des Bohrlochs GSM 45 etwas größer als die im Bohrloch GSM 315 detektierten Konvergenzen.

Zusammenfassend lässt sich damit feststellen, dass in den der Hauptstörungszone zugewandten Observationsbohrlöchern auf der östlichen Seite der Gallery 08 die stärkeren Bohrlochkonvergenzen stattfinden im Vergleich zu den Bohrlochkonvergenzen in den Bohrlöchern auf der östlichen und von der Hauptstörungszone abgewandten Seite. Wird das partiell verborene Bohrloch GSM 90 mit in die Betrachtung einbezogen, so wird deutlich, dass die Observationsbohrlöcher umso mehr in ihrem Trag- und Deformationsverhalten negativ beeinflusst werden, je mehr ihre Bohrlochwände von Trennflächen durchzogen werden und je stärker der Wasserzutritt in das Gestein der Bohrlochwand hinein sowie der Zutritt von Sickerwasser in das Bohrloch hinein sind.

Die Gesamtheit der im Rahmen dieses Vorhabens im URL Tournemire gewonnenen Observationsergebnisse führt vor Augen, welchen großen Einfluss die Faktoren

- (1) Orientierung der Bohrlöcher gegenüber dem Schichtungsgefüge,
- (2) tektonische Vorbeanspruchung des Gebirges und damit einhergehendes Trennflächengefüge (lokale Inhomogenitäten im Gebirgsbau und in der Grundwasserleitung) sowie
- (3) hydraulische Durchlässigkeit des Gesteins / Gebirges und Feuchtegehalt / Wassergehalt im Bohrloch

auf das Trag- und Deformationsverhalten von Bohrlöchern im Toarcium des URL Tournemire haben.

4.2.3 Beobachtung des Langzeittrag- und Deformationsverhaltens von Bohrlöchern im URL Mont Terri

4.2.3.1 Lage und Geometrie der untersuchten Bohrlöcher

Im Rahmen dieses Vorhabens sind drei Observationsbohrlöcher im URL Mont Terri mit der Dreiarmlinienbohrsonde und der Axial-Bohrlochkamera über Zeiträume in der Größenordnung von $t \approx 3$ Monaten bis zu $t \approx 15$ Monaten untersucht worden. Die Anordnung der drei Observationsbohrlöcher innerhalb des URL Mont Terri kann Bild 4.109 entnommen werden.

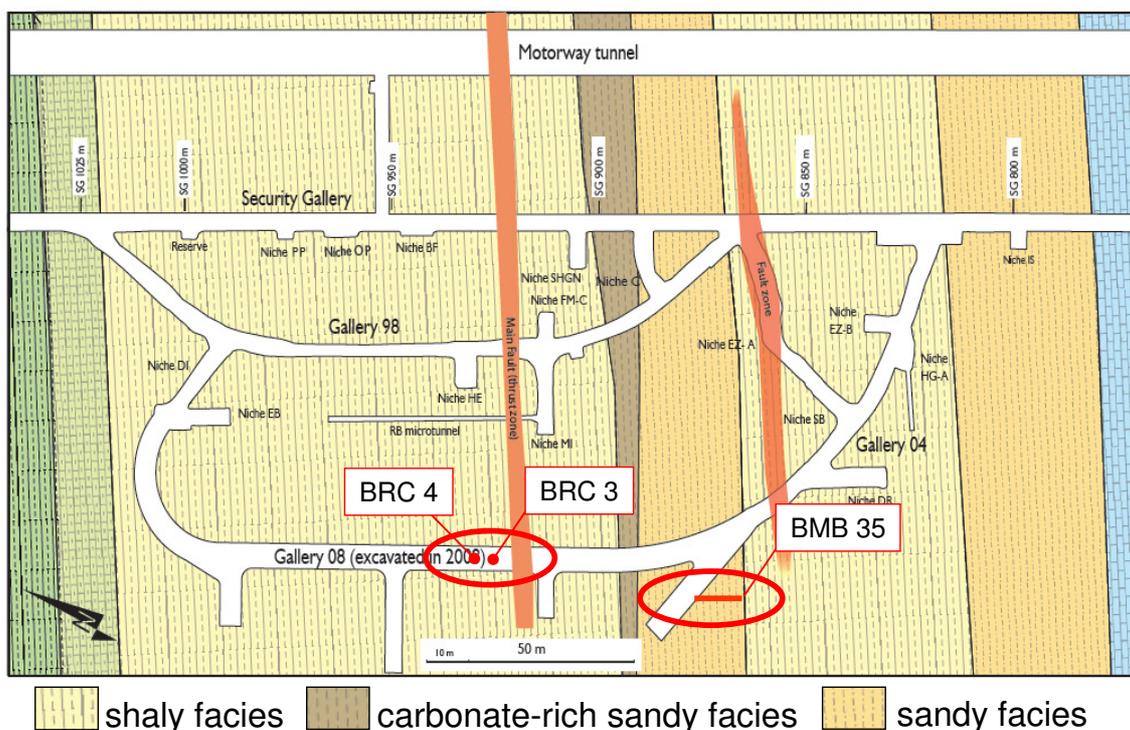


Bild 4.109: Positionierung der Observationsbohrlöcher innerhalb des URL Mont Terri



Die Bohrlöcher BRC 3 und BRC 4 befinden sich in der Sohle der Gallery 08. Sie sind über ihre gesamte Länge im Kernbohrverfahren mit Luftspülung mit einem Außendurchmesser der Bohrkrone von $d_{BK} = 116$ mm hergestellt worden. Der Azimut der beiden Bohrlöcher beträgt $\beta \approx 330^\circ$ und die Neigung ihrer Längsachsen gegenüber der Horizontalen beträgt $\delta \approx 60^\circ$. Beide im Rahmen dieses Vorhabens observierten BRC-Bohrlöcher verlaufen somit schräg nach unten in Richtung NNW in die Sohle der Gallery 08. Das am 26.05.2009 abgeteufte Bohrloch BRC 3 hat eine Gesamtlänge von $l \approx 24$ m. Das um $d \approx 3$ m versetzt in Richtung NNW am 08.02. und 09.02.2010 abgeteufte Bohrloch BRC 4 hat eine Gesamtlänge von $l \approx 19$ m. Beide hier betrachteten BRC-Bohrlöcher liegen in der tonigen Fazies des URL Mont Terri.

Das dritte im Rahmen dieses Vorhabens im URL Mont Terri observierte Bohrloch BMB 35 liegt dagegen innerhalb der sandigen Fazies des URL Mont Terri. Es hat eine Länge von $l \approx 10$ m und ist am 02.06.2009 mit einem annähernd horizontalen Verlauf der Längsachse und einem Azimut von $\beta \approx 150^\circ$ in den südlichen Stoß der Nische TT des URL Mont Terri abgeteuft worden. Es verläuft somit annähernd orthogonal zum Streichen der unter $\alpha \approx 45^\circ$ einfallenden Schichtflächen. Das Bohrloch BMB 35 ist über seine gesamte Länge im Kernbohrverfahren mit Luftspülung hergestellt worden. Der Außendurchmesser der verwendeten Bohrkrone hat $d_{BK} = 101$ mm betragen.

4.2.3.2 Untersuchungsprogramm und Umfang der im URL Mont Terri durchgeführten Observationsarbeiten

Im Observationsbohrloch BRC 3 sind an insgesamt fünf Observationsterminen zwischen dem 27.05.2009 und dem 09.11.2009 Befahrungen mit der Dreiarmkalibersonde vorgenommen worden. An den weiteren vier Observationsterminen zwischen dem 06.05.2010 und dem 17.08.2010 ist eine Befahrung des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde aufgrund zu weit fortgeschrittener Aufweichungserscheinungen des Gesteins im Bereich der Bohrlochwand nicht mehr möglich gewesen. An den letzten vier Observationsterminen sind daher ausschließlich Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Axial-Bohrlochkamera durchgeführt worden, so dass im Bohrloch BRC 3 an insgesamt neun Observationsterminen zwischen dem 27.05.2009 und dem 17.08.2010 Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera entstanden sind. Im Anschluss an den letzten Observationstermin ist vom 18.08.2010 bis zum 19.08.2010 über



einen Zeitraum von $t \approx 22$ h eine kombinierte Feuchtigkeits- und Temperaturmessung durchgeführt worden.

Im parallel zum Bohrloch BRC 3 gelegenen Bohrloch BRC 4 sind zwischen dem 06.05.2010 und dem 17.08.2010 vier Befahrungen mit der Axial-Bohrlochkamera durchgeführt worden. Zum Zeitpunkt der Erstbefahrung am 06.05.2010 war das Bohrloch BRC 4 bereits 12 Wochen alt. Eine Befahrung des Bohrlochs BRC 4, das von der ETH Zürich in Kooperation mit dem ENSI zum Zweck der Bohrkernentnahme abgeteuft worden ist und danach freundlicherweise der TUC zur weiteren Untersuchung zur Verfügung gestellt worden ist, ist zu einem früheren Zeitpunkt aus organisatorischen Gründen nicht realisierbar gewesen. Aufgrund eines zum Zeitpunkt der Erstbefahrung anhand der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera festzustellenden signifikanten Zutritts von Wasser in das Bohrloch BRC 4 sowie aufgrund eines in einigen Teufenbereichen schon eher instabilen Zustandes der Bohrlochwand ist darauf verzichtet worden, Kalibermessungen mit der Dreiarmkalibersonde im Bohrloch BRC 4 durchzuführen.

Im Bohrloch BMB 35 sind zwischen dem 03.06.2009 und dem 17.08.2010 an insgesamt acht Observationsterminen Befahrungen mit der Axial-Bohrlochkamera vorgenommen worden. Zum ersten Observationstermin am 03.06.2009 ist darüber hinaus auch eine Befahrung des Bohrlochs BMB 35 mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführt worden. Allerdings hat die Befahrung des Bohrlochs BMB 35 mit der Axial-Bohrlochkamera am zweiten Observationstermin am 02.07.2009, also in etwa 4 Wochen nach der Erstbefahrung, gezeigt, dass sich bereits zwischen den ersten beiden Observationszeitpunkten eine recht deutliche Zunahme des Feuchtigkeitsgehaltes im Gestein der Bohrlochwand des Bohrlochs BMB 35 ergeben hat und dass darüber hinaus bereits Bohrlochwandstabilitätsprobleme in mehreren Teufenbereichen aufgetreten waren. Aufgrund der zeitnah nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35 eingetretenen Bohrlochwandstabilitätsprobleme sowie auch aufgrund des Feuchtigkeitsanstiegs musste auf eine Observation des zeitabhängigen Deformationsverhaltens des Bohrlochs BMB 35 mittels der Dreiarmkalibersonde verzichtet werden.

Im Anschluss an den letzten Observationstermin am 17.08.2010 ist gleichzeitig für das Bohrloch BMB 35 und auch für das Bohrloch BRC 3 am 18.08.2010 und am 19.08.2010 eine kombinierte Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessung über einen Zeitraum von $t \approx 22$ h durchgeführt worden. Nachfolgend werden zunächst in Abschnitt 4.2.3.3(a) die Observationsergebnisse für das Bohrloch BRC 3 dargestellt. In Abschnitt 4.2.3.3(b) folgt die Darstellung

der Observationsergebnisse für das Bohrloch BRC 4, bevor abschließend in Abschnitt 4.2.3.4 die Observationsergebnisse für das Bohrloch BMB 35 vorgestellt werden.

4.2.3.3 BRC Bohrlöcher in der Gallery 08 / tonige Fazies

(a) BRC 3

(a 1) Ausgewählte Ergebnisse der Kalibermessungen im Bohrloch BRC 3

In Bild 4.110 sind ausgewählte Messergebnisse der fünf Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde dargestellt.

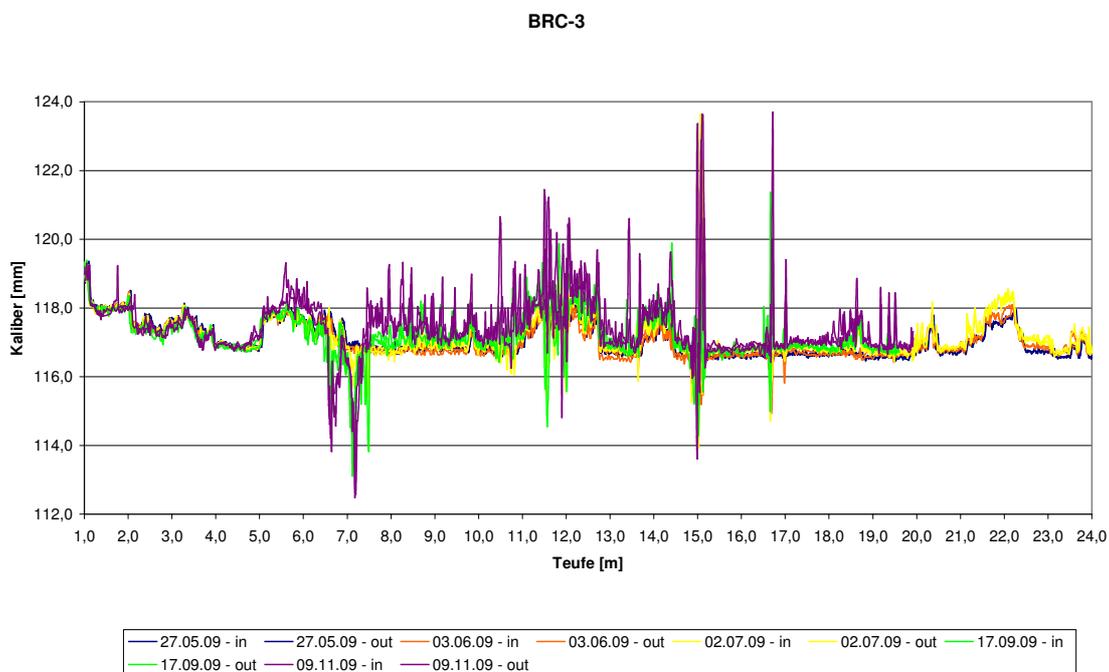


Bild 4.110: Zusammenstellung der Messergebnisse aller im Bohrloch BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde zu den fünf Observationsterminen im Observationszeitraum zwischen dem 27.05.2009 und dem 09.11.2009 durchgeführten Messungen mit einer Ausgangspositionierung der Dreiarmkalibersonde unter einem Winkel von $\phi = 0^\circ$

Es handelt sich bei den dargestellten Messwertgraphen jeweils um die Messergebnisse der Ein- und Ausfahrten der Dreiarmkalibersonde, die zu den einzelnen Observationsterminen bei einer Positionierung der Dreiarmkalibersonde unter einem Ausgangswinkel von $\phi = 0^\circ$ aufgezeichnet worden sind. Wie bereits in Abschnitt 4.2.1.2(a) beschrieben worden ist, handelt es sich bei der Ausrichtung der Sonde mit einem Ausgangswinkel von $\phi = 0^\circ$ um die Ausrichtung, in der einer der Sondenarme direkt am Bohrlochfirst anliegt. Jedem der Messwertgra-



phen wird in Bild 4.110 entsprechend dem Observationstermin, zu dem er aufgezeichnet worden ist, eine Farbe zugewiesen. Dabei sind die Messergebnisse der Ein- und Ausfahrt unter einem Ausgangswinkel von $\phi = 0^\circ$ farblich zusammengefasst worden, so dass die Ergebnisse von insgesamt zehn Messungen, die in Bild 4.110 zu betrachten sind, in fünf unterschiedlichen Farben dargestellt werden.

Aufgrund der guten Übereinstimmungen zwischen den an den einzelnen Befahrungsterminen jeweils bei der Einfahrt und bei der Ausfahrt unter $\phi = 0^\circ$ ermittelten Messwerten sind weder eine farbliche Differenzierung noch eine getrennte Betrachtung von Ein- und Ausfahrt im Rahmen der Ergebnisdiskussion notwendig. Weiterhin stimmen die Ergebnisse der unter variierten Ausgangswinkeln der Dreiarmkalibersonde vorgenommenen Messungen sehr gut mit den Ergebnissen der Messungen unter $\phi = 0^\circ$ überein, so dass die Kalibermessungen unter einem Ausgangswinkel von $\phi = 0^\circ$ als hinreichend repräsentativ für die weiteren Messergebnisse angesehen werden können und eine Darstellung der unter den weiteren Ausgangswinkeln von $\phi = 30^\circ$, $\phi = 60^\circ$ und $\phi = 90^\circ$ aufgezeichneten Messergebnisse nicht erforderlich ist.

Entscheidend für die Diskussion und Interpretation der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch BRC 3 ist somit nicht der Vergleich von unter unterschiedlichen Ausgangsausrichtungen der Sonde aufgezeichneten Messwerten und auch nicht die vergleichende Betrachtung der bei Ein- und Ausfahrt aufgenommenen Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde, sondern ausschließlich der Vergleich der zu den unterschiedlichen Observationszeitpunkten aufgenommenen Kaliberwerte. Diesem Vergleich von zu den unterschiedlichen Observationszeitpunkten aufgezeichneten Messergebnissen dient die Darstellung der Messergebnisse in Bild 4.110. Die Messergebnisse vom ersten Observationstermin am 27.05.2009 sind dazu in Blau dargestellt, die Messergebnisse der Befahrungen vom 03.06.2009 sind orangefarben dargestellt, Gelb symbolisiert die Messergebnisse vom 02.07.2009, während die Messwertgraphen vom 17.09.2009 in Grün und die Messwertgraphen der letzten Befahrung des Bohrlochs BRC 3 vom 09.11.2009 in Violett dargestellt sind.

Der Gegenüberstellung der Messergebnisse der fünf Observationstermine zwischen dem 27.05.2009 und dem 09.11.2009 können vier zentrale Informationen entnommen werden. Diese vier wichtigsten Erkenntnisse aus der Gegenüberstellung der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde können folgendermaßen festgehalten werden:



- (1) Auf den ersten viereinhalb Teufenmetern bestehen nahezu keine Unterschiede zwischen den zu den unterschiedlichen Observationszeitpunkten aufgezeichneten Messergebnissen.
- (2) Nach einem in etwa $l \approx 3$ m langen Übergangsbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,5$ m und $t_{BL} \approx 7,5$ m, in dem sich keine eindeutige systematische Beziehung zwischen den zu den einzelnen Observationsterminen gehörenden Messergebnissen feststellen lässt, beginnt ab $t_{BL} \approx 7,5$ m der Teufenbereich des Bohrlochs BRC 3, in dem die Messergebnisse umso größere Kaliberwerte erreichen, je später sie von der Dreiarmkalibersonde aufgezeichnet worden sind. Während die blau dargestellten Messergebnisse vom 27.05.2009 noch weitestgehend identisch sind mit den orangefarben dargestellten Messergebnissen vom 03.06.2009, ist der Betrachtung von Bild 4.110 eindeutig zu entnehmen, dass die gelb dargestellten Messwertgraphen vom 02.07.2009 jenseits von $t_{BL} \approx 7,5$ m beinahe durchgängig oberhalb der Messwertgraphen vom 27.05.2009 und vom 03.06.2009 verlaufen. Dabei liegen die Messwertgraphen vom 02.07.2009 umso mehr oberhalb der Messwertgraphen der vorangegangenen Messungen, je näher der betrachtete Teufenbereich am Bohrlochtiefsten liegt. Die in Grün dargestellten Messwertgraphen der Messungen vom 17.09.2009 liegen in dem Teufenbereich ab $t_{BL} \approx 7,5$ m oberhalb der gelben Messwertgraphen vom 02.07.2009 und werden ihrerseits bezüglich der Größe der gemessenen Kaliberwerte nur noch von den violett dargestellten Messergebnissen vom 09.11.2009 übertroffen.
- (3) Neben der Tatsache, dass die gemessenen Kaliberwerte ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 7,5$ m von Observationstermin zu Observationstermin stetig größere Zahlenwerte erreichen, fällt bei der Betrachtung von Bild 4.110 auf, dass die Verläufe der Messwertgraphen von Messung zu Messung unruhiger werden und dass insbesondere bei den Messungen vom 17.09.2009 und vom 09.11.2009 deutlich kleinere Minimalwerte, deutlich größere Maximalwerte und insgesamt deutlich größere Messwertbandbreiten erreicht werden als bei den vorangehenden Messungen. Diese Beobachtung gilt insbesondere für den Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,5$ m und $t_{BL} \approx 15,0$ m.
- (4) Die Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde sind nur zu den ersten drei Befahrungsterminen bis hin zum Bohrlochtiefsten durchgeführt worden. Bei den letzten beiden Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde sind die Messungen in einer Teufe von $t_{BL} \approx 20$ m abgebrochen worden.



Auf eine detaillierte Beschreibung der Verläufe der einzelnen Messwertgraphen mit der Ausbildung absoluter oder lokaler Minimal- und Maximalwerte soll im Rahmen der Beschreibung und Diskussion der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde verzichtet werden. Die zeitabhängige Entwicklung der Eigenschaften des Gesteins im Bereich der Bohrlochwand mit seinen Auswirkungen auf die Standfestigkeit der Bohrlochwand und die Form der Bohrlochkontur in einzelnen Teufenbereichen wird im nachfolgenden Abschnitt noch anhand der Darstellung von zu den unterschiedlichen Observationszeitpunkten entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vorgestellt. Im übernächsten Abschnitt erfolgt dann eine Korrelation von den in Bild 4.110 bereits vorgestellten Messergebnissen mit ausgesuchten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera, wodurch einige der Minimal- und Maximalwerte der in Bild 4.110 dargestellten Messwertgraphen erklärt werden können. Im vorliegenden Abschnitt erfolgt eine Beschränkung auf die Diskussion der oben aufgeführten vier zentralen Erkenntnisse aus der Betrachtung von Bild 4.110 auf qualitativer Ebene. Dazu werden zweckmäßigerweise auch einige Erkenntnisse aus der Videoobservation des Bohrlochs BRC 3 mit der Axial-Bohrlochkamera zur Erklärung herangezogen, die im nächsten Abschnitt nicht explizit angesprochen werden. Während im vorliegenden Abschnitt eher grundlegende Tendenzen der innerhalb des Bohrlochs BRC 3 ablaufenden zeitabhängigen Entwicklung identifiziert werden sollen, liegt der Schwerpunkt im nachfolgenden Abschnitt 4.2.3.3(a2) eher in der zeitabhängigen Entwicklung des Tragverhaltens des Gebirges im Bereich der Bohrlochwand in ausgewählten Teufenbereichen.

Im Bohrloch BRC 3 zeigt sich sehr deutlich der Einfluss von hydraulisch-mechanisch gekoppelten Effekten auf das Trag- und Deformationsverhalten. So hat die Auswertung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera ergeben, dass der Teufenbereich zwischen dem Bohrlochmund und einer Teufe von $t_{BL} \approx 4,5$ m über den gesamten Observationszeitraum auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera einen überwiegend trockenen Eindruck erweckt. Die Bohrlochwand hinterlässt auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera, die zwischen dem 09.11.2009 und dem 17.08.2010 entstanden sind, einen je nach Teufenlage partiell zwar feuchten, aber überwiegend dennoch trockenen und standfesten Eindruck, bevor ihr Erscheinungsbild sich im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,0$ m und $t_{BL} \approx 4,5$ m dahingehend verändert, dass das Gestein der Bohrlochwand auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera durchfeuchtet und weich wirkt. Es ist davon auszugehen, dass die Messarme der Dreiarmkalibersonde sich tiefer in aufgeweichtes Gestein hineindrücken können als in festes trockenes Ge-



stein. Somit werden von der Dreiarmkalibersonde in Teufenbereichen mit aufgeweichtem Gestein in der Bohrlochwand größere Kaliberwerte gemessen als in Teufenbereichen, in denen das Gestein der Bohrlochwand sich in einem trockenen und daher standfesten Zustand befindet.

Zum Observationszeitpunkt am 17.09.2009 liegt der anhand der optischen Begutachtung der Bohrlochwand identifizierbare Übergang zwischen trockener und fester sowie durchfeuchteter und aufgeweichter Bohrlochwand noch in einer Teufe von $t_{BL} \approx 7,5$ m. So kann anhand der zeitabhängig innerhalb des Bohrlochs BRC 3 von unten nach oben aufsteigenden Durchfeuchtung der Bohrlochwand erklärt werden, weshalb die Messergebnisse aller fünf Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde auf den ersten viereinhalb Teufenmetern nahezu identisch sind, während sich die Messwerte vom Observationstermin am 09.11.2009 ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 4,5$ m von den Messwerten der übrigen Befahrungen abheben und die Messwerte der Kalibermessungen vom 17.09.2009 ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 7,5$ m oberhalb der Messergebnisse der vor dem 17.09.2009 durchgeführten Messungen liegen.

Die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde vom 02.07.2009 liegen in etwa ab einer Teufe von $t_{BL} \approx 8,5$ m oberhalb der Messergebnisse der zuvor durchgeführten Messungen. Eine eindeutige Veränderung der Beschaffenheit des Gesteins im Bereich der Bohrlochwand ist auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera vom 02.07.2009 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 8,5$ m nicht zu erkennen, da aber auch zu diesem Observationszeitpunkt schon gilt, dass die Beschaffenheit des Gesteins der Bohrlochwand mit zunehmender Teufe feuchter und weicher wird und die optisch identifizierbare Differenz zwischen den Messergebnissen vom 02.07.2009 und den Ergebnissen der davor durchgeführten Kalibermessungen mit zunehmender Teufe tendenziell ansteigt, darf auch hier davon ausgegangen werden, dass Aufweichungseffekte im Gestein der Bohrlochwand für die Messwertdifferenzen verantwortlich sind. Es lässt sich anhand der in Bild 4.110 dargestellten Messergebnisse aus dem Bohrloch BRC 3 zusammenfassend feststellen, dass

- (1) eine Aufweichung/Entfestigung des Gesteins im Bereich der Bohrlochwand zeitabhängig vom Bohrlochtiefsten in Richtung des Bohrlochmundes erfolgt und
- (2) der Aufweichungsgrad des Gesteins der Bohrlochwand von Observationstermin zu Observationstermin zunimmt und sich die Messarme der Kalibersonde somit tiefer in das Gestein der Bohrlochwand hineindrücken können.



Weshalb im Rahmen der zeitabhängig voranschreitenden Aufweichungen des Gesteins der Bohrlochwand insbesondere die Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 15,0$ m, aber auch im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 18,0$ m bis $t_{BL} \approx 20,0$ m eine deutlich unebenere Beschaffenheit ausbildet, woraus ein unruhigerer Verlauf der Messwertgraphen folgt, während im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 15,0$ m und $t_{BL} \approx 18,0$ m zwar eine Aufweichung des Gesteins der Bohrlochwand feststellbar ist, aber die Messwertgraphen in diesem Teufenbereich vergleichsweise ruhig verlaufen, ist im Rahmen der hier durchgeführten Arbeiten nicht aufzuklären gewesen. Jedoch lassen die unterschiedlichen Verläufe der Messwertgraphen der Dreiarmkalibersonde in den unterschiedlichen Teufenbereichen des Bohrlochs BRC 3 auf unterschiedliche hydraulische Sensibilitäten des Gesteins im Bereich der Bohrlochwand schließen. Während im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 15,0$ m das Gestein durch den voranschreitenden Feuchtigkeitsanstieg stark in seinem Deformationsverhalten und in geringem Ausmaß scheinbar auch in seinem Tragverhalten beeinflusst wird (kleinere Gesteinsabplatzungen/-ablösungen führen zu der beschriebenen unebenen Beschaffenheit der Bohrlochwand), hat im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 15,0$ m und $t_{BL} \approx 18,0$ m das Voranschreiten des Feuchtigkeitsanstiegs mit Ausnahme zweier starker Messwertgraphenausschläge in diesem Teufenbereich in erster Linie nur einen Einfluss auf das Deformationsverhalten. Es wurden im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 15,0$ m und $t_{BL} \approx 18,0$ m kleinere Deformationen gemessen als im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,0$ m und $t_{BL} \approx 15,0$ m. Für die unterschiedlichen Auswirkungen der Gesteinsaufweichung in den unterschiedlichen Teufenbereichen existieren drei grundlegende Erklärungsansätze, die hier am Beispiel der Teufenbereiche von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 15,0$ m und $t_{BL} \approx 15,0$ m bis $t_{BL} \approx 18,0$ m kurz erläutert werden sollen:

- (1) Bei in etwa identischer zutretender Wassermenge / identischer Aufsättigungsrate in beiden betrachteten Teufenbereichen besitzt das Gestein im Bereich der Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 15,0$ m eine höhere hydraulische Sensibilität als das Gestein im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 15,0$ m bis $t_{BL} \approx 18,0$ m.
- (2) In beiden betrachteten Teufenbereichen besitzt das Gestein im Bereich der Bohrlochwand eine vergleichbare hydraulische Sensibilität, jedoch ist im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 15,0$ m der Wasserzutritt stärker als im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 15,0$ m bis $t_{BL} \approx 18,0$ m, da das Gestein hier eine höhere hydraulische Konduktivität aufweist oder das Wasser entlang von Klüften oder entlang von Schichtflächen mit erhöhter hydraulischer Konduktivität dem Teufenbereich zutreten kann.



(3) Die mechanische Festigkeit des Gesteins im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 15,0$ m ist geringer als im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 15,0$ m bis $t_{BL} \approx 18,0$ m, so dass eine in etwa identische feuchtigkeitsbedingte Festigkeitsabnahme im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 15,0$ m mit signifikanteren Auswirkungen verbunden ist als im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 15,0$ m bis $t_{BL} \approx 18,0$ m.

Es ist darüber hinaus nicht als unwahrscheinlich anzusehen, dass eine Kombination der oben genannten Erklärungsansätze (1) bis (3) den tatsächlichen Grund für die aus den Messergebnissen der Kalibersonde in Bild 4.110 heraus interpretierbare unterschiedliche Entwicklung verschiedener Teufenbereiche des Bohrlochs BRC 3 darstellt.

Der Grund dafür, dass die Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde am 17.09.2009 und am 09.11.2009 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 20,0$ m abgebrochen worden sind, besteht darin, dass bei der Befahrung des Bohrlochs BRC 3 mit der Axial-Bohrlochkamera eine größere Menge von Sickerwasser, das sich am Bohrlochtiefsten angesammelt hatte, detektiert worden ist. Die darauf folgenden Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Axial-Bohrlochkamera zu den nachfolgenden Observationsterminen haben eine stetige Zunahme des am Bohrlochtiefsten angesammelten Sickerwassers ergeben. Der Wasserzutritt in das Bohrloch BRC 3 wird nachfolgend in Abschnitt 4.2.3.3(a 4) im Rahmen der Vorstellung der mit der Axial-Bohrlochkamera gewonnenen Observationsergebnisse noch detailliert beschrieben.

(a 2) Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs BRC 3

Im vorangegangenen Abschnitt ist auf Basis der Gegenüberstellung von ausgewählten Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde in Bild 4.110 die zeitabhängige Entwicklung des Deformationsverhaltens der Bohrlochkontur innerhalb des Bohrlochs BRC 3 diskutiert worden. Dabei ist bisher ausschließlich auf die großräumige Entwicklung des Deformationsverhaltens mit einem zu den fünf Observationsterminen, an denen die Dreiarmkalibersonde zum Einsatz gekommen ist, nahezu unveränderten Teufenbereich zwischen Bohrlochmund und $t_{BL} \approx 4,5$ m, einem Teufenbereich mit starken Aufweichungserscheinungen und Bohrlochkonturaufweitungen zwischen $t_{BL} \approx 7,0$ m bis $t_{BL} \approx 15,0$ m und einem Teufenbereich mit weniger stark ausgeprägten Bohrlochkonturaufweitungen zwischen $t_{BL} \approx 15,0$ m bis $t_{BL} \approx 18,0$ m eingegangen worden.



Die in Bild 4.110 dargestellten Messwertgraphen weisen jedoch auch stark ausgeprägte lokal sehr begrenzte Peaks mit sprunghaft erreichten Minimal- und Maximalwerten auf, die im Rahmen der Vorstellung und Diskussion der Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch BRC 3 nicht Gegenstand waren. Im vorliegenden Abschnitt wird nachfolgend die zeitliche Entwicklung von fünf Teufenbereichen des Bohrlochs BRC 3 anhand der Gegenüberstellung von zu den unterschiedlichen Observationszeitpunkten entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera dokumentiert. In jedem der fünf betrachteten Teufenbereiche kommt es im Verlauf des Observationszeitraums zur Ausbildung von Bohrlochwandinstabilitäten. Im Rahmen der Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Kalibermessungen im Bohrloch BRC 3 mit ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation im Bohrloch BRC 3 werden die nachstehend in ihrer Entwicklung diskutierten Bohrlochwandinstabilitäten im nachfolgenden Abschnitt 4.2.3.3(a 3) mit den in Bild 4.110 zu betrachtenden Peaks der Messwertgraphen korreliert.

In Bild 4.111 ist zunächst die Ausbildung einer ringförmigen Struktur entlang der Bohrlochkontur im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 6,5$ m bis $t_{BL} \approx 6,7$ m anhand einer Bilderserie nachzuvollziehen, die aus den zu den einzelnen Observationszeitpunkten entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera besteht.

Die jeweils am rechten oberen Bildrand jeder einzelnen Aufnahme eingefügte Zeitangabe enthält das ungefähre Alter des Bohrlochs BRC 3 zum Zeitpunkt der Entstehung der Aufnahme. Die Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Axial-Bohrlochkamera haben am 27.05.2009, am 03.06.2009, am 02.07.2009, am 17.09.2009 und am 09.11.2009 stattgefunden. Bis zu diesem Zeitpunkt sind jeweils zu den gleichen Observationszeitpunkten zusätzlich noch die im vorangehenden Abschnitt 4.2.3.3(a 1) bereits beschriebenen Kalibermessungen mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführt worden. Darüber hinaus sind am 06.05.2010, am 23.06.2010, am 13.07.2010 und am 17.08.2010 Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Axial-Bohrlochkamera vorgenommen worden.

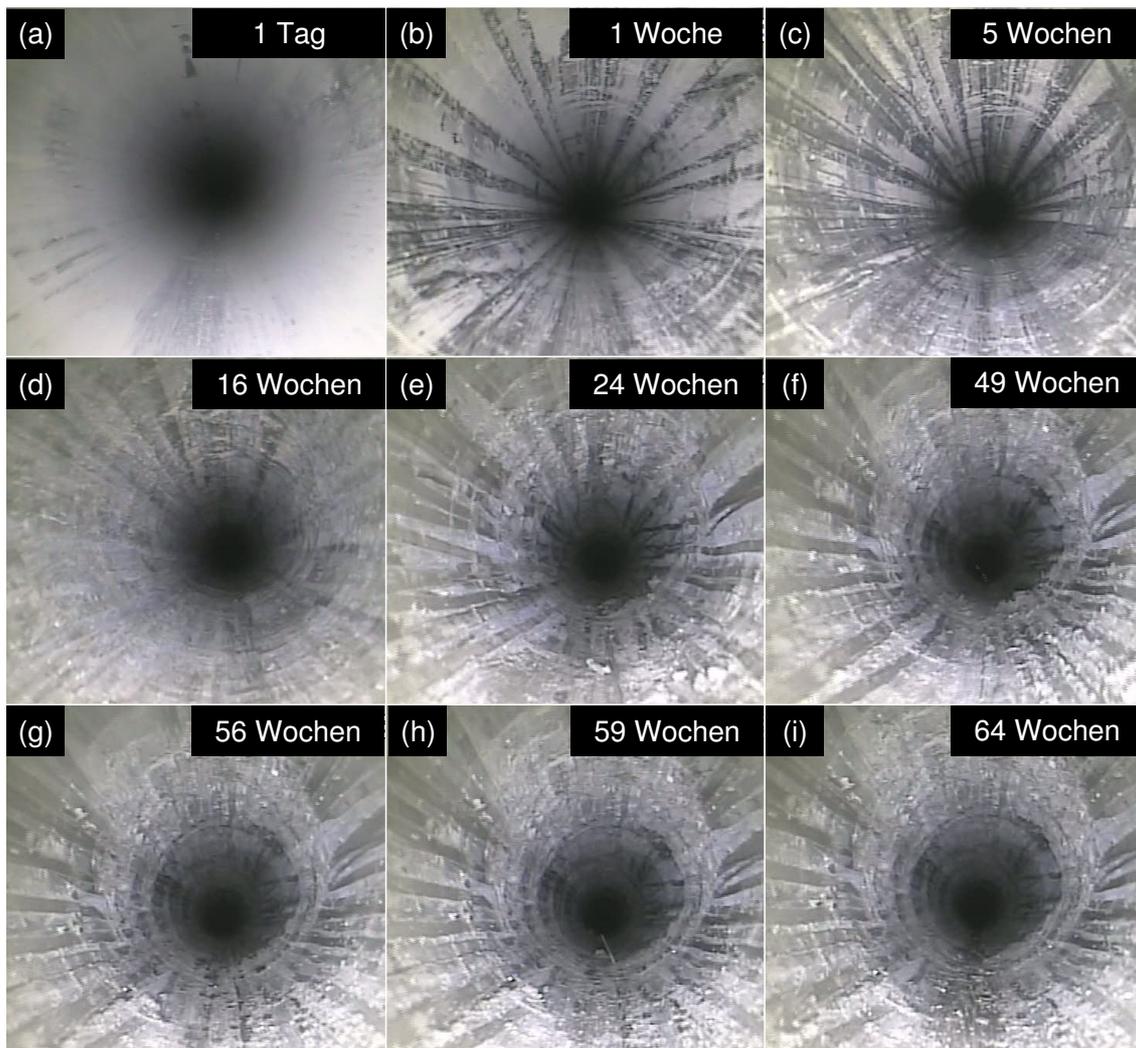


Bild 4.111: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 27.05.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 6,5 \text{ m}$ bis $t_{BL} \approx 6,7 \text{ m}$

Bild 4.111(a) zeigt die weitgehend trockene und ungeschädigte Bohrlochwand in dem einen Tag alten Bohrloch BRC 3. Die Bohrlochwand ist mit Bohrstaub bedeckt und die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera wirkt insgesamt etwas unscharf, was daraus resultiert, dass auch die Luft innerhalb des Bohrlochs noch durch den Bohrstaub verunreinigt wird, der sich noch nicht an der Bohrlochwand abgesetzt hat.

Deutlich schärfer wirkt die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(b), die eine Woche nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 entstanden ist. Zu diesem Observationszeitpunkt wirkt die Bohrlochwand teils feucht und teils trocken. Ein Feuchtigkeitszutritt in das Gestein der Bohrlochwand scheint zu diesem Zeitpunkt insbesondere entlang der Spuren der Dreiarmskalibersonde zu erfolgen, was daran zu erkennen ist, dass die Spuren der Dreiarmska-



libersonde sich auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera dunkel verfärben, während das zwischen den Spuren der Dreiarmkalibersonde gelegene Gestein die gleiche gräuliche Färbung beibehalten hat, die zum ersten Observationszeitpunkt die gesamte Bohrlochwand in dem einen Tag alten und komplett trockenen Bohrloch BRC 3 gehabt hat. Im Firstbereich des Bohrlochs sind in dem Bereich, in dem sich später die ringförmige Struktur ausbilden wird, einige strukturelle Auffälligkeiten in der Bohrlochwand zu erkennen, die sich gegen die feuchten und daher dunkel verfärbten Spuren der Dreiarmkalibersonde abheben.

Die Durchfeuchtung des Gesteins der Bohrlochwand setzt sich in den vier Wochen zwischen dem zweiten und dem dritten Observationszeitpunkt weiter fort, was dazu führt, dass auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(c) nur noch einige schmale Streifen, die zwischen den Spuren der Dreiarmkalibersonde in Längsrichtung entlang der Bohrlochwand verlaufen, eine staubig-gräuliche Färbung aufweisen. Die größten Teile der Bohrlochwand haben sich zu diesem Observationszeitpunkt bereits aufgrund des im betrachteten Teufenbereich voranschreitenden Feuchtigkeitsanstiegs dunkel verfärbt.

Die bereits in Bild 4.111(b) sichtbaren Strukturen im Firstbereich sind in Bild 4.111(c) noch etwas deutlicher zu erkennen und es ist bei genauerer Betrachtung von Bild 4.111(c) auch zu erahnen, dass die erkennbaren Strukturen sich ringförmig um die gesamte Bohrlochkontur herum erstrecken. Allerdings haben zu diesem Observationszeitpunkt weder die erkennbaren und wahrscheinlich präexistenten Strukturen noch die deutliche Feuchtigkeitszunahme einen Einfluss auf die Beschaffenheit des Gesteins der Bohrlochwand oder auf die Standfestigkeit der Bohrlochwand.

Hinweis: Die Präexistenz der Strukturen ist aufgrund der Staubschicht, die in den ersten Tagen zunächst die Bohrlochwand bedeckt, nicht mit Sicherheit nachweisbar.

Zum Observationszeitpunkt 16 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 mit der zugehörigen Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(d) hinterlässt die Bohrlochwand beim Betrachten einen komplett durchfeuchteten Eindruck. Die staubig-gräulich erscheinenden Längsstreifen entlang der Bohrlochwand aus Bild 4.111(c) sind nicht mehr zu identifizieren und die Spuren der Dreiarmkalibersonde sind beim Betrachten von Bild 4.111(d) nicht mehr so eindeutig zu erkennen und klar abgrenzbar wie in Bild 4.111(c), da sie sich farblich nicht mehr von den übrigen Bohrlochwandbereichen abheben. Aufgrund der bisherigen Erfahrungen der TUC bei der Auswertung von Aufnahmen der Axial-



Bohrlochkamera und aufgrund des Kontrastes zu dem gräulichen Erscheinungsbild der trockenen Bohrlochwandbereiche kann mit Sicherheit davon ausgegangen werden, dass die Bohrlochwandoberfläche im hier betrachteten Teufenbereich zum Observationszeitpunkt 16 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 an jeder Stelle feucht ist, auch wenn die Bohrlochwandoberfläche auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(d) noch eher matt wirkt und nicht so feucht glänzend erscheint wie es im vorangehenden Abschnitt 4.2.2 auf einigen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus Bohrlöchern im URL Tournemire zu beobachten ist und wie es zu späteren Observationszeitpunkten auch für das Bohrloch BRC 3 der Fall sein wird. Weitreichende Veränderungen der Bohrlochwandbeschaffenheit oder eine Beeinflussung der Bohrlochwandstabilität sind auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(d) trotz des weiter fortgeschrittenen Feuchtigkeitsanstiegs nicht eindeutig zu identifizieren, auch wenn leichte Veränderungen der Bohrlochwandbeschaffenheit in dem Bereich, in dem sich später die ringförmige Struktur ausbildet, zu erahnen sein mögen.

Nicht mehr nur zu erahnen, sondern nunmehr eindeutig zu erkennen sind die Veränderungen der Bohrlochwandbeschaffenheit bei der Betrachtung von Bild 4.111(e). Zum Observationszeitpunkt 24 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 hat sich im betrachteten Teufenbereich entlang der Bohrlochwand ein um die komplette Bohrlochkontur herum verlaufender Ring aus aufgeweichtem Gestein gebildet, der in den Bohrlochquerschnitt hineinragt. Die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(e) mit der 24 Wochen alten Bohrlochwand stammt vom Observationszeitpunkt am 09.11.2009, also von dem Observationszeitpunkt, an dem das Bohrloch BRC 3 zum letzten Mal mit der Dreiarmkalibersonde befahren worden ist. Eine Zuordnung der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera aus Bild 4.111(e) zu den Messergebnissen vom 09.11.2009 erfolgt im nächsten Abschnitt im Rahmen der Korrelation von Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde mit den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera.

Im Vergleich zu der Ausbildung des Gesteins, die auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera, die 16 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 entstanden ist, zu ersehen ist, wirkt das Gestein im Bereich der Bohrlochwand auf der nachfolgenden Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(e) insgesamt feuchter und aufgeweichter. Der Eindruck einer deutlichen Feuchtigkeitszunahme im Gestein der Bohrlochwand rührt vor allen Dingen daher, dass auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(e) das Gestein



der Bohrlochwand das Licht der Axial-Bohrlochkamera deutlich heller reflektiert als auf der Aufnahme in Bild 4.111(d).

Trotz der deutlich erkennbaren Feuchtigkeitszunahme im Gestein der Bohrlochwand innerhalb der ersten 24 Wochen des Observationszeitraums und trotz der Ausbildung einer in den Bohrlochquerschnitt hineinragenden ringförmigen Struktur aus aufgeweichtem Gestein innerhalb der ersten 24 Wochen des Observationszeitraums erweist sich der Bohrlochquerschnitt im betrachteten Teufenbereich von $t_{BL} \approx 6,5$ m bis $t_{BL} \approx 6,7$ m auch in den restlichen 40 Wochen des Observationszeitraums bis hin zur 64. Observationswoche als standfest. Im Observationszeitraum zwischen der 24. Woche und der 49. Woche verändert sich die beschriebene ringförmige Struktur noch dahingehend, dass etwas mehr zumindest partiell aufgeweichtes Gestein in den Bohrlochquerschnitt hineinragt, wie der Betrachtung der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(f) entnommen werden kann.

Anhand der optischen Begutachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.111(f) bis Bild 4.111(i) sind keine signifikanten Veränderungen der Bohrlochkontur oder der Bohrlochwandbeschaffenheit in den letzten 15 Wochen des Observationszeitraums mehr zu identifizieren. Zumindest augenscheinlich stabilisieren sich die geomechanisch-geohydraulischen Bedingungen im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 6,5$ m bis $t_{BL} \approx 6,7$ m gegen Ende des 64-wöchigen Observationszeitraums, nachdem insbesondere in den ersten 24 Wochen des Observationszeitraums eine starke Feuchtigkeitszunahme im Gestein der Bohrlochwand und eine sehr wahrscheinlich unmittelbar damit einhergehende Festigkeitsabnahme des Gesteins im Bereich der Bohrlochwand zu verzeichnen war.

Eine nahezu identische Entwicklung wie im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 6,5$ m bis $t_{BL} \approx 6,7$ m hat sich im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,1$ m und $t_{BL} \approx 7,3$ m abgespielt. Die zeitabhängig vorschreitende Ausbildung einer ringförmig in den Bohrlochquerschnitt hineinragenden Struktur aus aufgeweichtem Gestein kann bei der Betrachtung der Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.112 nachverfolgt werden.

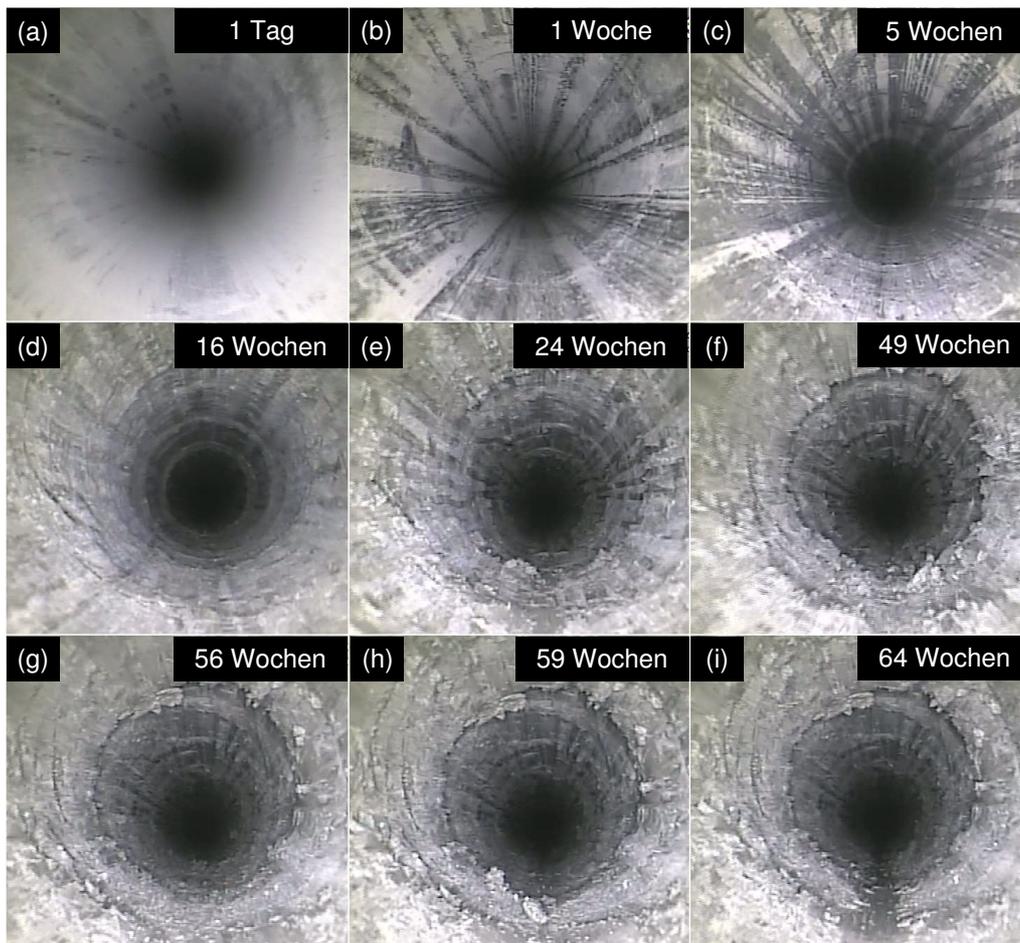


Bild 4.112: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 27.05.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,1$ m bis $t_{BL} \approx 7,3$ m

Auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.112(a) bis Bild 4.112(e) ist das Anwachsen des Feuchtigkeitsgehaltes im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,1$ m bis $t_{BL} \approx 7,3$ m in identischer Weise, wie es bereits in Bild 4.111 mit den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,5$ m und $t_{BL} \approx 6,7$ m beobachtet werden kann, dokumentiert. Auch im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 7,1$ m bis $t_{BL} \approx 7,3$ m erfolgt innerhalb der ersten 16 Wochen eine Durchfeuchtung des zu Beginn des Observationszeitraumes trockenen Gesteins entlang der kompletten Bohrlochkontur. Ein weiterer Feuchtigkeitsanstieg im Gestein der Bohrlochwand erfolgt zwischen der 16. und der 24. Observationswoche. Zwar ist bereits auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.112(b), die eine Woche nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 entstanden ist, eine ringförmig um die Bohrlochkontur herumreichende Struktur im Gestein der Bohrlochwand erkennbar, zur Ausbildung eines Rings mit deutlich erkennbar in den Bohrlochquerschnitt hineinragendem Gestein kommt es allerdings



erst zwischen der 16. und der 24. Observationswoche, wie den dazugehörigen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.112(d) und Bild 4.112(e) entnommen werden kann. Im durchfeuchteten Gestein der Bohrlochwand setzt sich die Verkleinerung des Bohrlochquerschnitts augenscheinlich bis zur 49. Observationswoche mit der dazugehörigen Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.112(f) fort. Anhand der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in der Bilderserie von Bild 4.112(f) bis Bild 4.112(i), die die Entwicklung der Bohrlochwandkontur im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,1$ m und $t_{BL} \approx 7,3$ m in der Zeit zwischen der 49. Woche und der 64. Woche zeigt, lässt sich feststellen, dass hier, wie auch schon im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 6,5$ m bis $t_{BL} \approx 6,7$ m, in den letzten 15 Wochen des Observationszeitraumes keine signifikanten Veränderungen an der Bohrlochkontur auftreten.

Insgesamt lassen sich somit sehr große Übereinstimmungen zwischen den zeitabhängigen Entwicklungen in den beiden nur in etwa $\Delta t_{BL} \approx 0,6$ m voneinander entfernt im Bohrloch BRC 3 liegenden Bohrlochquerschnitten sowohl bezüglich der Resättigung des Gesteins im Bereich der Bohrlochwand wie auch bezüglich der Gesteinsreaktion auf die Aufsättigung feststellen.

Die zeitliche Entwicklung der Bohrlochkontur im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 13,3$ m und $t_{BL} \approx 13,5$ m innerhalb des Bohrlochs BRC 3 kann in der in Bild 4.113 dargestellten Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera betrachtet werden.

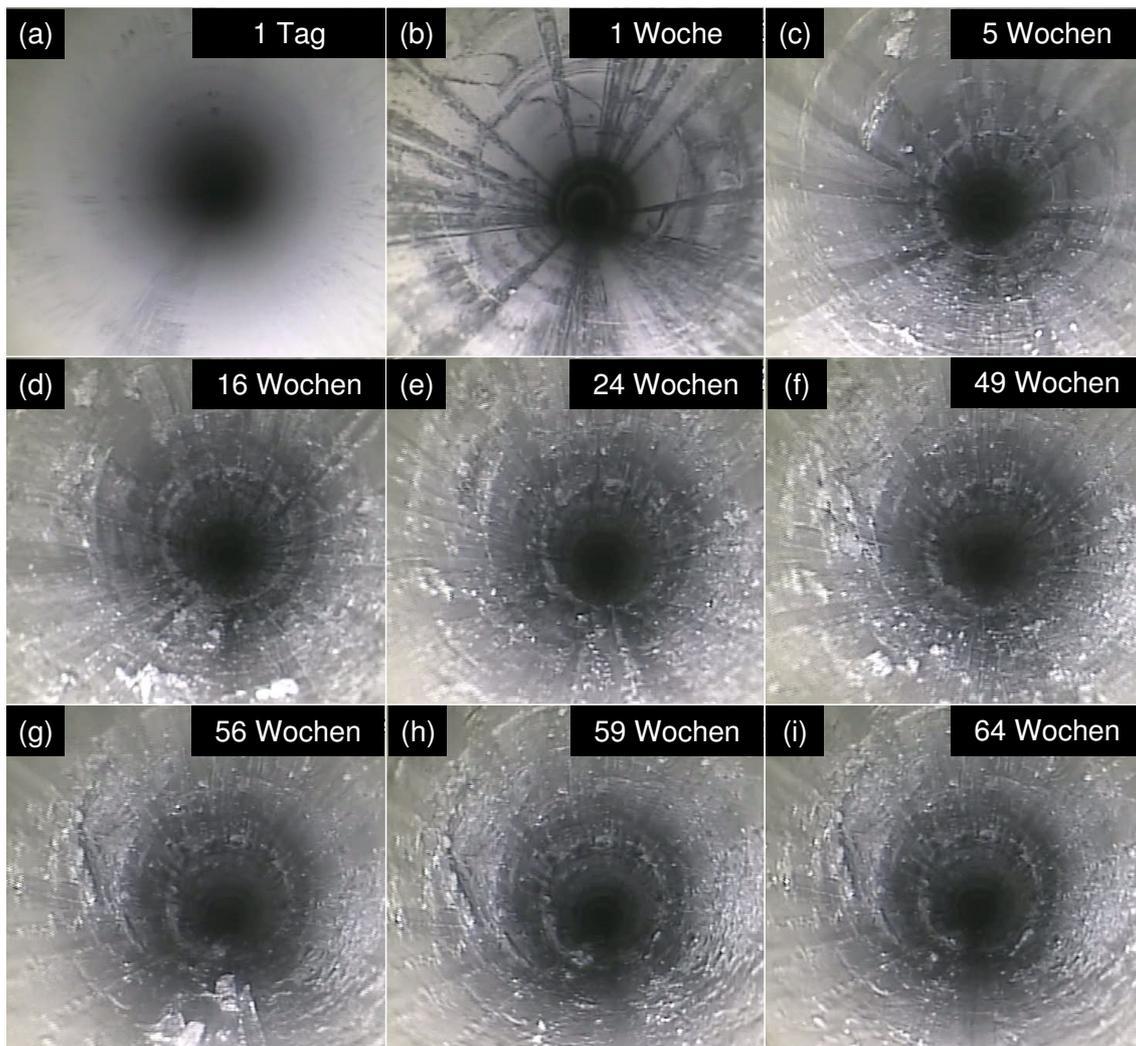


Bild 4.113: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 27.05.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 13,3$ m bis $t_{BL} \approx 13,5$ m

In der hier betrachteten Teufenlage ist die vollständige Durchfeuchtung des Gesteins entlang der Bohrlochkontur im Gegensatz zu den zuvor beschriebenen Teufenbereichen von $t_{BL} \approx 6,5$ m bis $t_{BL} \approx 6,7$ m und $t_{BL} \approx 7,1$ m bis $t_{BL} \approx 7,3$ m bereits zum Observationszeitpunkt fünf Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 erreicht. Auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.113(c), die den Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 13,3$ m und $t_{BL} \approx 13,5$ m fünf Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 zeigt, ist im linken oberen Bereich der Bohrlochkontur bereits eine leichte Schädigung der Bohrlochwand zu erkennen. Etwas tiefer im Bohrloch BRC 3 ist es zu diesem Zeitpunkt bereits zur Ausbildung einer ringförmigen Struktur gekommen. Zwar hat sich die ringförmige Struktur bereits fünf Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 ausgebildet, jedoch stagniert ihre weitere

Entwicklung nahezu und sie erreicht nicht die Ausprägung wie die beiden ringförmigen Strukturen in den Teufenbereichen von $t_{BL} \approx 6,5$ m bis $t_{BL} \approx 6,7$ m und $t_{BL} \approx 7,1$ m bis $t_{BL} \approx 7,3$ m.

Innerhalb des Bohrlochs BRC 3 kommt es innerhalb des Observationszeitraumes zur Ausbildung zahlreicher kleinerer ringförmiger Strukturen, die jedoch keinen größeren Einfluss auf die Stabilität der Bohrlochwand zu haben scheinen und die in ihren räumlichen Ausmaßen so gering sind, dass sie sich nicht signifikant auf die Messergebnisse der Dreiarmkalibersonde auswirken. Die in den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.113 zu erkennende ringförmige Struktur ist daher auch nicht der Grund dafür, weshalb die Entwicklung des Teufenbereiches zwischen $t_{BL} \approx 13,3$ m und $t_{BL} \approx 13,5$ m hier dargestellt ist. Vielmehr geht es um die Dokumentation der Ausbildung der Gesteinsabplatzung im linken oberen Stoßbereich. Bei der Gesteinsabplatzung im linken oberen Stoßbereich handelt es sich um die einzige innerhalb des Bohrlochs BRC 3 detektierte Bohrlochwandinstabilität, die nicht mit der Ausbildung einer ringförmig um die gesamte Bohrlochkontur herumreichenden Struktur einhergeht, sondern die auf einen eingeschränkten Bereich der Bohrlochkontur begrenzt ist. Erste Ansätze einer Schädigung der Bohrlochwand im linken oberen Bereich der Bohrlochkontur sind bereits auf der in Bild 4.113(c) dargestellten Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera, die fünf Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 entstanden ist, zu erkennen.

Bild 4.113(d) und Bild 4.113(e) zeigen dann das Fortschreiten der Abnahme der Stabilität der Bohrlochwand im Observationszeitraum fünf Wochen bis 24 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3. Eine eindeutig erkennbare Herauslösung von Gestein aus der Bohrlochwand ist jedoch erst auf der 49 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 entstandenen Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.113(f) zu erkennen. Der geschädigte Bohrlochwandbereich vergrößert sich bis zur 56. Observationswoche deutlich, wie der Betrachtung von Bild 4.113(g) entnommen werden kann. Nach der 56. Observationswoche stabilisiert sich die Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 13,3$ m und $t_{BL} \approx 13,5$ m zumindest vorübergehend, so dass bis zum Ende des Observationszeitraumes kein weiteres Anwachsen des geschädigten Bohrlochwandbereiches zu verzeichnen ist, zu erkennen aus Bild 4.113(h) und Bild 4.113(i). Zu den Gründen für die Ausbildung der Gesteinsablösung aus der Bohrlochwand heraus im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 13,3$ m und $t_{BL} \approx 13,5$ m kann keine belegte Aussage getroffen werden. Aufgrund der Einzigartigkeit der zu beobachtenden Bohrlochwandversagensstruktur innerhalb des Bohrlochs BRC 3 ist jedoch anzunehmen, dass eine



lokale Inhomogenität im Aufbau des Gesteins für die Abplatzung des Gesteins aus der Bohrlochwand heraus verantwortlich ist.

Die dramatischsten Veränderungen bezüglich der Bohrlochwandstabilität innerhalb des 64-wöchigen Observationszeitraumes ergeben sich in den Teufenbereichen von $t_{BL} \approx 14,9$ m bis $t_{BL} \approx 15,1$ m und $t_{BL} \approx 16,5$ m bis $t_{BL} \approx 16,7$ m des Bohrlochs BRC 3. In beiden Teufenbereichen, in denen eine Durchfeuchtung des Gesteins der Bohrlochwand entlang der gesamten Bohrlochkontur bereits schon nach einer Woche erreicht ist, kommt es im Observationszeitraum zwischen der ersten und der fünften Woche nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 zur Ausbildung mehrerer nahe beieinander gelegener ringförmig um die Bohrlochkontur herumreichender Strukturen. In einigen Konturbereichen folgen nachhaltige Gesteinsverschiebungen in den Bohrlochquerschnitt.

Bild 4.114 zeigt anhand einer Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera die zeitabhängige Entwicklung der Bohrlochkontur im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 14,9$ m und $t_{BL} \approx 15,1$ m.

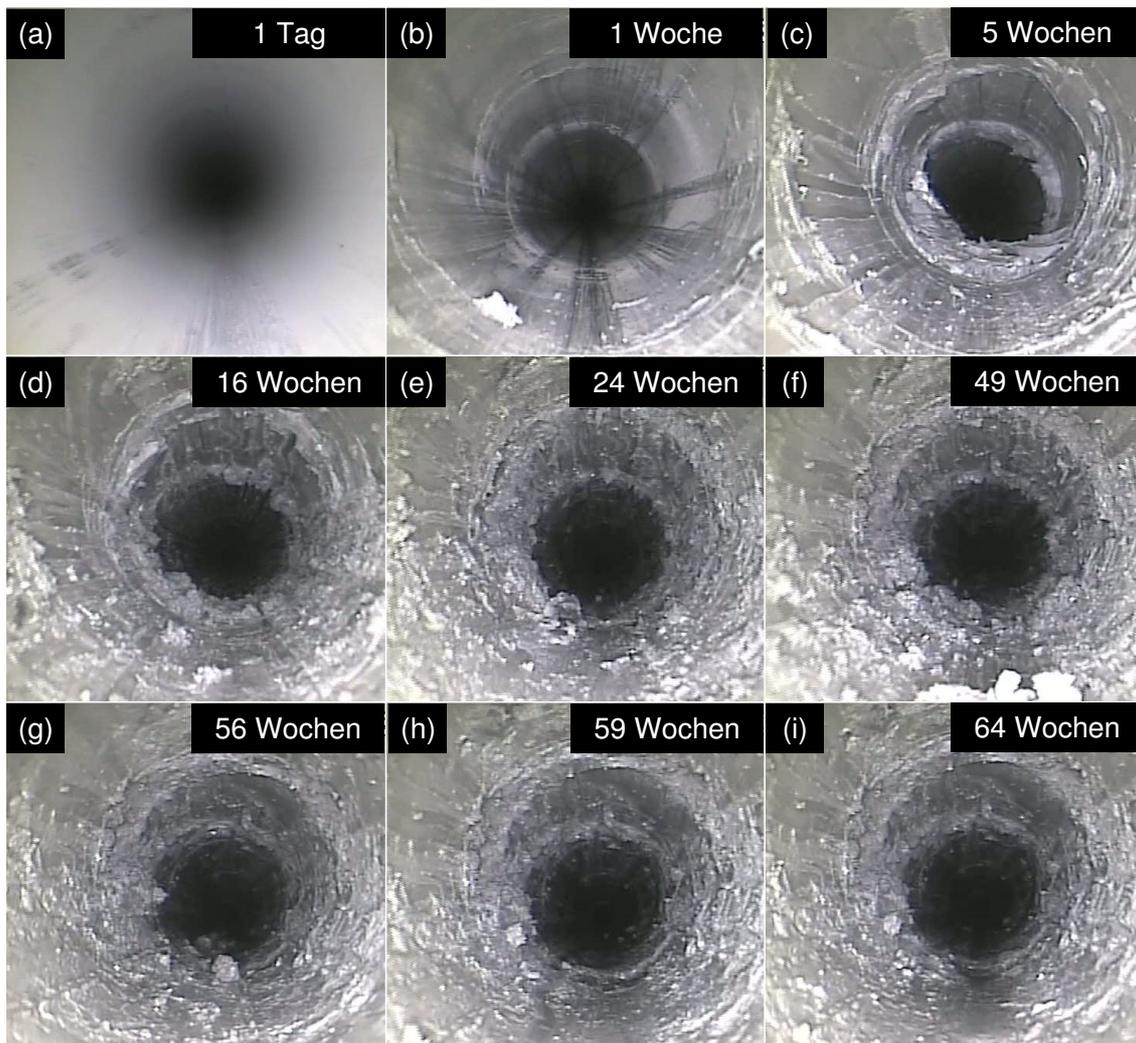


Bild 4.114: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 27.05.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 14,9$ m bis $t_{BL} \approx 15,1$ m

In Bild 4.114(b) ist das Auftreten erster ringförmiger Strukturen im Gestein der zwar feuchten, aber weitestgehend noch glatt und wenig ruptuell beansprucht erscheinenden Bohrlochwand zu erkennen. Auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.114(c), die fünf Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 entstanden ist, ist zu erkennen, dass sich im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 14,9$ m bis $t_{BL} \approx 15,1$ m zwischen der ersten und der fünften Observationswoche schwerwiegende Veränderungen ergeben haben. Das Gestein im Bereich der Bohrlochwand hinterlässt beim Betrachten von Bild 4.114(c) einen noch feuchteren Eindruck als auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.114(b) und entlang der teilweise bereits in Bild 4.114(b) zu erkennenden Strukturen kommt es zu Abschaltungen von Gestein aus der Bohrlochwand heraus. Die größte Veränderung ergibt sich im Teufenbereich von



$t_{BL} \approx 14,9$ m bis $t_{BL} \approx 15,1$ m zwischen der ersten und fünften Observationswoche im Bereich der Bohrlochsohle. Während die Bohrlochsohle nach einer Observationswoche noch einen weitgehend ungeschädigten Eindruck erweckt, haben sich zum Observationszeitpunkt fünf Wochen nach dem Abteufen größere Mengen von Gestein im Bereich der Bohrlochsohle aus der Bohrlochwand heraus abgeschalt und in den Bohrlochquerschnitt hinein verschoben, so dass es im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 14,9$ m und $t_{BL} \approx 15,1$ m zunächst zu einer Verringerung des Bohrlochquerschnitts kommt.

Unmittelbar nach der Befahrung mit der Axial-Bohrlochkamera sind an den ersten fünf Observationsterminen je vier Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde durchgeführt worden, so dass jeder Bohrlochquerschnitt pro Observationstermin achtmal von der Dreiarmkalibersonde sowie zweimal von der Axial-Bohrlochkamera passiert worden ist. Besonders deutlich werden die Auswirkungen der Befahrungen mit den beiden Observationsinstrumenten bei einer vergleichenden Betrachtung von Bild 4.114(c) und Bild 4.114(d). Das auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.114(c) in das Bohrloch hineinragende Gestein ist von der Axial-Bohrlochkamera und der Dreiarmkalibersonde weitestgehend erfasst worden und anschließend zum Bohrlochtieftsten gelangt, indem es entweder von der Dreiarmkalibersonde oder der Axial-Bohrlochkamera dorthin verschoben worden ist oder indem es nach der Berührung durch eines der Observationsinstrumente in dem um $\delta = 60^\circ$ abwärts gerichteten Bohrloch BRC 3 dem Einfluss der Schwerkraft folgend dorthin abgerutscht ist.

Eine signifikante Beeinflussung der Observationsergebnisse durch das eingesetzte Observationsinstrumentarium ist im Fall des Bohrlochs BRC 3 nicht zu vermeiden gewesen. Trotz der hier zu erwähnenden Beeinflussung der Bohrlochkontur durch die beiden Observationsinstrumente im betrachteten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 14,9$ m und $t_{BL} \approx 15,1$ m in Form eines Abtransportes von losem bzw. plastifiziertem Gesteinsmaterial ragt zum Observationszeitpunkt 16 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 noch plastifiziertes Gesteinsmaterial in den Bohrlochquerschnitt hinein.

Anders verhält es sich zum Observationszeitpunkt 24 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3, wie der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.114(e) entnommen werden kann. Entlang der ringförmigen Strukturen hat sich zu diesem Observationszeitpunkt so viel plastifiziertes Gesteinsmaterial aus der Bohrlochwand gelöst, dass es in den Bereichen, in denen acht Wochen zuvor am vierten Observationstermin noch Querschnittsverengungen zu verzeichnen waren, nun zu Querschnittsaufweitungen kommt. Bis zum Observationszeit-

punkt 49 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 3 wachsen diese Querschnittsaufweiterungen noch etwas an, bevor in den letzten 15 Wochen des Observationszeitraumes keine signifikanten, anhand der optischen Begutachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera identifizierbaren Veränderungen der Bohrlochwandbeschaffenheit und der Bohrlochkontur mehr eintreten, wie der Aufnahmenserie der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.114(f) bis Bild 4.114(i) entnommen werden kann.

Nachfolgend sind in Bild 4.115 noch die zu den neun unterschiedlichen Observationszeitpunkten entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 16,5$ m und $t_{BL} \approx 16,7$ m dargestellt.

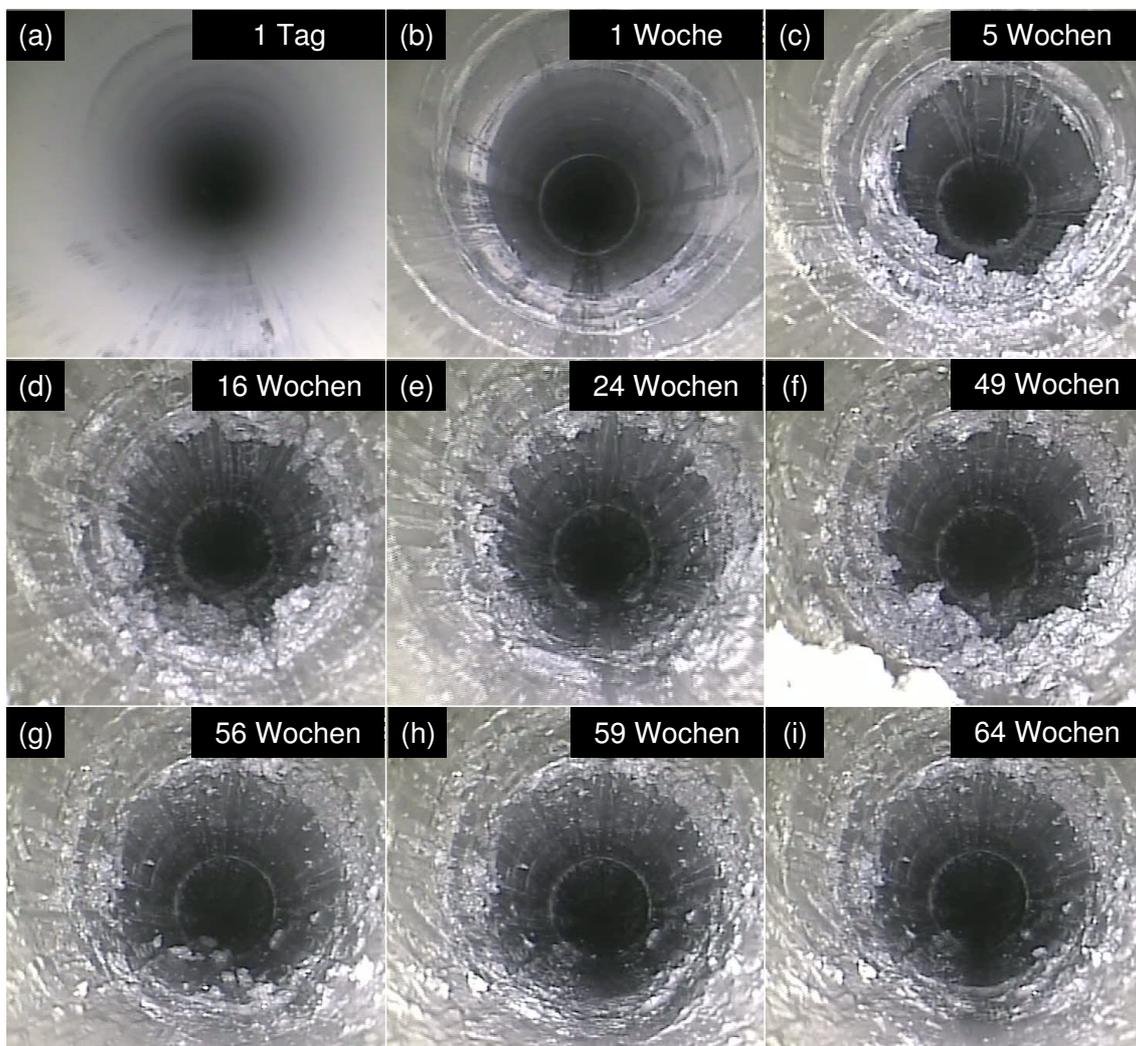


Bild 4.115: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 27.05.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 16,5$ m bis $t_{BL} \approx 16,7$ m



Die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 16,5$ m und $t_{BL} \approx 16,7$ m werden der Vollständigkeit halber hier vorgestellt, da es sich bei dem Teufenbereich von $t_{BL} \approx 16,5$ m bis $t_{BL} \approx 16,7$ m, nach dem zuvor vorgestellten Teufenbereich von $t_{BL} \approx 14,9$ m bis $t_{BL} \approx 15,1$ m, um den am stärksten von Bohrlochkonturveränderungen betroffenen Teufenbereich innerhalb des Bohrlochs BRC 3 handelt. Aufgrund der nahezu vollständig identischen zeitabhängigen Entwicklung des Tragverhaltens in den Teufenbereichen von $t_{BL} \approx 14,9$ m bis $t_{BL} \approx 15,1$ m und von $t_{BL} \approx 16,5$ m bis $t_{BL} \approx 16,7$ m soll jedoch auf eine detaillierte Erläuterung der in Bild 4.115 zu betrachtenden Aufnahmenserie verzichtet werden.

Zur Beantwortung der Frage, weshalb sich die Bohrlochwand im Bohrloch BRC 3 in weiten Teufenbereichen trotz eines starken Feuchtigkeitsanstieges im Gestein der Bohrlochwand als standfest erweist, während in einigen lokal begrenzten Teufenbereichen Gesteinsabschalungen aus der Bohrlochwand heraus zu beobachten sind und weshalb die Gesteinsabschalungen gerade in den Teufenbereichen von $t_{BL} \approx 14,9$ m bis $t_{BL} \approx 15,1$ m und von $t_{BL} \approx 16,5$ m und $t_{BL} \approx 16,7$ m besonders stark ausgeprägt sind, sind weiterführende Forschungsarbeiten außerhalb des Rahmens dieses Projektes notwendig.

Insbesondere wäre es im Rahmen zukünftiger Forschungsarbeiten von Interesse, Bohrkernmaterial aus Bohrlöchern, die in der unmittelbaren Umgebung der Bohrlöcher BRC 3 und BRC 4 abgeteuft werden, laborativ zu untersuchen. Bei den laborativen Untersuchungen sollte dann ein besonderes Augenmerk gelegt werden auf gewinnungsteufenabhängige Differenzen des Bohrkernmaterials bezüglich der geomechanischen Gesteinseigenschaften (Festigkeitseigenschaften von Gesteinsmatrix und Schichtflächen sowie Deformationseigenschaften) und bezüglich der hydraulisch-mechanisch gekoppelten Gesteinseigenschaften und Gesteinsverhaltensweisen (Sensitivität gegenüber Wassergehaltsschwankungen, Porenwasserdruckänderungen und Luftfeuchtigkeitsänderungen) sowie bezüglich weiterer relevanter petrophysikalischer Parameter (z.B. Permeabilität, Porosität). Darüber hinaus sind auch die lithologischen Eigenschaften (z.B. Fazieszugehörigkeit, Gesteinsaufbau, Gesteinsbestandteile) unbedingt zu untersuchen und in die Analyse des beobachteten Bohrlochtrag- und Bohrlochdeformationsverhaltens mit einzubeziehen.

Gesteinsmaterial aus den Bohrlöchern BRC 3 und BRC 4 hat der TUC im Rahmen dieses Vorhabens nicht zu laborativen Untersuchungen zur Verfügung gestanden.

(a 3) *Gegenüberstellung von ausgewählten Ergebnissen der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videoobservation für das Bohrloch BRC 3*

In Bild 4.116 werden Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus den im vorangegangenen Abschnitt 4.2.3.3(a2) ausführlich vorgestellten Teufenbereichen den zuvor bereits in Bild 4.110 vorgestellten ausgewählten Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde aus dem Bohrloch BRC 3 gegenübergestellt.

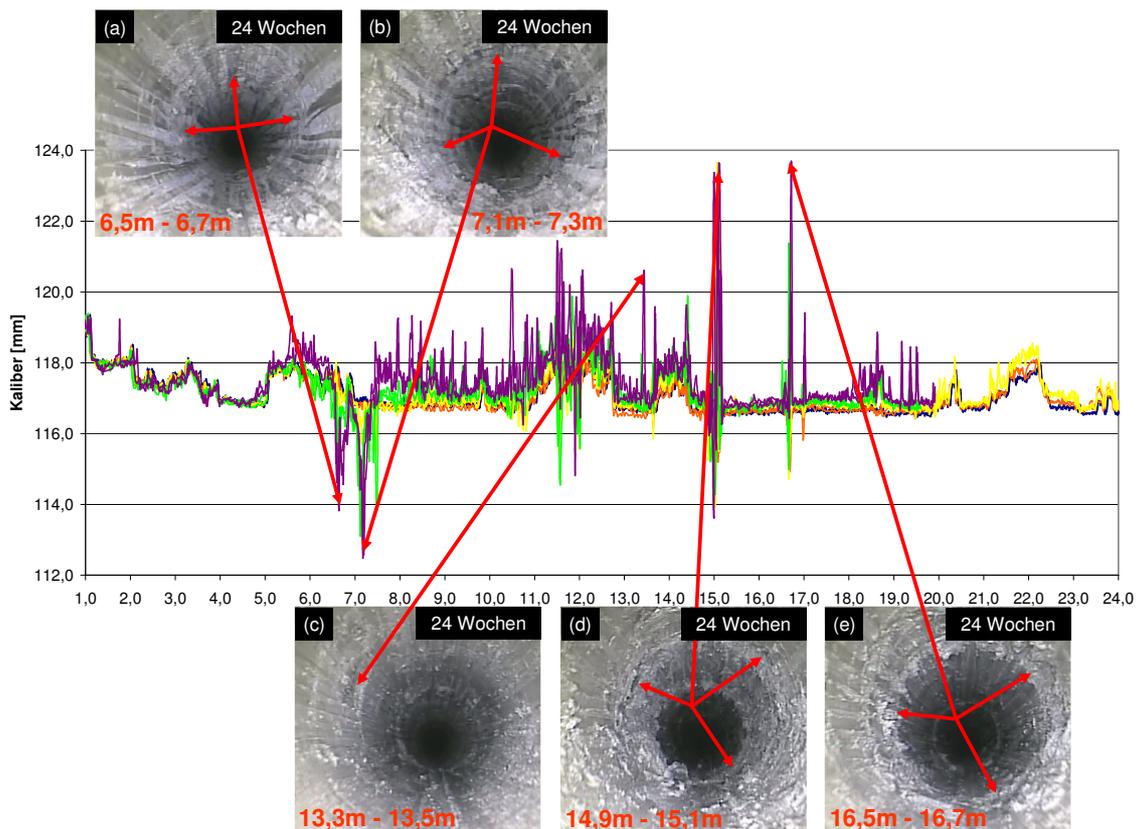


Bild 4.116: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Kalibermessungen mit ausgewählten Ergebnissen der Videobefahrung vom 09.11.2009

Für die Gegenüberstellung mit den Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde sind die Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus der 24. Observationswoche, also vom fünften Observationstermin, ausgewählt worden. Die in Bild 4.116 dargestellten Aufnahmen sind somit zu dem Observationszeitpunkt entstanden, zu dem die letzte Befahrung des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde vorgenommen worden ist. Die Messwertgraphen vom fünften Observationstermin, dem 09.11.2009, sind in Bild 4.116 in Violett dargestellt. Die Messwertgraphen der von der Dreiarmkalibersonde im Bohrloch BRC 3 generierten Messergebnisse und insbesondere die Messwertgraphen der Befahrung vom 09.11.2009 weisen sehr unruhige Ver-



läufe mit zahlreichen Ausschlägen auf. Ganz besonders gilt diese Feststellung für den Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,5$ m und $t_{BL} \approx 15,0$ m. Eine Korrelation von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera mit Messwerten der Dreiarmkalibersonde erfolgt daher auch nur für einige ausgewählte Extremalwerte. Bei den ausgewählten Extremalwerten handelt es sich um die zwei kleinsten gemessenen Minimalwerte aller Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde sowie um die beiden größten bei sämtlichen Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde gemessenen Maximalwerte.

In den vier Teufenbereichen mit den zwei gemessenen Minimalwerten und den zwei gemessenen Maximalwerten sind auch die eindrucksvollsten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Bohrloch BRC 3 entstanden, so dass die zeitabhängige Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrlochwand in den entsprechenden Teufenbereichen im vorangegangenen Abschnitt 4.2.3.3(a2) bereits ausführlich anhand von Aufnahmenserien der Axial-Bohrlochkamera dargestellt worden ist. Interessanterweise befinden sich die zwei Teufenbereiche, in denen die beiden sehr niedrigen Minimalwerte erreicht werden, genau am Beginn des größeren Bohrlochabschnittes zwischen $t_{BL} \approx 6,5$ m und $t_{BL} \approx 15,0$ m, in dem die Messwertgraphen sehr unruhige Verläufe aufweisen, und die zwei Teufenbereiche, in denen die sehr großen Maximalwerte erreicht werden, befinden sich unmittelbar am Ende dieses Bohrlochabschnittes im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 14,9$ m bis $t_{BL} \approx 15,1$ m bzw. etwas dahinter im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 16,5$ m bis $t_{BL} \approx 16,7$ m. Es hat somit den Anschein, als würde innerhalb des Bohrlochs BRC 3 ein Bereich, der von Gesteinsaufweichungen und Bohrlochwandinstabilitäten besonders stark betroffen ist, durch einige Teufenbereiche mit einer besonders instabilen Bohrlochwand begrenzt. Während die Bohrlochwandinstabilitäten sich am oberen Ende des instabilen Bohrlochabschnittes durch in das Bohrloch hineinkonvergierendes plastifiziertes Gesteinsmaterial äußern, sind sie am unteren Ende des instabileren Bohrlochabschnittes durch Konturaufweitungen, die aus Gesteinsablösungen aus der Bohrlochwand heraus resultieren, identifizierbar.

Das in den Bohrlochquerschnitt hinein ragende plastifizierte Gestein zu Beginn des instabilen Bohrlochabschnittes kann für den Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,5$ m und $t_{BL} \approx 6,7$ m in Bild 4.116(a) betrachtet werden, während in Bild 4.116(b) das Eindringen von plastifiziertem Tongestein in den Bohrlochquerschnitt im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,1$ m und $t_{BL} \approx 7,3$ m zu ersehen ist. Der Zusammenhang zwischen der Bohrlochwandbeschaffenheit in den betrachteten Teufenbereichen und den dort von der Dreiarmkalibersonde ermittelten Ka-

liberwerten wird in Bild 4.116 jeweils durch die roten Pfeile symbolisiert. Im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 7,1$ m und $t_{BL} \approx 7,3$ m wird mit einem gemessenem Kaliberwert von $d_{BL} \approx 112,5$ mm am 09.11.2009 das absolute Minimum aller Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde erreicht.

Der absolute Maximalwert aller Befahrungen des Bohrlochs BRC 3 mit der Dreiarmkalibersonde von $d_{BL} > 123,5$ mm wird am 09.11.2009 im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 16,5$ m und $t_{BL} \approx 16,7$ m erreicht. Nur minimal kleiner ist der Wert, der am selben Tag im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 14,9$ m und $t_{BL} \approx 15,1$ m gemessen wird. Die Konturbrüche mit Abschalungen von Gestein aus der Bohrlochwand, die zu den gemessenen Maximalwerten führen, können für den Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 14,9$ m und $t_{BL} \approx 15,1$ m in Bild 4.116(d) und für den Teufenbereich von $t_{BL} \approx 16,5$ m und $t_{BL} \approx 16,7$ m in Bild 4.116(e) betrachtet werden. Bei den Zuordnungen der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.116(a), (b), (d) und (e) zu den Messergebnissen der Dreiarmkalibersonde in Bild 4.116 besteht kein Zweifel bezüglich der Gültigkeit der durch die roten Pfeile symbolisierten Korrelationen. Anders verhält es sich für die auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.116(c) dargestellte Abplatzung von Gestein aus der Bohrlochwand heraus. Die aus Bild 4.116(c) zu ersehende Gesteinsabplatzung reicht nicht wie die anderen vier in Bild 4.116(a), (b), (d) und (e) erkennbaren Versagensstrukturen komplett um die Bohrlochkontur herum. Daher kann auch nicht mit Sicherheit festgestellt werden, ob die Gesteinsabplatzung in Bild 4.116(c) bei der Befahrung des Bohrlochs BRC 3 am 09.11.2009 von einem der Messarme der Dreiarmkalibersonde erfasst und bis zu dieser Position mitgeschleppt worden ist. Denkbar ist dieser Sekundäreffekt allerdings durchaus.

(a 4) *Wassereintritt im Bohrloch BRC 3*

Bild 4.117 zeigt eine weitere Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera. Anders als bei den vorangehend in Abschnitt 4.2.3.3(a 2) vorgestellten Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera befindet sich die Axial-Bohrlochkamera allerdings nicht zum Zeitpunkt jeder der Aufnahmen in der gleichen Teufe innerhalb des Bohrlochs BRC 3.

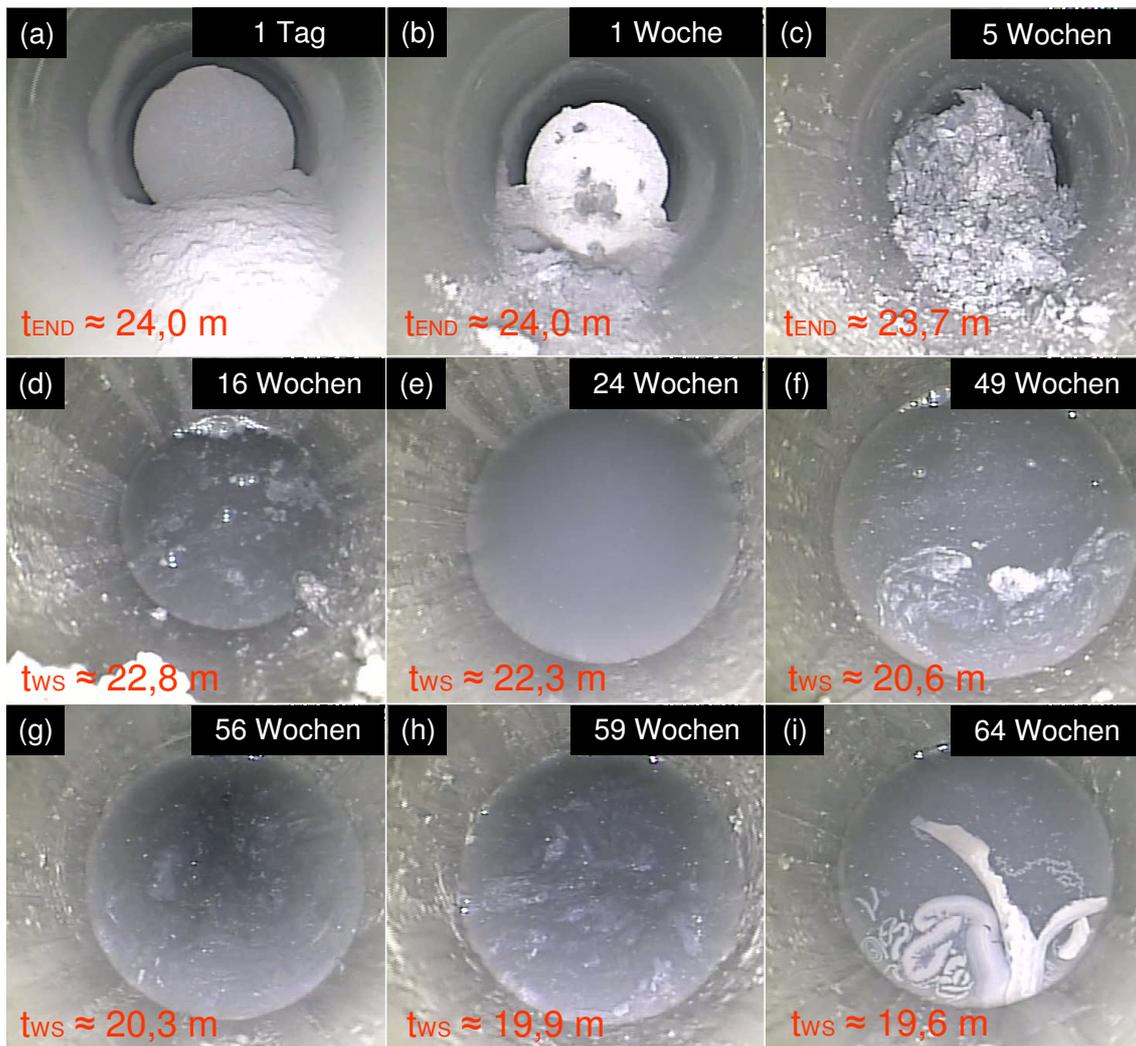


Bild 4.117: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung des Sickerwasserspiegelanstiegs im Teufenbereich unmittelbar im Bohrlochtiefsten innerhalb des Observationszeitraums vom 27.05.2009 bis zum 17.08.2010

Der Grund für die sich von Observationszeitpunkt zu Observationszeitpunkt verändernde Position der Axial-Bohrlochkamera besteht darin, dass in Bild 4.117 anhand der Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera der Anstieg des Wasserspiegels des Bohrlochs BRC 3 mit im Observationszeitraum zugetretenem und im Bohrlochtiefsten aufgestautem Sickerwasser dokumentiert wird. Die Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.117 dokumentiert, wie das Bohrlochtiefste zu Beginn des Observationszeitraumes zunächst trocken ist und sich dort nach fünf Wochen zunächst aus der Bohrlochwand heraus gelöstes Gestein aus den höher gelegenen Teufenbereichen ansammelt. Zwischen der fünften und der 16. Observationswoche beginnt der Aufstau von Sickerwasser im Bohrlochtiefsten. In der Folgezeit steigt der Wasserspiegel des im Bohrlochtiefsten des Bohrlochs BRC 3 aufgestauten Wassers



bis zum Ende des Observationszeitraumes kontinuierlich an. Aus den zu den einzelnen Observationsterminen mit der Axial-Bohrlochkamera beobachteten Wasserständen sind die in Tabelle 4.1 aufgeführten Zuflussraten für die unterschiedlichen Observationsetappen abgeleitet worden.

Anmerkung: Bei den berechneten durchschnittlichen Zuflussraten handelt es sich naturgemäß nur um ungefähre Werte, da einerseits durch Verdunstung von Wasser ein Absinken des Wasserspiegels erfolgen kann und andererseits loses Gesteinsmaterial, das aus höher gelegenen Bereichen in das angestaute Wasser hineinrutscht, zu einer Anhebung des Wasserspiegels führen kann. Selbst ohne die beiden genannten Unsicherheitsfaktoren ist zu berücksichtigen, dass der Tiefenzählermechanismus der Axial-Bohrlochkamera nur im Dezimeterbereich operiert und die gemessenen Wasserspiegel mit der Axial-Bohrlochkamera ermittelt worden sind. Hieraus kann eine Differenz in der Größenordnung von $\Delta Q \approx 1 \text{ l/Etappe}$ zwischen ermittelter Zuflussmenge pro Observationsetappe und tatsächlich zugeflossener Sickerwassermenge zwischen zwei Observationsterminen resultieren. Die in Tabelle 4.1 dargestellten berechneten Zuflussraten sind somit eher als quantitativ orientierend zu betrachten denn als wissenschaftlich präzise und sollen vornehmlich dazu dienen, einen generellen Eindruck von der Menge des dem Bohrloch BRC 3 im Lauf der Zeit zusickernden Grundwassers zu vermitteln.

Observationsetappen	Wasserspiegel unterhalb der Unterkante der Gallerysohle [m] zum Ende der Observationsetappe	Ø Zuflussrate in der Observationsetappe [l/d]	Ø Zuflussrate insgesamt [l/d] (5. Woche - 64. Woche)
(1) 1. Tag - 1. Woche	-	-	0,10
(2) 1. Woche - 5. Woche	-	-	
(3) 5. Woche - 16. Woche	22,8	0,12	
(4) 16. Woche - 24. Woche	22,3	0,09	
(5) 24. Woche - 49. Woche	20,6	0,10	
(6) 49. Woche - 56. Woche	20,3	0,06	
(7) 56. Woche - 59. Woche	19,9	0,19	
(8) 59. Woche - 64. Woche	19,6	0,09	

Tabelle 4.1: Anhand der mit der Axial-Bohrlochkamera observierten Wasserstände ermittelte Zuflussraten von Wasser in das Bohrloch BRC 3 hinein

Die Betrachtung von Spalte 4 der Tabelle 4.1 zeigt, dass die Auswertung der Observationsbefunde im Observationszeitraum zwischen der fünften und der 64. Observationswoche auf eine durchschnittliche Zuflussrate in das Bohrloch BRC 3 von $Q \approx 0,1 \text{ l/d}$ führt. Bei der Betrachtung der ermittelten durchschnittlichen Zuflussrate ist zu berücksichtigen, dass es sich bei der



ermittelten Zuflussrate um eine Näherung handelt, da die Teufenzählung der Axial-Bohrlochkamera nur den Dezimeterbereich auflösen kann und da Verdunstungseffekte sowie Versickerungseffekte ebenso wie Steinfalleffekte nicht berücksichtigt werden können. Je größer der zeitliche Abstand zwischen zwei Observationszeitpunkten ist und je größer die Menge des dem Bohrloch zugetretenen Sickerwassers zwischen den jeweils betrachteten Observationszeitpunkten ist, umso weniger wirkt sich die eher unpräzise Ermittlung des Wasserstandes mittels der Axial-Bohrlochkamera auf die durchschnittliche Zuflussrate aus. Zur Verdeutlichung dieses Sachverhaltes sind in Spalte 3 der Tabelle 4.1 die zwischen den einzelnen Observationszeitpunkten innerhalb des Bohrlochs BRC 3 ermittelten Zuflussraten dargestellt. Für die Observationsetappen (3) bis (5) sowie für die Observationsetappe (8) ergeben sich durchschnittliche Zuflussraten in der Nähe des für das Bohrloch BRC 3 ermittelten Gesamtdurchschnittswertes von $Q \approx 0,1$ l/d. Nur für die beiden mit einer Dauer von sieben Wochen und drei Wochen sehr kurzen Observationsetappen (6) und (7) folgen aus den zu Beginn und zum Ende der Etappen gemessenen Wasserständen durchschnittliche Zuflussraten von $Q \approx 0,06$ l/d beziehungsweise von $Q \approx 0,19$ l/d. Hier liegt der Verdacht nahe, dass der in der 56. Observationswoche observierte Wasserstand von $t_{WS} \approx 20,3$ m fehlerbehaftet ist. Werden daher die Observationsetappen (6) und (7) zusammengefasst, so ergibt sich für den zehnwöchigen Zeitraum zwischen der 49. Observationswoche und der 59. Observationswoche eine durchschnittliche Zuflussrate, die mit einem Wert von $Q \approx 0,1$ l/d identisch ist mit dem für das Bohrloch BRC 3 ermittelten Gesamtdurchschnitt.

Nach dem Ende des Observationszeitraums ist das Bohrloch BRC 3 zu Zwecken der Untersuchung auch der Herkunft des Porenwassers (z.B. geschlossenes und damit begrenztes fossiles Wasserreservoir oder Schichtenwasser mit angeschlossenem Grundwasserleiter) mit einem Packersystem versehen worden, so dass nicht festgestellt werden kann, ob in Zukunft eine Stagnation bei dem Wasserzutritt in das Bohrloch BRC 3 hinein erfolgt wäre oder ob sich der Wasserzutritt über längere Zeit fortgesetzt hätte. Ebenfalls nicht aufgeklärt werden konnte, an welchen Stellen und entlang welcher Wegsamkeiten das Grundwasser dem Bohrloch BRC 3 zugetreten ist. Zu den Zutrittsmechanismen von Wasser in Hohlräumen im Tongestein besteht in Zukunft noch großer Forschungsbedarf, falls in Deutschland Tongestein als zu Salzgestein alternatives Wirtsgestein für die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle in Erwägung gezogen werden soll.

(a 5) Luftfeuchtmessungen im Bohrloch BRC 3

Im Anschluss an den letzten Observationstermin am 17.08.2010 sind vom 18.08.2010 bis zum 19.08.2010 im Bohrloch BRC 3 zwei etwa $t \approx 22$ h lang andauernde kontinuierliche Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen durchgeführt worden. Einer der Messsensoren ist dazu in der Tiefe von $t_{BL} \approx 10$ m im Bohrloch BRC 3 installiert gewesen, der andere der Messsensoren wurde in unmittelbarer Nähe des Bohrlochmundes in der Gallery 08 installiert. Die von den beiden Messsensoren aufgezeichneten Messwerte sind in den Diagrammen in Bild 4.118 und Bild 4.119 dargestellt. Bild 4.118 zeigt die Messergebnisse des kombinierten Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsmessensors, der in der Tiefe $t_{BL} \approx 10$ m im Bohrloch BRC 3 installiert gewesen ist.

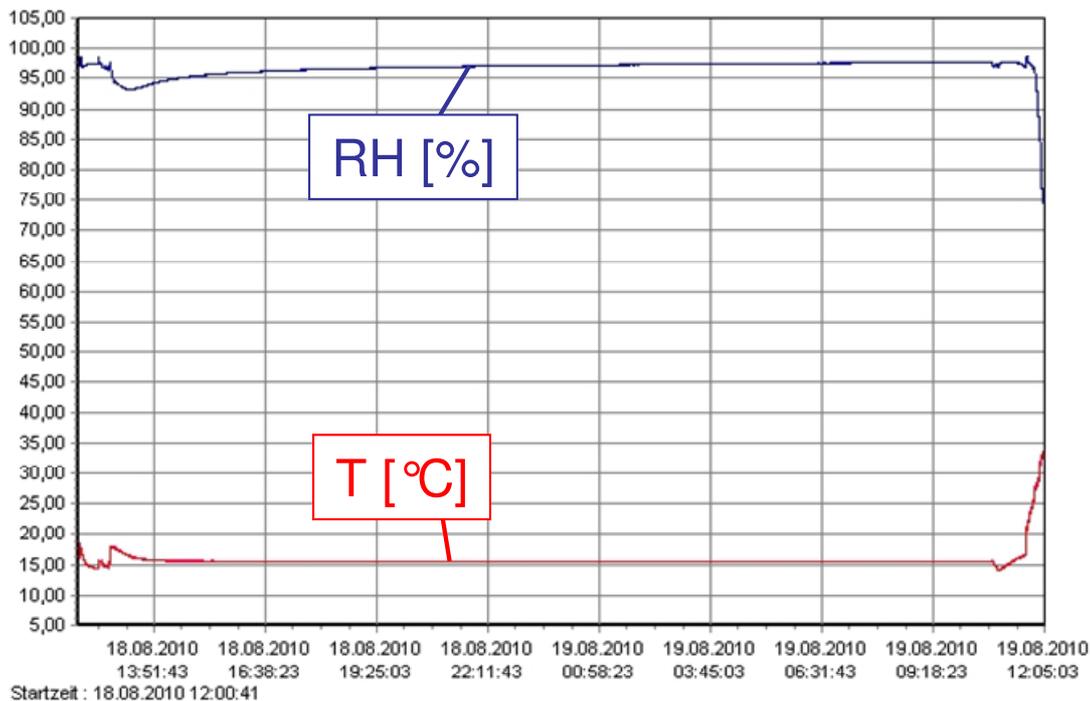


Bild 4.118: Ergebnisse der Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen im Bohrloch BRC 3 in einer Tiefe von $t_{BL} \approx 10$ m

Stärkere Schwankungen der Messwertgraphen zu Beginn und am Ende des Messzeitraumes sind auf die Beeinflussung der Messungen durch die Handhabung der Geräte bei der Installation bzw. der Deinstallation zurückzuführen. Eine Aussage über die gemessene Temperatur und die gemessene relative Luftfeuchtigkeit lässt sich anhand der ruhig verlaufenden Messwertgraphen im Zeitraum zwischen 16:00 Uhr am 18.08.2010 und 10:00 Uhr am 19.08.2010 treffen. In diesem Zeitraum hat die gemessene Temperatur im Bohrloch BRC 3 konstant

$T \approx 16^\circ\text{C}$ betragen. Die gemessene relative Luftfeuchtigkeit hat bereits innerhalb der ersten Stunden einen Wert von $R_H > 95\%$ erreicht und ist bis zum Ende der Messung noch auf einen Wert von $R_H > 97\%$ angestiegen. Die Betrachtung des Verlaufs des Messwertgraphen der relativen Luftfeuchtigkeit in Bild 4.118 zeigt, dass der Messwertgraph sich bei einer längeren Verweildauer des Messinstrumentes im Bohrloch BRC 3 wahrscheinlich asymptotisch einem Messwert nahe $R_H \approx 100\%$ angenähert hätte. Aber auch anhand der Ergebnisse der durchgeführten etwa $t \approx 22$ h lang andauernden Messung lässt sich feststellen, dass der bei der Befahrung des Bohrlochs BRC 3 mit der Axial-Bohrlochkamera entstandene Eindruck, dass im Teufenbereich jenseits von $t_{BL} \approx 4,5$ m sehr feuchte Bedingungen herrschen, durch die Luftfeuchtheitsmessung bestätigt wird.

Erwartungsgemäß etwas andere Ergebnisse als die Messung in einer Teufe von $t_{BL} \approx 10$ m innerhalb des Bohrlochs BRC 3 zeigt die kombinierte Temperatur- und Luftfeuchtheitsmessung, die in der Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs BRC 3 durchgeführt worden ist. Die Ergebnisse der Messung in der Nähe des Bohrlochmundes sind in Bild 4.119 dargestellt.

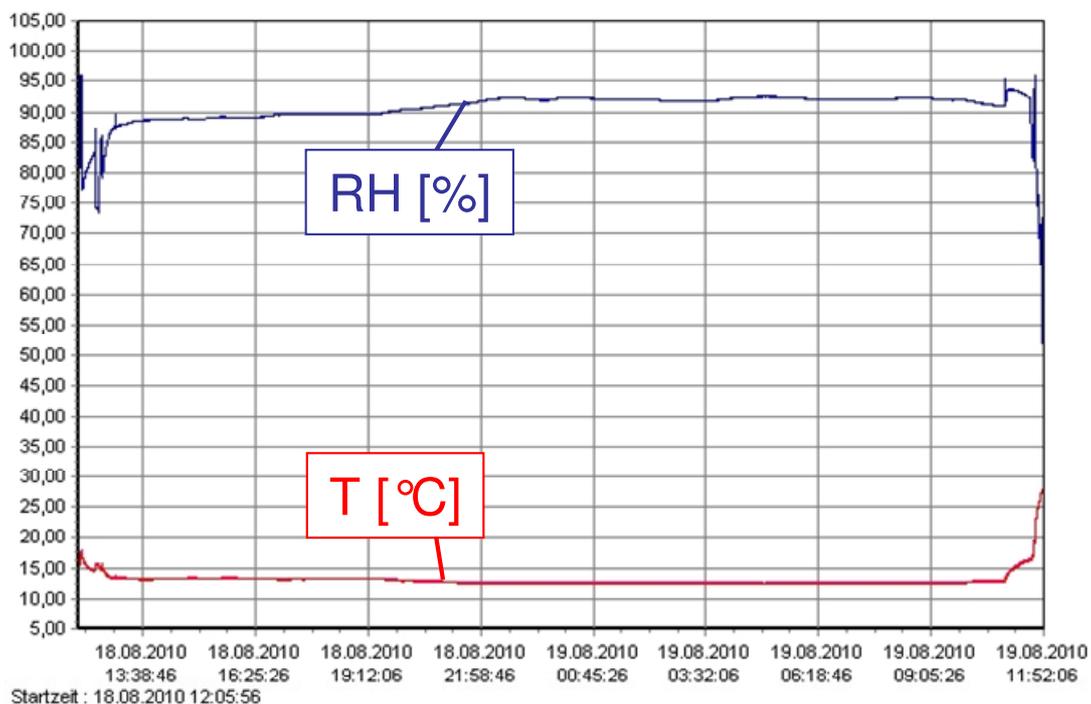


Bild 4.119: Ergebnisse der Luftfeuchtheits- und Temperaturmessungen in der Gallery 08 in der unmittelbaren Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs BRC 3

Während in größerer Teufe des Bohrlochs BRC 3 die Temperatur im gesamten Messzeitraum konstant bleibt und die gemessene relative Luftfeuchtigkeit sich asymptotisch einem Wert



größer als $R_H \approx 97\%$ annähert, verlaufen die außerhalb des Bohrlochs BRC 3 aufgezeichneten Messwertgraphen etwas unruhiger. Die in der Nähe des Bohrlochmundes gemessene Temperatur beträgt zunächst $T \approx 14^\circ\text{C}$, fällt aber nach etwa acht Stunden auf $T \approx 13^\circ\text{C}$ ab, bevor sie kurz vor Ende der Messung wieder auf $T \approx 14^\circ\text{C}$ ansteigt. Hier könnte sich ein Einfluss der Tageszeit mit einem leichten Absinken der Temperatur am Abend und einem Wiederanstieg am frühen Vormittag innerhalb der Gallery 08 des URL Mont Terri bemerkbar machen. Der Messwertgraph für die relative Luftfeuchtigkeit in der Nähe des Bohrlochmundes des Bohrlochs BRC 3 verläuft etwas unruhiger als der Messwertgraph für die Luftfeuchtigkeit im Inneren des Bohrlochs BRC 3. Das leichte Auf und Ab des Messwertgraphen im Verlauf der gesamten Messung zeigt, dass in der Gallery 08 etwas weniger konstante hydraulische Bedingungen vorliegen als im Inneren des Bohrlochs BRC 3. Allerdings sind die Schwankungen der gemessenen relativen Luftfeuchtigkeit sehr gering. Innerhalb der ersten in etwa acht Stunden nähert sich die relative Luftfeuchtigkeit einem Zahlenwert von $R_H \approx 90\%$ an, bevor die relative Luftfeuchtigkeit parallel zum Absinken der Temperatur auf Werte zwischen $92\% \leq R_H \leq 93\%$ ansteigt und erst kurz vor Ende der Messung parallel zum Wiederanstieg der Temperatur erneut etwas abfällt. Der Vergleich der Verläufe der Messwertgraphen für die relative Luftfeuchtigkeit in Bild 4.118 und Bild 4.119 verdeutlicht damit, dass die Luftfeuchtigkeit innerhalb des Bohrlochs BRC 3

- (1) konstanter ist als die Luftfeuchtigkeit in der Gallery 08 und
- (2) die Luft mit einer Luftfeuchtigkeit von $R_H \geq 97\%$ deutlich feuchter ist als in der Gallery 08, in der Luftfeuchtigkeitswerte zwischen $89\% \leq R_H \leq 93\%$ gemessen worden sind.

Den Hauptgrund für die unterschiedlichen klimatischen Rahmenbedingungen innerhalb des Bohrlochs BRC 3 und innerhalb der Gallery 08 stellt sehr wahrscheinlich die stärkere Luftzirkulation innerhalb der Gallery 08 im Vergleich zur Luftzirkulation innerhalb des Bohrlochs BRC 3 dar.

(b) BRC 4

(b 1) Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs BRC 4

In Bild 4.120 ist anhand einer Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera die Entwicklung der Bohrlochkontur im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 9,3\text{ m}$ bis $t_{BL} \approx 9,5\text{ m}$ zwischen der 12.

und der 27. Woche nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 4 dargestellt. Wie schon zuvor erwähnt, ist das Bohrloch der TUC erst in der zwölften Woche für Untersuchungen zur Verfügung gestellt worden.

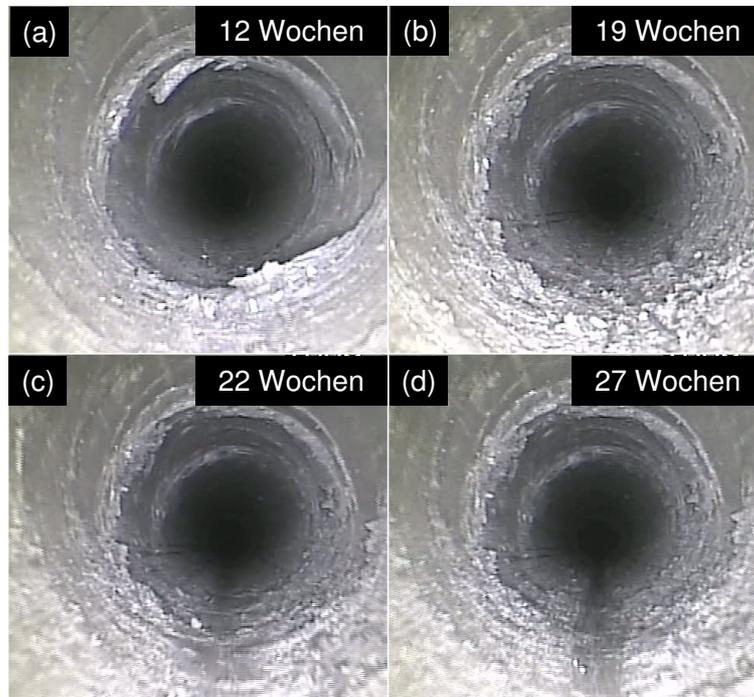


Bild 4.120: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 06.05.2010 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 9,3$ m bis $t_{BL} \approx 9,5$ m

Bild 4.120(a) zeigt eine am ersten Befahrungstermin 12 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 4 schon recht stark ausgeprägte Abschalung von Gestein aus der Bohrlochwand, die sich in den nachfolgenden 15 Observationswochen nur unwesentlich verändert, was auf eine Stabilisierung der geomechanischen Bedingungen im betrachteten Teufenbereich zumindest für die Dauer des Observationszeitraums hindeutet. In etwa zehn mehr oder weniger stark ausgeprägte Gesteinsabschalungen, wie sie in Bild 4.120 dargestellt sind, finden sich im Bohrloch BRC 4 zum Observationszeitpunkt 12 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 4 in unregelmäßigen Abständen im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 9,0$ m und $t_{BL} \approx 14,0$ m.

Zu den späteren Observationszeitpunkten bilden sich im Bohrloch BRC 4 auch noch einige weitere kleinere Gesteinsabschalungen im Teufenbereich jenseits von $t_{BL} \approx 14,0$ m aus, während der Teufenbereich zwischen Bohrlochmund und der Teufe von $t_{BL} \approx 9,0$ m innerhalb des Observationszeitraums von keinen Gesteinsabschalungen betroffen ist. Die eindeutig am

stärksten ausgeprägte Gesteinsabschalung sowohl in Bezug auf den Grad der Schädigung der Bohrlochwand wie auch in Bezug auf die räumliche Ausdehnung des geschädigten Bohrlochwandbereichs befindet sich im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 13,8$ m und $t_{BL} \approx 14,0$ m. Die größte innerhalb des Bohrlochs BRC 4 detektierte Gesteinsabschalung ist in der Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.121 dargestellt.

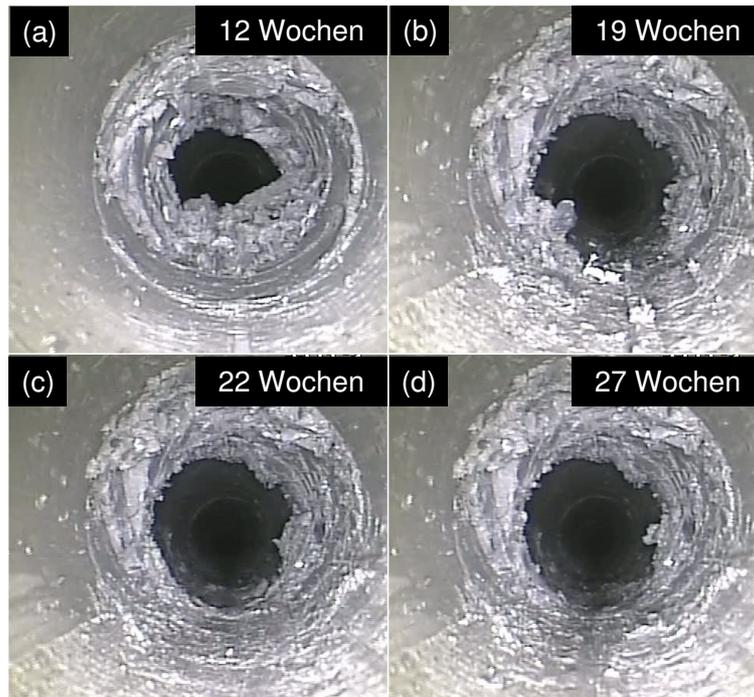


Bild 4.121: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 06.05.2010 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 13,8$ m bis $t_{BL} \approx 14,0$ m

Trotz des in Bild 4.121(a) zu erkennenden erheblichen Ausmaßes der Gesteinsabschalungen mit einer signifikanten Reduzierung des Bohrlochquerschnitts im betrachteten Teufenbereich erfolgt in den nachfolgenden Wochen des Observationszeitraums kein vollständiger Verbruch der Bohrlochkontur, sondern die weitere Entwicklung der Gesteinsabschalungen scheint zu stagnieren oder sich zumindest soweit zu verlangsamen, dass innerhalb des insgesamt 15 Wochen lang andauernden Observationszeitraums keine signifikante Zunahme der Gesteinsabschalungen detektiert werden kann.

Die Wiederaufweitung des durch die Gesteinsabschalungen verengten Bohrlochquerschnitts ist darauf zurückzuführen, dass bei jeder Befahrung des Bohrlochs BRC 4 mit der Axial-Bohrlochkamera abgeschaltes Gestein auf der Bohrlochsohle von der Axial-Bohrlochkamera erfasst und in Richtung des Bohrlochtiefsten transportiert worden ist oder Gesteinspartikel



unmittelbar nach der Berührung durch die Axial-Bohrlochkamera dem Einfluss der Schwerkraft folgend direkt bis zum Bohrlochtieftsten gerutscht sind. Besonders deutlich zu erkennen ist der durch die Axial-Bohrlochkamera von dem losen Gestein bereinigte Bereich der Bohrlochsohle bei einem Vergleich der Aufnahmen in Bild 4.121(a) und Bild 4.121(b). Um eine Aussage zu der Fragestellung treffen zu können, ob die geschädigte Bohrlochwand des Bohrlochs BRC 4 sich weiter stabilisieren wird, wie es der in der Aufnahmenserie in Bild 4.121 zu beobachtende Trend bezüglich der Entwicklung der Bohrlochwand annehmen lässt oder ob der Verbruch der Bohrlochwand sich zu einem späteren Zeitpunkt fortsetzt, ist eine weitere Observation des Bohrlochs BRC 4 außerhalb des Rahmens dieses Vorhabens notwendig. Zwar sprechen die Observationsergebnisse aus dem in einer Entfernung von $d \approx 3$ m parallel verlaufenden Bohrloch BRC 3 eher für eine langfristige Stabilisierung der Bohrlochwand, allerdings sind im Bohrloch BRC 3 auch keine Gesteinsabschalungen detektiert worden, die in ihren Ausmaßen mit den in Bild 4.121 dargestellten Gesteinsabschalungen innerhalb des Bohrlochs BRC 4 vergleichbar sind.

(b 2) Wasserzutritt im Bohrloch BRC 4

Wie im Bohrloch BRC 3 ist auch im Bohrloch BRC 4 ein Zutritt von Sickerwasser erfolgt. Bereits zwölf Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 4 hat sich eine beträchtliche Menge von dem Bohrloch zugesickertem Grundwasser im Bohrlochtieftsten angestaut. Die aus den Kamerabefahrungen abgeleitete Fotoserie in Bild 4.122 dokumentiert den Anstieg des Sickerwasserspiegels zwischen den einzelnen Observationsterminen.

Tabelle 4.2 dokumentiert den ungefähren durchschnittlichen Wasserzutritt zwischen den einzelnen Observationszeitpunkten, der aus den in Bild 4.122 abzuleitenden Wasserständen im Bohrloch BRC 4 berechnet worden ist. Aus den zu den einzelnen Observationsterminen mit der Axial-Bohrlochkamera beobachteten Wasserständen sind die in Tabelle 4.2 aufgeführten Zuflussraten für die unterschiedlichen Observationsetappen abgeleitet worden.

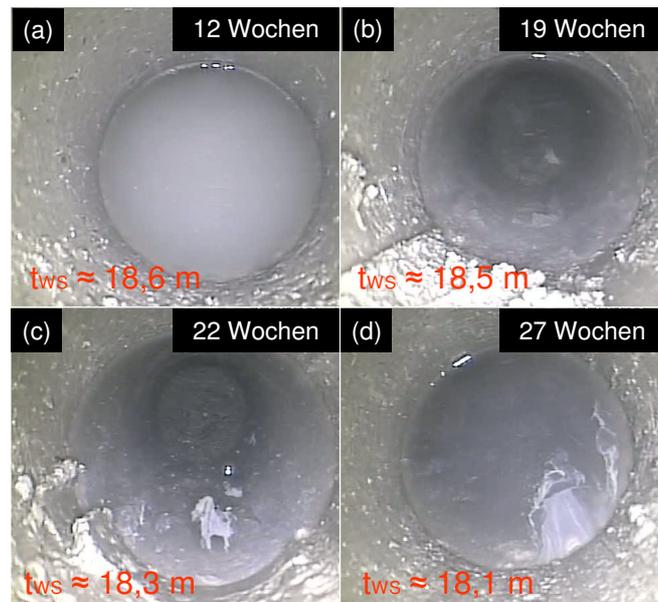


Bild 4.122: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung des Sickerwasserspiegelanstiegs im Teufenbereich unmittelbar im Bohrlochtiefsten innerhalb des Observationszeitraums vom 06.05.2010 bis zum 17.08.2010

Observationsetappen	Wasserspiegel unterhalb der Unterkante der Gallerysohle [m] zum Ende der Observationsetappe	Ø Zuflussrate in der Observationsetappe [l/d]	Ø Zuflussrate insgesamt [l/d] (1. Tag - 27. Woche)
(1) 1. Tag - 12. Woche	18,6	0,05	0,05
(2) 12. Woche - 19. Woche	18,5	0,02	
(3) 19. Woche - 22. Woche	18,3	0,10	
(4) 22. Woche - 27. Woche	18,1	0,06	

Tabelle 4.2: Anhand der mit der Axial-Bohrlochkamera observierten Wasserstände ermittelte Zuflussraten von Wasser in das Bohrloch BRC 4 hinein

Anmerkung: Bei den berechneten durchschnittlichen Zuflussraten handelt es sich naturgemäß nur um ungefähre Werte, da einerseits durch Verdunstung von Wasser ein Absinken des Wasserspiegels erfolgen kann und andererseits loses Gesteinsmaterial, das aus höher gelegenen Bereichen in das angestaute Wasser hineinrutscht, zu einer Anhebung des Wasserspiegels führen kann. Selbst ohne die beiden genannten Unsicherheitsfaktoren ist zu berücksichtigen, dass der Tiefenzählermechanismus der Axial-Bohrlochkamera nur im Dezimeterbereich operiert und die gemessenen Wasserspiegel mit der Axial-Bohrlochkamera ermittelt worden sind. Hieraus kann eine Differenz in der Größenordnung von $\Delta Q \approx 1$ l/Etappe zwischen ermittelter Zuflussmenge pro Observationsetappe und tatsächlich zugeflossener Sickerwassermenge zwischen zwei Observationsterminen resultieren. Die in Tabelle 4.2 dargestellten berechneten Zuflussraten sind somit eher als quantitativ orientierend zu betrachten



denn als wissenschaftlich präzise und sollen vornehmlich dazu dienen, einen generellen Eindruck von der Menge des dem Bohrloch BRC 4 im Lauf der Zeit zusickernden Grundwassers zu vermitteln.

Die Betrachtung von Spalte 4 der Tabelle 4.2 zeigt, dass sich im Observationszeitraum zwischen dem ersten Tag und der 27. Observationswoche eine durchschnittliche Zuflussrate von $Q \approx 0,05$ l/d in das Bohrloch BRC 4 hinein ergibt. Bei der Betrachtung der ermittelten durchschnittlichen Zuflussrate ist zu berücksichtigen, dass es sich bei der ermittelten Zuflussrate um eine Näherung handelt, da die Teufenzählung der Axial-Bohrlochkamera nur den Dezimeterbereich auflösen kann und Verdunstungseffekte sowie Versickerungseffekte ebenso wie Steinfalleffekte nicht berücksichtigt werden können. Je größer der zeitliche Abstand zwischen zwei Observationszeitpunkten ist und je größer die Menge an dem Bohrloch zugetretenem Sickerwasser zwischen den betrachteten Observationszeitpunkten ist, umso weniger wirkt sich die eher unpräzise Ermittlung des Wasserstandes mittels der Axial-Bohrlochkamera auf die durchschnittliche Zuflussrate aus. Zur Verdeutlichung dieses Sachverhaltes sind in Spalte 3 der Tabelle 4.2 die zwischen den einzelnen Observationszeitpunkten innerhalb des Bohrlochs BRC 4 ermittelten Zuflussraten dargestellt. Für die Observationsetappen (1) und (4) ergeben sich durchschnittliche Zuflussraten, die in der Nähe des für das Bohrloch BRC 4 ermittelten Gesamtdurchschnittswertes von $Q \approx 0,05$ l/d liegen. Nur für die beiden mit einer Dauer von sieben Wochen bzw. drei Wochen sehr kurzen Observationsetappen (2) und (3) folgen aus den zu Beginn und zum Ende der Etappen gemessenen Wasserständen durchschnittliche Zuflussraten von $Q \approx 0,02$ l/d beziehungsweise $Q \approx 0,10$ l/d. Hier liegt, wie auch schon für die Ermittlung des Wasserstandes im Bohrloch BRC 3, der Verdacht nahe, dass der in der 19. Observationswoche observierte Wasserstand von $t_{WS} \approx 18,5$ m fehlerbehaftet ist. Werden daher die Observationsetappen (2) und (3) zusammengefasst, so ergibt sich für den dann zehnwöchigen Zeitraum zwischen der 12. Observationswoche und der 22. Observationswoche eine durchschnittliche Zuflussrate, die mit einem Wert von $Q \approx 0,04$ l/d relativ nahe an dem für das Bohrloch BRC 4 ermittelten Gesamtdurchschnittswert von $Q \approx 0,05$ l/d liegt.

(c) **Gegenüberstellung der Wasserzutritte in den Bohrlöchern BRC 3 und BRC 4**

Eine Gegenüberstellung der ermittelten durchschnittlichen Zuflussraten für die Bohrlöcher BRC 3 und BRC 4 enthält Tabelle 4.3.

Observations- etappe	BRC 3 Ø Zufluss-rate [l/d] (Etappe)	BRC 3 Ø Zuflussrate [l/d] (gesamt)	BRC 4 Ø Zufluss-rate [l/d] (Etappe)	BRC 4 Ø Zuflussrate [l/d] (gesamt)
(1) / -	-	0,10	-	0,05
(2) / -	-		-	
(3) / -	0,12		-	
(4) / -	0,09		-	
(5) / (1)	0,10		0,05	
(6) / (2)	0,06		0,02	
(7) / (3)	0,19		0,10	
(8) / (4)	0,09		0,06	

Tabelle 4.3: Gegenüberstellung der in den Observationsbohrlöchern BRC 3 und BRC 4 ermittelten durchschnittlichen Zuflussraten

Tabelle 4.3 zeigt in Spalte 2 und Spalte 4 die innerhalb der einzelnen Observationszeiträume in den Observationsbohrlöchern BRC 3 und BRC 4 ermittelten durchschnittlichen Zuflussraten. In Spalte 3 und Spalte 5 sind die für die Bohrlöcher BRC 3 und BRC 4 über die gesamten Observationszeiträume hinweg ermittelten durchschnittlichen Zuflussraten dargestellt. Tabelle 4.1 in Abschnitt 4.2.3.3(a 4) und Tabelle 4.2 in Abschnitt 4.2.3.3(b 2) kann entnommen werden, dass das Bohrloch BRC 3 über einen direkt nach seinem Abteufen beginnenden Zeitraum von 64 Wochen observiert worden ist, während das Bohrloch BRC 4 lediglich über einen Zeitraum von 15 Wochen, der in der zwölften Woche nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 4 begonnen hat, mit der Axial-Bohrlochkamera befahren worden ist.

Die wichtigste Erkenntnis aus der Gegenüberstellung der Observationsergebnisse aus den beiden Observationsbohrlöchern BRC 3 und BRC 4 bezüglich des Wasserzutritts ist, dass die durchschnittliche Zuflussrate in das Bohrloch BRC 3 mit einem ermittelten Durchschnittswert von $Q \approx 0,10$ l/d in etwa doppelt so groß ist wie die durchschnittliche Zuflussrate von Wasser in das Bohrloch BRC 4 hinein mit einem Zahlenwert von $Q \approx 0,05$ l/d.

Ein möglicher Erklärungsansatz für diesen Unterschied könnte davon ausgehen, dass die aus Bild 4.109 entnehmbare größere Nähe des Bohrlochs BRC 3 zur *Main Fault Zone* des URL Mont Terri für den stärkeren detektierten Wasserzutritt innerhalb des Bohrlochs BRC 3 verantwortlich ist.



4.2.3.4 Bohrloch BMB 35 in der Niche TT / Tongestein sandige Fazies

(a) *Ausgewählte Ergebnisse der Videoobservation des Bohrlochs BMB 35*

Im vorliegenden Abschnitt werden die Ergebnisse der Videoobservation für das in der Niche TT in das Tongestein der sandigen Fazies abgeteufte horizontale Bohrloch BMB 35 vorgestellt. Das Bohrloch BMB 35 erweist sich trotz eines bereits ab dem zweiten Observationstermin vier Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35 feststellbaren Feuchtigkeitseintritts über den gesamten Observationszeitraum hinweg als überwiegend standfest. Lediglich in einigen Teufenbereichen kommt es zu einem bruchhaften Versagen der Bohrlochkontur, wobei die Bohrlochwand trotz der Ausbildung von Versagensstrukturen so weit standfest bleibt, dass das Bohrloch BMB 35 über den gesamten 63 Wochen lang andauernden Observationszeitraum hinweg mit der Axial-Bohrlochkamera befahren werden konnte. Zum Ende des Observationszeitraums haben etwa zehn Teufenbereiche innerhalb des Bohrlochs ein deutlich erkennbares Bohrlochwandversagen aufgewiesen, wobei insbesondere der Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,0$ m und $t_{BL} \approx 7,0$ m sowie der Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 9,0$ m und dem Bohrlochtieftsten von diesen Konturbrüchen und Abschaltungen betroffen gewesen sind. Dabei ist der letzte Teufenmeter des Bohrlochs BMB 35 beinahe durchgängig von einem Konturbruch betroffen.

Nachfolgend wird die zeitabhängige Entwicklung von sieben unterschiedlichen Teufenbereichen anhand von Aufnahmeserien, die jeweils aus zu den acht unterschiedlichen Observationszeitpunkten entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera bestehen, dargestellt. In fünf der sieben vorgestellten Teufenbereiche steht dabei die Ausbildung eines Bohrlochwandversagens im Mittelpunkt. In dem in Bild 4.123 dargestellten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,5$ m und $t_{BL} \approx 1,7$ m ist es innerhalb des Observationszeitraums nicht zu einem bruchhaften Versagen der Bohrlochwand gekommen.

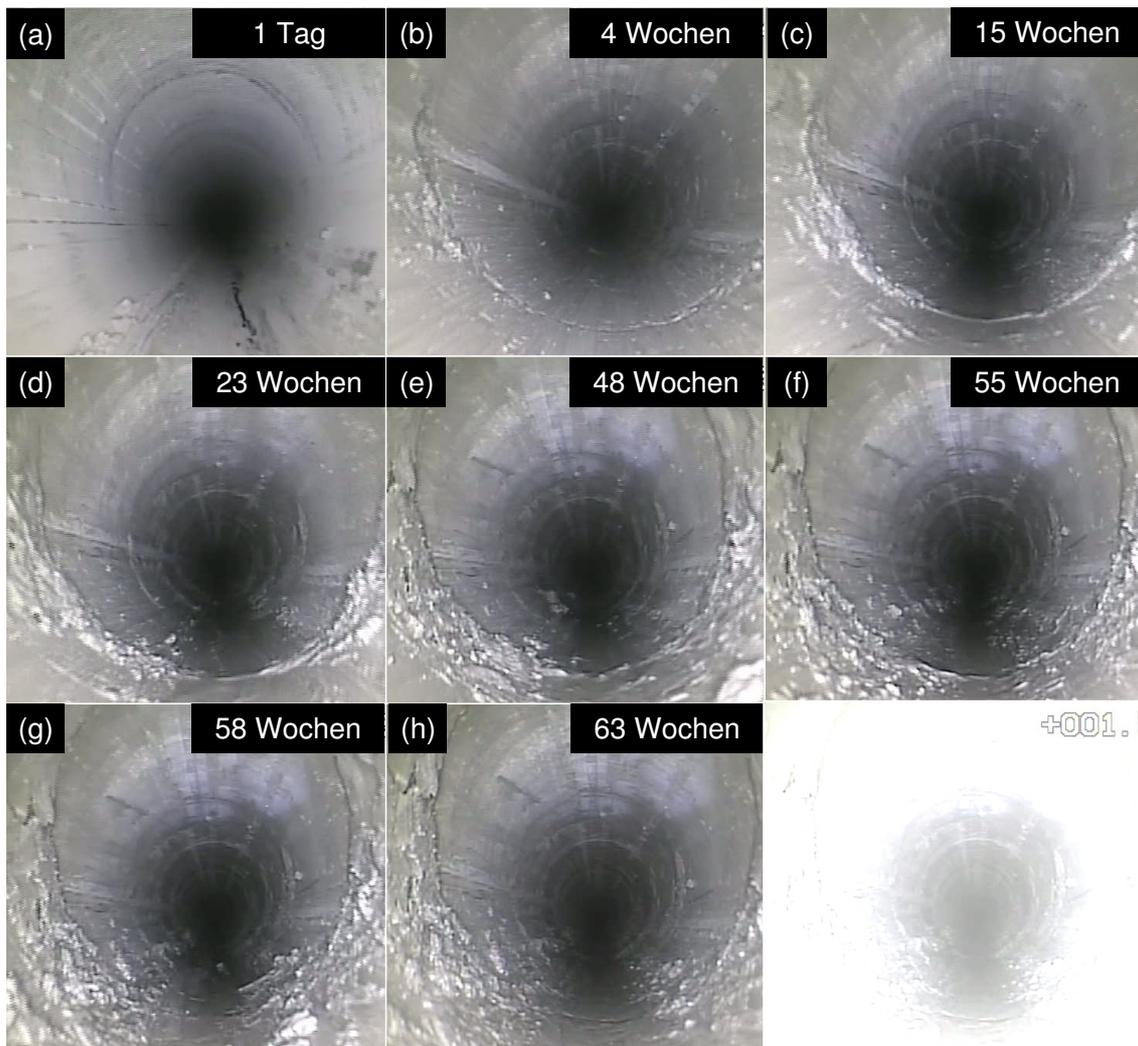


Bild 4.123: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 03.06.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 1,5$ m bis $t_{BL} \approx 1,7$ m

Im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,5$ m und $t_{BL} \approx 1,7$ m ist innerhalb des 63-wöchigen Observationszeitraums lediglich die Ausbildung einer schwach ausgeprägten ringförmig entlang der Bohrlochkontur verlaufenden Gesteinsabschalung aus der Bohrlochwand heraus zu beobachten. Gemessen am Maßstab der weiteren innerhalb des Bohrlochs BMB 35 detektierten Gesteinsabschalungen und Bohrlochwandversagensstrukturen stellt die in Bild 4.123 zu beobachtende Entwicklung einer Gesteinsabschalung kein besonders hervorzuhebendes Ereignis dar. Der eigentliche Grund, weshalb die Serie von Aufnahmen aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 1,5$ m und $t_{BL} \approx 1,7$ m hier vorgestellt wird, ist der heller gefärbte Bereich der Bohrlochwand, der sich ab dem zweiten Observationstermin im Firstbereich des Bohrlochs BMB 35 von dem dunkel und feucht wirkenden Gestein der Bohrlochwand abhebt. Der helle



Bereich, der sich mit zunehmender Dauer des Observationszeitraumes optisch zunehmend deutlicher von den übrigen Bohrlochwandbereichen abgrenzt, scheint der einzige Bereich innerhalb des Bohrlochs BMB 35 zu sein, in dem das Gestein der Bohrlochwand im gesamten Observationszeitraum nicht durchfeuchtet wird.

Eine Erklärung für dieses Phänomen innerhalb des ansonsten vom Bohrlochmund bis hin zum Bohrlochtiefsten bereits ab dem zweiten Observationstermin an der Kontur komplett durchfeuchteten Bohrlochs BMB 35 kann hier nicht gegeben werden. Trotz allem wird diese hydraulische Besonderheit hier vorgestellt und kann so eventuell in Zukunft im Rahmen weiterführender Forschungsarbeiten untersucht und erklärt werden, falls ähnliche Phänomene in weiteren Observationsbohrlöchern auftreten sollten.

Der vom Bohrlochmund aus betrachtet erste Teufenbereich innerhalb des Bohrlochs BMB 35, in dem sich ein partielles Versagen der Bohrlochwand ereignet, ist der nachfolgend in Bild 4.124 dargestellte Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,8$ m bis $t_{BL} \approx 3,0$ m.

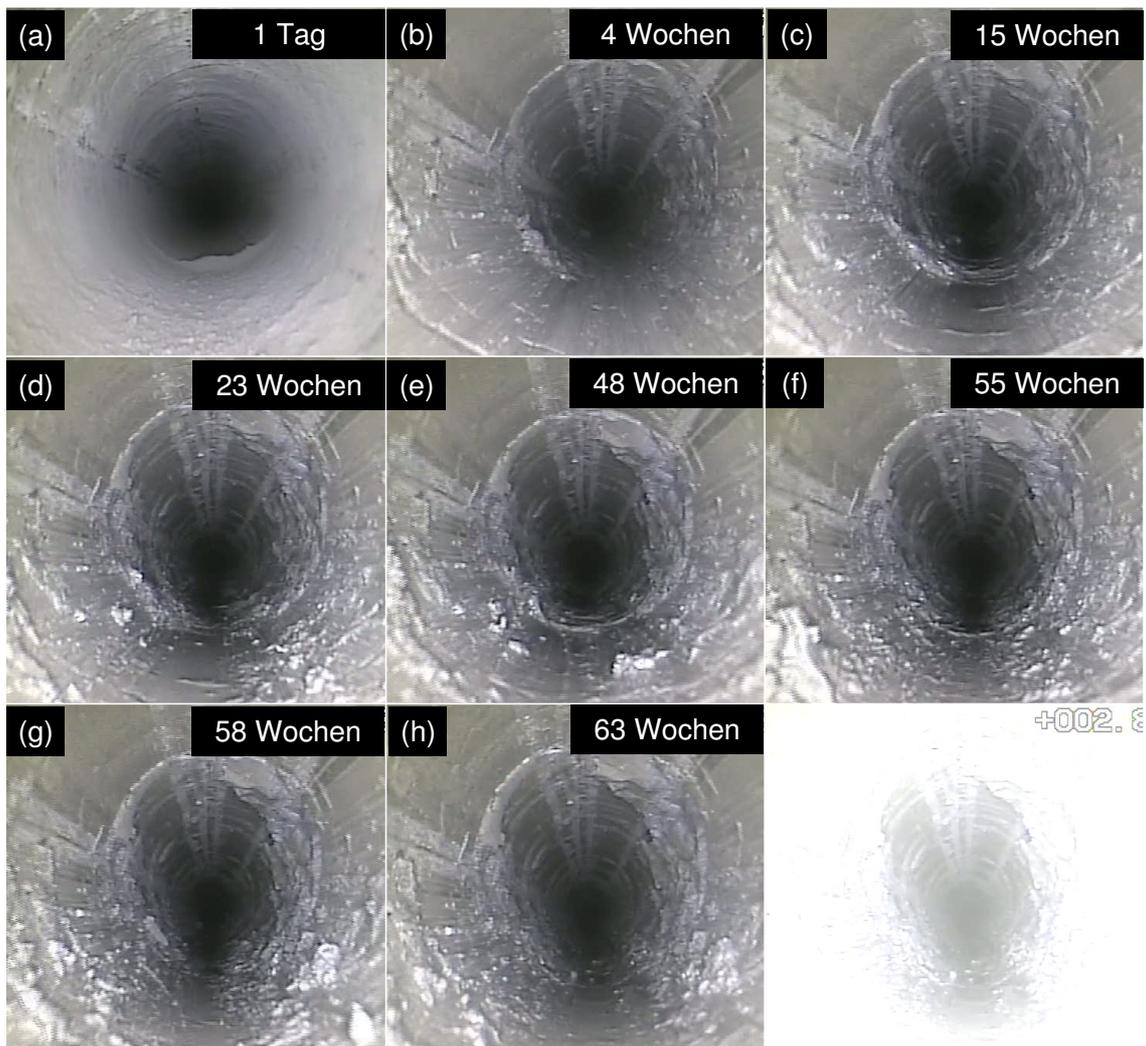


Bild 4.124: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 03.06.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,8 \text{ m}$ bis $t_{BL} \approx 3,0 \text{ m}$

Ab dem zweiten Observationstermin ist auf der Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.124(b) zu erkennen, wie sich eine ringförmig um die Bohrlochkontur herumreichende Struktur ausbildet, entlang derer sich in den elf Wochen zwischen dem zweiten und dem dritten Observationszeitpunkt Abschalungen von Gestein aus der Bohrlochwand entwickeln, wobei insbesondere der rechte obere Bereich der Bohrlochkontur eine besonders starke Schädigung mit einer kompletten Herauslösung von Gestein aus der Bohrlochwand heraus erfährt.

Es soll bereits hier vorweggenommen werden, dass in nahezu allen Teufenbereichen des Bohrlochs BMB 35, die von einem Versagen der Bohrlochwand betroffen sind, stets der rechte obere Bereich der Bohrlochkontur besonders stark geschädigt worden ist. Da die Längsachse des Bohrlochs BMB 35 orthogonal zum Streichen der unter $\alpha \approx 45^\circ$ einfallenden Schicht-



flächen orientiert ist, kann ein klassisches Schichtflächenversagen, wie es innerhalb des URL Mont Terri häufig in Bohrlöchern beobachtet wird, deren Längsachsen im Streichen der Schichtflächen liegen, nicht zur Erklärung des systematisch orientiert im Bohrloch BMB 35 auftretenden Bohrlochwandversagens herangezogen werden. Zur Erarbeitung von möglichen Erklärungsansätzen für das beobachtete systematisch angeordnete Bohrlochwandversagen im Bohrloch BMB 35 sind weitere Forschungsarbeiten außerhalb des Rahmens dieses Vorhabens notwendig (z.B. weitere Observationsbohrlöcher in diesem Gebirgsbereich).

Zusätzlich zur Beschaffenheit der Bohrlochwandversagensstruktur mit ihrer besonders starken Ausprägung im rechten oberen Bereich der Bohrlochkontur kann der Aufnahmenserie in Bild 4.124 entnommen werden, wie langsam sich das Versagen der Bohrlochkontur im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,8$ m bis $t_{BL} \approx 3,0$ m ausbildet. Während sich den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.124(a) bis Bild 4.124(c) folgend in den Zeiträumen zwischen den ersten drei Observationsterminen noch optisch deutlich erkennbare Veränderungen der Bohrlochwandbeschaffenheit ereignen, laufen die Veränderungen der Bohrlochwandbeschaffenheit in den letzten 48 Wochen des Observationszeitraums derart langsam ab, dass zwischen den an zwei aufeinander folgenden Observationsterminen entstandenen Aufnahmen anhand der optischen Begutachtung kaum ein Unterschied festzustellen ist. Dass eine Veränderung der auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera zu beobachtenden Bohrlochwandversagensstruktur zwar sehr langsam, aber dennoch tatsächlich erfolgt, kann dem Vergleich der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.124(c) und Bild 4.124(h) entnommen werden, die in einem zeitlichen Abstand von 48 Wochen zueinander entstanden sind. Der Vergleich der beiden Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera verdeutlicht, dass die Gesteinsabschalungen sich innerhalb der zwischen den beiden Observationszeitpunkten liegenden 48 Wochen weiter fortgesetzt haben. Zu einer weiteren deutlich erkennbaren Abplatzung von Gestein aus der Bohrlochwand heraus ist es dann jedoch bis zum Ende des 63-wöchigen Observationszeitraums im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,8$ m bis $t_{BL} \approx 3,0$ m nicht mehr gekommen.

Eine sehr ähnliche Entwicklung wie im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 2,8$ m bis $t_{BL} \approx 3,0$ m findet im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,1$ m und $t_{BL} \approx 4,3$ m des Bohrlochs BMB 35 statt, zu ersehen aus Bild 4.125.

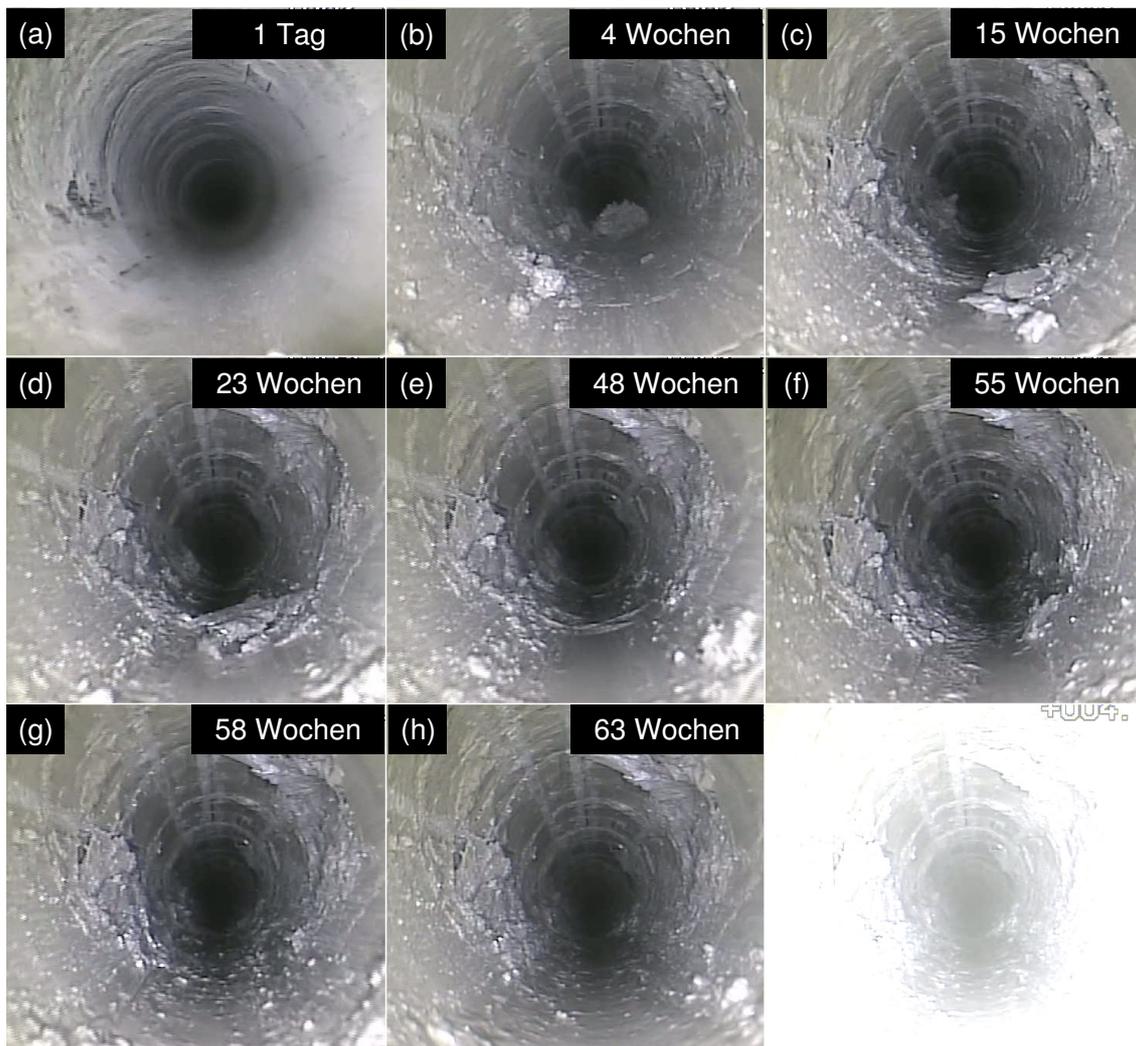


Bild 4.125: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 03.06.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 4,1$ m bis $t_{BL} \approx 4,3$ m

Bereits zum zweiten Observationstermin vier Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35 sind in der schon komplett feuchten Bohrlochwand erste deutliche Anzeichen eines Bohrlochkonturversagens zu erkennen, Bild 4.125(b). Die Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.125(c) zeigt, dass das Bohrlochwandversagen sich bis zur 15. Observationswoche deutlich verstärkt hat. Wie auch schon im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,8$ m und $t_{BL} \approx 3,0$ m ist erneut der rechte obere Bereich der Bohrlochkontur besonders stark vom Versagen der Bohrlochwand betroffen. Zusätzlich zum Bohrlochwandversagen im rechten oberen Bereich findet im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,1$ m und $t_{BL} \approx 4,3$ m ein Herausbrechen von Gestein aus der Bohrlochwand auch im linken Stoßbereich des Bohrlochs BMB 35 statt. Nach der 15. Observationswoche tritt eine deutliche Verlangsamung der

bruchbehafteten Konturveränderungen im betrachteten Teufenbereich ein. Besonders symptomatisch für die Verlangsamung der ablaufenden Prozesse bis hin zur Stagnation ist ein bereits zum dritten Observationszeitpunkt im linken Stoß des Bohrlochs BMB 35 aus der Bohrlochwand heraus gebrochenes Gesteinsstück, das 48 Wochen lang bis zum Ende des Observationszeitraums in einem partiell aus der Bohrlochwand herausgelösten Zustand verweilt, ohne sich endgültig vollständig aus der Bohrlochwand herauszulösen. Bild 4.126 zeigt zur Veranschaulichung eine Gegenüberstellung von Bild 4.125(c) und Bild 4.125(h) mit einer grafischen Kennzeichnung des aus der Bohrlochwand herausgelösten Gesteinsstücks zu den Observationszeitpunkten 15 Wochen und 63 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35.

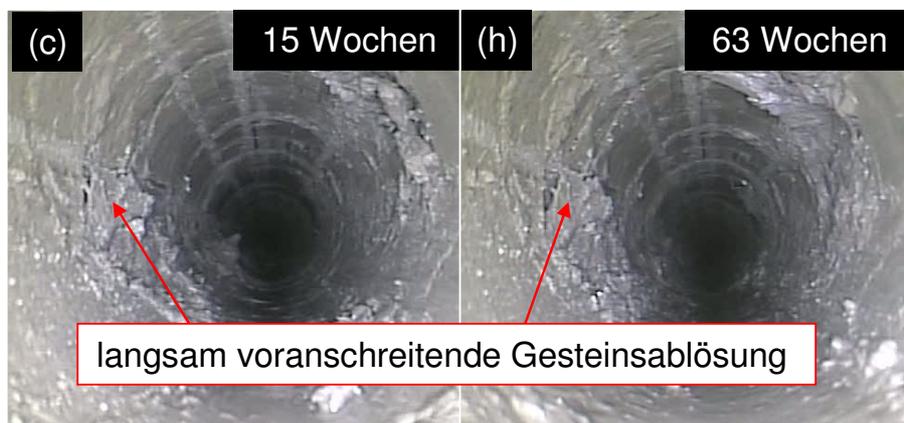


Bild 4.126: Visualisierung der sehr langsam voranschreitenden Gesteinsablösung im linken Stoß des Bohrlochs BMB 35 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 4,1$ m bis $t_{BL} \approx 4,3$ m

Eine nahezu identische Entwicklung hinsichtlich des Tragverhaltens der Bohrlochkontur wie im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,1$ m und $t_{BL} \approx 4,3$ m vollzieht sich im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 5,3$ m und $t_{BL} \approx 5,5$ m. Die Entwicklung innerhalb des Teufenbereichs zwischen $t_{BL} \approx 5,3$ m und $t_{BL} \approx 5,5$ m wird in Bild 4.127 anhand einer Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera dokumentiert.

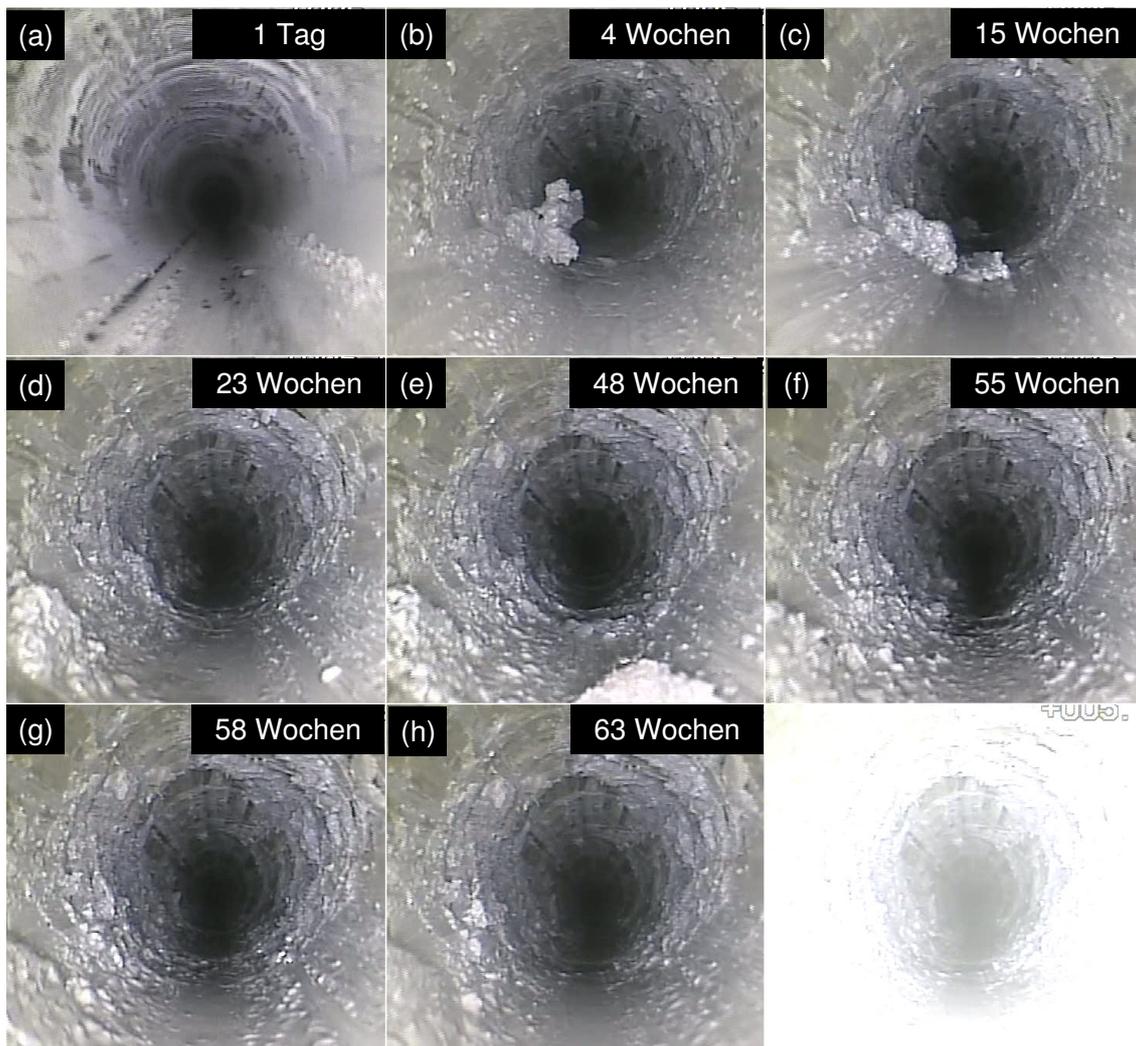


Bild 4.127: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 03.06.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,3$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m

Die Parallelität zwischen den beiden Teufenbereichen bezieht sich dabei nicht nur auf den zeitlichen Ablauf der Konturentfestigung, sondern auch auf die räumliche Orientierung der auftretenden Bruchstrukturen. Auf eine detaillierte Beschreibung der anhand der Aufnahmeserie der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.127 dargestellten zeitlichen Entwicklung innerhalb des Teufenbereichs von $t_{BL} \approx 5,3$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m kann aufgrund der deutlich erkennbaren Parallelität zur zeitlichen Entwicklung des Bohrlochtragverhaltens im vorangehend ausführlich beschriebenen Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,1$ m und $t_{BL} \approx 4,3$ m verzichtet werden.

Hervorzuheben ist allerdings, dass die aus den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.127 zu ersehenden Schädigungen der Bohrlochwand deutlich stärker ausgeprägt sind als die

Bild 4.125 zu entnehmenden Schädigungen der Bohrlochwand auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,1$ m und $t_{BL} \approx 4,3$ m.

Stellvertretend für diverse in dem besonders stark von einem Bohrlochkonturversagen betroffenen Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,3$ m und $t_{BL} \approx 7,0$ m auftretende Bohrlochkonturversagensstrukturen ist in Bild 4.128 die Entwicklung einer Bohrlochkonturversagensstruktur im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 6,6$ m und $t_{BL} \approx 6,8$ m dargestellt.

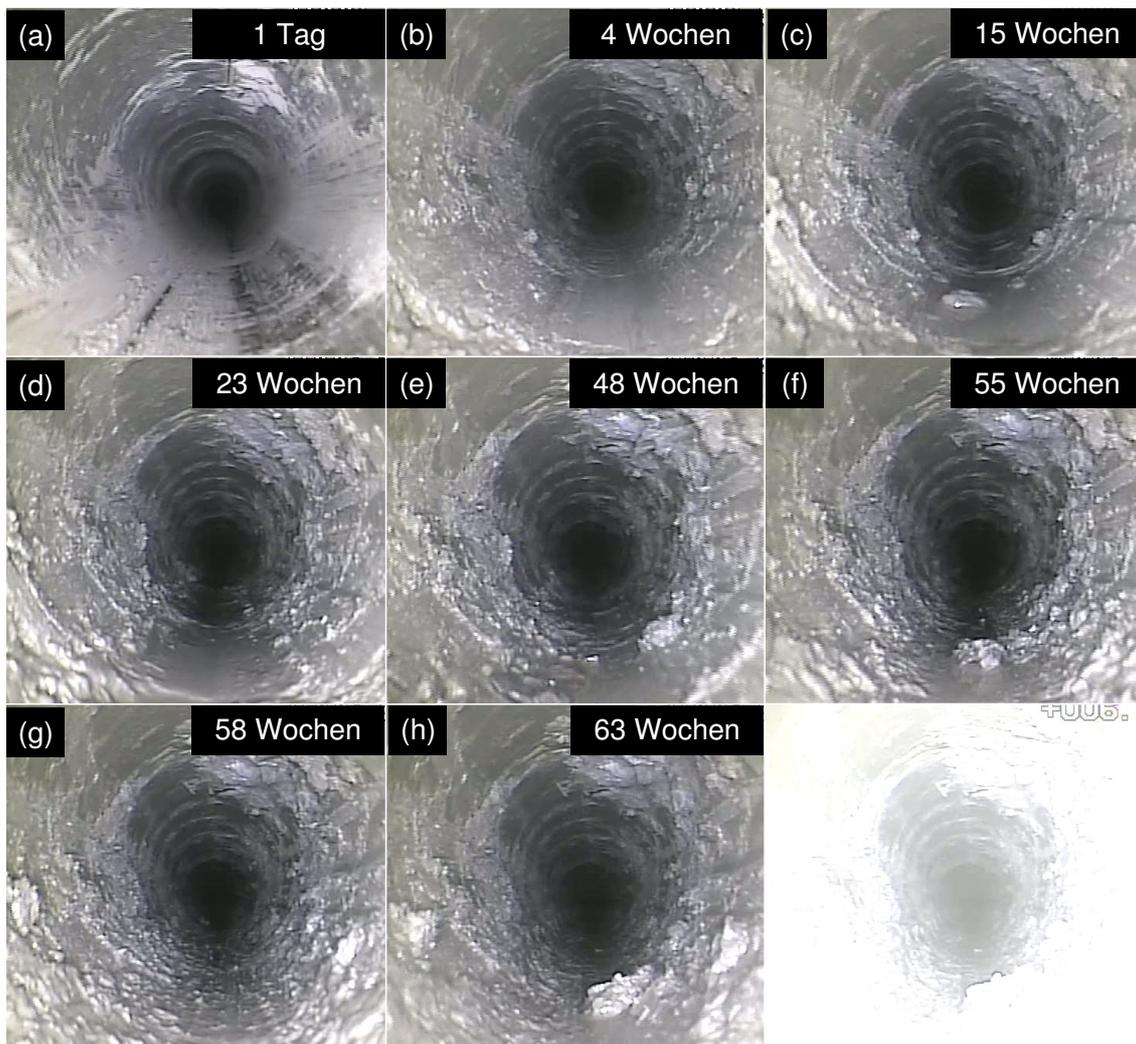


Bild 4.128: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 03.06.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 6,6$ m bis $t_{BL} \approx 6,8$ m

Die in Bild 4.128 vorgestellte Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrlochkontur ähnelt in jeder Hinsicht der Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrlochkontur im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 5,3$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m. Die Ähnlichkeit zwischen den beiden betrachteten Teufenbereichen schließt sowohl die zeitliche Entwicklung bei der Ausbildung der Bohrlochkontur-



versagensstruktur wie auch die Ausrichtung der Schädigungen entlang der Bohrlochkontur und die Intensität der Ausprägung der Bohrlochkonturschädigung mit ein. Stärker als bei den Bilderserien aus den zuvor betrachteten Teufenbereichen gibt allerdings die erste Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.128(a) Anlass zu der Annahme, dass sich die Schädigung im rechten oberen Bereich der Bohrlochkontur entlang einer präexistenten und damit geotektonisch angelegten Struktur in der Bohrlochwand ausgebildet hat. Deutlich ist in Bild 4.128(a) im rechten oberen Bohrlochkonturbereich eine Gesteinsbeschaffenheit zu erkennen, die sich in ihrer Färbung erheblich von den übrigen Bereichen der Bohrlochwand unterscheidet. Hinter der veränderten Gesteinsbeschaffenheit im rechten oberen Bereich der Bohrlochkontur könnte sich möglicherweise ein Hinweis darauf verbergen, dass die deutlich erkennbare systematische Ausprägung des Bohrlochkonturversagens im Bohrloch BMB 35 im Zusammenhang steht mit einer Störung oder einer Schwächezone im Gestein bzw. konturnahen Gebirge, die von der Kontur des Bohrlochs BMB 35 tangiert oder geschnitten wird.

Im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 8,0$ m und $t_{BL} \approx 9,0$ m des Bohrlochs BMB 35 ist es innerhalb des gesamten Observationszeitraums trotz einer starken Durchfeuchtung des bohrlochnahen Gesteins nicht zur Ausbildung größerer Versagensstrukturen im Bereich der Bohrlochkontur gekommen. Stellvertretend für die sich als standfest erweisende Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 8,0$ m und $t_{BL} \approx 9,0$ m kann in Bild 4.129 die zwar sehr feuchte und zum Teil aufgeweicht wirkende, aber nicht von einem Bohrlochkonturversagen betroffene standfeste Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 8,0$ m und $t_{BL} \approx 8,2$ m betrachtet werden.

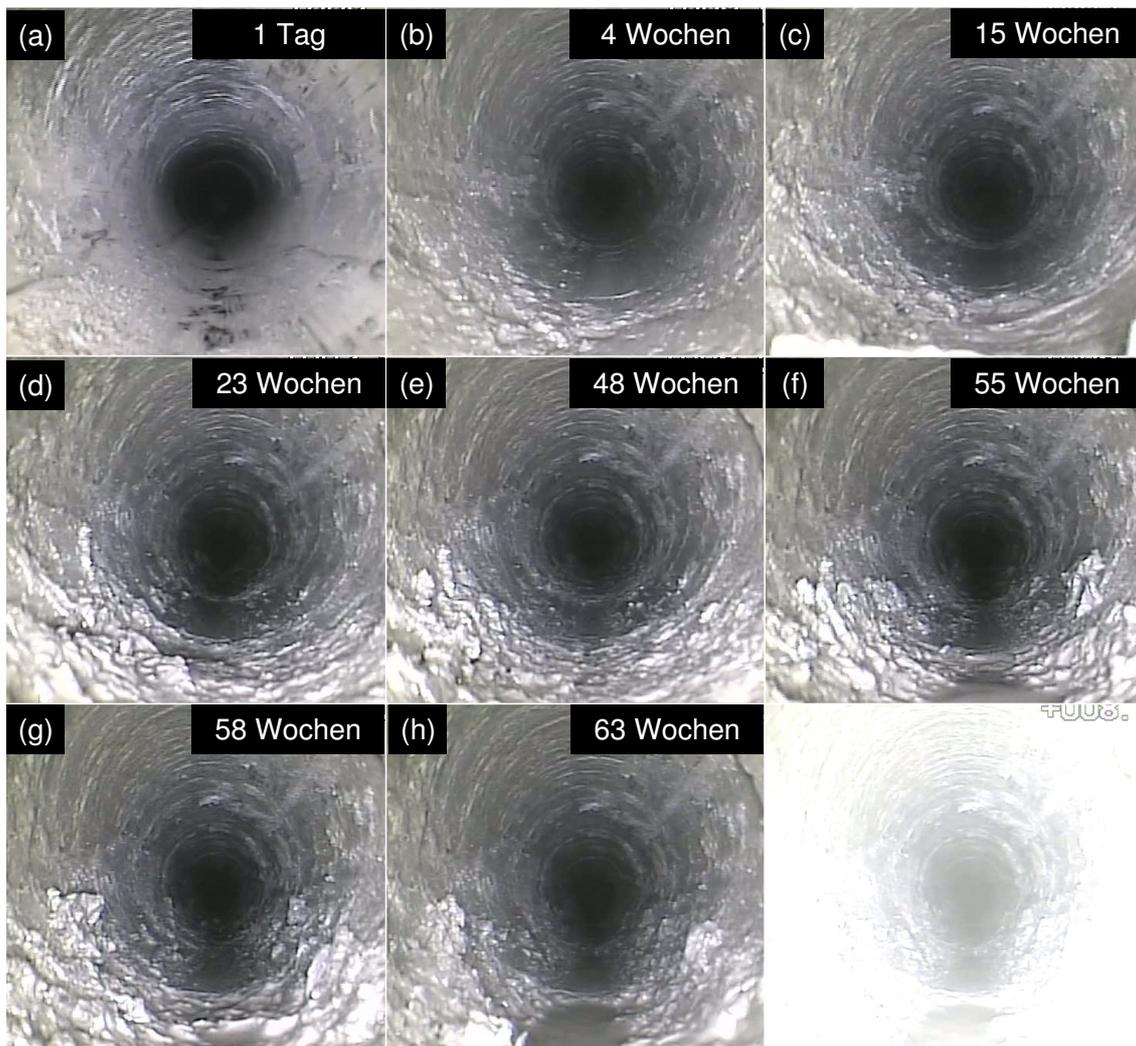


Bild 4.129: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 03.06.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 8,0$ m bis $t_{BL} \approx 8,2$ m

Innerhalb des gesamten 63-wöchigen Observationszeitraums kann keine signifikante Schädigung der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 8,0$ m und $t_{BL} \approx 8,2$ m beobachtet werden. Der Grund dafür, weshalb die zeitabhängige Entwicklung des Teufenbereichs von $t_{BL} \approx 8,0$ m bis $t_{BL} \approx 8,2$ m im Rahmen der Diskussion der Observationsergebnisse für das Bohrloch BMB 35 dargestellt wird, besteht darin, dass die in diesem Teufenbereich entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera besonders gut dazu geeignet sind, einen Eindruck von einem hohen Feuchtegehalt innerhalb des Bohrlochs BMB 35 zu vermitteln und die Feuchtigkeitszunahme im Bohrloch BMB 35 innerhalb des Observationszeitraums zu dokumentieren.



Wie in allen anderen Teufenbereichen des Bohrlochs BMB 35 auch, ist bereits ab dem zweiten Observationstermin vier Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35 eine Durchfeuchtung des Gesteins entlang der kompletten Bohrlochkontur zu verzeichnen. Zu diesem Observationszeitpunkt zeigen sich im Bereich der Bohrlochsohle im Gestein an der Bohrlochwand auch erste Aufweichungserscheinungen, gekennzeichnet durch leichte Abblätterungen von Gestein aus der Bohrlochwand heraus. Aus den zu den nachfolgenden Observationsterminen entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera, die in Bild 4.129(c) bis Bild 4.129(h) dargestellt sind, ist zu ersehen, dass sich innerhalb des Observationszeitraums größere Mengen plastifizierten Tongesteins im Bereich der Bohrlochsohle ansammeln. Dabei ist nicht genau differenzierbar, welcher Anteil des Tongesteins unmittelbar aus dem betrachteten Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 8,0$ m und $t_{BL} \approx 8,2$ m stammt und welcher Anteil des plastifizierten Tongesteins seine Herkunft in anderen Teufenbereichen des Bohrlochs BMB 35 hat, von wo die Gesteinsbruchstücke von der Axial-Bohrlochkamera erfasst worden sind und anschließend in den Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 8,0$ m und $t_{BL} \approx 8,2$ m mitgeführt worden sind.

Eine wichtige Information, die bei genauer Betrachtung der in Bild 4.129 vorgestellten Aufnahmenserie ersehen werden kann, ist die Tatsache, dass sich gegen Ende des Observationszeitraums ab der 55. Observationswoche mit der zugehörigen Aufnahme der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.129(f) geringe Mengen von freiem Wasser, das von der Axial-Bohrlochkamera bei der Befahrung vor sich her geschoben wird, an dem aufgeweichten Gestein in der Bohrlochsohle aufstauen. Somit kann anhand der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.129(f) bis Bild 4.129(h) ein Eindruck davon vermittelt werden, dass im Bohrloch BMB 35 derart feuchte Bedingungen vorliegen, dass nicht nur das Gestein an der Bohrlochkontur durchfeuchtet ist, sondern dass sich darüber hinaus auch eine geringe Menge von freiem Wasser im Bereich der Bohrlochsohle befindet. Bei der Betrachtung der Aufnahmenserie in Bild 4.129 entsteht der Eindruck, dass erst ab der 55. Observationswoche ungebundenes Wasser im Sohlbereich des Bohrlochs BMB 35 vorhanden ist. Das entspricht nicht der Realität, denn bereits ab dem zweiten Observationstermin vier Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35 ist auf den von der Axial-Bohrlochkamera aufgenommenen Videos aus dem Bohrloch BMB 35 zu erkennen, wie die Axial-Bohrlochkamera während der Befahrung des Bohrlochs BMB 35 Wasser vor sich her schiebt. Auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.129(f) bis Bild 4.129(h) und dabei insbesondere in Bild 4.129(h)

ist das Wasser lediglich besonders gut zu erkennen. Der Grund dafür, dass das im Bohrloch BMB 35 enthaltene freie Wasser gegen Ende des Observationszeitraums auf den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera besser erkennbar ist, könnte darin bestehen, dass die Menge an ungebundenem Wasser im Bohrloch BMB 35 über die Dauer des Observationszeitraums zunimmt. Ein eindeutiger Beleg für eine (kontinuierliche) Zunahme der Wassermenge im Bohrloch BMB 35 konnte anhand der Observation des Bohrlochs BMB 35 mit der Axial-Bohrlochkamera allerdings nicht erbracht werden.

Auf den verhältnismäßig standfesten Teufenbereich des Bohrlochs BMB 35 zwischen $t_{BL} \approx 8,0$ m und $t_{BL} \approx 9,0$ m folgt kurz vor dem Bohrlochtieftsten ein Teufenbereich, der von einem besonders starken Bohrlochwandversagen betroffen ist. Im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 9,2$ m bis $t_{BL} \approx 9,8$ m ist es gegen Ende des Observationszeitraums nahezu durchgängig zu einem Versagen der Bohrlochwand gekommen. Stellvertretend für diesen Teufenbereich wird in Bild 4.130 mittels einer Serie von Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera die zeitliche Entwicklung des Teufenbereichs zwischen $t_{BL} \approx 9,4$ m und $t_{BL} \approx 9,6$ m dokumentiert.

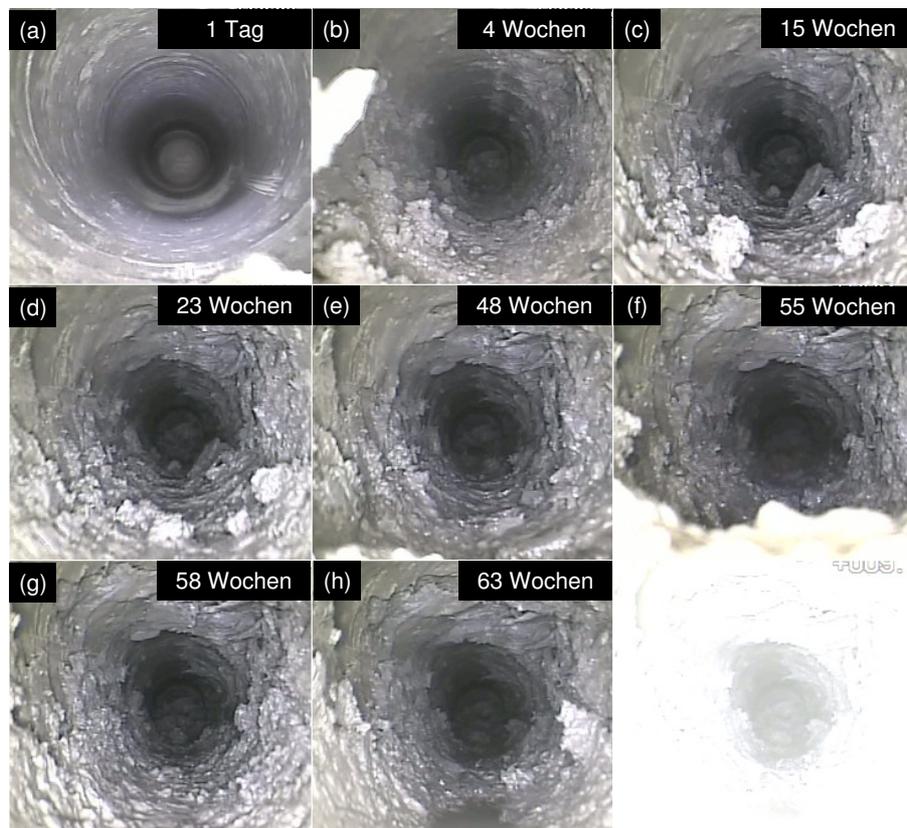


Bild 4.130: Dokumentation der zeitabhängigen Entwicklung der Bohrlochkontur innerhalb des Observationszeitraums vom 03.06.2009 bis zum 17.08.2010 im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 9,4$ m bis $t_{BL} \approx 9,6$ m

Grundsätzlich gleicht die Entwicklung des Tragverhaltens der Bohrlochwand im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 9,4$ m bis $t_{BL} \approx 9,6$ m den zuvor beschriebenen Entwicklungen innerhalb der Teufenbereiche von $t_{BL} \approx 6,6$ m bis $t_{BL} \approx 6,8$ m, von $t_{BL} \approx 5,3$ m bis $t_{BL} \approx 5,5$ m, von $t_{BL} \approx 4,1$ m bis $t_{BL} \approx 4,3$ m und von $t_{BL} \approx 2,8$ m bis $t_{BL} \approx 3,0$ m. Die stärksten Schädigungen der Bohrlochwand treten im Teufenbereich von $t_{BL} \approx 9,4$ m bis $t_{BL} \approx 9,6$ m im rechten oberen Bereich der Bohrlochkontur auf. Auch die zeitliche Entwicklung der Versagensstrukturen mit einem starken Voranschreiten der Schädigung der Bohrlochwand innerhalb der ersten 15 Wochen und dann einer deutlichen Verlangsamung der Schädigungsprozesse innerhalb der letzten 48 Wochen des Observationszeitraums erinnert an die Entwicklungen der Versagensstrukturen in den weniger tief im Bohrloch BMB 35 gelegenen Teufenbereichen.

Allerdings unterscheidet sich das im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 9,4$ m und $t_{BL} \approx 9,6$ m auftretende Bohrlochkonturversagen im Bezug auf die Intensität der Schädigung der Bohrlochwand deutlich von den Bohrlochwandschädigungen in den übrigen Teufenbereichen des Bohrlochs BMB 35, in denen Bohrlochkonturversagen auftritt. Entsprechend Bild 4.130(b) wird bereits vier Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35 im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 9,4$ m und $t_{BL} \approx 9,6$ m ein Grad der Bohrlochkonturschädigung erreicht, wie er in etwa dem Schädigungsgrad der Bohrlochkontur im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 4,1$ m und $t_{BL} \approx 4,3$ m gegen Ende des Observationszeitraums entspricht. Wie den Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera in Bild 4.130(b) und Bild 4.130(c) entnommen werden kann, nimmt die Schädigung der Bohrlochwand im Zeitraum zwischen der vierten und der 15. Observationswoche stark zu. Dabei wird 15 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35 im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 9,4$ m und $t_{BL} \approx 9,6$ m ein derart schlechter Zustand der Bohrlochwand mit einer sehr stark ausgeprägten Konturaufweitung erreicht, wie er innerhalb des gesamten Observationszeitraums in keinem anderen Teufenbereich des Bohrlochs BMB 35 zu beobachten gewesen ist. Bemerkenswert an der Entwicklung der Bohrlochwandversagensstrukturen im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 9,4$ m und $t_{BL} \approx 9,6$ m ist, dass, obwohl bereits 15 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35 ein derart hohes Schädigungsniveau erreicht worden ist, eine starke Verlangsamung der Schädigungsprozesse eintritt und sich die Bohrlochwand in dem stark geschädigten Teufenbereich trotz der starken Schädigungen in den letzten 48 Wochen des Observationszeitraums als bedingt standfest erweist.

Somit kann das gesamte Bohrloch BMB 35 trotz einiger signifikanter Schädigungen im Bereich der Bohrlochwand in ungleichmäßig über die Bohrlochteufe verteilt angeordneten Teu-

fenzonen dennoch zumindest im Sinne einer Befahrbarkeit mit der Axial-Bohrlochkamera als über den gesamten Observationszeitraum hinaus standfest bezeichnet werden. Über den gesamten Observationszeitraum hinweg lässt sich zu den innerhalb des Bohrlochs BMB 35 detektierten Versagensstrukturen zusammenfassend festhalten, dass sich alle Versagensstrukturen von ihrem Erscheinungsbild her und in der zeitlichen Entwicklung ihrer Ausbildung stark ähneln. Deutlich voneinander unterscheiden sich die Versagensstrukturen dagegen bezüglich der Intensität der Schädigungen der Bohrlochwand. Um die grundsätzlichen systematischen Übereinstimmungen der Schädigungsstrukturen der Bohrlochwand bezüglich der Orientierung der geschädigten Bereiche entlang der Bohrlochkontur aber auch die Unterschiede bezüglich des Ausmaßes der Bohrlochwandschädigung zwischen den einzelnen Teufenbereichen abschließend vergleichen zu können, erfolgt in Bild 4.131 eine Gegenüberstellung der in den fünf vorangehend vorgestellten Teufenbereichen mit Bohrlochwandschädigungen zum letzten Observationstermin 63 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35 entstandenen Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera.

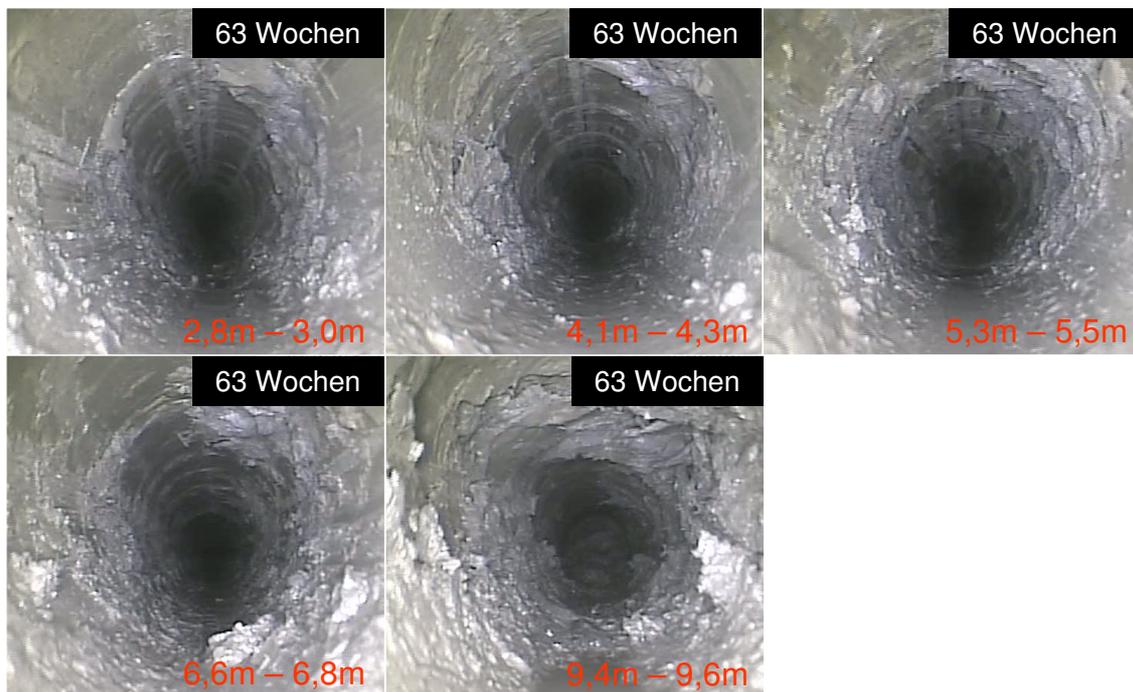


Bild 4.131: Visualisierung der mit der Teufe zunehmenden Intensität der beobachteten Bohrlochwandschädigungen innerhalb des Bohrlochs BMB 35 zum Observationszeitpunkt 63 Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs BMB 35

Deutlich zeigt sich in Bild 4.131, wie die Intensität der Bohrlochwandschädigungen mit der Teufe zunimmt.



Ein möglicher Erklärungsansatz für die stärker ausgeprägten Schädigungen der Bohrlochwand in den größeren Teufenbereichen lautet, dass der Feuchtegehalt des Gesteins nach der in den ersten Wochen nach dem Abteufen des Bohrlochs erfolgenden Wiederaufsättigung des Gesteins in der unmittelbaren Umgebung des Bohrlochs in den größeren Teufen höher ist als in der Nähe des Bohrlochmundes. Ein höherer Feuchtegehalt im Gestein der Bohrlochwand und eine höhere Luftfeuchtigkeit im Bohrloch führen zu stärkeren Aufweichungen und somit auch zu stärkeren Festigkeitsverlusten im Gestein der Bohrlochwand (softening), wodurch die stärkere Ausprägung des Bohrlochwandversagens in den tiefer gelegenen Teufenbereichen des Bohrlochs BMB 35 erklärt werden könnte. Als Gründe für eine schnellere Wiederaufsättigung des durch den Bohrvorgang entsättigten Gesteins in der unmittelbaren Umgebung des Bohrlochs BMB 35 und für einen größeren Feuchtigkeitsgehalt im Gestein der Bohrlochwand in den tiefer im Bohrloch BMB 35 gelegenen Teufenbereichen könnten genannt werden:

- (1) Weiter entfernt von der Niche TT, aus der heraus das Bohrloch BMB 35 abgeteuft worden ist, herrschen im Gebirge höhere Porenwasserdrücke, die aufgrund eines größeren hydraulischen Potenzialgefälles zwischen dem hydraulischen Bohrlochfernfeld und der Bohrlochkontur schneller zur Wiederaufsättigung des entsättigten Gesteins in der Umgebung des Bohrlochs führen als in den Teufenbereichen nahe des Bohrlochmundes.
- (2) Das Gestein in der unmittelbaren Umgebung des Bohrlochs ist in den tiefer gelegenen Teufenbereichen des Bohrlochs beim Abteufen des Bohrlochs nicht so lange durch die Luftspülung entsättigt worden wie in den Bereichen nahe des Bohrlochmundes.
- (3) Je tiefer der betrachtete Teufenbereich im Bohrloch liegt, umso weniger erfolgt ein Austausch von Luft aus dem Bohrloch mit trockenerer Luft aus der Niche TT. Somit ist ein Abtransport von Feuchtigkeit aus dem Bohrloch heraus durch die Luft umso unwahrscheinlicher, je tiefer sich ein Teufenbereich im Bohrloch befindet.

Ein Zusammenwirken der drei oben aufgeführten Faktoren könnte den Grund darstellen für die zu beobachtende stärkere Ausprägung des Bohrlochwandversagens in den tiefer im Bohrloch BMB 35 gelegenen Teufenbereichen.

(b) *Luftfeuchtigkeitsmessungen im Bohrloch BMB 35*

Nach Ende des Observationszeitraums ist im Bohrloch BMB 35 eine kombinierte Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessung durchgeführt worden. Die Ergebnisse der Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessung können in Bild 4.132 betrachtet werden.

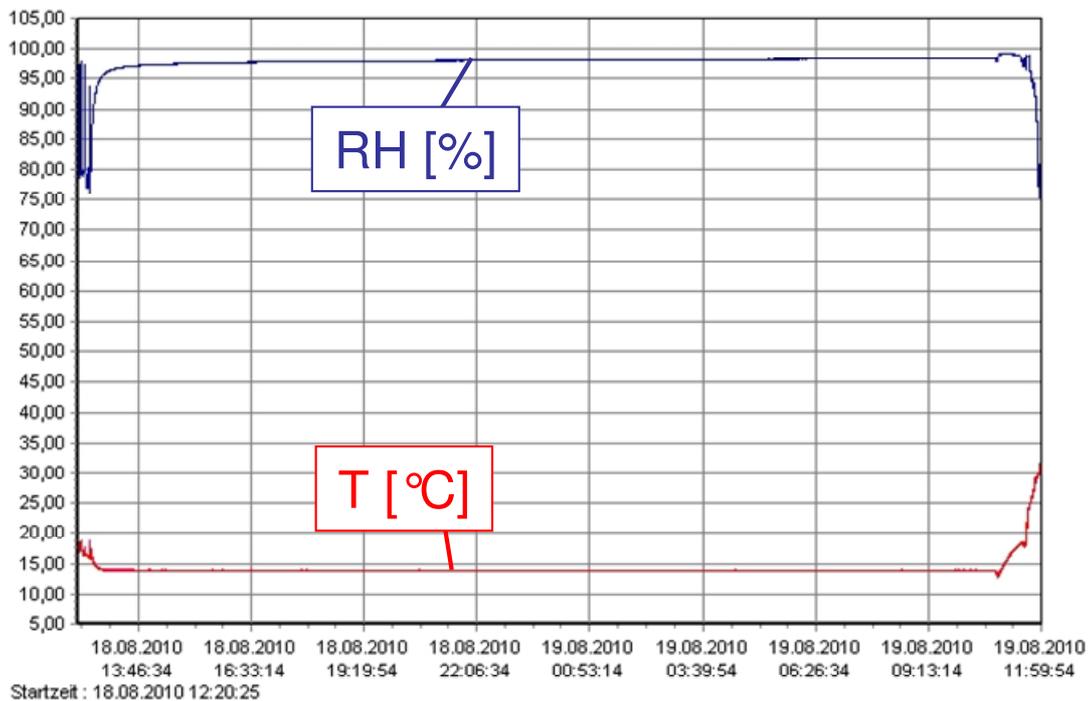


Bild 4.132: Ergebnisse der Luftfeuchtigkeits- und Temperaturmessungen im Bohrloch BMB 35 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m

Innerhalb eines etwa $t \approx 22$ h andauernden Zeitraums ist im Bohrloch BMB 35 vom 18.08.2010 bis zum 19.08.2010 eine nahezu konstante Temperatur von $T \approx 14^\circ\text{C}$ gemessen worden. Messwertschwankungen zu Beginn und am Ende des Messzeitraums sind auf Störungen der Messung durch die Handhabung des Messgerätes bei der Installation und bei der Deinstallation zurückzuführen. Während des Messzeitraums ist der Messsensor in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m innerhalb des Bohrlochs BMB 35 installiert gewesen. Wie in allen Bohrlöchern, in denen im Rahmen dieses Vorhabens sowohl im URL Tournemire wie auch im URL Mont Terri Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsmessungen durchgeführt worden sind, sind auch im Bohrloch BMB 35 sehr konstante Bedingungen im Bezug auf die Temperatur und die relative Luftfeuchtigkeit festgestellt worden. Dabei ist die im Bohrloch BMB 35 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 3,0$ m gemessene relative Luftfeuchtigkeit sogar noch minimal größer als die im Bohrloch BRC 3 in einer Teufe von $t_{BL} \approx 10,0$ m gemessene relative Luftfeuchtigkeit. Wäh-



rend der Messwertgraph der relativen Luftfeuchtigkeit im Bohrloch BRC 3 innerhalb des 22-stündigen Messzeitraums einen Maximalwert von $R_H \approx 97\%$ annimmt, erreicht der Messwertgraph der Messung im Bohrloch BMB 35 in etwa $R_H \approx 99\%$. Der bei der Betrachtung der Aufnahmen der Axial-Bohrlochkamera aus dem Bohrloch BMB 35 entstehende Eindruck von einem sehr hohen Feuchtegehalt innerhalb des Bohrlochs BMB 35 wird somit durch die Ergebnisse der Messung der relativen Luftfeuchtigkeit nachhaltig bestätigt.

4.2.3.5 Fazit zu den im Rahmen dieses Vorhabens im URL Mont Terri mit der Dreiarmkalibersonde und der Axial-Bohrlochkamera durchgeführten Bohrlochobservationsarbeiten

Zunächst ist hervorzuheben, dass die im Rahmen dieses Vorhabens im URL Mont Terri durchgeführten Bohrlochobservationsarbeiten mit der Observation von drei Bohrlöchern nicht umfangreich genug gewesen sind, um aus den Observationsergebnissen allgemein gültige Erkenntnisse zum geohydraulischen oder hydraulisch-mechanischen Verhalten von Bohrlöchern innerhalb des URL Mont Terri oder gar zum grundsätzlichen geohydraulischen oder hydraulisch-mechanisch gekoppelten Verhalten von Bohrlöchern im Opalinuston ableiten zu können.

Vielmehr ist im Rahmen dieses Vorhabens der Versuch unternommen worden, auf der Grundlage einer phänomenologisch-makroskopischen Betrachtungsweise eine erste Charakterisierung des Langzeit(trag)verhaltens von Bohrlöchern im Opalinuston des URL Mont Terri vorzunehmen und im Zuge der dazu durchgeführten Observationsarbeiten eine möglichst große Anzahl an für das Trag- und Deformationsverhalten von Bohrlöchern im Tongestein und insbesondere im Opalinuston relevanten Informationen zu generieren.

Als wichtiges Observationsergebnis der durchgeführten in situ-Arbeiten ist der signifikante Feuchtigkeitszutritt in allen drei im Rahmen dieses Vorhabens observierten Bohrlöchern zu nennen. Inwieweit Feuchtigkeitszutritte, wie sie in den drei Observationsbohrlöchern BRC 3, BRC 4 und BMB 35 detektiert worden sind, repräsentativ sind für Bohrlöcher innerhalb des URL Mont Terri kann und soll hier nicht bewertet werden.

Anzumerken ist allerdings, dass Untersuchungen von Bohrlöchern im URL Mont Terri außerhalb des Rahmens dieses Vorhabens bezüglich der Feuchtigkeitszutritte in die Bohrlöcher zu Ergebnissen geführt haben, die sich entscheidend von den im Rahmen dieses Vorhabens ge-



wonnenen Ergebnissen unterscheiden. So wird in *Lux & Seeska (2010)* von der Observation von insgesamt vier Bohrlöchern innerhalb des URL Mont Terri berichtet, von denen zwei innerhalb vergleichbar langer Observationszeiträume nicht von einem signifikanten Feuchtigkeitszutritt betroffen waren, während ein Bohrloch einen eher moderaten Feuchtigkeitszutritt erfahren hat und es lediglich in einem der vier observierten Bohrlöcher zu einem Feuchtigkeitszutritt gekommen ist, der in seiner Intensität in etwa mit den im Rahmen dieses Vorhabens detektierten Feuchtigkeitszutritten vergleichbar ist.

Die Vermutung liegt nahe, dass die detektierten signifikanten Feuchtigkeitszutritte in die BRC-Observationsbohrlöcher im Zusammenhang stehen mit der Nähe der zwei BRC-Observationsbohrlöcher zur *Main Fault Zone* des URL Mont Terri und dass der starke Feuchtigkeitszutritt in das Bohrloch BMB 35 auf die höhere hydraulische Konduktivität des Gesteins in der sandigen Fazies zurückzuführen ist. Zur Überprüfung der genannten Erklärungsansätze sind weitere Forschungsarbeiten außerhalb des Rahmens dieses Vorhabens notwendig.

Unabhängig davon, wie sehr oder wie wenig repräsentativ die Feuchtigkeitszutritte in die drei Observationsbohrlöcher für das hydraulische Verhalten von Bohrlöchern im Opalinuston des URL Mont Terri sind, haben sie die Möglichkeit eröffnet, das hydraulisch-mechanisch gekoppelte Verhalten von Opalinuston in situ zu observieren. Die wichtigsten Observationsergebnisse werden nachfolgend stichpunktartig zusammengestellt:

- (1) Die drei observierten Bohrlöcher haben sich über den gesamten Observationszeitraum im Sinne einer Befahrbarkeit mit der Axial-Bohrlochkamera über ihre gesamte Teufe hinweg als standfest erwiesen.
- (2) In keinem der drei observierten Bohrlöcher ist es zu einem durchgängig über mehrere Teufenmeter hinweg auftretenden Versagen der Bohrlochwand oder zu einem sich systematisch im Lauf der Zeit von einer initialen Nachbruchsstelle aus ausbreitenden verbuchartigen Bohrlochversagen gekommen.
- (3) In allen drei Bohrlöchern ereignet sich in mehreren Teufenbereichen ein partielles Versagen der Bohrlochwand.
- (4) In allen drei Bohrlöchern ereignet sich ein Bohrlochwandversagen innerhalb der ersten Wochen des Observationszeitraums (BRC 3: $t < 5$ Wochen, BRC 4: $t < 12$ Wochen, BMB 35: $t < 4$ Wochen).



- (5) Gegen Ende des Observationszeitraums verlangsamten sich die Entfestigungsprozesse der Bohrlochwand in allen drei Observationsbohrlöchern deutlich.
- (6) Schädigungen der Bohrlochwand treten in allen Bohrlöchern ausschließlich in Teufenbereichen auf, in denen das Gestein der Bohrlochwand durch den Wiederaufsättigungseffekt durchfeuchtet ist.
- (7) Im Teufenbereich zwischen dem Bohrlochmund und einer Teufe von $t_{BL} \approx 4,5$ m des Bohrlochs BRC 3, der bis zum Ende des Observationszeitraums eine trockene Bohrlochwand aufweist, kommt es zu keinen Schädigungen der Bohrlochwand und auch die Messungen mit der Dreiarmkalibersonde lassen nicht auf eine signifikante Deformation der Bohrlochwand in diesem Teufenbereich schließen. Mögliche Ursachen für die Trockenheit und damit auch für die Stabilität der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen dem Bohrlochmund und einer Teufe von $t_{BL} \approx 4,5$ m stellen der bedingt durch die Nähe zur Gallery 08 höchstwahrscheinlich abgesenkte Porenwasserdruck im Gestein (niedrigere hydraulische Potenzialdifferenzen) sowie die stärkere Luftzirkulation in dem nahe des Bohrlochmundes gelegenen Teufenbereich dar (Feuchtigkeitsabtransport über die Luft).
- (8) Das Bohrloch BRC 3 ist von einem stärkeren Wasserzutritt betroffen als das Bohrloch BRC 4. Eine mögliche Ursache für den stärkeren Wasserzutritt im Bohrloch BRC 3 könnte die größere Nähe des Bohrlochs BRC 3 zur *Main Fault Zone* darstellen.
- (9) Die deutlichsten Veränderungen der Bohrlochkonturbeschaffenheit und die meisten Schädigungen der Bohrlochwand innerhalb des Bohrlochs BRC 3 sind im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 6,5$ m und $t_{BL} \approx 15,0$ m detektiert worden.
- (10) Im Bohrloch BRC 4 treten die signifikantesten Schädigungen der Bohrlochwand im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 9,0$ m und $t_{BL} \approx 14,0$ m auf. In den weniger tief im Bohrloch BRC 4 gelegenen Teufenbereichen treten innerhalb des 15-wöchigen Observationszeitraums (12. bis 27. Woche nach dem Abteufen des Bohrlochs BRC 4) keine Schädigungen der Bohrlochwand auf. Im Teufenbereich mit stark durchfeuchteter Bohrlochwand jenseits von $t_{BL} \approx 14,0$ m kommt es bis zum Ende des Observationszeitraums zu einigen kleineren Schädigungen der Bohrlochwand.
- (11) Die dichteste Abfolge von Teufenbereichen mit einer deutlichen Schädigung der Bohrlochwand findet sich innerhalb des Bohrlochs BMB 35, in dem im Teufenbereich zwischen $t_{BL} \approx 2,8$ m und dem Bohrlochtiefsten ca. zehn Lokationen mit einer signifikanten



Schädigung der Bohrlochwand detektiert worden sind. Hinzu kommen im Bohrloch BMB 35 zahlreiche weitere über die gesamte Teufe verteilte Stellen, an denen sich gegen Ende des Observationszeitraums zwar noch keine Gesteinsabplatzungen aus der Bohrlochwand herausgebildet haben, an denen aber eine deutliche Veränderung der Bohrlochwandbeschaffenheit und eine deutliche Reduzierung der Bohrlochwandstabilität zu verzeichnen sind.

(12) Die mit Abstand stärkste Schädigung der Bohrlochwand, die in allen drei im Rahmen dieses Vorhabens untersuchten Observationsbohrlöchern detektiert worden ist, tritt innerhalb des letzten Teufenmeters des Bohrlochs BMB 35 auf.

Die Observationsergebnisse aus den Bohrlöchern BRC 3, BRC 4 und BMB 35 verdeutlichen, welche zentrale Bedeutung die Kenntnis und das Verständnis des hydraulisch-mechanisch gekoppelten Verhaltens des Opalinustons bei der Vorhersage des Tragverhaltens und der Bewertung der Standfestigkeit von Hohlräumen sowohl in der tonigen Fazies (BRC 3, BRC 4) wie auch in der sandigen Fazies (BMB 35) des Opalinustons des URL Mont Terri haben. Zu einer Vertiefung des Verständnisses für im Opalinuston ablaufende hydraulisch-mechanische Prozesse ist es erforderlich, die im Rahmen dieses Vorhabens begonnenen Observationsarbeiten durch die Observation weiterer Bohrlöcher zu ergänzen und dadurch eine umfangreiche Datenbasis zur Kalibrierung und Validierung des parallel zu den in situ-Arbeiten weiter zu entwickelnden HM-gekoppelten Simulationsinstrumentariums für Tongesteine zu erarbeiten.

4.2.4 Vergleich der an den beiden in unterschiedlichen Tongesteinsformationen gewonnenen Forschungsergebnisse

Die an den zwei unterschiedlichen Forschungsstandorten durchgeführten Bohrlochobservationsarbeiten ermöglichen erstmals eine Gegenüberstellung des hydraulisch-mechanisch gekoppelten Trag- und Deformationsverhaltens von Bohrlöchern der Standorte URL Tournemire und URL Mont Terri.

Zu der Gegenüberstellung der im Rahmen dieses Vorhabens an den beiden Forschungsstandorten gewonnenen Informationen und Erfahrungen bezüglich des hydraulisch-mechanisch gekoppelten Verhaltens der Observationsbohrlöcher ist anzumerken, dass diese nicht im Sinne eines bewertenden Vergleichs zu betrachten ist. Die Bewertung der beiden Tongesteinsarten Opalinuston und Toarcium im Hinblick auf ihre Geeignetheit zur Endlagerung radioaktiver



Abfälle oder im Hinblick auf sonstige Aspekte ist ausdrücklich nicht der Gegenstand der im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten in situ-Untersuchungen gewesen. Vielmehr ist es Ziel der Untersuchungen gewesen, möglichst viele Erkenntnisse und Erfahrungen über die in den unterschiedlichen Tongesteinsarten ablaufenden hydraulischen und hydraulisch-mechanisch gekoppelten Prozesse zu erarbeiten.

Die nachfolgende Gegenüberstellung von Gemeinsamkeiten und Unterschieden bezieht sich somit ausschließlich auf die acht im URL Tournemire und die drei im URL Mont Terri im Rahmen dieses Vorhabens untersuchten Observationsbohrlöcher und keine der nachfolgend getroffenen Aussagen erhebt den Anspruch, in Bezug auf eines der beiden Untertagelabore generalisierungsfähig zu sein.

Die wichtigsten Gemeinsamkeiten, die sich aus den Observationen in den Bohrlöchern an den zwei unterschiedlichen Forschungsstandorten ableiten lassen, lauten:

- (1) Der Abstand der Observationsbohrlöcher zu Störungszonen scheint einen Einfluss auf das hydraulische Verhalten der Bohrlöcher zu haben. Je näher ein Bohrloch dabei an einer Störungzone im Gebirge liegt, umso stärker ist der Feuchtigkeitszutritt in das Bohrloch.
- (2) Je stärker der Feuchtigkeitszutritt in ein Bohrloch ist, umso stärker ausgeprägt sind die Aufweichungseffekte im Gestein der Bohrlochwand und umso eher entwickelt sich ein Versagen der Bohrlochwand.

Die wichtigsten Unterschiede bezüglich des Trag- und Deformationsverhaltens, die an den zwei unterschiedlichen Forschungsstandorten in den Observationsbohrlöchern detektiert worden sind, können wie folgt benannt werden:

- (1) Während sich im URL Mont Terri im Bohrloch BRC 3 bedingt durch den Wasserzutritt eine derart starke Aufweichung des Gesteins der Bohrlochwand ergeben hat, dass die Messarme der Dreiarmkalibersonde sich von Messtermin zu Messtermin tiefer in das aufgeweichte Gestein eingegraben haben und dementsprechend von der Dreiarmkalibersonde eine Bohrlochdivergenz gemessen worden ist, hat die zunehmende Feuchtigkeit in den GSM-Bohrlöchern im URL Tournemire zur Ermittlung einer Bohrlochkonvergenz durch die Dreiarmkalibersonde geführt.
- (2) Alle drei im URL Mont Terri untersuchten Observationsbohrlöcher sind innerhalb des Observationszeitraums von Bohrlochwandversagen in mehreren Teufenbereichen betref-



fen gewesen. Im Vergleich dazu haben sich sechs der acht im URL Tournemire observierten Bohrlöcher als vollständig standfest erwiesen, während es in zwei der Bohrlöcher zu Bohrlochwandversagen gekommen ist.

- (3) Während es in allen drei innerhalb des URL Mont Terri im Rahmen dieses Vorhabens untersuchten Observationsbohrlöchern zu erheblichen Feuchtigkeitzutritten gekommen ist, sind von den acht innerhalb des URL Tournemire gelegenen Observationsbohrlöchern nur zwei von vergleichbar starken Feuchtigkeitzutritten betroffen gewesen (GSM 90 und GSM 135). Drei weitere Observationsbohrlöcher sind von einem etwas weniger stark ausgeprägten Feuchtigkeitzutritt betroffen gewesen (GSM 45, GSM 225 und GSM 315) während in einem der Observationsbohrlöcher nur ein eher leichter Feuchtigkeitsanstieg an der Bohrlochkontur zu verzeichnen gewesen ist (GEM 90). Zwei der Observationsbohrlöcher im URL Tournemire haben über den gesamten Observationszeitraum hinweg trockene Bohrlochwände sowie auch ein trockenes Bohrlochtiefstes aufgewiesen (GEM 180 und GEM 270).

Anmerkung: Bei beiden Bohrlöchern im URL Tournemire, in denen sich ein Bohrlochwandversagen ereignet hat, handelt es sich um schichtungsp parallele Bohrlöcher. Schichtungsp parallele Bohrlöcher sind im Rahmen dieses Vorhabens im URL Mont Terri nicht untersucht worden.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass in den beiden untersuchten Tongesteinsarten Opalinuston und Toarcium die Feuchtigkeitzutritte in die Bohrlöcher einen besonders großen Einfluss auf das Trag- und Deformationsverhalten der Bohrlöcher ausüben. Daher erscheint es zum gegenwärtigen Zeitpunkt besonders wichtig und sinnvoll, im Rahmen von weiterführenden Forschungsarbeiten im Bereich Tongestein schwerpunktmäßig auch folgende Themenbereiche vertiefend zu erforschen:

- (1) Zutrittsmechanismen von Wasser in Hohlräume im Tongestein,
- (2) Austrocknung und Verfestigung (hardening),
- (3) Aufsättigung und Aufweichung (softening),
- (4) Aufbau von Quelldrücken im Tongestein,
- (5) Gesteinsreaktion auf Ent- und Resättigungszyklen.



Eine retrospektive numerische Analyse des an den beiden Forschungsstandorten beobachteten Bohrlochtrag- und Bohrlochdeformationsverhaltens ist nicht Gegenstand dieses Vorhabens gewesen. Eine intensive Befassung mit der numerischen Analyse des observierten Bohrlochverhaltens unter Berücksichtigung hydraulisch-mechanisch gekoppelter Effekte ist vorgesehen, *Seeska (2011)*.

Im Rahmen einer numerischen Analyse ist dann auch zu untersuchen, inwieweit der Abstand eines betrachteten Bohrlochquerschnitts zur Streckenkontur einen Einfluss auf das zu beobachtende hydraulisch-mechanisch gekoppelte Verhalten der Bohrlochkontur ausübt. Bedingt durch die Streckenauffahrung kann es im die Strecke umgebenden Gebirge zur Ausbildung von Gesteinsschädigungen kommen (EDZ). Hieraus kann eine signifikante Erhöhung der Gesteinspermeabilität in der Umgebung der Strecke resultieren. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass das Gebirge in der Umgebung der betrachteten Bohrlöcher streckennah besonders stark belastet wird, da sich hier die Sekundärspannungszustände von Strecke und Bohrloch überlagern.





5 Laborative Untersuchungen zur Ermittlung von Gesteinseigenschaften

5.1 Vorbemerkung

Die wissenschaftliche Zusammenarbeit des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik mit dem IRSN im Rahmen des „Cooperation Agreements“ beinhaltet laborative Untersuchungen an Bohrkernmaterial der Lokation Tournemire. Im Rahmen einer ersten Versuchsserie ist der TUC vom IRSN im Januar 2007 Bohrkernmaterial zur Verfügung gestellt worden, das im Zuge der im November 2006 begonnenen Bohrarbeiten zur Tiefbohrung PH4 gewonnen worden ist. Das Bohrkernmaterial ist mit Aluminiumfolie luftdicht verschweißt und in einer Transportbox auf dem Postweg nach Clausthal transportiert worden. Tabelle 5.1 zeigt eine Übersicht über das erhaltene Bohrkernmaterial der Tiefbohrung PH4 der Lokation Tournemire (S-Prüfkörper).

Bezeichnung	Teufe (m)	Datum der Zwischenlagerung	Kernmaterialgewinnungsdatum	Formation	Lithologie
PH4-MGM-5120	51,20	07.11.2006	07.11.2006	Oberes Toarcium	Tonstein
PH4-MGM-6320	63,20	07.11.2006	07.11.2006	Oberes Toarcium	Tonstein
PH4-MGM-7120	71,20	08.11.2006	08.11.2006	Oberes Toarcium	Tonstein
PH4-MGM-7140	71,40	08.11.2006	08.11.2006	Oberes Toarcium	Tonstein
PH4-MGM-10940	109,40	14.11.2006	14.11.2006	Oberes Toarcium	Tonstein
PH4-MGM-12245	122,45	21.12.2006	21.12.2006	Mittleres Toarcium	Mergel
PH4-MGM-16931	169,31	19.12.2006	19.12.2006	Domerium	Mergel
PH4-MGM-19050	190,50	21.12.2006	21.12.2006	Domerium	Mergel
PH4-MGM-19205	192,05	21.12.2006	21.12.2006	Domerium	Mergel
PH4-MGM-19648	196,48	21.12.2006	21.12.2006	Domerium	Mergel
PH4-MGM-19735	197,35	22.12.2006	22.12.2006	Domerium	Mergel
PH4-MGM-20870	208,70	10.01.2007	10.01.2007	Domerium	Mergel

Tabelle 5.1: Übersicht über das erhaltene Bohrkernmaterial (S-Prüfkörper) der Tiefbohrung PH4 der Lokation Tournemire

Bedauerlicherweise ist ein Großteil des Bohrkernmaterials bereits bei seiner Ankunft am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik dem Schichtflächeneinfallen senkrecht zur



Bohrlochachse folgend durch Disking zerbrochen und damit für die vorgesehenen Versuche nicht mehr zu verwenden gewesen. Aus dem so vorgeschädigten Bohrkernmaterial konnten lediglich 12 Prüfkörper zur Durchführung von direkten Scherversuchen zur Ermittlung von Schichtflächenfestigkeiten hergestellt werden.

Vor dem Hintergrund der Aufgabenstellung ist es jedoch erforderlich, zusätzlich zu den direkten Scherversuchen triaxiale Festigkeitsversuche an Vollprüfkörpern mit messtechnischer Erfassung der Dilatanz zur Bestimmung zentraler Gesteinsparameter durchzuführen, insbesondere Verformungs- und Kurzzeitfestigkeitsverhalten sowie Volumenänderung- und Formänderungsarbeit unter Berücksichtigung der Spannungsgeometrie mit Identifikation von lokationsbezogenen Streubreiten. Dabei soll erstmalig auch exemplarisch versucht werden, den Porenwasserdruck in Form eines „back pressure“ an der Unterseite des Prüfkörpers während der Versuchsdurchführung zu messen bzw. auch zu regulieren. Weiterhin sind diese laborativen Untersuchungen auch an unter verschiedenen Randbedingungen gelagertem Bohrkernmaterial der Lokation Tournemire durchzuführen.

Daher ist entsprechend der getroffenen Vereinbarung mit dem IRSN im September 2007 eine weitere Bohrkernentnahme unter Vor-Ort-Beteiligung der TUC in Tournemire realisiert worden. Zur Zwischenlagerung des Bohrkernmaterials sind die in Abschnitt 3 dokumentierten eigens für die Resättigung von Prüfkörpern hergestellten und optimierten Zwischenlagerungsbehälter eingesetzt worden.

5.2 Prüfkörperherstellung

Aus dem für die gesteinsmechanischen Laboruntersuchungen ausgewählten Bohrkernmaterial sind auf einer Drehbank zylindrische Prüfkörper mit planparallelen Endflächen hergestellt worden, Bild 5.1.

Die Prüfkörper sind unmittelbar nach Öffnen der Verschweißung beziehungsweise der Zwischenlagerungsbehälter hergestellt und in die Prüfmaschinen eingebaut worden. Die Länge l_0 der Prüfkörper entspricht regelmäßig dem zweifachen des Prüfkörperdurchmessers d_0 ($l_0/d_0 = 2$). Die Aufnahme der Abmessungen erfolgte mittels Schieblehre auf halber Prüfkörperhöhe bzw. längs der Mittelachse der zylindrischen Prüfkörper unmittelbar nach Prüfkörperherstellung.



Bild 5.1: Drehbank zur Herstellung von Gesteinsprüfkörpern am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

Die Ermittlung der Gesteinswichte erfolgt entsprechend Gl. (5.1):

$$\gamma = \frac{4 \cdot m}{\pi d_0^2 l_0} \cdot g \quad (5.1)$$

mit

- γ Gesteinswichte in N/m^3 ,
- m Prüfkörpermasse in kg ,
- d_0 Durchmesser des unbeanspruchten Prüfkörpers in m ,
- l_0 Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers in m ,
- g Erdbeschleunigung in m/s^2 .

Zur Dokumentation von Habitus und Gefüge des untersuchten Bohrkernmaterials werden die Prüfkörper vor der Durchführung der gesteinsmechanischen Laborversuche fotografiert. Die Bilder 5.2 und 5.3 zeigen exemplarisch triaxial belastete Tongesteinsprüfkörper aus Tourne-mire vor und nach der Versuchsdurchführung.



Bild 5.2: Tongesteinsprüfkörper Tou-28 vor und nach der Versuchsdurchführung mit der Hauptbelastungsrichtung parallel zum Schichtungsverlauf

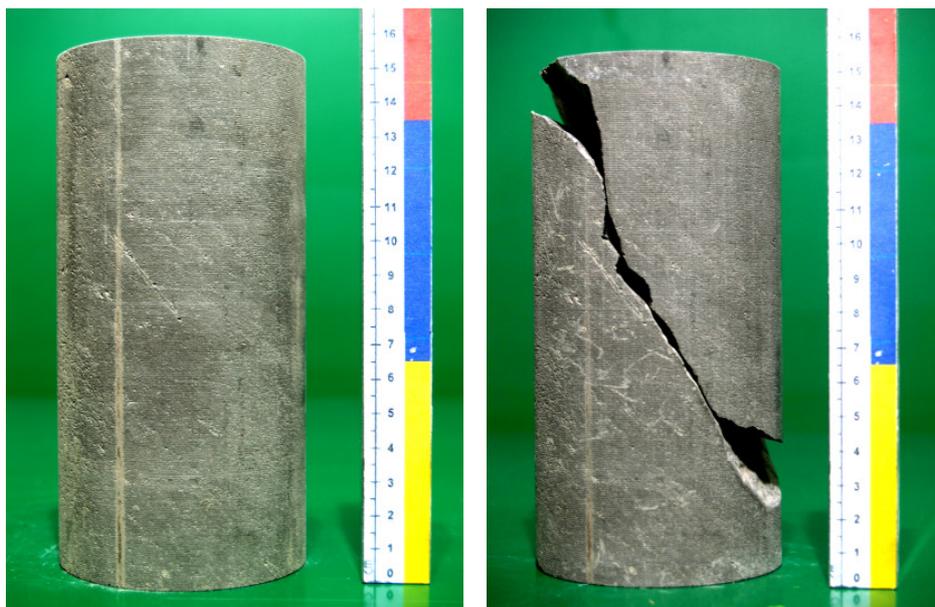


Bild 5.3: Tongesteinsprüfkörper Tou-67 vor und nach der Versuchsdurchführung mit der Hauptbelastungsrichtung unter etwa 45° zum Schichtungsverlauf

Bild 5.2 zeigt einen Prüfkörper, der parallel zur Schichtung belastet wurde. Der Bruchwinkel beträgt ca. 70°. Bild 5.3 zeigt dagegen einen Prüfkörper, der unter einem Winkel von ca. 45° zum Schichtungsverlauf belastet wurde. Der Verlauf der Scherbruchfläche wird in diesem Fall in signifikanter Weise durch die Schichtungsflächen mitgeprägt. Damit zeigt sich grundsätzlich auch für Tongesteine aus Tournemire aufgrund des Schichtungsgefüges ein deutlich anisotropes Materialverhalten.

Nach der fotografischen Dokumentation werden die Prüfkörper in einem Dehnmessgerät der Firma Geotron-Elektronik in axialer Richtung durchschallt, Bild 5.4.



Bild 5.4: Dehnmessplatz am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

Aus den gemessenen Ultraschallwellengeschwindigkeiten der P- bzw. Longitudinalwelle (v_p) und der S- bzw. Transversalwelle (v_s) werden mit den Gln. (5.2a) und (5.2b) der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} und die dynamische *Poissonzahl* ν_{dyn} berechnet:

$$E_{dyn} = \rho v_s^2 \frac{3v_p^2 - 4v_s^2}{v_p^2 - v_s^2} \quad (5.2a)$$

$$\nu_{dyn} = \frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)} \quad (5.2b)$$

mit

E_{dyn} dynamischer Elastizitätsmodul in kPa ,

ν_{dyn} dynamische *Poissonzahl* in –,

ρ Gesteinsdichte in t/m^3 ,

v_p Longitudinalwellengeschwindigkeit in m/s ,

v_s Transversalwellengeschwindigkeit in m/s .



Um ein Austrocknen der Prüfkörper zu verhindern, erfolgen die vorstehend beschriebenen versuchsvorbereitenden Arbeiten wie das Öffnen der Verschweißung bzw. des Druckbehälters, die Bearbeitung auf der Drehbank, die geometrische Vermessung, die Wägung, die Durchschallung und die fotografische Dokumentation jeweils ohne zeitliche Zwischenlagerung der Prüfkörper. Der Einbau der Prüfkörper in die Versuchsanlage und die Versuchsdurchführung erfolgen damit unmittelbar im Anschluss an die Prüfkörpervorbereitung.

Nach Versuchsdurchführung werden die Prüfkörper in einem Trockenofen bis zur Gewichtskonstanz bei einer Temperatur von 105°C gelagert. Von einer Gewichtskonstanz kann nach DIN 1048 dann ausgegangen werden, wenn der für einen Zeitraum von 24 Stunden ermittelte Gewichtsverlust betragsmäßig den Wert von 1‰ vom Ausgangsgewicht nicht überschreitet. Der Wassergehalt wird entsprechend Gl. (5.3) ermittelt:

$$w = \frac{m_h - m_d}{m_d} \cdot 100\% \quad (5.3)$$

mit

w Wassergehalt in %,

m_d Trockengewicht des Prüfkörpers in g ,

m_h Ausgangsgewicht des Prüfkörpers in g .

5.3 Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften und des zeitunabhängigen Deformationsverhaltens

5.3.1 Vorbemerkung

Entsprechend der getroffenen Vereinbarung mit dem IRSN ist im September 2007 eine weitere Bohrkernentnahme unter Vor-Ort-Beteiligung der TUC in Tournemire realisiert worden. Hierzu sind eigens für die Resättigung von Prüfkörpern hergestellte und optimierte Zwischenlagerungsbehälter eingesetzt worden. Im Rahmen dieser Bohrkernentnahmekampagne konnten entsprechend dem jeweils auf die Bohrlochachse bezogenen Schichtflächeneinfall 4 P-Prüfkörper aus der Bohrung GEM90 und 4 S-Prüfkörper aus der Bohrung M6 für die Durchführung von triaxialen Festigkeitsversuchen hergestellt werden, die in den Zwischenlagerungsbehältern transportiert und bis zur Versuchsdurchführung in diesen zwischengelagert worden sind. Um auch laborative Untersuchungen an unter verschiedenen Randbedingungen



gelagertem Bohrkernmaterial der Lokation Tournemire durchzuführen zu können, sind zusätzlich noch 4 S-Prüfkörper aus der Bohrung M6 und 1 P-Prüfkörper aus der Bohrung GEM90 hergestellt worden, die auf die herkömmliche Art luftdicht in Aluminiumfolie verschweißt und in Bohrkernkisten zwischengelagert worden sind. Zur Unterscheidung werden die Prüfkörper mit der Bezeichnung AF (= Aluminiumfolie) bzw. DB (= Druckbehälter) versehen. Die Tabelle 5.2 zeigt eine Übersicht der Prüfkörper.

PK-Nr.	Teufe (cm)	Zwischenlagerungstechnik	σ_3 (MPa)	Versuchstechnik	T (°C)	h (mm)	d (mm)
Tou-20	GEM90-688	DB	3,5	TC	30	183,1	86,7
Tou-21	GEM90-865	DB	3,5	TC	30	183,0	86,7
Tou-22	GEM90-826	DB	7,0	TC	30	182,0	86,7
Tou-23	GEM90-615	AF	7,0	TC	30	180,0	86,7
Tou-24	M6-180	AF	3,5	TC	30	176,8	86,7
Tou-25	M6-200	AF	3,5	TC	30	175,0	86,7
Tou-26	M6-44	AF	7,0	TC	30	180,0	86,7
Tou-27	M6-80	AF	7,0	TC	30	180,0	86,7
Tou-28	GEM90-650	DB	7,0	TC	30	183,0	86,7
Tou-26	M6-321	DB	3,5	TC	30	180,0	86,7
Tou-30	M6-300	DB	3,5	TC	30	179,0	86,7
Tou-31	M6-375	DB	7,0	TC	30	180,6	86,7
Tou-32	M6-379	DB	7,0	TC	30	181,9	86,7

Tabelle 5.2: Übersicht zu den aus dem Bohrkernmaterial der zweiten Bohrkernkampagne im September 2007 der Lokation Tournemire hergestellten Prüfkörpern (PK)

Im November 2009 hat eine dritte Bohrkernbeschaffungskampagne unter Vor-Ort-Beteiligung der TUC in Tournemire stattgefunden, bei der vorrangig Tonsteinmaterial zur Herstellung von P- und S-Prüfkörpern für laborative Langzeituntersuchungen gewonnen werden sollte. Vereinzelt Prüfkörper konnten jedoch für ergänzende Kurzzeituntersuchungen (UC-Versuche) verwendet werden. Ferner ist der TUC seitens des IRSN in Aluminiumfolie luftdicht versiegeltes Bohrkernmaterial aus unmittelbar zuvor durchgeführten Kernbohrungen, die unter einem 45°-Winkel zum Schichtflächeneinfallen abgeteuft worden waren, zur Erweiterung des



bestehenden Untersuchungsprogramms angeboten worden (Z-Prüfkörper). Ein Überblick über die aus dem Bohrkernmaterial der dritten Beschaffungskampagne hergestellten Prüfkörper ist in Tabelle 5.3 zu finden. Dabei erfolgte die Nummerierung der Prüfkörper bereits bei der Vorabplanung des laborativen Untersuchungsprogramms für alle aus der dritten Beschaffungskampagne hergestellten Prüfkörper, was zu der aus dem Rahmen fallenden Nummer des Prüfkörpers Tou-95 – welcher erst später zu einem ergänzenden TC-Versuch herangezogen wurde – geführt hat.

PK-Nr.	Teufe (cm)	Zwischenlagerungstechnik	σ_3 (MPa)	Versuchstechnik	T (°C)	h (mm)	d (mm)
Tou-64	GSM225-590 (Z)	AF	7,0	TC	30	160,0	78,8
Tou-65	GSM315-600 (Z)	AF	7,0	TC	30	160,0	78,9
Tou-66	GSM225-488 (Z)	AF	5,0	TC	30	160,1	78,9
Tou-67	GSM315-490 (Z)	AF	5,0	TC	30	160,0	79,0
Tou-68	GSM135-408 (Z)	AF	3,5	TC	30	160,0	78,9
Tou-69	GSM225-370 (Z)	AF	3,5	TC	30	160,0	79,0
Tou-95	GSM45-410 (Z)	AF	3,5	TC	30	160,0	78,8
Tou-70	GSM135-370 (Z)	AF	1,5	TC	30	160,0	78,8
Tou-71	GSM225-350 (Z)	AF	1,5	TC	30	160,0	79,0
Tou-72	GSM45-290 (Z)	AF	0,0	UC	RT	160,0	78,8
Tou-73	GSM225-330 (Z)	AF	0,0	UC	RT	160,1	79,0
Tou-74	GSM0-533 (⊥)	AF	0,0	UC	RT	179,5	86,6
Tou-75	GSM0-553 (⊥)	AF	0,0	UC	RT	180,0	86,6
Tou-76	GSM90-343 (II)	AF	0,0	UC	RT	180,0	86,6
Tou-77	GSM90-453 (II)	AF	0,0	UC	RT	180,0	86,0
Tou-78	GSM0-384 (⊥)	DB	0,0	UC	RT	180,0	86,5
Tou-79	GSM90-362 (II)	DB	0,0	UC	RT	180,0	86,5

Tabelle 5.3: Übersicht zu den aus dem Bohrkernmaterial der dritten Bohrkernkampagne im November 2009 der Lokation Tournemire hergestellten Prüfkörpern (RT – Raumtemperatur)

Zur Ableitung von Regressionsgeraden für die an der TUC in den laborativen Kurzzeituntersuchungen ermittelten Bruchverzerrungen in Abschnitt 5.3.3 sowie zur weiteren Verwendung der Regressionsgeraden bei der Formulierung eines später auch schichtungsabhängigen kombinierten Kriechbruch- und Entsättigungsverfestigungskriteriums in den Abschnitten 8.3.5.4 und 8.3.6.3 sind lediglich die laborativen Untersuchungsergebnisse für die Prüfkörper aus Tabelle 5.2 herangezogen worden. Erst bei der Ableitung von Festigkeitsparametern aus TUC-Kurzzeituntersuchungen im Abschnitt 6.3.2.1 haben auch die Untersuchungsergebnisse für die Prüfkörper aus Tabelle 5.3 Eingang gefunden.

5.3.2 Versuchsaufbau und Versuchstechnik

Zur laborativen Untersuchung der Abhängigkeit zwischen Bruchfestigkeit und Dilatanzfestigkeit sind triaxiale Kompressionsversuche mit messtechnischer Erfassung der Volumendilatanz durchgeführt worden. Eine fotografische Ansicht der hierfür eingesetzten Prüfanlagen zeigt Bild 5.5.

Mit den Triaxialprüfanlagen können axiale Prüfkräfte bis zu 2.500 kN und Manteldrücke bis zu 75 MPa unabhängig von einander erzeugt und geregelt werden. Über die klassische Messung von Axialdruck, Manteldruck, Axialverformung und Temperatur hinaus können mit den in Bild 5.5 gezeigten Versuchsanlagen zur messtechnischen Erfassung der Dilatanz die Volumenänderungen des Prüfkörpers während des Versuchs messtechnisch bestimmt werden. Hierzu wird neben der induktiven Messung der axialen Prüfkörperdeformation Δl die volumetrische Änderung des Ölvolumens in der Triaxialzelle ermittelt. Das während des Versuchs in der Triaxialzelle verdrängte Ölvolumen $\pm \Delta V$ wird über einen doppelt wirkenden Messzylinder geführt. Mit dem skizzierten Messsystem können Volumenänderungen in der Größenordnung von $\Delta V = 0,025\%$ des Prüfkörpervolumens erfasst werden.

Aus dem für die Untersuchungen verfügbaren Bohrkernmaterial sind soweit möglich zylindrische Prüfkörper mit planparallelen Endflächen und glatter Mantelfläche der Dimension $h = 180\text{ mm}$ und $d = 980\text{ mm}$ hergestellt worden. Um die Prüfkörper gegen das Eindringen des Druckmediums zu schützen, sind sie vor Einbau in die Triaxialzellen mit einer undurchlässigen 3 mm dicken Gummiummantelung versehen worden. Die Versuchsdurchführung



Bild 5.5: Triaxialprüfanlagen am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik

erfolgte verzerrungsgeregelt mit einer Stauchungsrate von $\dot{\epsilon} = 0,025\%/min$ ($4,2 \cdot 10^{-6} s^{-1}$) unter Raumtemperatur ($T \approx 30^\circ C$).

Zu Versuchsbeginn sind zunächst der Axialdruck und der Manteldruck bis zum Niveau des jeweils vorgegebenen Manteldrucks gleichmäßig isotrop gesteigert worden. Anschließend wurde die Axialspannung σ_1 bei konstantem Manteldruck $\sigma_2 = \sigma_3$ und einer konstanten Stauchungsrate bis zum Bruch des Prüfkörpers erhöht. Für die Festlegung der Bruchfestigkeit und der Bruchstauchung wurden entsprechend Bild 5.7 die während des Versuchs abgespeicherten Messwerte im Spannungs-Verzerrungs-Diagramm aufgetragen. Die Bruchspannung wird als die maximale in dem Versuch gemessene Axialspannung bezogen auf die aktuelle Prüfkörperquerschnittsfläche im Bruchzustand festgelegt. Die zu diesem Spannungswert kor-



respondierende Verzerrung wird als Bruchverzerrung bezeichnet. Die Dilatanzfestigkeit kennzeichnet entsprechend Bild 5.9 diejenige Axialspannung, bei der die volumetrische Prüfkörperdeformation ein Minimum aufweist (nach Überschreiten von $\varepsilon_{vol,min}$ überwiegen dilatante Deformationen) bzw. die Reduktion der Ultraschallwellenlaufzeiten auf eine Ausbildung von Mikrofissuren hinweist, Bild 5.10.

Während der Kurzzeitversuche unter triaxialer Kompressionsbeanspruchung sind in Zeitintervallen von 1 Sekunde die Messwerte der drei Induktivwegaufnehmer sowie des Absolutdruckaufnehmers abgefragt und elektronisch gespeichert worden. Aus diesen Daten erfolgt die Berechnung der Axialverzerrung ε_1 der Prüfkörper entsprechend Gl. (5.4) bzw. Gl. (5.5). Bei der Beschränkung auf kleine Verformungen ($\varepsilon \leq 2\%$) kann die Berechnung der Verzerrungen entsprechend der üblichen Verzerrungsdefinition als technische Verzerrung ε_t durchgeführt werden. Die technische Verzerrung ergibt sich als Quotient aus der vertikalen Veränderung der Prüfkörperlänge Δl und der Anfangslänge l_0 :

$$\varepsilon_t = \frac{(l_1 + l_2 + l_3)/3}{l_0} \cdot 100\% = \frac{\Delta l}{l_0} \cdot 100\% \quad (5.4)$$

mit

ε_t technische Verzerrung in %,

l_1, l_2, l_3 mit den drei Induktivwegaufnehmern gemessene Axialverformung in *mm*,

l_0 Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers in *mm*,

Δl gemessene Axialverformung des Prüfkörpers in *mm*.

Bei Prüfkörperverformungen mit $\varepsilon > 2\%$ wird anstelle der technischen Verzerrung ε_t die natürliche oder auch wahre (logarithmische) Verzerrung ε_{ln} verwendet, die sich als das Integral des Quotienten aus der momentanen (infinitesimalen) Änderung der Prüfkörperlänge dl und der momentanen (aktuellen) Länge l berechnet:

$$\varepsilon_{ln} = \left| \int_{l_0}^l \frac{dl}{l} \right| \cdot 100\% = |\ln(l/l_0)| \cdot 100\% = |\ln(1 - \varepsilon_t)| \cdot 100\% \quad (5.5)$$

mit

ε_{ln} wahre (logarithmische) Verzerrung in %,

l aktuelle Länge des (beanspruchten) Prüfkörpers in mm , $l = l_0 - \Delta l$,

l_0 Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers in mm .

Der aufgebrachte Axialdruck wird aus dem messtechnisch ermittelten Hydraulikdruck im Prüfzylinder unter Berücksichtigung der Querschnittsflächen-Verhältnisse zwischen dem Druckkolben des Hydraulikzylinders und dem Prüfkörper gemäß Gl. (5.6) berechnet:

$$P_p = P_K \cdot \frac{A_K}{A_p} \quad (5.6)$$

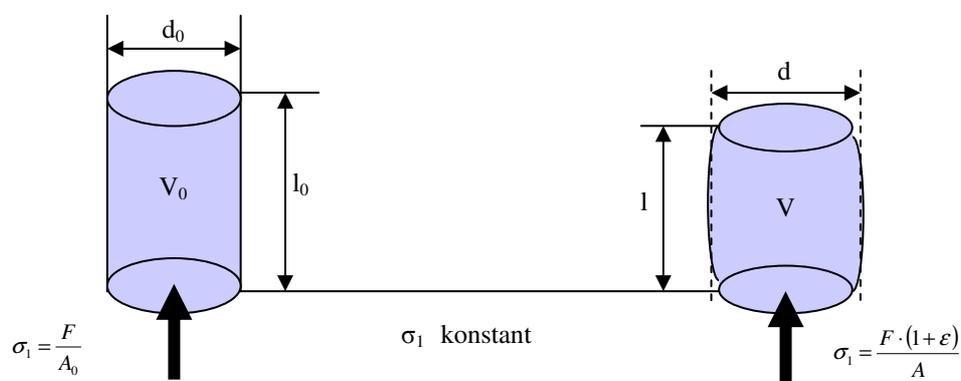
mit

P_p Axialdruck auf dem Prüfkörper in MPa ,

P_K Axialdruck im Hydraulikzylinder in MPa ,

A_K Querschnittsfläche des Druckkolbens (Hydraulikzylinder) in mm^2 ,

A_p Querschnittsfläche des Prüfkörpers in mm^2 .



$$V_0 = V \Rightarrow A_0 \cdot l_0 = A \cdot l$$

\Leftrightarrow

$$A_0 \cdot l_0 = A \cdot (l_0 - \Delta l)$$

\Leftrightarrow

$$A_0 = A \cdot \frac{(l_0 - \Delta l)}{l_0} = A \cdot (1 - \varepsilon) \quad \longrightarrow \quad A = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon)}$$

Bild 5.6: Einfluss der Prüfkörperdeformation während der Versuchsdurchführung



Zur Dokumentation der Kurzzeitversuche unter triaxialer Kompressionsbeanspruchung ist in Bild 5.7 exemplarisch ein Spannungs-Verzerrungs-Diagramm beigelegt. Dabei zeigt die Darstellung der Messwerte im Spannungs-Verzerrungs-Diagramm die Arbeitskennlinie des Prüfkörpers.

Für die Auswertung werden sowohl die unkorrigierte Spannungs-Verzerrungs-Kurve mit der Vertikalspannung σ_1 entsprechend Gl. (5.7) wie auch eine korrigierte Spannungs-Verzerrungs-Kurve entsprechend Gl. (5.8) bzw. Gl. (5.9) aufgetragen:

$$\sigma_1 = \frac{F_1}{A_0} \quad \text{mit} \quad A_0 = \frac{\pi d_0^2}{4} \quad (5.7)$$

$$\sigma_{1c} = \frac{F_1}{A} \quad \text{mit} \quad A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_t} \quad (5.8)$$

$$\sigma_{1c,ln} = \frac{F_1}{A} \quad \text{mit} \quad A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_{ln}} \quad (5.9)$$

mit

σ_{1c} linear korrigierte Vertikalspannung in *MPa* ,

$\sigma_{1c,ln}$ logarithmisch korrigierte Vertikalspannung in *MPa* ,

F_1 Vertikalkraft in *N* ,

A Querschnittsfläche des beanspruchten Prüfkörpers in *mm*² ,

A_0 Querschnittsfläche des unbeanspruchten Prüfkörpers in *mm*² ,

d_0 Durchmesser des unbeanspruchten Prüfkörpers in *mm* ,

ε_t technische Verzerrung in – ,

ε_{ln} wahre (logarithmische) Verzerrung in – .

Die Ermittlung der korrigierten Spannung kann damit über eine lineare oder eine logarithmische Korrektur der sich mit der Stauchung Δl ändernden Querschnittsfläche A der Prüfkörper erfolgen.

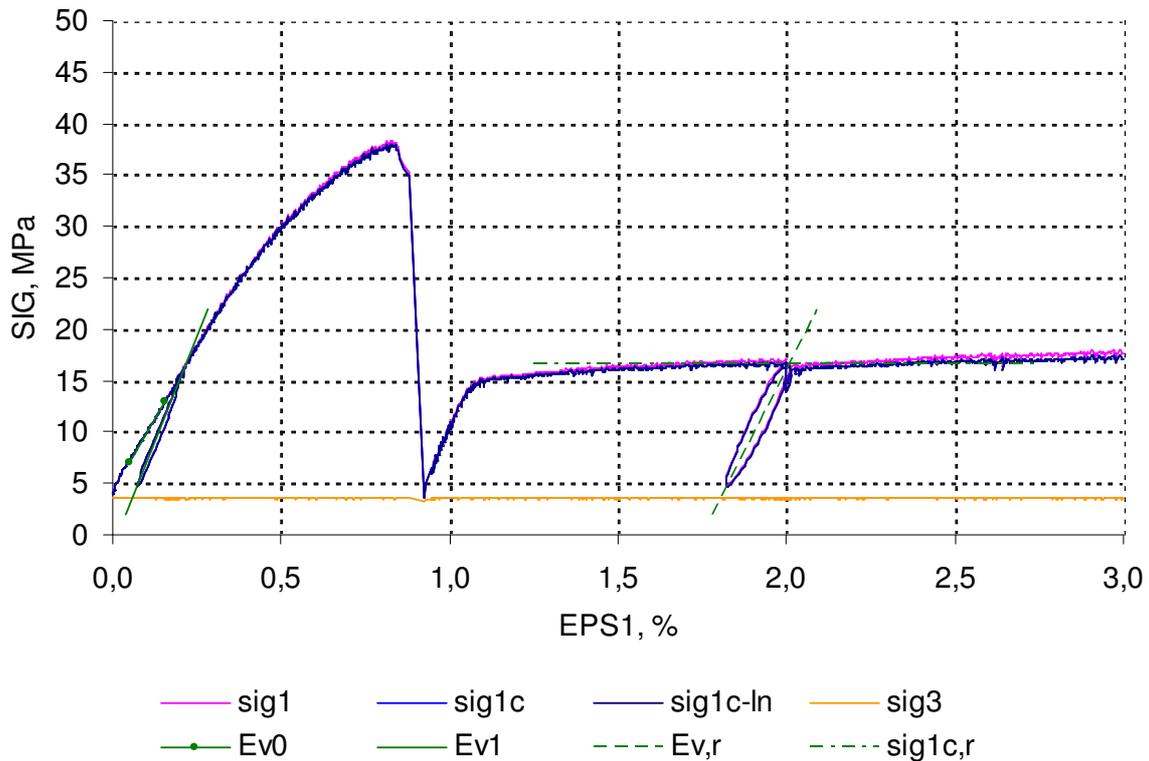


Bild 5.7: Exemplarisches Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für Prüfkörper Nr. 29 mit Festlegung von Bruchfestigkeit β_1 und Bruchverzerrung ε_{1f} sowie Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{EW} , Restfestigkeit β_{1-rest} und Restverformungsmodul E_R ($\sigma_{2,3} = 3,5 \text{ MPa}$)

Dem Spannungs-Verzerrungs-Diagramm können die jeweilige Bruchfestigkeit β_1 bzw. β^D (= Höchstwert der Vertikalspannung bzw. der Deviatorspannung) sowie die Bruchverzerrung $\varepsilon_{ln,f}$ entnommen werden. Als Kurzzeitfestigkeit β_1 wird entsprechend Bild 5.7 der Spannungszustand definiert, bei dem während des Versuchs eine lokale Zerstörung im Prüfkörper mit der Folge einer deutlichen Lastabnahme eintritt. Die zu diesem Beanspruchungsniveau korrespondierende Stauchung wird als Bruchstauchung ε_{1f}^- bezeichnet. Als Restfestigkeit β_{1r} wird entsprechend Bild 5.7 das im Nachbruchbereich nach größeren Deformationen realisierte Spannungsniveau bezeichnet. Die Verformungsmoduli im Vor- und Nachbruchbereich werden als Sekantensteigung zwischen den Wendepunkten der Ent- und Wiederbelastungszyklen festgelegt.

Über die klassische Messung von Axialdruck, Manteldruck, Axialverformung und Temperatur hinaus wurde die Volumenänderung der Prüfkörper während des Versuchs messtechnisch

bestimmt. Zur Erfassung der Volumenänderung wird entsprechend Bild 5.8 neben der induktiven Messung der axialen Prüfkörperdeformation Δl die volumetrische Änderung des Ölvolumens in der Triaxialzelle ermittelt. Das während des Versuchs in der Triaxialzelle verdrängte Ölvolumen $\pm \Delta V$ wird über einen doppelt wirkenden Messzylinder geführt. Dabei entspricht 1 mm Verfahrweg des Kolbens im Messzylinder einem konstruktiv definierten Volumen von $2,6\text{ ml}$. Bei einer Messgenauigkeit der am Kolben des Messzylinders angeschlagenen Wegmessung von $1/100\text{ mm}$ können mit dem skizzierten System Volumenänderungen in der Größenordnung von $0,025\text{ ‰}$ des Prüfkörpervolumens erfasst werden.

Die auf Grundlage der Volumenänderung des Gesteins festgelegte Dilatanzfestigkeit kennzeichnet entsprechend Bild 5.9 diejenige Axialspannung $\sigma_{1,dil}$, bei der die volumetrische Prüfkörperdeformation ein Minimum ausweist (nach Überschreiten von $\varepsilon_{vol,min}$ überwiegen dilatante Deformationen). Eine weitere Präzisierung der Dilatanzfestigkeit mittels der in Bild 5.8 gezeigten Ultraschallprüfköpfe konnte im Rahmen der Untersuchungen bei allen Versuchen erfolgen. Durch die kontinuierliche Durchschallung der Prüfkörper während des Versuchs mit messtechnischer Aufzeichnung der Schallwellenlaufzeiten ist beabsichtigt, eine von der Volumenmessung unabhängige Festlegung der Dilatanzfestigkeit als demjenigen Beanspruchungsniveau zu treffen, bei dem infolge der Ausbildung von Materialschädigungen (Mikrofissuren) eine Reduktion der Schallwellenlaufzeiten beobachtet wird, Bild 5.10.

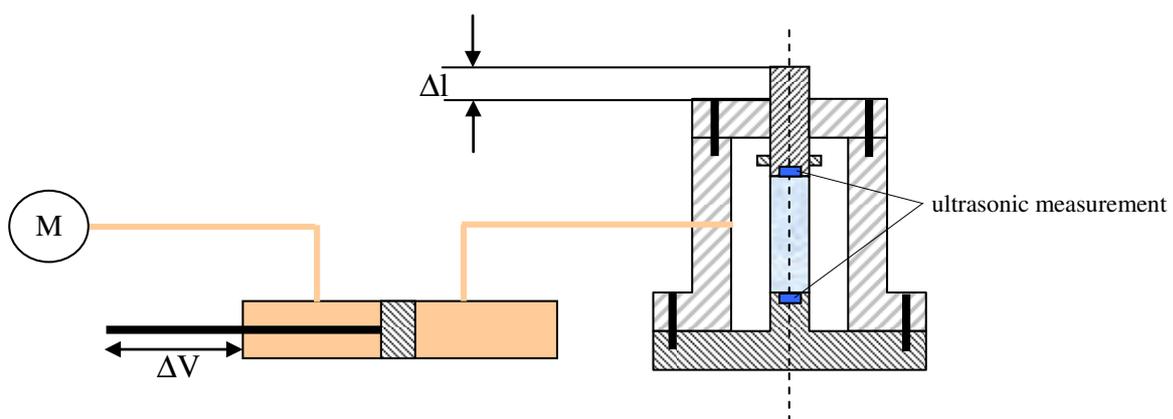


Bild 5.8: Prinzipskizze der Dilatanzmessung

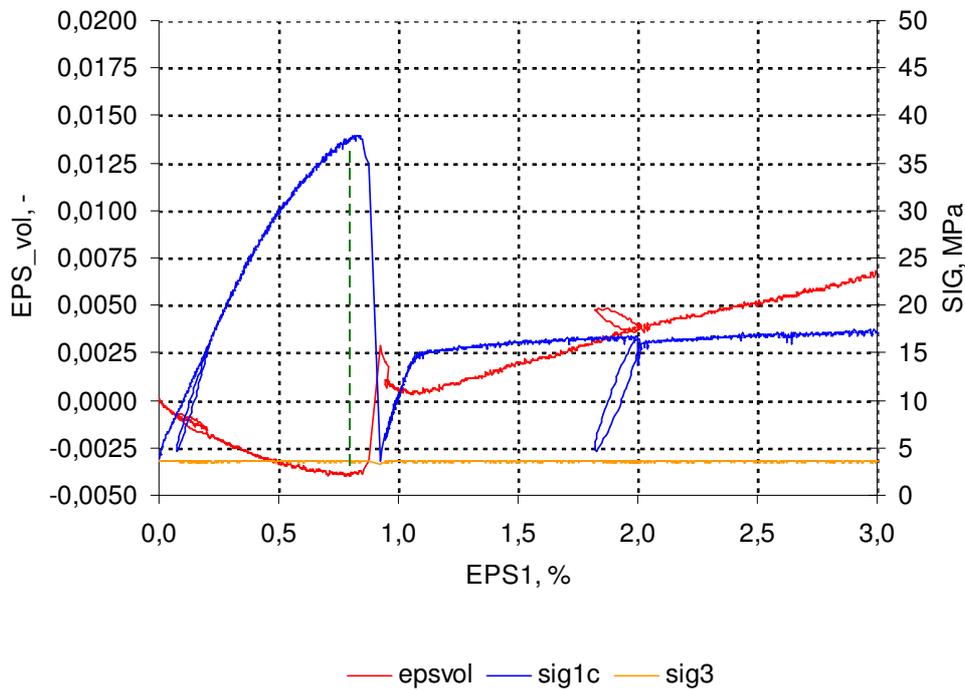


Bild 5.9: Festlegung der Dilatanzfestigkeit auf Grundlage der Volumenverzerrung für Prüfkörper Nr. 29

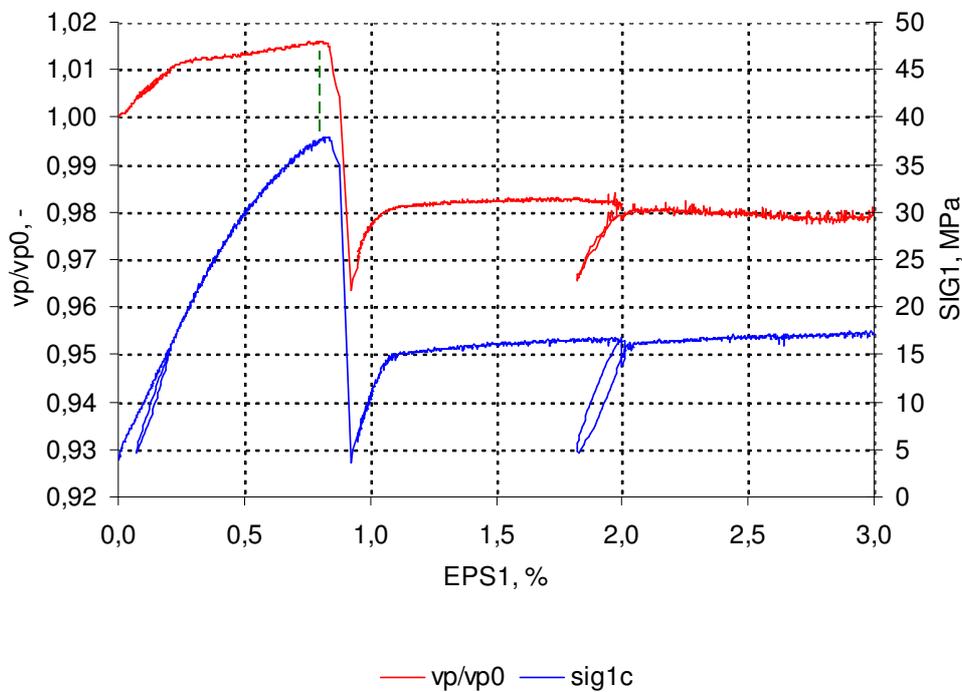


Bild 5.10: Festlegung der Dilatanzfestigkeit auf Grundlage der Schallwellenlaufgeschwindigkeit für Prüfkörper Nr. 29



5.3.3 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse

Eine Zusammenstellung der im Rahmen triaxialer Kompressionsversuche an Tongestein der Lokation Tournemire ermittelten Materialkennndaten zeigen die Tabellen 5.4 und 5.5. Bei dem Bohrkernmaterial aus den Bohrungen mit der Bezeichnung GEM90 bzw. GSM90 handelt es sich um parallel zum Schichtflächeneinfallen erbohrtes Material. Mit der Bezeichnung M6 bzw. GSM0 werden die Bohrungen gekennzeichnet, die senkrecht zum Schichtflächeneinfallen abgeteuft worden ist. Die übrigen Bohrungen mit den Bezeichnungen GSM45, GSM135, GSM225 und GSM315 sind unter einem 45°-Winkel zur Schichtungsrichtung abgeteuft worden. Weiterhin wird das Bohrkernmaterial, das in einem von der TUC entwickelten speziellen Zwischenlagerungsbehälter aufbewahrt worden ist, mit den Buchstaben DB (= Druckbehälter) bezeichnet. Das Bohrkernmaterial, das herkömmlich in Aluminiumfolie luftdicht verschweißt

PK-Nr.	Teufe (cm)	Zwischenlagerung	σ_3 (MPa)	$\dot{\epsilon}_1$ (%/min)	T (°C)	$\sigma_{1,f}$ (MPa)	$\sigma_{1c,f}$ (MPa)	$\sigma_{1c-ln,f}$ (MPa)	$\sigma_{1,r}$ (MPa)	$\epsilon_{1,f}$ (%)	w (M-%)
Tou-20	GEM90-688 (II)	DB	3,5	0,025	30	44,35	44,19	44,19	21,00	0,34	3,58
Tou-21	GEM90-865 (II)	DB	3,5	0,025	30	38,04	37,90	37,90	20,00	0,37	3,53
Tou-22	GEM90-826 (II)	DB	7,0	0,025	30	49,82	49,63	49,63	31,00	0,39	3,61
Tou-23	GEM90-615 (II)	AF	7,0	0,025	30	53,44	53,24	53,24	-	0,38	3,67
Tou-24	M6-180 (⊥)	AF	3,5	0,025	30	42,23	41,88	41,88	16,50	0,83	3,34
Tou-25	M6-200 (⊥)	AF	3,5	0,025	30	35,79	35,51	35,51	17,50	0,78	3,43
Tou-26	M6-44 (⊥)	AF	7,0	0,025	30	51,86	51,32	51,32	27,50	1,05	3,23
Tou-27	M6-80 (⊥)	AF	7,0	0,025	30	49,13	48,67	48,67	28,00	0,94	3,23
Tou-28	GEM90-650 (II)	DB	7,0	0,025	30	39,64	39,43	39,43	26,00	0,51	3,65
Tou-29	M6-321 (⊥)	DB	3,5	0,025	30	38,24	37,93	37,93	16,50	0,83	3,39
Tou-30	M6-300 (⊥)	DB	3,5	0,025	30	36,18	35,91	35,91	16,00	0,74	3,31
Tou-31	M6-375 (⊥)	DB	7,0	0,025	30	35,94	35,65	35,65	23,50	0,80	3,79
Tou-32	M6-379 (⊥)	DB	7,0	0,025	30	38,69	38,36	38,36	24,00	0,87	3,86

Tabelle 5.4: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse an Bohrkernmaterial aus der zweiten Bohrkernkampagne im September 2007 der Lokation Tournemire – Triaxiale Kompressionsbruchversuche (PK – Prüfkörper)



und in einer Kernkiste gelagert worden ist, wird mit den Buchstaben AF (= Aluminiumfolie) versehen. Die Materialkennwerte aus Tabelle 5.5 werden wie oben bereits erwähnt nicht in diesem Abschnitt, sondern erst in Abschnitt 6.3.2.1 zur Ableitung von Deformations- und Festigkeitsparametern eingesetzt.

PK-Nr.	Teufe (cm)	Zwischenlagerung	σ_3 (MPa)	$\dot{\epsilon}_1$ (%/min)	T (°C)	$\sigma_{1,f}$ (MPa)	$\sigma_{1c,f}$ (MPa)	σ_{1c-lnf} (MPa)	$\sigma_{1,r}$ (MPa)	$\epsilon_{1,f}$ (%)
Tou-64	GSM225-590 (Z)	AF	7,0	0,025	30	35,19	34,98	34,98	22,00	0,60
Tou-65	GSM315-600 (Z)	AF	7,0	0,025	30	42,71	42,52	42,52	25,00	0,45
Tou-66	GSM225-488 (Z)	AF	5,0	0,025	30	32,43	32,27	32,27	19,50	0,50
Tou-67	GSM315-490 (Z)	AF	5,0	0,025	30	29,24	29,14	29,14	19,00	0,34
Tou-68	GSM135-408 (Z)	AF	3,5	0,025	30	24,80	24,71	24,71	18,50	0,33
Tou-69	GSM225-370 (Z)	AF	3,5	0,025	30	21,47	21,40	21,40	15,00	0,36
Tou-95	GSM45-410 (Z)	AF	3,5	0,025	30	20,09	20,02	20,02	14,00	0,35
Tou-70	GSM135-370 (Z)	AF	1,5	0,025	30	18,14	18,09	18,09	8,10	0,24
Tou-71	GSM225-350 (Z)	AF	1,5	0,025	30	18,56	18,51	18,51	8,50	0,27
Tou-72	GSM45-290 (Z)	AF	0,0	0,025	RT	11,71	11,66	11,66	-	0,39
Tou-73	GSM225-330 (Z)	AF	0,0	0,025	RT	14,60	14,54	14,54	-	0,39
Tou-74	GSM0-533 (⊥)	AF	0,0	0,025	RT	19,49	19,36	19,36	-	0,70
Tou-75	GSM0-553 (⊥)	AF	0,0	0,025	RT	24,57	24,37	24,37	-	0,81
Tou-76	GSM90-343 (II)	AF	0,0	0,025	RT	23,79	23,71	23,71	-	0,31
Tou-77	GSM90-453 (II)	AF	0,0	0,025	RT	25,04	24,96	24,96	-	0,30
Tou-78	GSM0-384 (⊥)	DB	0,0	0,025	RT	22,27	22,10	22,10	-	0,76
Tou-79	GSM90-362 (II)	DB	0,0	0,025	RT	23,07	22,99	22,99	-	0,33

Tabelle 5.5: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse an Bohrkernmaterial aus der dritten Bohrkernkampagne im November 2009 der Lokation Tournemire – Triaxiale und uniaxiale Kompressionsbruchversuche (PK – Prüfkörper)

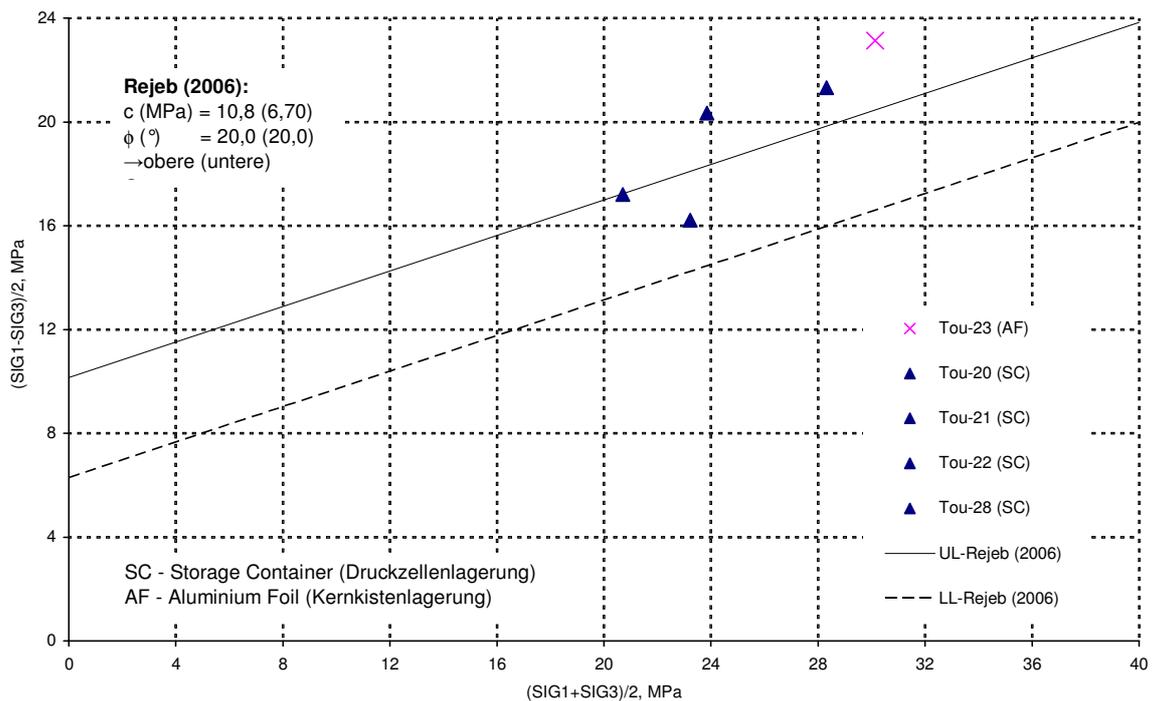


Bild 5.11: Gegenüberstellung der im Rahmen von laborativen Untersuchungen an schichtungsparell erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Tournemire erhaltenen Befunde zur Bruchfestigkeit bei triaxialer Beanspruchung

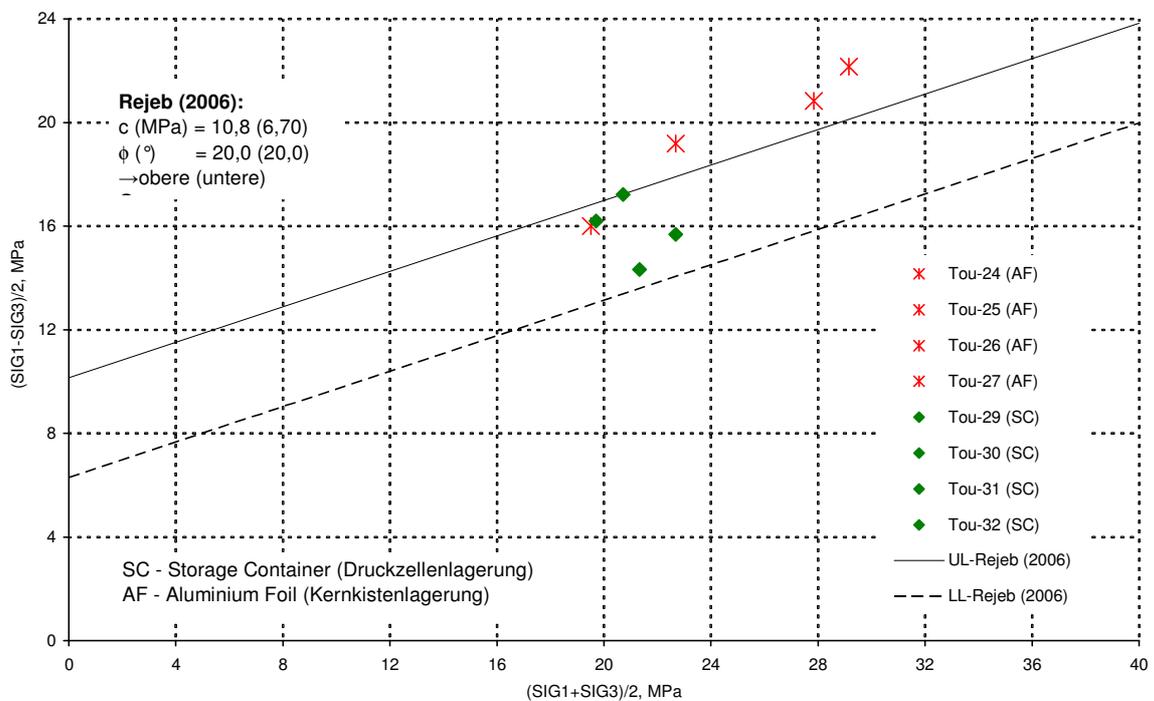


Bild 5.12: Gegenüberstellung der im Rahmen von laborativen Untersuchungen an normal zum Schichtflächeneinfall erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Tournemire erhaltenen Befunde zur Bruchfestigkeit bei triaxialer Beanspruchung

In den Bildern 5.11 und 5.12 sind die im Rahmen der laborativen Untersuchungen an schichtungsparell sowie normal zur Schichtung erbohrtem Bohrkernmaterial der Lokation Tour-nemire erhaltenen Versuchsdaten zur Bruchfestigkeit in einem $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} / \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ -Diagramm (entsprechend p - q -Diagramm nach Schmidt (2001)) aufgetragen und den Ergebnissen nach Rejeb (2006) gegenübergestellt. Dabei wird nach Rejeb (2006) schichtungsunabhängig jeweils in eine untere Grenze LL (= lower limit) und in eine obere Grenze UL (= upper limit) bei der Angabe von Mohrschen Scherfestigkeitsparametern unterschieden.

In Bild 5.13 sind die aus den Ergebnissen der Kurzzeitversuche abgeleiteten Bruchdeformationen ϵ_{1f}^- (Bruchstauchungen) über die Minimalspannung aufgetragen. Für die nach Schichtungsrichtung gekennzeichneten Bruchstauchungen weisen die Ergebnisse der Untersuchungen an Prüfkörpern aus der Druckbehälterzwischenlagerung schwach abhängig von der Minimalspannung, aber deutlich abhängig von der Beanspruchungsrichtung zur Orientierung der Schichtung jeweils Zahlenwerte in gleicher Bandbreite für die Bruchverzerrung (Stauchung) für P-Prüfkörper von $\epsilon_{1f}^- \approx 0,4 - 0,5\%$ einerseits sowie für S-Prüfkörper von $\epsilon_{1f}^- \approx 0,75 - 0,85\%$ andererseits auf.

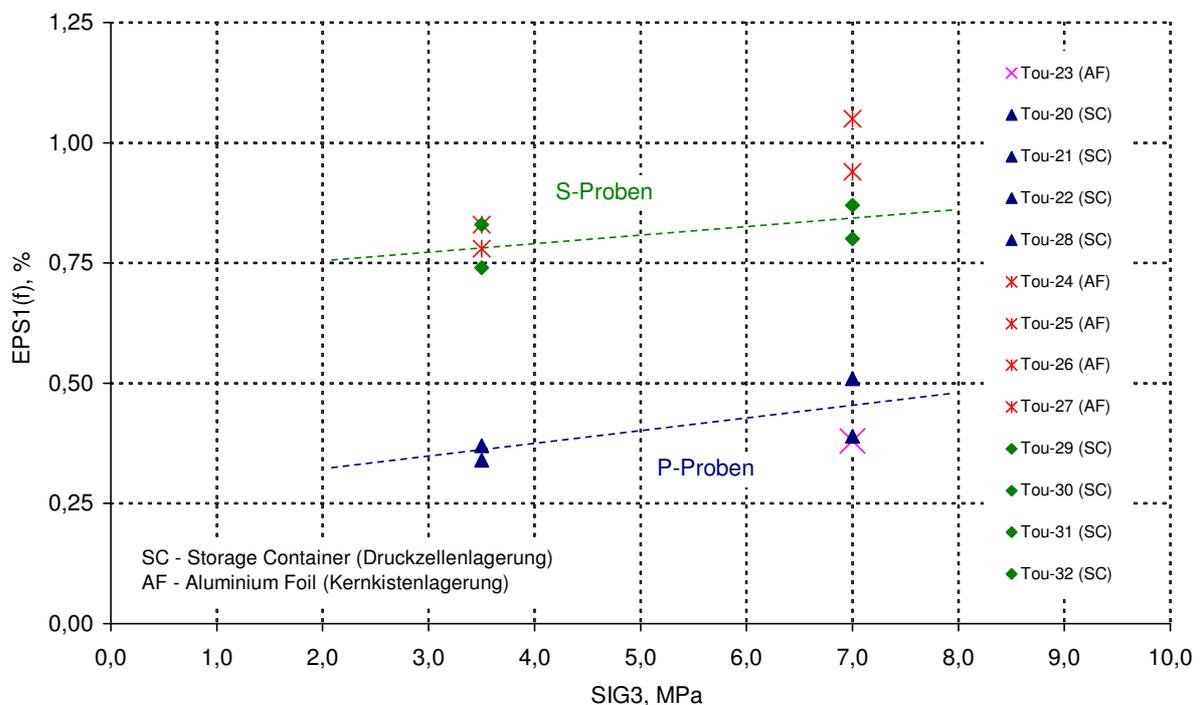


Bild 5.13: Bruchdeformationen (Bruchstauchungen) in Abhängigkeit von der Minimalspannung



5.4 Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften auf Schichtflächen

5.4.1 Vorbemerkung

Trotz der getroffenen Vorsichtsmaßnahmen bei der Verpackung ist ein Großteil des Bohrkernmaterials der Tiefbohrung PH4 der Lokation Tournemire, das in Tabelle 5.1 dokumentiert ist, bereits bei Ankunft am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik entsprechend dem Schichtflächeneinfallen senkrecht zur Bohrlochachse zerbrochen. Es konnten lediglich 12 Prüfkörper mit den Abmessungen $h/d = 30\text{mm}/60\text{mm}$ zur Durchführung von direkten Scherversuchen (DSV) hergestellt werden. Tabelle 5.6 zeigt eine Übersicht der hergestellten Prüfkörper sowie die jeweiligen Beanspruchungsrandbedingungen.

PK-Nr.	Teufe (m)	Versuchstechnik	σ_3 (MPa)	σ_n (MPa)	T (°C)	h (mm)	d (mm)
Tou-4.00	109,40	DSV	-	6/10	30	30,0	63,4
Tou-4.10	109,40	DSV	-	8/12	30	30,0	63,4
Tou-4.11	109,40	DSV	-	10/14	30	40,0	63,4
Tou-4.12	109,40	DSV	-	12/16	30	40,0	63,4
Tou-5.00	63,20	DSV	-	6/10	30	40,0	63,4
Tou-5.10	63,20	DSV	-	8/12	30	39,6	63,4
Tou-5.12	63,20	DSV	-	12/16	30	29,9	63,4
Tou-9.00	71,40	DSV	-	6/10	30	39,9	63,4
Tou-9.11	71,40	DSV	-	10/14	30	40,0	63,4
Tou-9.12	71,40	DSV	-	12/16	30	40,0	63,4
Tou-10.00	197,35	DSV	-	5	30	40,1	64,9
Tou-10.10	197,35	DSV	-	6/10	30	40,0	64,9

Tabelle 5.6: Übersicht über die hergestellten Prüfkörper (S-Prüfkörper) der Tiefbohrung PH4 der Lokation Tournemire mit Angabe der jeweiligen Beanspruchungsrandbedingungen (PK – Prüfkörper)

5.4.2 Versuchsaufbau und Versuchstechnik

Die direkten Scherversuche werden auf einem hydraulisch gesteuerten Rahmenschergerät durchgeführt, das von der Firma Wille Geotechnik gebaut worden ist, Bild 5.14. Die axiale Kraft und die Scherkraft können individuell gesteuert werden. Messwertaufnehmer dokumentieren die aufgebrachten Kräfte sowie den zurückgelegten Scherweg.

Nach Herstellung des Prüfkörpers werden die Einsätze im Scherkasten auf die jeweilige Geometrie angepasst, so dass der Prüfkörper formschlüssig in die Scherkasteneinsätze eingebaut werden kann. Nach Einsetzen der Scherkasteneinsätze mit Prüfkörper in den Scherkasten wird der Prüfkörper zunächst mit der vorhergehend festgelegten axialen Beanspruchung belastet. Die Scherbeanspruchung wird anschließend verformungsgeregelt mit einer Kolbenvorschubgeschwindigkeit von $0,09\text{ mm/min}$ aufgebracht. Bei Ansatz einer zweiten Laststufe wird die axiale Beanspruchung nach Erreichen eines Scherweges von 20 mm um den festgelegten Betrag erhöht. Der Test wird nach Zurücklegen eines Scherweges von 40 mm beendet und der



Bild 5.14: Rahmenschergerät der Firma Wille Geotechnik



abgescherte Prüfkörper aus dem Scherkasten ausgebaut. Der Prüfkörper wird analog zu der Vorgehensweise bei den triaxialen Festigkeitsversuchen vor und nach Versuchsdurchführung fotografiert.

Die rechnergesteuerte Regelung des Rahmenschergerätes erfolgt mittels automatischer Abfrage der Messwertaufnehmer in Zeitintervallen von 2 Sekunden mit nachfolgendem Soll-Ist-Abgleich der vorgegebenen Verformungsrate und der vorgegebenen Normalspannung. Zur Dokumentation und späteren Auswertung werden die während des Versuchs registrierten Messwerte elektronisch gespeichert. Ein aus diesen Messwerten erstelltes Scherspannungs-Scherweg-Diagramm ist exemplarisch für den Prüfkörper Tou-4.12 in Bild 5.17 aufgetragen. Hierauf wird später noch näher eingegangen.

Die Berechnung von Normalspannung und Scherspannung erfolgt entsprechend Gl. (5.10) und Gl. (5.11) durch den Quotienten aus messtechnisch registrierter Normalkraft F_n bzw. Scherkraft F_s und der jeweils wirksamen Scherfläche A :

$$\sigma_n = \frac{F_n}{A} \quad (5.10)$$

$$\tau = \frac{F_s}{A} \quad (5.11)$$

mit

σ_n Normalspannung in *MPa* ,

τ Scherspannung in *MPa* ,

F_n Normalkraft in *N* ,

F_s Scherkraft in *N* ,

A wirksame Scherfläche in *mm²* .

Die wirksame Scherfläche A ist während des Versuchs nicht konstant, sondern verringert sich mit zunehmendem Scherweg. Entsprechend Bild 5.15 werden während des Abschervorganges die Prüfkörperhälften gegeneinander verschoben.

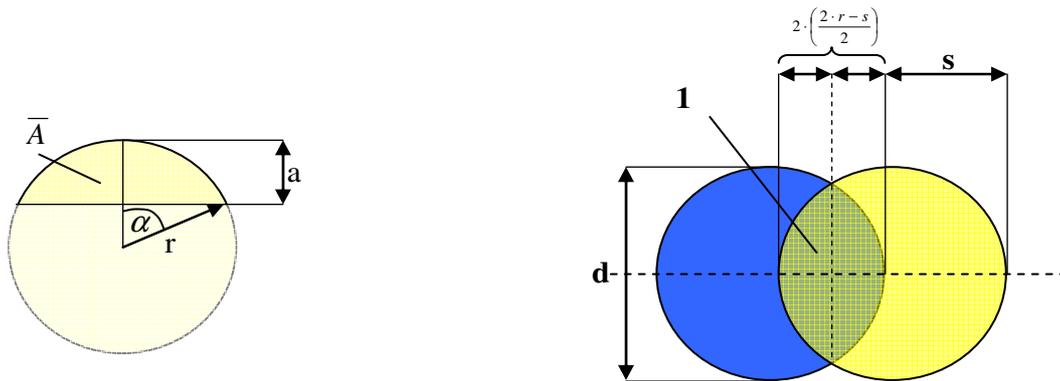


Bild 5.15: Grafische Darstellung der wirksamen Scherfläche A in Abhängigkeit vom Scherweg s

Mit den in Bild 5.15 skizzierten geometrischen Beziehungen berechnet sich die wirksame Scherfläche A wie folgt:

$$A = 2 \cdot \bar{A} = 2 \cdot r^2 \cdot (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \quad (5.12)$$

mit

$$\alpha = \arccos\left(\frac{s}{2 \cdot r}\right), \quad (5.13)$$

r Radius des Prüfkörpers in cm ,

A Kreissegmentfläche in cm^2 ,

s Scherweg in cm ,

α Winkel in $^\circ$.

Die Herleitung der Gleichungen (5.12) und (5.13) sowie eine grafische Darstellung der wirksamen Scherfläche in Abhängigkeit vom Scherweg zeigt Bild 5.16.

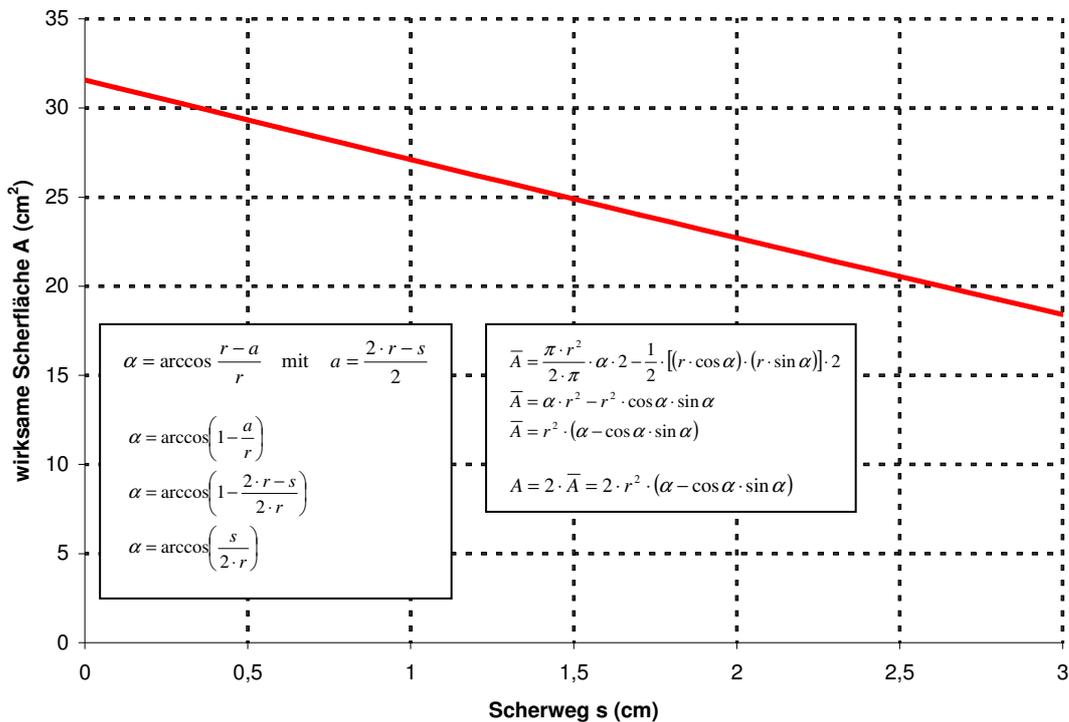


Bild 5.16: Wirksame Scherfläche in Abhängigkeit vom Scherweg

5.4.3 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse

Dem Scherspannungs-Scherweg-Diagramm kann die jeweilige Bruch- bzw. Restscherfestigkeit entnommen werden. Entsprechend der Darstellung in Bild 5.17 wird als Bruchscherfestigkeit τ_f der Beanspruchungszustand definiert, bei dem während des Versuchs eine lokale Zerstörung des Gesteinsgefüges in der durch den Einbau vorgegebenen Scherzone mit der Folge einer deutlichen Scherkraftabnahme eintritt (erzwungene Scherfläche). Nach Ausbildung der Scherbruchfläche kann mit zunehmendem Scherweg eine annähernd konstante Scherspannung beobachtet werden. Sie charakterisiert die (Gleit-)Reibungsfestigkeit des Gesteins in der Bruch- bzw. Gleitfläche und wird als Restscherfestigkeit τ_r definiert. Nach Anheben der Normalspannung kann die Restscherfestigkeit für ein zweites Normalspannungsniveau ermittelt werden.

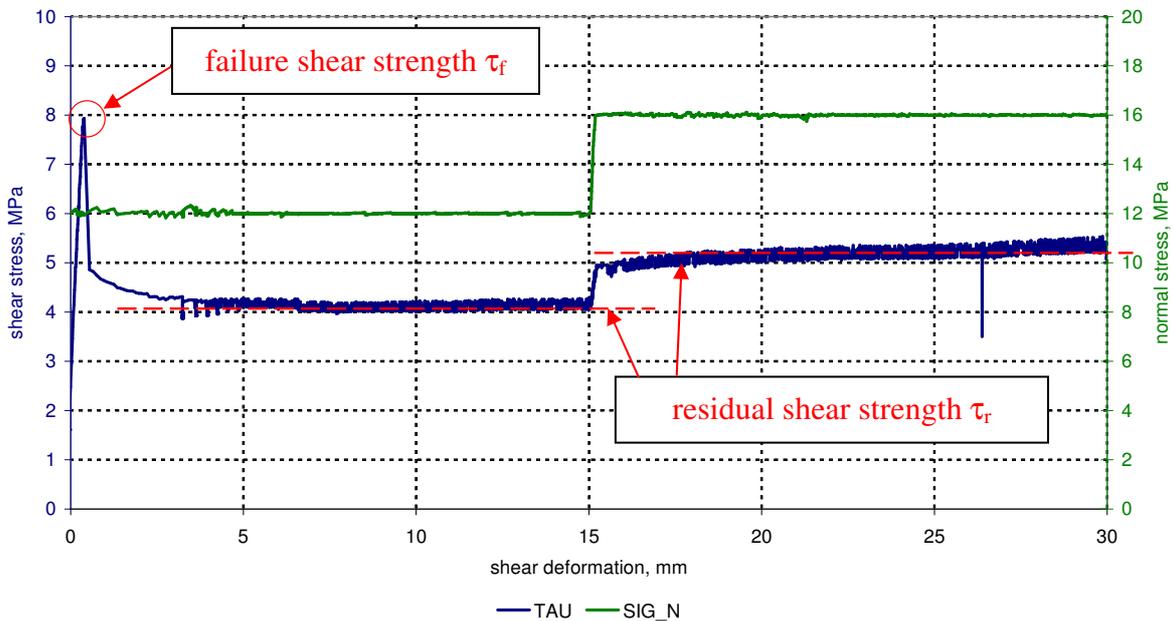


Bild 5.17: Definition von Bruchscherfestigkeit und Restscherfestigkeit im Scherspannungs-/Scherwegdiagramm für Prüfkörper Tou-4.12

Über die klassische Messung von Scherspannung, Normalspannung, Scherweg und Temperatur hinaus ist eine messtechnische Aufzeichnung der Schallwellenlaufzeiten während der Versuchsdurchführung erfolgt. Hierzu sind Ultraschallprüfköpfe in den Scherkasten integriert worden, um die Gefüge- bzw. Dilatanzscherfestigkeit zu ermitteln. Die Gefügescherfestigkeit wird dabei als das Beanspruchungsniveau definiert, bei dem infolge der Ausbildung von Materialschädigung (Mikrofissuren) eine Reduktion der Schallwellenlaufzeiten beobachtet wird. Bild 5.18 zeigt hierzu eine typische Laborkurve zur Festlegung der Dilatanzscherfestigkeit auf der Grundlage von Schallwellenlaufzeiten.

Im Gegensatz zu einem klassischen Kompressionsversuch zeigt das Verhältnis der aktuell gemessenen Ultraschallwellenlaufzeiten v_p zu der im Ausgangszustand gemessenen Ultraschallwellenlaufzeit v_{p0} keine mit der Phase der Kompaktion des Prüfkörpers verbundene deutliche Zunahme. In dieser Phase ist lediglich eine marginale Zunahme erkennbar. Jedoch ist im folgenden Versuchsablauf bereits deutlich vor Erreichen des Bruchscherfestigkeitsniveaus die Ausbildung einer Reduktion der Ultraschallwellengeschwindigkeiten zu erkennen – ein deutlicher Hinweis auf die beginnende Gefügeschädigung im Gestein. Die Dilatanzscherfestigkeit wird daher als das Beanspruchungsniveau definiert, bei dem das Verhältnis der Schallwellenlaufzeiten v_p/v_{p0} ein Maximum erreicht.

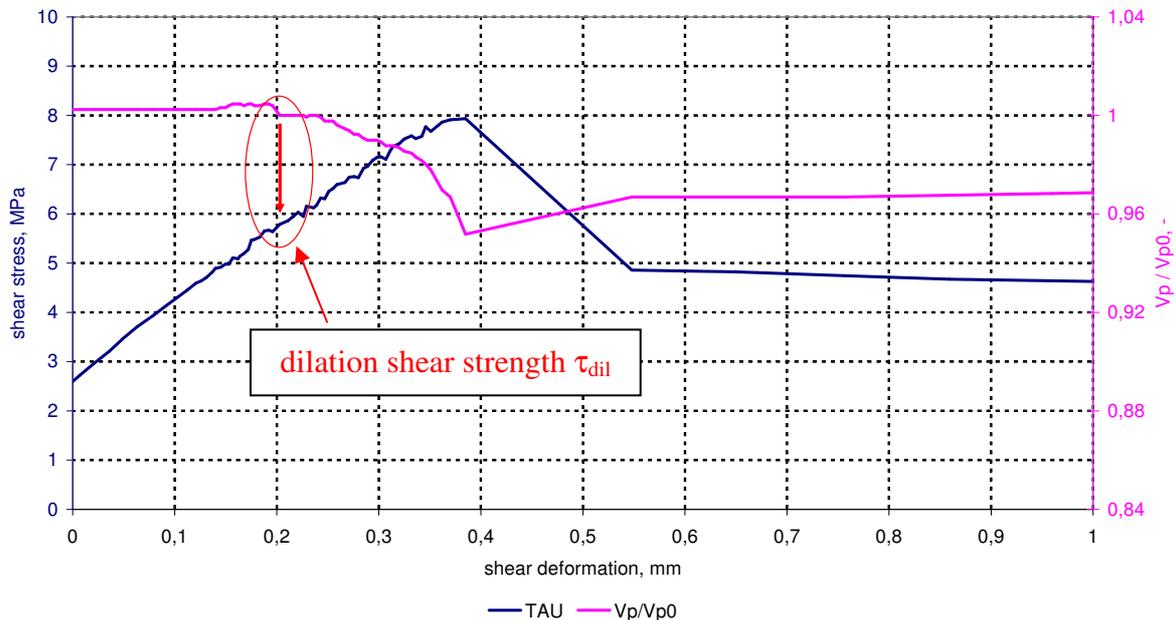


Bild 5.18: Definition von Dilatanzscherfestigkeit im Scherspannungs-/Scherwegdiagramm auf der Grundlage der Ultraschallwellenlaufzeiten für Prüfkörper Tou-4.12

Die Ergebnisse der direkten Scherversuche sind in der nachfolgenden Tabelle 5.7 zusammengetragen.

Eine Darstellung der ermittelten Scherfestigkeiten, Restscherfestigkeiten sowie Dilatanzscherfestigkeiten erfolgt in Bild 5.19 (für tonhaltiges Bohrkernmaterial) und in Bild 5.20 (für mergeliges Bohrkernmaterial). Durch lineare Regression der ermittelten Scherfestigkeiten bzw. Restscherfestigkeiten können die *Mohrschen* Scherfestigkeitsparameter wie folgt erhalten werden:

– Materialparameter für toniges Bohrkernmaterial:

Scherfestigkeit: $c = 2,24 \text{ MPa}$; $\varphi = 22,5^\circ$

Restscherfestigkeit: $c = 1,37 \text{ MPa}$; $\varphi = 12,2^\circ$

– Materialparameter für mergeliges Bohrkernmaterial:

Scherfestigkeit: $c = 2,72 \text{ MPa}$; $\varphi = 20,8^\circ$

Restscherfestigkeit: $c = 1,17 \text{ MPa}$; $\varphi = 12,5^\circ$

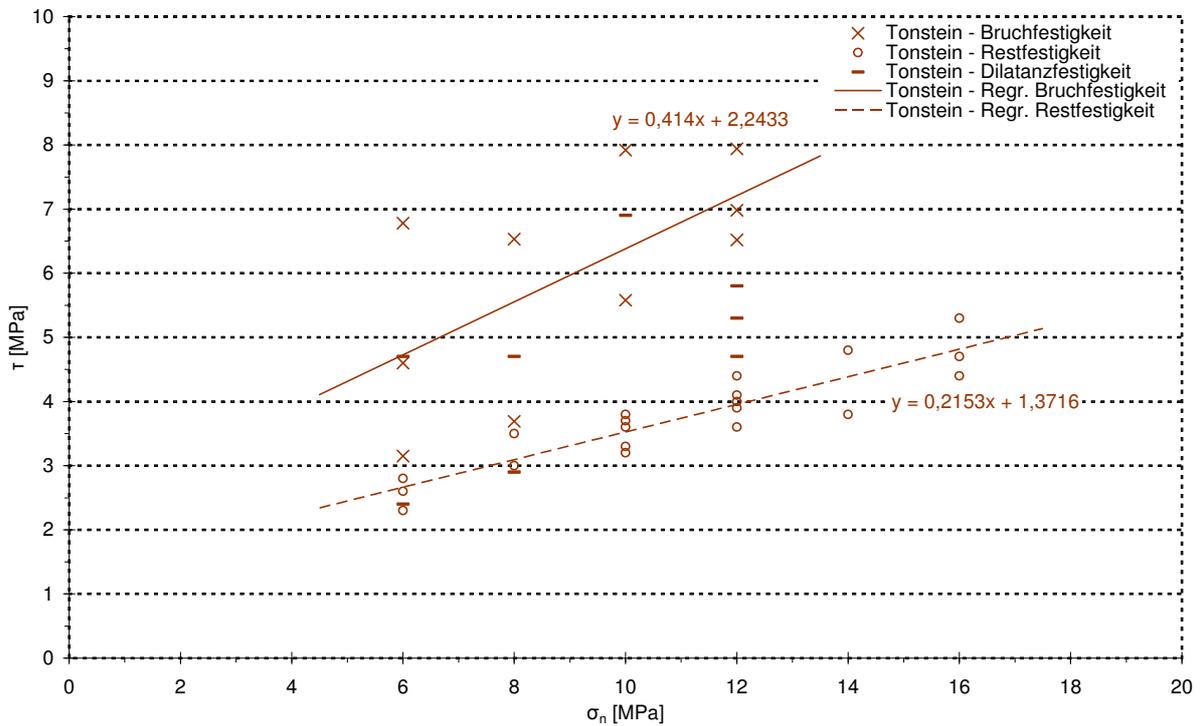


Bild 5.19: Scherfestigkeiten, Restscherfestigkeiten und Dilatanzscherfestigkeiten für toniges Bohrkerndmaterial der Tiefborung PH4 in Tournemire

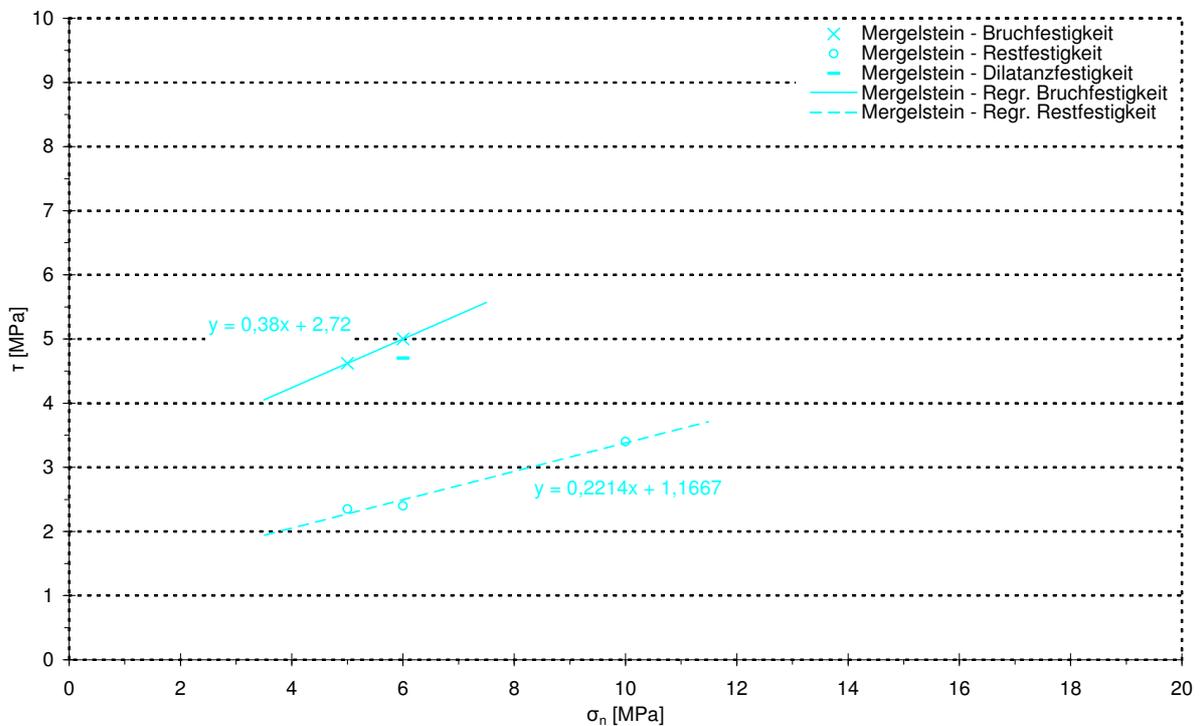


Bild 5.20: Scherfestigkeiten, Restscherfestigkeiten und Dilatanzscherfestigkeiten für mergeliges Bohrkerndmaterial der Tiefborung PH4 in Tournemire



PK-Nr.	Teufe (m)	σ_n (MPa)	$\dot{\epsilon}_1$ (%/min)	T	τ_f (MPa)	τ_r (MPa)	τ_{dil} (MPa)
Tou-4.00	109,40	6 10	0,09	RT	6,78	2,8 3,7	4,7
Tou-4.10	109,40	8 12	0,09	RT	6,53	3,5 4,4	4,7
Tou-4.11	109,40	10 14	0,09	RT	7,92	3,8 4,8	6,9
Tou-4.12	109,40	12 16	0,09	RT	7,94	4,1 5,3	5,8
Tou-5.00	63,20	6 10	0,09	RT	4,60	2,6 3,6	-
Tou-5.10	63,20	8 12	0,09	RT	3,69	3,0 4,0	2,9
Tou-5.12	63,20	12 16	0,09	RT	6,52	3,9 4,7	5,3
Tou-9.00	71,40	6 10	0,09	RT	3,15	2,3 3,3	2,4
Tou-9.11	71,40	10 14	0,09	RT	5,58	3,2 3,8	-
Tou-9.12	71,40	12 16	0,09	RT	6,98	3,6 4,4	4,7
Tou-10.00	197,35	5	0,09	RT	4,62	2,35	-
Tou-10.10	197,35	6 10	0,09	RT	5,00	2,4 3,4	4,7

Tabelle 5.7: Ergebnisse der direkten Scherversuche an Tongestein der Tiefbohrung PH4 der Lokation Tournemire (PK – Prüfkörper)

5.5 Versuchsaufbau und Versuchstechnik zur Ermittlung des zeitabhängigen Deformationsverhaltens

5.5.1 Vorbemerkung

Zur Ermittlung des zeitabhängigen Deformationsverhaltens sind drei unterschiedliche Prüfanlagentypen zum Einsatz gekommen:

- Die bereits in Abschnitt 5.3.2 beschriebenen Triaxialprüfanlagen sind für TCc-Versuche mit Prüfkörpern mit einer Länge von $l_0 = 180\text{mm}$ und einem Durchmesser von $d_0 = 90\text{mm}$ eingesetzt worden. Eine gesonderte Beschreibung der Prüfanlagen erfolgt hier daher nicht. Die Auswertung der laborativen Langzeituntersuchungen und eine Diskussion der Ergebnisse werden im Rahmen der Ableitung von Stoffmodellparametern in Abschnitt 6 durchgeführt.



- Für UCc-Versuche ist ein spezieller Prüfstand eingesetzt worden, mit welchem die zeitgleiche Beprobung von drei Prüfkörpern mit jeweils einer Länge von $l_0 = 180\text{ mm}$ und einem Durchmesser von $d_0 = 90\text{ mm}$ möglich ist. Die Zeitstandprüfer werden im folgenden Abschnitt erläutert.
- Des Weiteren wurden TCc-Versuche mit Prüfkörpern mit einer Länge von $l_0 = 80\text{ mm}$ und einem Durchmesser von $d_0 = 40\text{ mm}$ in Prüfanlagen durchgeführt, die als Dauerstandswaagen bezeichnet werden. Diese Prüfanlagen werden ebenfalls nachfolgend beschrieben. Das in den Druckbehältern zwischengelagerte Bohrkernmaterial musste für die Untersuchung in den Dauerstandswaagen auf einer Drehbank auf die vorstehend genannten Abmessungen präpariert werden. Aus jeweils einem Bohrkernstück konnten zwei Prüfkörper in den für die Dauerstanddruckwaagen erforderlichen Abmessungen hergestellt werden. In Aluminiumfolie zwischengelagertes Bohrkernmaterial ist bereits bei der Präparation auf der Drehbank zerfallen und erwies sich somit für diese Untersuchungen als unbrauchbar.

5.5.2 Versuchsaufbau und Versuchstechnik

(a) Zeitstandprüfanlagen für die UCc-Versuche

Zur Durchführung der Dauerstandversuche unter einaxialer Kompressionsbeanspruchung (UCc) sind servohydraulisch geregelte Zeitstandprüfanlagen vom Typ RRP 1000 der Firma Carl Schenck AG eingesetzt worden. Der Prüfraum der Zeitstandprüfanlagen ist so konstruiert, dass eine zeitgleiche Untersuchung von drei zylindrischen Prüfkörpern bei einer Axiallast von bis zu 1.000 kN und bei Temperaturen von bis zu 200°C möglich ist, Bild 5.21. Alle Zeitstandprüfanlagen sind zur Überbrückung von evtl. Netzausfällen über eine 10 kVA -USV-Anlage abgesichert.

Die messtechnische Überwachung der einaxialen Dauerstandversuche erfolgt rechnergesteuert mittels

- drei Induktivwegaufnehmern, deren Mittelwert als Messwert für die Registrierung der axialen Prüfkörperstauchung herangezogen wurde (3 Induktivwegaufnehmer je Prüfkörper → 9 Induktivwegaufnehmer je Zeitstandprüfanlage),

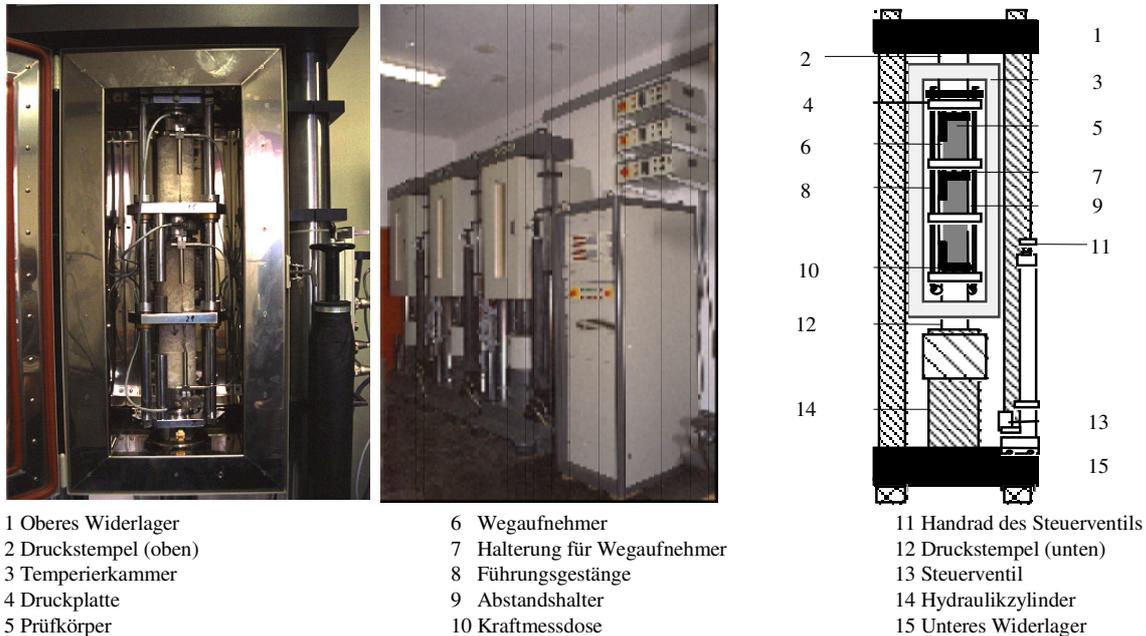


Bild 5.21: Zeitstandprüfanlagen des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik

- einer Kraftmessdose, die unmittelbar zwischen Prüfkörper und kopfseitiger Druckplatte die Prüfkörperbelastung ermittelt (1 Kraftmessdose je Prüfkörper → 3 Kraftmessdosen je Zeitstandprüfanlage),
- einem Absolutdruckaufnehmer zur kontinuierlichen Überwachung und Kontrolle des Hydraulikdruckes (1 Absolutdruckaufnehmer je Zeitstandprüfanlage) sowie
- einem Pt100-Aufnehmer mit nachgeschalteter Temperatursteuerung zur kontinuierlichen Regelung und Überwachung der versuchstechnisch vorgegebenen Temperatur (1 Temperaturempfänger je Zeitstandprüfanlage).

Zur kontinuierlichen Registrierung der Versuchsdaten sind die analogen Signale der Weg-, Kraft-, Druck- und Temperaturempfänger der Zeitstandprüfanlagen in vorgegebenen Intervallen durch Vielstellenmessgeräte abgefragt und nach einer AD-Wandlung mittels Computer abgespeichert worden.

Zusätzlich zu den o.g. Regelungsmechanismen ist einer der Prüfstände dahingehend modifiziert worden, dass mittels einer in den Prüfstand integrierten Luftbefeuchtungsapparatur die relative Luftfeuchtigkeit während der Versuchsdurchführung konstant auf einem Niveau oberhalb von $RH = 92\%$ gehalten werden konnte.



Nach dem Einbau der zylindrischen Prüfkörper mit einer Länge von $l_0 = 180\text{mm}$ und einem Durchmesser von $d_0 = 90\text{mm}$ in die Zeitstandprüfanlage erfolgte zunächst eine ca. 24-stündige Temperierung auf 30°C , um die Temperierkammern wie auch das Prüfkörpermaterial auf die vorgegebene Temperatur aufzuheizen. Anschließend wurde mit einer Belastungsrate von $\dot{\sigma} \approx 1\text{MPa}/\text{min}$ die Axialbelastung aufgebracht. Zur Anpassung der Axiallast an die infolge Axialstauchung zunehmende Querschnittsfläche der Prüfkörper ist die Last entsprechend Gl. (5.14) nachgeregelt worden:

$$\sigma_{1c} = \frac{F_1}{A} \quad \text{mit} \quad A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_t} \quad (5.14)$$

mit

- σ_{1c} linear korrigierte Vertikalspannung in MPa ,
- F_1 Vertikalkraft in MN ,
- A Querschnittsfläche des beanspruchten Prüfkörpers in m^2 ,
- A_0 Querschnittsfläche des unbeanspruchten Prüfkörpers in m^2 ,
- ε_t technische Verzerrung in $-$.

Während der einaxialen Dauerstandversuche wurden die Messwertaufnehmer der Zeitstandprüfanlage (9 Induktivwegaufnehmer, 3 Kraftmessdosen, 1 Absolutdruckaufnehmer, 1 Pt100-Aufnehmer) in Intervallen von 5 Minuten abgefragt und die ermittelten Messdaten elektronisch gespeichert. Zur Auswertung der einaxialen Dauerstandversuche sind die gemessenen Längenänderungen entsprechend Gl. (5.15) in Kriechverzerrungen umgerechnet und in Abhängigkeit von der Versuchszeit in einem Verzerrungs-Zeit-Diagramm dargestellt worden:

$$\varepsilon_t = \frac{(l_1 + l_2 + l_3)/3}{l_0} \cdot 100\% = \frac{\Delta l}{l_0} \cdot 100\% \quad (5.15)$$

mit

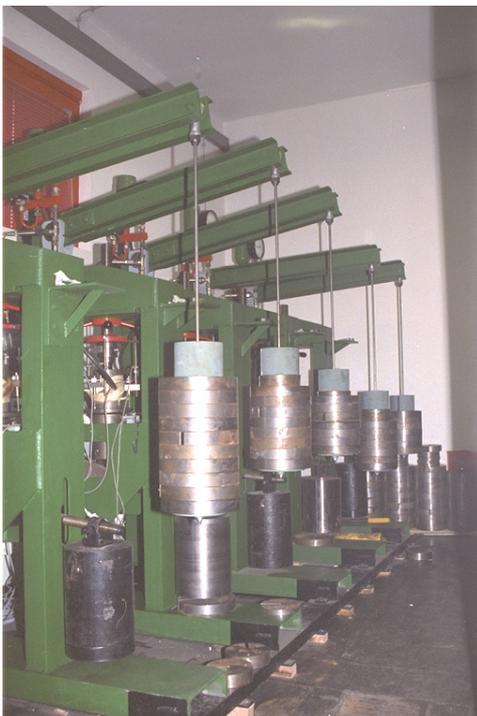
- ε_t technische Verzerrung in $\%$,
- l_1, l_2, l_3 mit den drei Induktivwegaufnehmern gemessene Axialverformung in mm ,
- l_0 Länge des unbeanspruchten Prüfkörpers in mm ,
- Δl gemessene Axialverformung des Prüfkörpers in mm .

(b) Dauerstanddruckwaagen für die TCC-Versuche an kleinformatischen Prüfkörpern

Die Durchführung von Dauerstandversuchen unter triaxialer Kompressionsbeanspruchung (TCC) erfolgte mit den in Bild 5.22 dargestellten Dauerstanddruckwaagen an Prüfkörpern mit einem Durchmesser von $d_0 = 40 \text{ mm}$ und einer Länge von $l_0 = 80 \text{ mm}$. Die über einen Hebelarmmechanismus gravimetrisch aufgebraachte Axiallast der Kriechstände beträgt maximal 200 kN . Die Triaxialzellen können mit einem konstanten Manteldruck von maximal 60 MPa beaufschlagt werden.

Die messtechnische Überwachung der triaxialen Kriechversuche erfolgte mittels

- drei Induktivwegaufnehmern, deren Mittelwert als Messwert für die Registrierung der axialen Prüfkörperstauchung herangezogen wurde,
- einer Kraftmessdose, die unmittelbar zwischen Triaxialzelle und der unverschieblich gelagerten Kopfplatte des Belastungsrahmens die axiale Prüfkörperbelastung ermittelt,
- einem Absolutdruckaufnehmer zur kontinuierlichen Messung und Überwachung des Manteldruckes sowie
- einem Pt100-Aufnehmer zur Kontrolle der vorgegebenen Temperatur.



Dauerstandwaage

- | | |
|-----------------|------------------------|
| 1 Hebelarme | 6 Druckzelle |
| 2 Kraftmessdose | 7 Hydraulikflüssigkeit |
| 3 Druckstempel | 8 Druckplatte |
| 4 Wegaufnehmer | 9 Druckstempel (unten) |
| 5 Prüfkörper | 10 Gewichte |

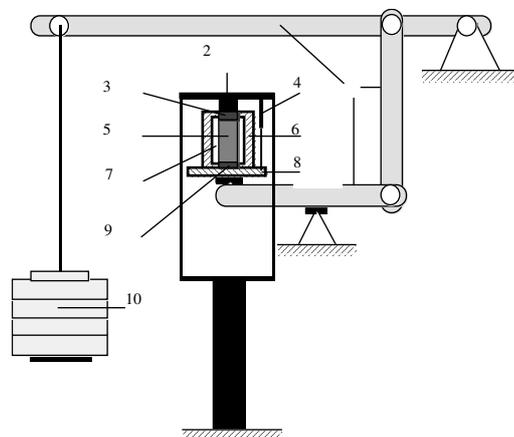


Bild 5.22: Dauerstandwaagen des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik



Um die Prüfkörper gegen ein Eindringen des Druckmediums zu schützen, sind sie vor dem Einbau in die Triaxialzellen mit Gummischläuchen ummantelt worden. Nach dem Einbau der Prüfkörper in die Triaxialzellen wurde zunächst durch wechselseitige Erhöhung von Axiallast und Manteldruck ein isotropes Spannungsniveau entsprechend dem vorgegebenen Manteldruck eingestellt. Anschließend wurden die Triaxialzellen mit Heizmanschetten ummantelt und über eine automatische Temperaturregelung auf die vorgegebene Temperatur von $30^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ ($\vartheta = 303\text{K}$) aufgeheizt. Nach 24 h Standzeit unter isotropem Spannungsniveau und konstanter Temperatur erfolgte schließlich die deviatorische Laststeigerung durch Auflegen von Gewichten mit einer Belastungsgeschwindigkeit von abgeschätzt ca. $8\text{MPa}/\text{min}$.

Um während des gesamten Versuches die Axialspannung konstant zu halten, wurde die Axiallast in Abhängigkeit von der verformungsbedingten Änderung des Prüfkörperquerschnitts in regelmäßigen Abständen neu berechnet und durch Nachlegen von Gewichten in definierten Zeitintervallen korrigiert.

Während der Kriechversuche sind die installierten Messwertaufnehmer jedes Kriechstandes (3 Induktivwegaufnehmer, 1 Kraftmessdose, 1 Absolutdruckaufnehmer, 1 Pt100-Aufnehmer) in Intervallen von 5 Minuten abgefragt und die ermittelten Messwerte elektronisch gespeichert worden.

5.5.3 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse

(a) UCC-Versuche

Im Rahmen dieses Projekts sind zunächst 2×3 einaxiale Kriechversuche an in Druckbehältern zwischengelagertem Tonsteinmaterial der Lokation Tournemire unter Befeuchtung der die Prüfkörper umgebenden Luft in der Temperierkammer durchgeführt worden. Für die jeweils drei parallel ablaufenden Versuche in einem Kriechstand sind in einem der beiden Fälle ausschließlich P-Prüfkörper und in dem anderen Fall ausschließlich S-Prüfkörper verwendet worden. Unter Veranschlagung der einaxialen Druckfestigkeit des Tonsteinmaterials mit dem Zahlenwert, der aus Gl. (5.16)

$$\sigma_{1c,f} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 + \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 0 + \frac{2 \cdot 6,7 \text{MPa} \cdot \cos 20^{\circ}}{1 - \sin 20^{\circ}} \approx 19,14 \text{MPa} \quad (5.16)$$

mit den in *Rejeb (1999)* veröffentlichten Scherparametern c ; φ (Untergrenze) erhalten werden kann, erschien für die UCc-Versuche eine Axialspannung von $\sigma_1 = 15 \text{ MPa}$ angemessen.

Das Resultat dieser ersten UCc-Versuche war allerdings ein kurzfristig nach der deviatorischen Belastung eintretendes Bruchversagen bei jeweils zwei von den drei Prüfkörpern. Während zwei der senkrecht zur Achse geschichteten Prüfkörper nach knapp zwei Tagen zerbrochen sind, dauerte der Versuch bei den parallel zur Achse geschichteten Prüfkörpern nicht einmal eine halbe Stunde. Der Bruch erfolgte bei den beiden P-Prüfkörpern vorwiegend entlang der Schichtungsflächen, wohingegen eine eindeutige Zuordnung der Bruchflächen bei den beiden in viele Bruchstücke zerfallenen S-Prüfkörpern nicht möglich ist, Bild 5.23.



Bild 5.23: P-Prüfkörper Tou-38 und Tou-39 (oben links bzw. rechts) sowie S-Prüfkörper Tou-41 und Tou-42 (unten links bzw. rechts) nach den UCc-Versuchen

Ein Folgeversuch zur laborativen Erfassung des einaxialen Kriechverhaltens an Tongestein der Lokation Tournemire wurde nach der dritten Bohrkernbeschaffungskampagne an in Aluminiumfolie zwischengelagerten Z-Prüfkörpern unternommen. Die Verwendung von in Druckbehältern zwischengelagertem und damit in seinen Eigenschaften konserviertem Bohrkernmaterial für den Versuch erschien nicht mehr notwendig angesichts der Tatsache, dass das in situ über mehrere Jahre dem Kontakt mit der Luftfeuchtigkeit ausgesetzte Tongestein in erster Linie naturgemäß bereits seine ursprünglichen Eigenschaften verloren hat (Material an der Hohlraumkontur, im Gegensatz möglicherweise zu Material an einer Bohrlochkontur), insbesondere hinsichtlich seines Sättigungsgrades. Für Z-Prüfkörper konnte nach den bis zu diesem Zeitpunkt durchgeführten Kurzzeitbruchversuchen an Z-Prüfkörpern eine einaxiale Druckfestigkeit von $\beta_Z^{UC} > 10 \text{ MPa}$ konstatiert werden, so dass ein UCc-Versuch mit dem Ansatz einer Axialspannung von $\sigma_1 = 1,5 \text{ MPa}$ als mit hoher Wahrscheinlichkeit machbar erschien und zusätzlich einen gewissen Spielraum nach oben für evtl. folgende Laststufen zu erlauben schien.

Keine drei Tage später nach dem Einbau der drei Z-Prüfkörper in den Kriechstand und Beanspruchung unter den genannten Bedingungen einschließlich Luftbefeuchtung ist dann auch der Folgeversuch aufgrund von Schichtungsbruch an zwei der drei Prüfkörper beendet gewesen, Bild 5.24.

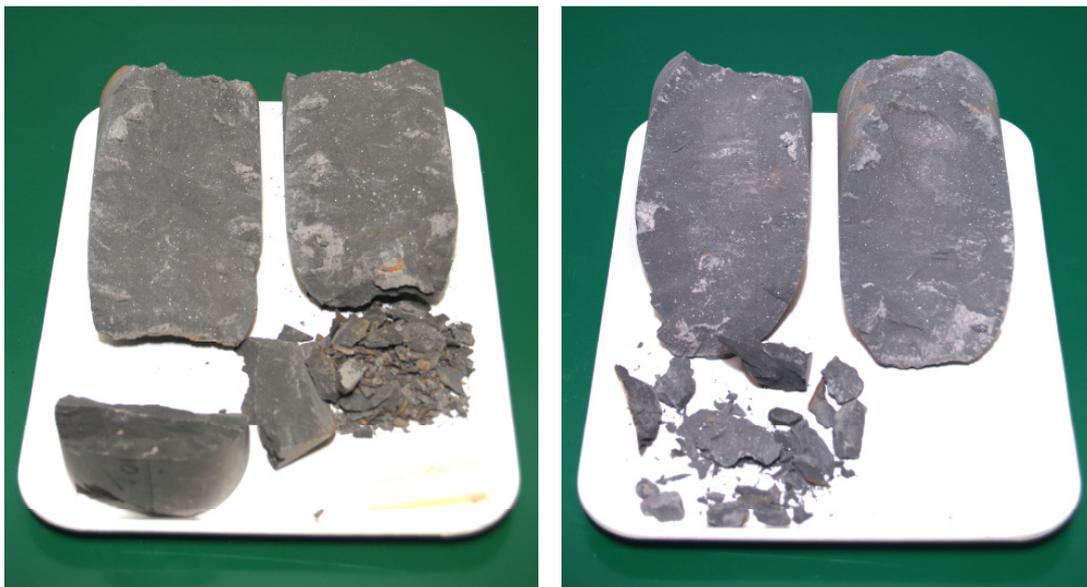


Bild 5.24: Z-Prüfkörper Tou-86 (links) und Tou-87 (rechts) nach dem UCc-Versuch

Abschließend wurden noch zum Vergleich drei weitere Z-Prüfkörper in einem UCc-Versuch ohne Luftbefeuchtung untersucht. Bild 5.25 zeigt die Ergebnisse der über ca. 30 d andauernden Deformationsmessungen an den drei Prüfkörpern Tou-89 bis Tou-91 unter einer Axiallast von $\sigma_1 = 1,5 \text{ MPa}$. Zu beobachten sind im Vergleich zu den triaxial belasteten P-Prüfkörpern Tou-54 und Tou-57, deren Untersuchungsergebnisse in Bild 6.16 dargestellt sind, relativ starke Deformationen von $\varepsilon_1 = 0,2\%$ bis $0,3\%$ nach Ablauf eines Untersuchungszeitraumes von ebenfalls ca. 30 d, obwohl die Vergleichsspannung hier mit $\sigma_{vM} = 1,5 \text{ MPa}$ gegenüber den dort in der ersten Laststufe vorliegenden Zahlenwerten von $\sigma_{vM} = 4 \text{ MPa}$ ($\varepsilon_1 = 0,05\%$ bis $0,1\%$) bzw. $\sigma_{vM} = 10 \text{ MPa}$ ($\varepsilon_1 = 0,15\%$ bis $0,2\%$) relativ gering ist. Es hat also den Anschein, dass auch die zeitabhängigen Deformationen des Tongesteins am Standort Tournemire deutlich von der Orientierung der Schichtungsflächen abhängen.

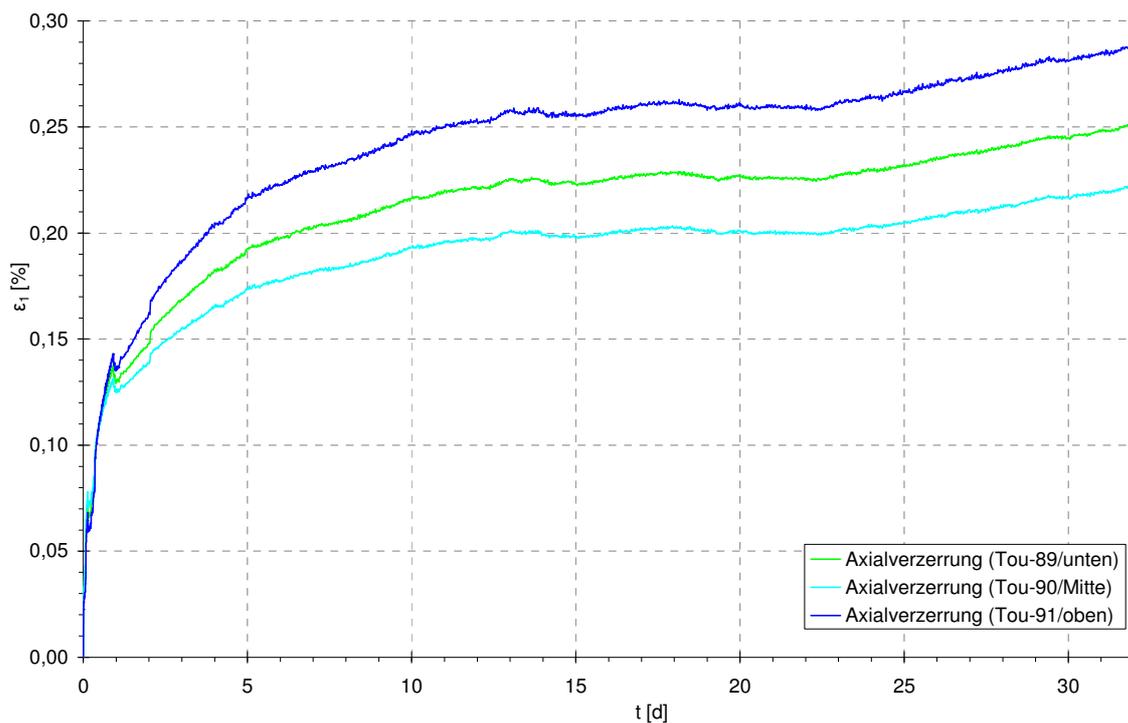


Bild 5.25: Verzerrungs-Zeit-Diagramm für die einaxial beanspruchten Z-Prüfkörper Tou-89 bis Tou-91 sowie die Positionen der Prüfkörper in der Zeitstandprüfanlage

Ein direkter Vergleich von UCc- und TCc-Versuchsergebnissen an Prüfkörpern mit gleicher Schichtflächenorientierung und gleicher Zwischenlagerungsmethode ist an dieser Stelle nicht möglich, da Z-Prüfkörper lediglich nach einer Zwischenlagerung in Aluminiumfolie zur Ver-



fügung gestanden haben, während aus der letzten Bohrkernbeschaffungskampagne die P- und S-Prüfkörper soweit möglich in eigenschaftskonservierenden Druckbehältern zwischengelagert wurden und damit nur in geringem Umfang folienverschweißtes Bohrkernmaterial vorhanden war. Aufgrund der beschränkten Kapazitäten an Druckbehältern sind die darin zwischengelagerten Prüfkörper für laborative Untersuchungen in Triaxialprüfständen vorgesehen gewesen, während ein Einbau von folienverschweißte zwischengelagerten Prüfkörpern in Triaxialprüfständen außer zu Vergleichszwecken für nicht lokationsrepräsentativ und damit für nicht sinnvoll gehalten wurde.

(b) TCc-Versuche an kleinformatischen Prüfkörpern

Die vorstehend beschriebenen laborativen Langzeituntersuchungen an Tongestein der Lokation Tournemire haben ergeben, dass die Deformationseigenschaften des Gesteins im laborativen Kontext offenbar nicht unwesentlich von der Schichtungsflächenorientierung im zu untersuchenden Prüfkörper abhängen. Ein deutlicher quantitativer Unterschied im langzeitigen Verformungsverhalten konnte im Vergleich von P- und Z-Prüfkörpern beobachtet werden. Zur bis dato noch unbeantwortet gebliebenen Frage nach dem Unterschied zwischen einer achsenparallelen und einer achsennormalen Schichtungsorientierung wurden am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik weitere TCc-Versuche an P- und S-Prüfkörpern durchgeführt.

Für die weiterführenden Versuche wurden die in Abschnitt 5.5.2 erläuterten Dauerstandswaagen als Prüfmaschinen verwendet. Zu diesem Zweck mussten die vorhandenen Prüfkörper auf die Abmessungen $d_0 = 40 \text{ mm}$ und $l_0 = 80 \text{ mm}$ verkleinert werden. In Aluminiumfolie zwischengelagerte Prüfkörper sind bei dieser Bearbeitung zerbrochen, so dass auf druckzellengelagerte Exemplare zurückgegriffen werden musste. Die P- und S-Prüfkörper aus Druckzellenzwischenlagerung haben diesen Präparationsprozess dann überstanden – ein Befund, der die qualitätserhaltende Leistungsfähigkeit dieser Zwischenlagerungsmethode eindrucksvoll unterstreicht.

Die Prüfkörper sind einheitlich mit einer Lateralspannung von $\sigma_{2,3} = 1,5 \text{ MPa}$ in drei Stufen mit Axialspannungen von $\sigma_1 = 5,5/10/15 \text{ MPa}$ beaufschlagt worden.

Bild 5.26 zeigt die gemessenen Verzerrungen aus den TCC-Versuchen in Abhängigkeit von der Zeit, wobei die grüne und die türkisfarbige Kurve die Resultate für die S-Prüfkörper und die rote und die magentafarbige Kurve die Resultate für die P-Prüfkörper darstellen. Auf den ersten Blick bewegen sich die vier Axialverzerrungskurven im gleichen Größenordnungsbe-
reich, und eine klare Tendenz im Deformationsverhalten hinsichtlich der Schichtungsorientie-
rung scheint bei der vorliegenden Streubreite in den Resultaten nicht erkennbar zu sein. Wird
jedoch die stationäre Kriechrate genauer betrachtet, so fällt ein dem instantanen Verform-
ungsverhalten ähnliches Verhältnis von der Deformabilität von S-Prüfkörpern zur Deforma-
bilität von P-Prüfkörpern auf. In Bild 5.26 sind die als durch eine stationäre Kriechrate cha-
rakterisierten Abschnitte der Kriechkurven für jeden Prüfkörper und in jeder Laststufe durch
gestrichelte Linien markiert. In Tabelle 5.8 und in Bild 5.27 sind die zugehörigen stationären
Kriechraten in Abhängigkeit von den Vergleichsspannungen aufgetragen.

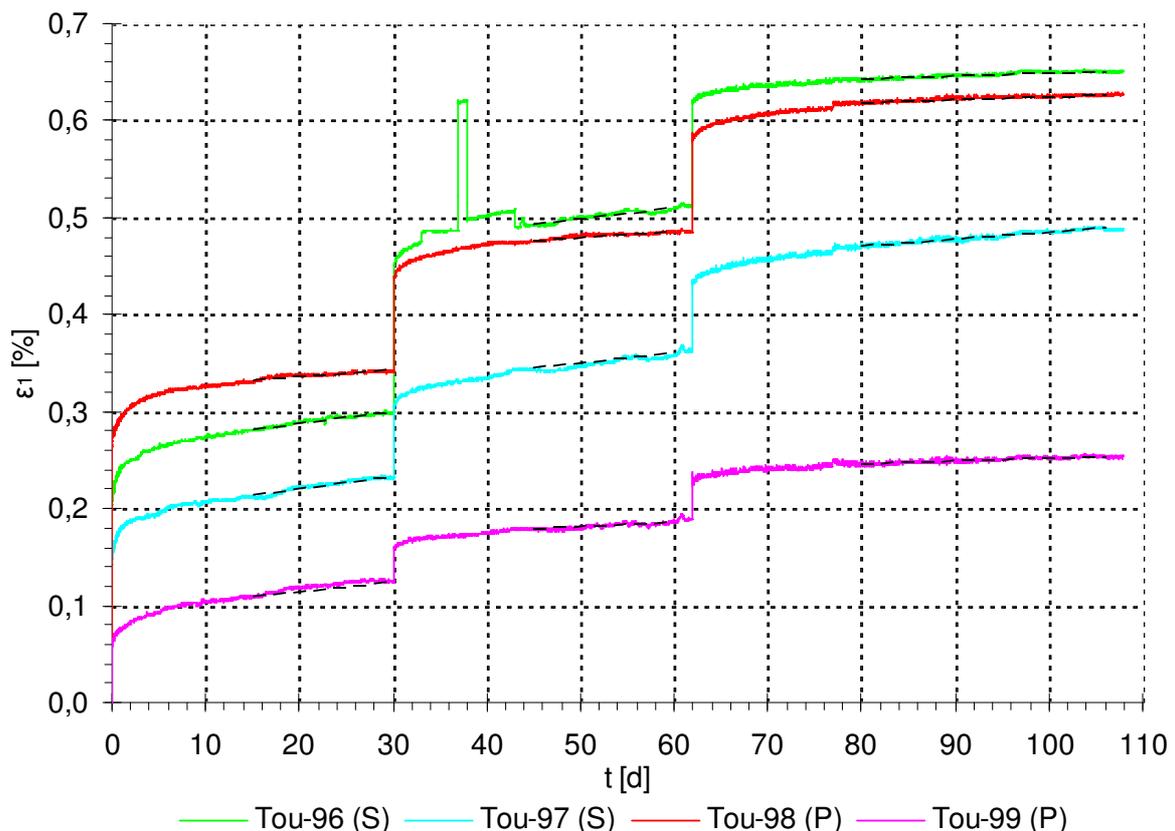


Bild 5.26: Verzerrungs-Zeit-Diagramm für die triaxial beanspruchten Prüfkörper Tou-96 bis Tou-99 mit Hervorhebung der Kriechdeformationen mit einer angenähert stationären Kriechrate in jeder Laststufe

PK-Nr.	Schichtungsorientierung	σ_{vM} in den Laststufen [MPa]	stat. Verzerrungsrate 1. LS [%/d]	stat. Verzerrungsrate 2. LS [%/d]	stat. Verzerrungsrate 3. LS [%/d]
Tou-96	⊥	4/8,5/13,5	$1,21 \cdot 10^{-3}$	$1,17 \cdot 10^{-3}$	$0,30 \cdot 10^{-3}$
Tou-97	⊥		$1,23 \cdot 10^{-3}$	$0,94 \cdot 10^{-3}$	$0,70 \cdot 10^{-3}$
Tou-98			$0,69 \cdot 10^{-3}$	$0,61 \cdot 10^{-3}$	$0,29 \cdot 10^{-3}$
Tou-99			$0,97 \cdot 10^{-3}$	$0,56 \cdot 10^{-3}$	$0,30 \cdot 10^{-3}$

Tabelle 5.8: Stationäre Kriechraten aus den drei Laststufen der TCc-Versuche mit den Tonsteinprüfkörpern Tou-96 bis Tou-99

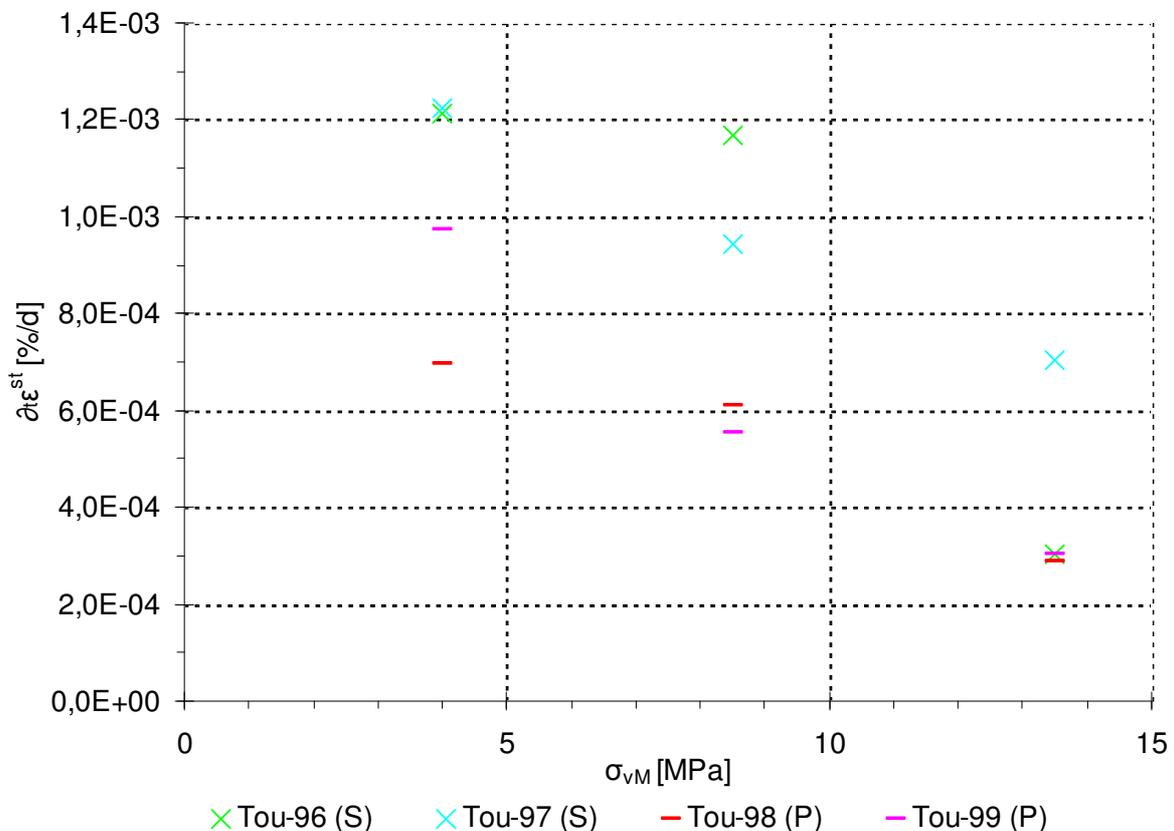


Bild 5.27: Stationäre Kriechrate in Abhängigkeit von der Vergleichsspannung für die Prüfkörper Tou-96 bis Tou-99 mit Hervorhebung der Schichtungsorientierung

Es zeigt sich, dass im Vergleich zu den P-Prüfkörpern in der Tendenz bei den S-Prüfkörpern sowohl größere instantane Deformationen nach jedem Laststufenwechsel wie auch erhöhte stationäre Verzerrungsraten zu finden sind. Die Ausbildung eines geschichteten Korngefüges im Tongestein zieht hier folglich eine stärkere Komprimierbarkeit in den Schichtungsflächen nach sich, die zum einen den instantanen linear-elastischen Deformationsanteil prägt und zum anderen auch das zeitabhängige viskose Verhalten deutlich mit beeinflusst.



5.6 Erweiterung der Versuchstechnik zur Online-Messung von Porenwasserdrücken während der Versuchsdurchführung

5.6.1 Vorbemerkung

Gemäß den vorstehenden Ausführungen in Abschnitt 3.2 führt die Verwendung der Druckbehälterzwischenlagerung nicht zu der bei folienverschweißter Zwischenlagerung unter Atmosphärendruck beobachteten Verfestigung des Tongesteins infolge mäßiger Entsättigung. Offensichtlich bleiben die hydraulischen Eigenschaften bei Druckbehälterzwischenlagerung über die Zeit der Zwischenlagerung erhalten, so dass die Zwischenlagerung in Druckbehältern eine Reproduzierbarkeit der Versuchsbefunde auch nach längerer Zwischenlagerung bewirkt. Entsprechend resultiert hieraus auch eine von den bisherigen Ansätzen deutlich abweichende Einschätzung der Festigkeitseigenschaften, gekennzeichnet durch keine Festigkeitszunahme bei Zunahme des Manteldrucks – ein deutlicher Hinweis auf die Ausbildung eines Porenwasserüberdruckes auch bei Tongestein (und damit nicht nur bei plastischen Tonen), der aber mit der zu Vorhabensbeginn bestehenden Ausstattung der Prüfanlagen noch nicht gemessen werden konnte. An einer Erweiterung der Prüfanlagen um eine Vorrichtung zur Online-Messung des Porenwasserüberdruckes ist daher im Rahmen dieses Vorhabens gearbeitet worden.

Dabei wird erstmalig die Möglichkeit in Betracht gezogen, den Porenwasserdruck in Form eines „back pressure“ an der Unterseite des Prüfkörpers während der Versuchsdurchführung zu messen bzw. zu regulieren. Die Herstellung eines hydraulischen Kontakts zwischen beiden Endflächen des Prüfkörpers bedingt somit allerdings eine aktive Resättigung des Prüfkörpers vor Versuchsdurchführung. Um die Belegungszeiten für die zur Versuchsdurchführung herangezogenen Prüfstände möglichst optimiert zu gestalten, sind die vorstehend in Abschnitt 3.2 beschriebenen Zwischenlagerungsbehälter eigens für die Resättigung umgerüstet worden. Hierzu ist ein weiterer hydraulischer Kreislauf mit Blasenspeicher und Druckmanometer angeordnet worden, der einen kontinuierlichen und möglichst vollständig verlaufenden Aufsättigungsprozess entlang der Prüfkörperachse bei einer Aufsättigungsrichtung von unten nach oben sicherstellen soll.

Erste orientierende laborative Untersuchungen werden in diesem Abschnitt vorgestellt.

5.6.2 Versuchsaufbau und Versuchstechnik

Über die klassische Messung von Axialdruck, Manteldruck, Axialverformung und Temperatur hinaus wird die Porendruckänderung der Prüfkörper während des Versuchs messtechnisch bestimmt. Zur Erfassung der Porendruckänderung wird entsprechend Bild 5.28 die volumetrische Änderung des Fluidvolumens in der Triaxialzelle ermittelt. Das während des Versuchs in der Triaxialzelle verdrängte Fluidvolumen $\pm \Delta V$ wird über einen doppelt wirkenden Messzylinder geführt. Dabei entspricht 1 mm Verfahrweg des Kolbens im Messzylinder einem konstruktiv definierten Volumen von $2,6\text{ ml}$. Bei einer Messgenauigkeit der am Kolben des Messzylinders angeschlagenen Wegmessung von $1/100\text{ mm}$ können mit dem skizzierten System Volumenänderungen in der Größenordnung von $1/10\text{ bar}$ erfasst werden.

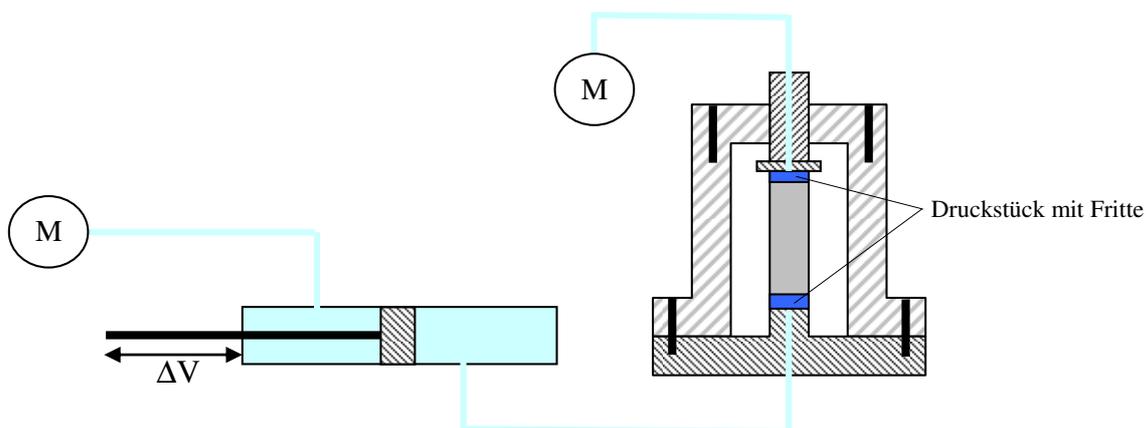


Bild 5.28: Prinzipskizze der Porenwasserdruckmessung

Ein Porendruckaufnehmer an der Unterseite des Prüfkörpers erfasst den aktuell vorherrschenden Fluiddruck und fungiert somit als Steuerungsparameter für den Kolben des Messzylinders, um bei Bedarf durch Variation des Verfahrweges den Porendruck konstant zu halten. Ebenso besteht die Möglichkeit, die Fluidzuführung mit einem Ventil an der Unterseite des Prüfkörpers zu sperren, um die Reaktion des Porendrucks auf die mit einer Beanspruchungszunahme verbundene Prüfkörperdeformation zu messen.

In Bild 5.29 sind die modifizierten Druckstücke zu sehen, wobei die neu installierte Fluidzuführung mit einer roten Markierung versehen worden ist. Die in das Druckstück eingelassene Fritte führt dazu, dass die Zuleitung des Fluides über die gesamte Kontaktfläche des Prüfkörpers erfolgt.

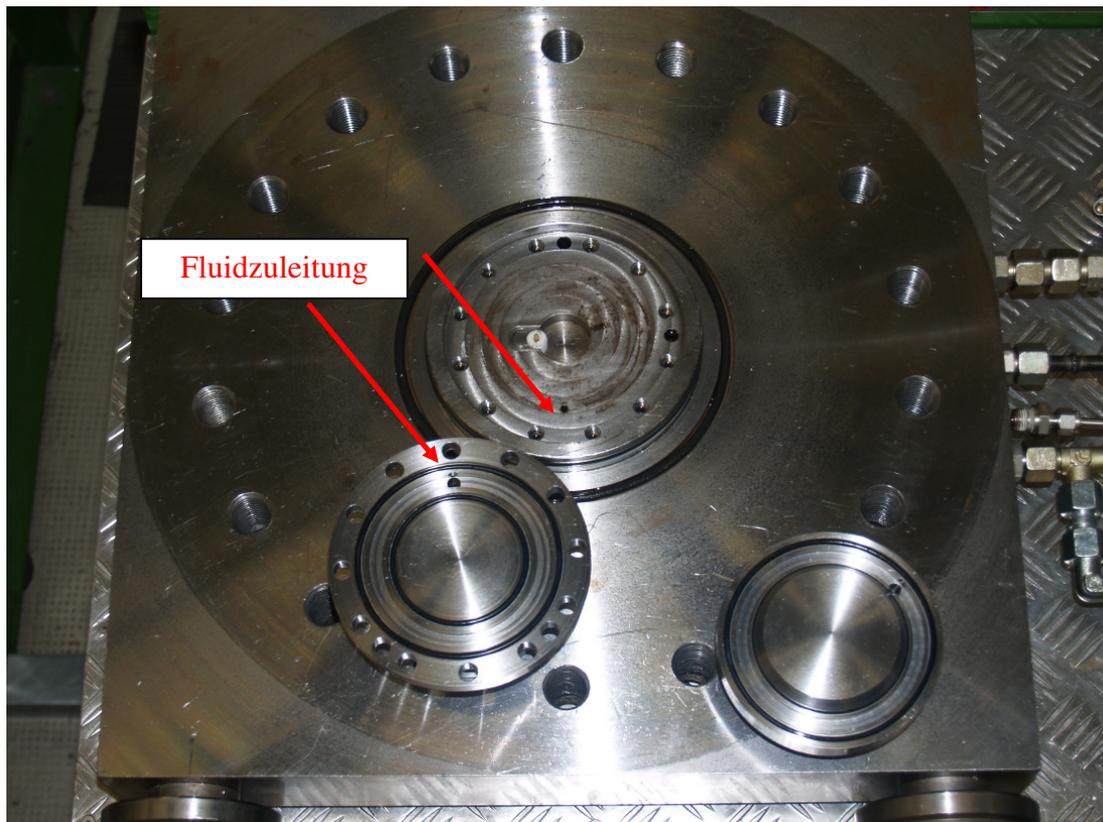


Bild 5.29: Modifizierte Druckstücke mit Fluidzuleitung (obere Darstellung) und Fritte (untere Darstellung)

5.6.3 Versuchsauswertung und Diskussion der Ergebnisse

(a) Erster orientierender TC-Versuch an Tonstein der Lokation Tournemire

Dem Spannungs-Verzerrungs-Diagramm kann zusätzlich zu der Bruchfestigkeit β_1 bzw. β^D (= Höchstwert der Vertikalspannung bzw. der Deviatorspannung) sowie der Bruchverzerrung $\varepsilon_{ln,f}$ nunmehr auch der Porendruckverlauf in Form eines „back pressure“ an der Unterseite des Prüfkörpers entnommen werden. Dabei ist entsprechend der grünen Markierung in Bild 5.30 bei einer Bruchstauchung von $\varepsilon_1 \approx 0,1\%$ bzw. bei einem Porendruckniveau von $p \approx 34 \text{ MPa}$ eine Abnahme des zuvor mit der zunehmenden mechanischen Beanspruchung ebenfalls zunehmenden Porendrucks zu beobachten. Eine bruchhafte Veränderung der Prüfkörperstruktur ist nicht anzunehmen, da die Beanspruchungszunahme bei Abbau des Porendrucks zunächst unverändert weiterläuft (dehnungsgeregelte Lastaufbringung).

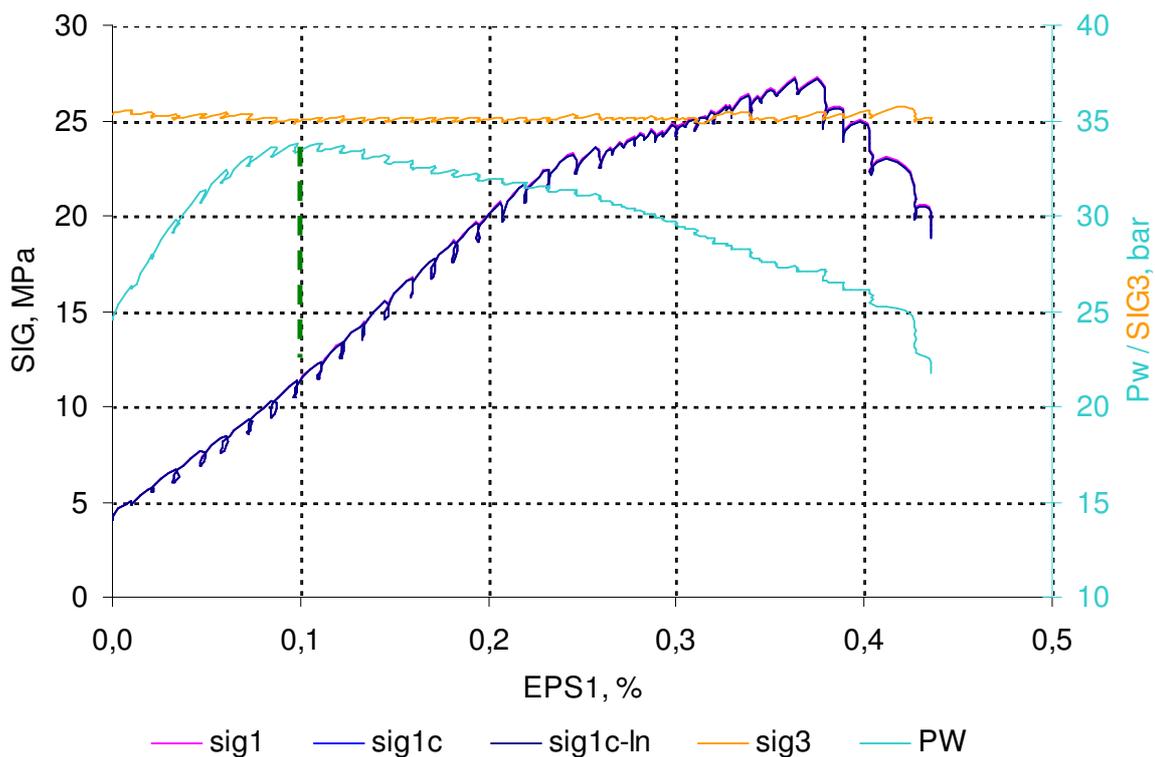


Bild 5.30: Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für Prüfkörper Nr. 37 mit Darstellung des Porendruckverlaufs während des Versuchs

Wäre hingegen von einer lokalen Schädigung des Prüfkörpergefüges während des Versuchs mit der Folge einer deutlichen Lastabnahme auszugehen, so wäre der Porendruckabfall ent-



weder mit der Entstehung von vernetzten Mikrorissen oder mit der Öffnung von zuvor zwar schon vorhandenen, allerdings noch nicht geöffneten bzw. nicht vernetzten Wegsamkeiten zu erklären, die dann erst nach Erreichen eines bestimmten Deformationszustandes der Gesteinsmatrix geöffnet und vernetzt würden.

Eine weitere Erklärung für die gemessene Abnahme des Porendruckes könnte die Schaffung von Wegsamkeiten entlang der parallel zur Prüfkörperachse orientierten Schichtflächen sein, die im Vergleich zur Gesteinsmatrix eine geringere Bruch- und auch Schädigungsfestigkeit aufweisen und so die Ausbildung von Wegsamkeiten bereits bei Überschreitung des Schichtflächen-Schädigungsfestigkeitsniveaus begünstigen könnten.

(b) Laborative Untersuchungen an Sandstein zur Validierung der erweiterten Versuchstechnik

Um auszuschließen, dass die neu installierte Versuchstechnik nicht einwandfrei funktioniert, sind triaxiale Kompressionsversuche an Sandsteinprüfkörpern ohne/mit Vorgabe eines Porendruckes durchgeführt worden. In Bild 5.31 ist exemplarisch der Sandsteinprüfkörper Har-San-42 vor und nach der Versuchsdurchführung zu sehen. Bild 5.32 zeigt analog zu Bild 5.30 das bei diesem Versuch erhaltene Spannungs-Verzerrungs-Diagramm. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass die vorgegebenen Randbedingungen für den Porendruck während der gesamten Versuchsdurchführung konstant gehalten worden sind. Die Versuchsrandbedingungen sind im Einzelnen Tabelle 5.9 unter Har-San-42 zu entnehmen.

Um exemplarisch dem Einfluss eines vorgegebenen Porendrucks auf die Bruchfestigkeit von Sandstein nachzugehen, sind insgesamt 8 spannungsgeregelte triaxiale Kompressionsbruchversuche mit Variation der Spannungs- und Porenwasserdruckrandbedingungen durchgeführt worden. Die Ergebnisse dieser laborativen Untersuchungen werden in Tabelle 5.9 zusammengestellt.

Die Gegenüberstellung der Untersuchungsbefunde in Bild 5.33, das minimalspannungsbezogen ($\min \sigma = 0/15/30 \text{ MPa}$) die ermittelte totale Deviatorspannung in Abhängigkeit von dem vorgegebenen Porenwasserdruck darstellt, zeigt nach linearer Regression bei jeweils gleicher Minimalspannung von $\min \sigma = 15 \text{ MPa}$ und $\min \sigma = 30 \text{ MPa}$ eine eindeutige Abnahme der Deviatorspannung mit ansteigendem Porenwasserdruck. Die Abnahme beträgt dabei etwa $\Delta \sigma_1 \approx 2,5$ bis $3,0 \text{ MPa}$ bei $\Delta p = 1,0 \text{ MPa}$.



Bild 5.31: Sandsteinprüfkörper Har-San-42 vor und nach der Versuchsdurchführung

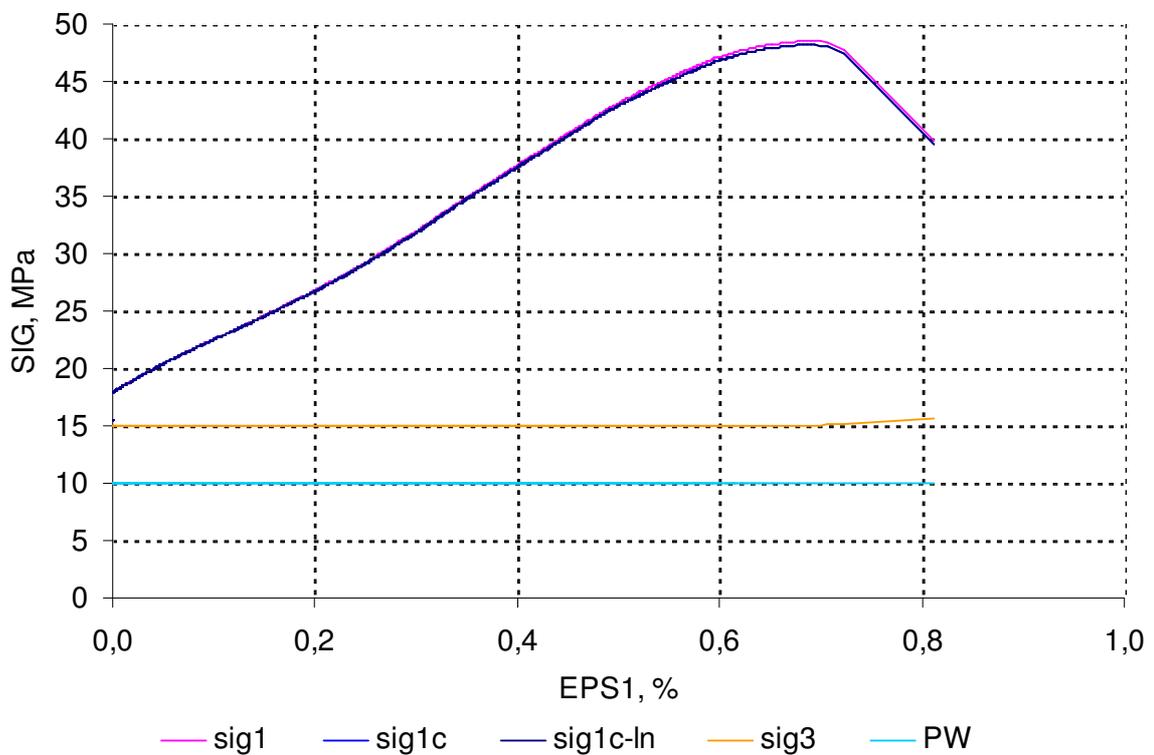


Bild 5.32: Spannungs-Verzerrungs-Diagramm für Sandsteinprüfkörper Har-San-42 mit Darstellung des Porendruckverlaufs während des Versuchs

Prüfkörper	Versuchsart	Wichte	σ_3	PW	σ_{1c-lnf}	ϵ_{1f}	$\sigma_1 - \sigma_3$	E_{V0}
-	-	kN/m ³	MPa	MPa	MPa	%	MPa	MPa
Har-San-39	UCS	20,04	0	0	29,83	0,87	29,83	6400
Har-San-40	TCS	20,09	15	0	78,49	1,07	63,49	8000
Har-San-41	TCS	20,41	15	5	58,38	0,94	43,38	5200
Har-San-42	TCS	20,19	15	10	48,19	0,68	33,19	5500
Har-San-43	TCS	21,38	30	0	124,16	1,72	94,16	9500
Har-San-44	TCS	20,64	30	5	91,47	1,24	61,47	8000
Har-San-45	TCS	20,34	30	10	85,97	1,00	55,97	7750
Har-San-46	TCS	20,44	30	15	83,29	1,06	53,29	7000

Tabelle 5.9: Ergebnisse der spannungsgeregelten triaxialen Kompressionsbruchversuche mit Variation der Spannungs- und Porenwasserdruckrandbedingungen an Sandsteinprüfkörpern

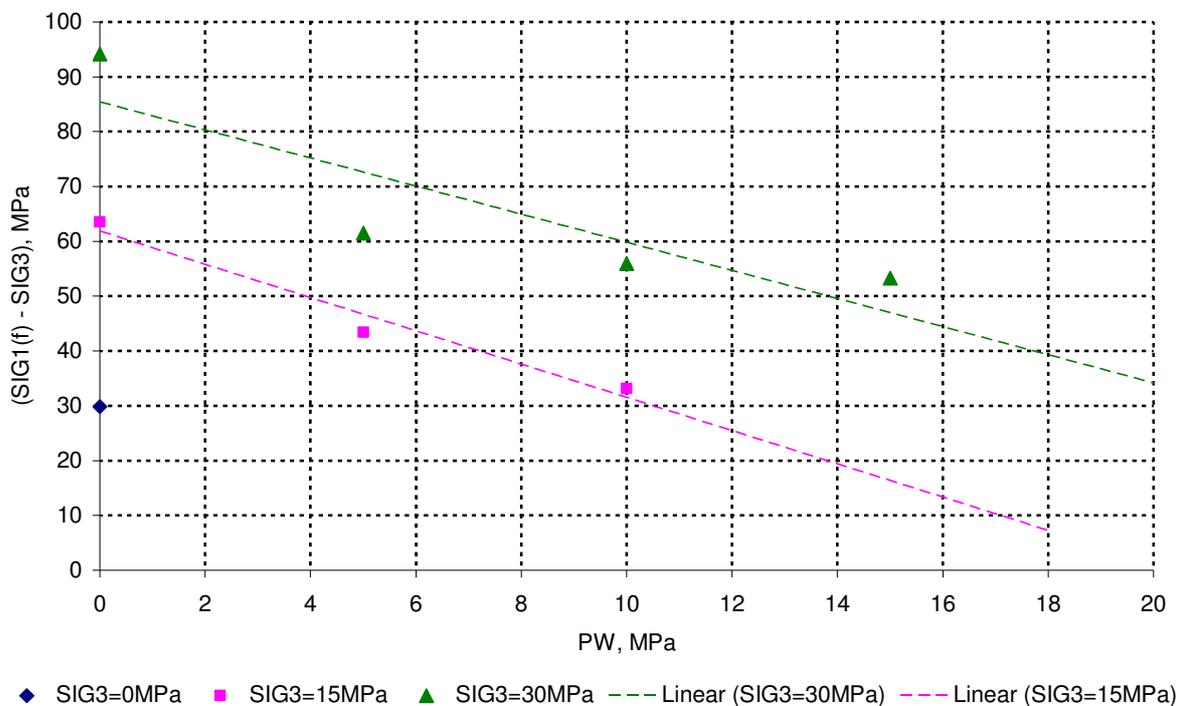


Bild 5.33: Bruchfestigkeit von Sandsteinprüfkörpern in Abhängigkeit von Minimalspannung und Porenwasserdruck



(c) Weitere Anwendungen der erweiterten Versuchstechnik auf Tournemire-Tonstein

Im Verlauf des Projektzeitraums wurden zwecks der für den vollständigen hydraulischen Kontakt im Prüfkörper erforderliche Resättigung insgesamt neun Tongesteinsprüfkörper der Lokation Tournemire in den vorstehend in Abschnitt 5.6.1 beschriebenen Aufsättigungsbehältern zwischengelagert. Tabelle 5.10 gibt eine Übersicht zu den in den Aufsättigungsbehältern zwischengelagerten Prüfkörpern inklusive der Orientierung der Schichtung hinsichtlich der Prüfkörperachse sowie zu den Zeitpunkten der Einlagerung in die Behälter und ggf. zu den Zeitpunkten des erstmals beobachteten Wasseraustritts an der Behälteroberseite. Grün hinterlegte Tabellenzellen in der Spalte des Wasseraustrittsdatums weisen hier auf einen beobachteten Wasseraustritt hin, während gelb hinterlegte Zellen die immer noch in den Aufsättigungsbehältern befindlichen Prüfkörper markieren, bei denen bis dato (Dezember 2010) kein Wasseraustritt beobachtet wurde. Der hellrot markierte Prüfkörper Tou-46 wurde in der Annahme einer bereits erfolgten Aufsättigung in der um den Porenwasserregelkreislauf erweiterten Triaxialprüfanlage untersucht. Tatsächlich hat sich im Nachhinein herausgestellt, dass der Prüfkörper noch nicht aufgesättigt gewesen war.

PK-Nr.	Schichtungsorientierung	eingelagert am	Wasseraustritt beobachtet am	Bemerkungen
Tou-37		15.01.2008	01/2008 (kein exaktes Datum bekannt)	PK zuvor in UCc-Versuch beprobt, dabei augenscheinlich unversehrt geblieben; nach Wasseraustritt: in TC-Versuch beprobt
Tou-40	⊥	15.01.2008	–	PK zuvor in UCc-Versuch beprobt, dabei augenscheinlich unversehrt geblieben
Tou-43	⊥	16.01.2008	–	
Tou-44	⊥	16.01.2008	–	
Tou-45		16.01.2008	(kein exaktes Datum bekannt)	PK augenscheinlich bereits vorgeschädigt ⇒ praktisch sofortiger Wasseraustritt nach Einbau in Anlage und hydr. Kontaktschluss
Tou-46		16.01.2008	–	Versuch einer Aufsättigung durch Anhebung der Drücke in Anlage ⇒ kein Wasseraustritt
Tou-52	⊥	03.02.2010	–	
Tou-53		03.02.2010	21.02.2011	Wasseraustritt kurz nach Ablauf des Projektzeitraumes beobachtet
Tou-56		03.02.2010	23.09.2010	

Tabelle 5.10: Übersicht über die in Aufsättigungsbehältern zwischengelagerten Prüfkörper der Lokation Tournemire. Zum Status der Aufsättigung: Wasseraustritt an der Behälteroberseite beobachtet und Prüfkörper danach evtl. weiter untersucht (grün), Wasseraustritt bis dato nicht beobachtet (gelb), kein Wasseraustritt beobachtet und Prüfkörper dennoch untersucht (rot)



Zu dem Prüfkörper Tou-37 ohne ein exakt dokumentiertes Austrittsdatum sei noch gesagt, dass ein Wasseraustritt an der Oberseite des Aufsättigungsbehälters relativ früh beobachtet werden konnte, so dass eine Untersuchung des Prüfkörpers bereits 16 Tage nach dem Einlagerungsbeginn in einem TC-Versuch erfolgen konnte. Die Ergebnisse der Untersuchung des Prüfkörpers Tou-37 sind bereits in Unterpunkt (a) dieses Abschnittes vorgestellt worden. Der zweite Prüfkörper ohne ein dokumentiertes Wasseraustrittsdatum mit der Bezeichnung Tou-45 wurde im Juni 2009 etwa 17 Monate nach seiner Einlagerung in einem Aufsättigungsbehälter in einem TCc-Versuch untersucht.

Drei Befunde sind in der Auflistung der Tabelle 5.10 auffällig:

- (1) Bei den an der TUC in einem Aufsättigungsbehälter zwischengelagerten S-Prüfkörpern der Lokation Tournemire wurde bis dato selbst nach Lagerungszeiträumen von mehr als drei Jahren kein Wasseraustritt als Zeichen einer erfolgten Aufsättigung festgestellt.
- (2) Bei den entsprechenden P-Prüfkörpern erfolgte der Wasseraustritt in der Regel erst nach mehreren Monaten bis hin zu einem Jahr oder mehr.
- (3) Bei zwei von den vier an der TUC in einem Aufsättigungsbehälter zwischengelagerten P-Prüfkörpern der Lokation Tournemire bestehen direkte Hinweise auf eine mangelhafte Qualität des Tonsteinmaterials. Am Prüfkörper Tou-45 konnten bei der Vorbereitung zu seinem Einbau in die Triaxialzelle Risse an der Ober- und Unterseite festgestellt werden, Bild 5.34 links, während der Prüfkörper Tou-37 vor seiner Einlagerung in den Aufsättigungsbehälter bereits einem UCc-Versuch unterzogen worden ist, bei welchem er als einziger zumindest augenscheinlich bruchfrei geblieben war.

Diese Befunde verstärken den in Unterabschnitt (a) geäußerten Verdacht der Ausbildung bevorzugter Fließwege im Prüfkörper nach dem hydraulischen Kontaktschluss an der Prüfkörperunterseite und der Aufbringung eines Porenwasserdruckes, bedingt durch die verminderte Festigkeit des Tonsteinmaterials im Bereich der Schichtflächen. Bei dem nach dem Einbau in die Triaxialzelle durchgeführten TCc-Versuch am Prüfkörper Tou-45 ist dort nach Ablauf von 51 Tagen ohne jegliche Veränderung der aufgetragenen Beanspruchungen Schichtungsbruchversagen in einer Weise zu beobachten gewesen, die zwar nicht zu einem Versuchsabbruch durch Auseinanderbrechen des Prüfkörpers bereits in der Triaxialzelle geführt hat, welche jedoch bewirkt hat, dass der Prüfkörper nach seinem Ausbau manuell und ohne nennenswerte

Kraftanwendung an seiner Bruchebene auseinandergeschoben werden konnte, Bild 5.34 rechts.



Bild 5.34: Prüfkörper Tou-45 nach Ausbau aus dem Aufsättigungsbehälter und vor Einbau in die erweiterte Triaxialprüfanlage (links) sowie nach Ausbau aus der erweiterten Triaxialprüfanlage (rechts)

Die Prüfkörper sind in den Aufsättigungsbehältern mit einer Axialspannung von $\sigma_1 = 4 \text{ MPa}$ und einer Lateralspannung von $\sigma_{2,3} = 3,5 \text{ MPa}$ beansprucht worden. Beide Spannungskomponenten bewegen sich im Größenbereich der in situ gemessenen Primärspannungen. Mit dem Ziel der Aufsättigung ist dann allerdings ein gegenüber dem in situ-Zustand erhöhter Porenwasserdruck von $p = 2,5 \text{ MPa}$ auf die Unterseite des Prüfkörpers aufgebracht worden.

Der Prüfkörper Tou-46 ist auch in der erweiterten Triaxialprüfanlage zunächst mit den für die Aufsättigungsbehälter genannten Zahlenwerten für Spannungen und Porenwasserdruck beansprucht worden. Als sich jedoch auch nach mehreren Wochen kein Wasseraustritt an der Oberseite der Triaxialzelle abzeichnete und eine Überprüfung der in der Anlage eingebauten Porenwasserdruckregelung eine Fehlfunktion derselben ausschließen ließ, sind die aufgebrachten Spannungen und der aufgebrachte Porenwasserdruck schrittweise erhöht worden. Begonnen bei $p = 5 \text{ MPa}$, $\sigma_{2,3} = 6 \text{ MPa}$ und $\sigma_1 = 7 \text{ MPa}$ und angehoben bis auf letztendlich $p = 12,5 \text{ MPa}$, $\sigma_{2,3} = 13,5 \text{ MPa}$ und $\sigma_1 = 14,5 \text{ MPa}$ konnte jedoch zu keiner Zeit eine Aufsättigung erzielt werden.



Als Fazit kann für die laborativen Untersuchungen in Bezug auf Porenwasserdruckmessungen und -regelungen festgehalten werden, dass sich bereits allein der Aufsättigungsprozess bei Tongestein als schwierig erweist. Ein Wasseraustritt als Indikator für eine Aufsättigung erfolgt im Rahmen des Aufsättigungsprozesses lediglich an P-Prüfkörpern, wobei unklar bleibt, über welche Bereiche innerhalb des Prüfkörpers tatsächlich ein durchgängiger hydraulischer Kontakt besteht. Mit Blick auf die am Tongestein der Lokation Tournemire laborativ gemessenen geringen hydraulischen Leitfähigkeiten von $k_f = 10^{-15}$ bis 10^{-14} m/s ist zwar einerseits nicht zu erwarten gewesen, dass sich infolge des Bohrvorgangs und der Zerlegung des Bohrkernmaterials mit einer Kreissäge tiefreichende Entsättigungszonen an den Berandungen der Prüfkörper ausbilden. Andererseits erschwert anscheinend im Umkehrschluss gerade die vorhandene geringe Permeabilität eine Resättigung der Prüfkörper in überschaubaren und handhabbaren Zeiträumen. Allerdings könnten auch das Trockenbohrverfahren durch die Wärmeentwicklung und die Entlastung des Bohrkerns bei der Bohrkernentnahme mit der dadurch bedingten Expansion zu einer Teilsättigung im Prüfkörper führen.

In den Abschnitten 8.1.1.5 und 8.1.2.7 werden die Berechnungsergebnisse aus hydraulisch-mechanisch gekoppelten rechnerischen Simulationen für das Tunnel- und Stollensystem Tournemire vorgestellt und diskutiert. Im Rahmen der Simulationen zeigt sich dort, dass der Einfluss des Porenwasserdruckes des Tongesteins mit relativ geringen Zahlenwerten um $p = 0,5 \text{ MPa}$ auf die Sekundärspannungen eher gering ist. Aus den dargelegten Gründen wird an dieser Stelle folglich von der Planung und Durchführung von weiteren laborativen Untersuchungen hinsichtlich der Einflüsse des Porenwasserdrucks auf das mechanische Bruch- und Deformationsverhalten des Tongesteins der Lokation Tournemire abgesehen. Möglicherweise sind später im Rahmen eines nachfolgenden Projektes unter Nutzung dieser Erkenntnisse die Untersuchungen fortzuführen.



6 Ableitung von standortbezogen repräsentativen Daten zur zahlenmäßigen Charakterisierung der Gebirgsverhältnisse

6.1 Primärspannungszustand

Im Rahmen anfänglicher in situ-Untersuchungen zur Bestimmung des Primärspannungszustandes in Verbindung mit der Auffahrung des Querstollens 1996 ist ein isotroper primärer Gebirgsspannungszustand mit einem je nach Literaturquelle schwankenden Zahlenwert zwischen $\sigma_{v;H;h} = 4 \text{ MPa}$ und $\sigma_{v;H;h} = 4,43 \text{ MPa}$ postuliert worden, der deutlich geringere Zahlenwerte aufweist als der zunächst auf lithostatischem Niveau angenommene Primärspannungszustand. Für die numerischen Simulationen unter der Annahme eines isotropen Primärspannungszustandes in Abschnitt 8 wird eine mit Blick auf die Ausnutzungsgrade im Konturbereich konservative Einschätzung der primären Gebirgsspannungen mit dem Maximalwert von $\sigma_{v;H;h} = 4,43 \text{ MPa}$ favorisiert. Weiterführende Untersuchungen ergaben dann eine deutliche Anisotropie der primären Hauptspannungen im Bereich der aufgefahrenen Hohlräume. Bild 6.1 zeigt die verschiedenen Ansätze zur Charakterisierung des Primärspannungszustandes sowie die unterschiedliche Orientierung der einzelnen Hauptspannungskomponenten in Bezug auf den Streckenverlauf des Tunnels 1881.

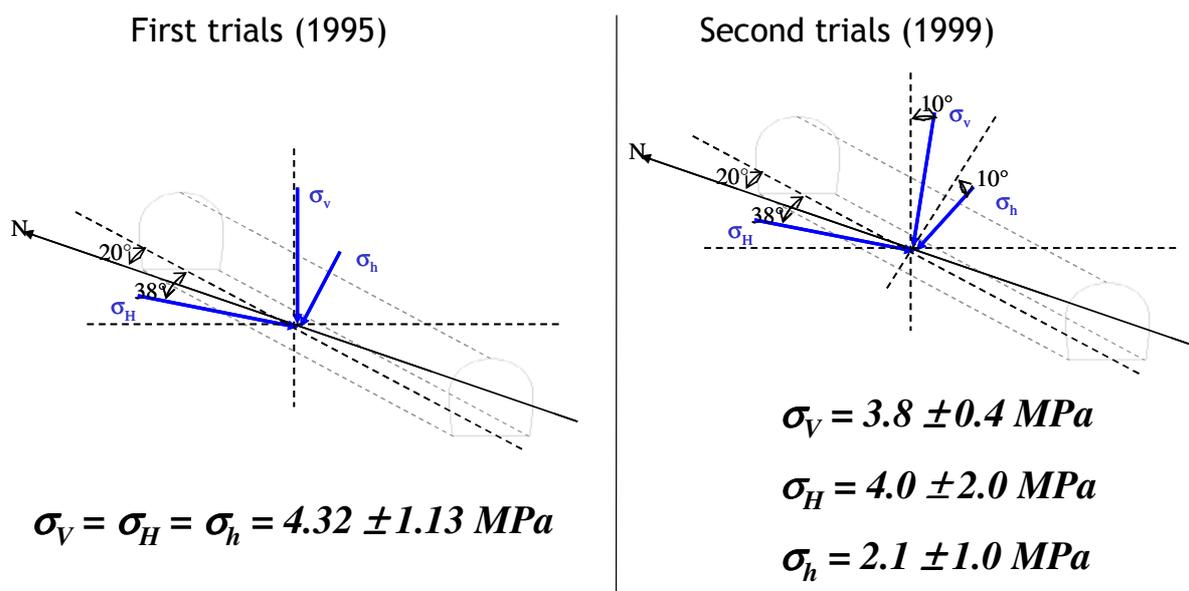


Bild 6.1: Ansätze zur Charakterisierung der primären Gebirgsspannungszustände (isotrop, anisotrop) in Bezug auf den Streckenverlauf des Tunnels 1881 nach Rejeb et al. (2006)

Zwar verlaufen die primären Horizontalspannungen im Fall eines anisotrop angesetzten Primärspannungszustandes entsprechend Bild 6.1 nicht parallel zu den Hohlraumachsen, jedoch können für die numerischen Berechnungen unter Verwendung eines Scheibenmodells die Richtungen der primären Horizontalspannungen vereinfachenderweise mit den Streckenlängsachsen verbunden werden, vgl. *Armand & Rejeb (2002)* und *Rejeb et al. (2006)*. Bild 6.1 zufolge ist eine Zuordnung von $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$ parallel zur Tunnelachse und von $\sigma_h = 2,1 \text{ MPa}$ parallel zu den Querstollenachsen sinnvoll.

6.2 Physikalische Modellierung/Stoffmodell

6.2.1 Linear-elastisches Stoffmodell nach *Hooke*

Rechnerische Simulationen mit dem linear-elastischen Stoffmodell nach *Hooke* sind die Ausgangsbasis für weiterführende Simulationen mit komplexen Stoffmodellen, die inelastische plastische oder viskose Deformationen berücksichtigen. Die Ergebnisse von Berechnungen mit einem linear-elastischen Stoffmodell können gleichzeitig zu einer ersten Überprüfung der numerischen Qualität der Ergebnisse zu Gebirgsspannungen und Gebirgsdeformationen herangezogen werden (Diskretisierung). Das linear-elastische Stoffmodell nach *Hooke* kann in der Form der Gl. (6.1) dargestellt werden:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot I_1 \cdot \delta_{ij} \quad (6.1)$$

Die Materialkennwerte E (Elastizitätsmodul oder *Youngscher Modul*) und ν (*Poissonzahl*) werden gesteinsartbezogen festgelegt (Gebirgskennwerte), wobei anstelle des Elastizitätsmoduls üblicherweise auch ein laborativ messbarer Verformungsmodul (Ent- und Wiederbelastungsmodul E_V oder Erstverformungsmodul E_{V_0}) verwendet wird. Im vorliegenden Bericht wird daher auch die Bezeichnung E_V für den elastischen Materialkennwert übernommen.

6.2.2 Transversal isotropes Stoffmodell mit flächigem Mineralkorngefüge

Für das in Bild 6.2a dargestellte Gestein mit richtungslosem Korngefüge ergeben sich bei axialer Beanspruchung unterhalb der Gesteinsfestigkeit weitgehend elastische Deformationen, die bei gleicher Beanspruchung in allen drei Richtungen gleich groß sind. Zwei Materialpa-

parameter, und zwar der Verformungsmodul E_V sowie die *Poissonzahl* ν , sind in diesem Fall zur Beschreibung des linear-elastischen Spannungs-Verzerrungs-Verhaltens hinreichend.

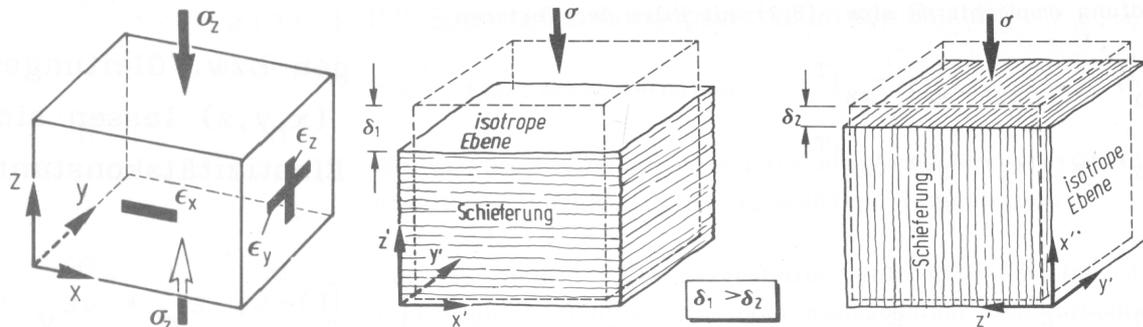


Bild 6.2: (a) Gestein mit richtungslosem Korngefüge und (b) Gestein mit flächigem Gefüge nach Wittke (1984)

Bei dem in Bild 6.2b dargestellten Gestein mit einem flächigen Mineralkorngefüge wie z.B. auch Tongestein stellt die Annahme eines isotropen elastischen Verhaltens eine weitgehende, möglicherweise unzulässige Vereinfachung dar. Erfahrungsgemäß weisen diese Gesteine eine wesentlich stärkere Zusammendrückbarkeit senkrecht zur Gefügebene auf als parallel dazu \rightarrow anisotropes Verhalten. In den Gefügebene selbst ist das Spannungs-Verzerrungs-Verhalten dagegen isotrop. Die einfachste Möglichkeit, ein solches Materialverhalten im elastischen Deformationsbereich zu beschreiben, besteht in der Idealisierung als transversal isotropes Material. Das Spannungs-Verzerrungs-Verhalten wird dann durch fünf voneinander unabhängige Materialparameter charakterisiert. Diese fünf Materialkennwerte sind die Elastizitätsmoduli E_{\parallel} und E_{\perp} bzw. in Analogie zu Abschnitt 6.2.1 die Verformungsmoduli $E_{V\parallel}$ und $E_{V\perp}$ für Normalspannungsbeanspruchungen parallel bzw. senkrecht zur Gefügebene, der Schubmodul G_{\perp} für Schubbeanspruchungen in der Gefügebene sowie die zwei *Poissonzahlen* ν_{\parallel} und ν_{\perp} entsprechend den Verformungsmoduli. Die Materialkennwerte sind aus entsprechend orientierten Versuchen abzuleiten. Die Herleitung der Materialkennwerte für das transversal isotrope Materialverhalten ist z.B. bei Wittke (1984) zu finden.

6.2.3 Elasto-plastisches Stoffmodell und Bruch-/Fließkriterium nach Mohr/Coulomb

Das linear elasto-plastische Materialverhalten ist dadurch gekennzeichnet, dass sich das Material bei Beanspruchungszunahme so lange linear-elastisch verhält, bis ein definiertes Bean-



spruchungsniveau, das als Fließgrenze bezeichnet wird, erreicht wird. Danach treten zusätzlich zu den elastisch-reversiblen auch plastisch-irreversible Verformungen auf. Je nach Festlegung des Fließgrenzniveaus in Bezug auf die Bruchfestigkeit kann bei Überschreitung der Fließgrenze trotz Ausbildung von Gefügeschädigungen noch eine allmählich allerdings abnehmende Zunahme der Beanspruchbarkeit bis zur Bruchfestigkeit erfolgen (plastische Verfestigung → Zunahme der Festigkeit oberhalb der Fließgrenze bei zunehmender plastischer Deformation bis zum Niveau der Bruchfestigkeit), oder aber es erfolgt bei Identität von Fließgrenze und Bruchgrenze eine Abnahme der Beanspruchbarkeit, zurückzuführen auf mehr oder weniger intensiv ausgeprägte Makro-Rissbildungen, die zu einer signifikanten Entfestigung im Materialgefüge führen (plastische Entfestigung → Abfall der Festigkeit bei zunehmender plastischer Deformation auf Restfestigkeitsniveau). Im Sonderfall eines linear-elastischen ideal-plastischen Materialverhaltens ist bei Erreichen der Fließgrenze eine Beanspruchungszunahme nicht mehr möglich und die plastischen Deformationen erfolgen ohne Verfestigung und auch ohne Entfestigung (→ keine Gefügeschädigung) bei Erhalt der Tragfähigkeit auf dem Niveau der Fließgrenzfestigkeit.

Die Fließgrenzfestigkeit kann auch deformationsbezogen definiert werden, z.B. bei einer plastischen Deformation von $\varepsilon^{pl} = 0,2\%$.

Das elasto-plastische Stoffmodell eignet sich für die physikalische Modellierung von Geomaterialien, die kein oder kein ausgeprägtes Kriechverhalten aufweisen. Mit diesem Stoffmodell können u.a. auch plastische bzw. pseudo-plastische Zonen identifiziert werden – Gebirgsbereiche also, in denen die Fließgrenzfestigkeit überschritten ist und in denen inelastische, auch rupturale Deformationsprozesse zu erwarten sind. Die Fließgrenzfestigkeit ist aus den Materialuntersuchungen abzuleiten, gegebenenfalls auch per definitionem festzulegen wie z.B. wie schon zuvor erwähnt bei einer plastischen Deformation (Verzerrung) von $\varepsilon^{pl} = 0,2\%$. Sie wird oft auch mit einer konservativ eingeschätzten Bruchfestigkeit gleichgesetzt.

Die Fließ- bzw. Bruchgrenze eines Materials kann durch verschiedene spannungs- und auch deformationsabhängige Funktionen $F^p(\sigma, \varepsilon, \dots)$ beschrieben werden, wobei der Zustand $F^p = 0$ einen Beanspruchungszustand markiert, bei dem die Fließgrenzfestigkeit erreicht ist. Auch das Bruchkriterium nach *Mohr/Coulomb* kann als Fließfunktion gedeutet und angewendet werden:



$$F^p = \tau - \sigma_n \cdot \tan \phi - c \quad (6.2a)$$

$$\text{Grenzfall (Bruchkriterium): } F^p = 0 \Leftrightarrow \tau_f - \sigma_{n,f} \cdot \tan \phi - c = 0 \quad (6.2b)$$

mit

- F^p Funktionswert der Fließfunktion in *MPa*,
- σ_n vorhandene Normalspannung senkrecht zu einer potenziellen Bruchfläche in *MPa*,
- τ vorhandene Schubspannung in der potenziellen Bruchfläche in *MPa*,
- c Kohäsion in *MPa*,
- ϕ Winkel der inneren Reibung in $^\circ$,
- $\sigma_{n,f}$ Normalspannung im Bruchzustand senkrecht zur Bruchfläche in *MPa*,
- τ_f aufnehmbare Schubspannung im Bruchzustand in *MPa*.

Beanspruchungszustände mit $F^p < 0$ liegen im Beanspruchungsbereich mit linear-elastischem Materialverhalten und sind dabei vom Material bruchfrei ertragbar.

Die Funktion nach Gl. (6.2a,b) kann auch mit den Hauptspannungen dargestellt werden. Dann folgt:

$$F^p = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} - 2c \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\phi - 2c \cdot \sqrt{N_\phi} \quad (6.3a)$$

$$\text{mit } N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (6.3b)$$

Erst wenn die Fließgrenze mit $F^p \geq 0$ erreicht bzw. überschritten wird, stellen sich zusätzlich zu den elastischen auch plastische Verformungen ein. Bei einem weiteren Belastungseintrag in das Tragsystem werden die das Fließgrenzniveaus überschreitenden Beanspruchungsanteile durch deformationsbegleitete Spannungumlagerungen abgebaut und aus der plastischen bzw. pseudo-plastischen Zone in noch unterhalb der Fließgrenze beanspruchte Nachbargebirgsbereiche oder in einen Ausbau umgelagert.

Der Grenzfall $F^p = 0$ beschreibt dann das Erreichen des Bruchzustandes, wenn die Fließgrenzfestigkeit auf dem Niveau der Bruchgrenzfestigkeit festgelegt wird. Die aufnehmbare Schubspannung τ entspricht der *Mohrschen* Scherfestigkeit τ_B .



Funktionswerte $F^p < 0$ kennzeichnen ein (noch) linear-elastisches Verhalten.

Neben der Definition einer Fließ- bzw. Bruchgrenzbedingung ist im Rahmen der physikalischen Modellierung festzulegen, wie sich das Material im plastischen Beanspruchungsbereich deformationsbezogen verhalten soll. Dazu wird eine Potentialfunktion Q^p eingeführt, deren Ableitung für jeden Spannungszustand die Richtung des Verzerrungsratenvektors angibt.

Dabei bestehen zwei Möglichkeiten zur Definition einer Potentialfunktion (Fließregel): Auf der einen Seite ist die Definition einer assoziierten Potentialfunktion möglich, bei der der Ansatz $F^p \equiv Q^p$ gewählt wird, während auf der anderen Seite dann auch die Definition einer nichtassozierten Potentialfunktion möglich ist, für die $F^p \neq Q^p$ gilt. Die assoziierte Potentialfunktion beschreibt bei näherer Betrachtung allerdings einen Sonderfall, der grundsätzlich auch mit einer nichtassozierten Potentialfunktion erfasst werden kann. Die Erfahrung zeigt, dass bei Ansatz einer assoziierten Potentialfunktion mit linearer Charakteristik die Volumendilatanz für ein Gestein rechnerisch überschätzt wird. Dagegen lässt sich die in Laborversuchen gemessene Volumenverzerrung (Dilatanz) aufgrund der bei Ansatz einer nichtassozierten Potentialfunktion gegebenen Anpassungsmöglichkeiten entsprechend den laborativen Befunden in die physikalische Modellierung einbeziehen. Daher wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit nur eine nichtassozierte Potentialfunktion Q^p vorgestellt, die verschieden ist von der Fließfunktion F^p . Weil die Potentialfunktion bei ihrer praktischen Anwendung nach den einzelnen Spannungskomponenten abgeleitet werden muss, hat eine Konstante wie die Kohäsion c keine Bedeutung, da sie bei der Differentiation wegfällt. Analog zur Fließfunktion F^p nach Gl. (6.2) oder Gl. (6.3a) kann die Potentialfunktion Q^p wie folgt dargestellt werden:

$$Q^p = \tau - \sigma_n \cdot \tan \psi \quad \text{oder} \quad Q^p = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \sigma_1 - \sigma_3 \cdot N_\psi \quad (6.4)$$

mit

ψ Dilatanzwinkel in $^\circ$ mit $\tan \psi = \varepsilon_{vol} / \varepsilon_v$,

N_ψ Dilatanzfunktion in –.

Ungeachtet des für die Potentialfunktion Q^p bedeutungslosen Parameters c liegt der einzige Unterschied zur Fließfunktion F^p darin, dass statt des Reibungswinkels ϕ der Dilatanzwinkel ψ in die Potentialfunktion Q^p eingeführt wird. Da der Ansatz einer assoziierten Potenti-



alfunktion erfahrungsgemäß auf eine im Vergleich zu Messwerten zu große Dilatanz führt, folgt, dass der Dilatanzwinkel kleiner sein muss als der zugehörige Reibungswinkel. Daher darf auch der Wert der Dilatanzfunktion N_ψ höchstens den Wert von N_ϕ erreichen:

$$0^\circ \leq \psi \leq \phi < 90^\circ \Rightarrow N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \leq N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (6.5)$$

Für $\psi = \phi$ folgt die assoziierte Potentialfunktion entsprechend Gl. (6.6); für $\psi < \phi$ liegt eine nichtassoziierte Potentialfunktion vor:

$$\psi = \phi \Rightarrow Q^p \equiv F^p \quad \text{und} \quad \psi < \phi \Rightarrow Q^p \neq F^p \quad (6.6)$$

Ein Dilatanzwinkel von $\psi = 0^\circ$ bedeutet dabei, dass keine Dilatanz auftritt. Mit einer Zunahme des Dilatanzwinkels nimmt auch der Zahlenwert der Dilatanzfunktion N_ψ zu. Der Grenzwert für $\psi \rightarrow 90^\circ$ führt zu einer extrem großen und unrealistischen Dilatanz, Gl. (6.7):

$$\psi = 0^\circ: \text{ keine Dilatanz, } \Rightarrow N_\psi = 1 \quad (6.7)$$

$$\psi \rightarrow 90^\circ: \text{ extrem große Dilatanz, } \Rightarrow N_\psi \rightarrow \infty$$

Die plastischen Verzerrungen werden mit dem Stoffmodell nach Gl. (6.8) berechnet:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot H\left(\frac{F^p}{F^*}\right) \cdot \frac{\partial Q^p}{\partial \sigma_{ij}} \quad (6.8)$$

mit

$d\varepsilon_{ij}^p$ Tensor der inkrementellen plastischen Verzerrungen in –,

$d\lambda$ Vorfaktor in –,

F^* Normierungsspannung: $F^* = 1 \text{ MPa}$

H Heaviside-Funktion: $H(x) = \begin{cases} 0 & (x < 0) \\ 1 & (x \geq 0) \end{cases}$

Plastische Verformungen, die sich bei Überschreitung der Fließgrenze einstellen, sind im Gebirge mit Gefügeentfestigungen verbunden. Wird die Fließgrenzfestigkeit auf dem Niveau der Bruchgrenzfestigkeit angesetzt, dann bedingen diese Gefügeschädigungen eine Reduzierung der Bruchfestigkeit im Nachbruchbereich. Diese deformationsabhängige Festigkeitsreduktion

kann ebenfalls im Rahmen eines elasto-plastischen Stoffmodells beschrieben werden. Zur Ermittlung des Vorfaktors $d\lambda$ in Gl. (6.8) siehe *Lux (1984)*.

6.2.4 Elasto-plastisches Stoffmodell mit Berücksichtigung einer reduzierten Festigkeit auf den Schichtflächen

Bei Ansatz eines elasto-plastischen Stoffmodells mit Berücksichtigung der reduzierten Bruchfestigkeit auf Schicht- und Schieferungsflächen können neben denjenigen Gebirgsbereichen, in denen die Matrixfestigkeit überschritten wird, auch diejenigen Gebirgsbereiche identifiziert werden, in denen die Schichtflächenfestigkeit überschritten wird. Im Rahmen des üblichen Iterationsprozesses wird dabei so vorgegangen, dass zunächst in einem ersten Schritt das jeweils aktuell untersuchte Gebirgsэлемент im Berechnungsmodell daraufhin geprüft wird, ob dort eine Überschreitung der Matrixfestigkeit vorliegt oder nicht. Der Ablauf dieser Überprüfung erfolgt analog zu dem in Abschnitt 6.2.3 beschriebenen Stoffmodell von *Mohr/Coulomb*. In einem zweiten Schritt wird dann der vorhandene oder der nach der gegebenenfalls erfolgten Spannungsumlagerung aufgrund einer Überschreitung der Matrixfestigkeit neue Spannungszustand in das durch die Schichtflächenorientierung vorgegebene lokale Koordinatensystem transformiert. Danach werden die Spannung $\sigma_{s,n}$, welche normal zu den Schichtflächen wirkt, und die Scherspannung τ_s , die in den Schichtflächen wirkt, berechnet. Mit diesen Spannungskomponenten und einer für die Schichtflächen angesetzten Kohäsion c_s sowie einem für die Schichtflächen angesetzten Reibungswinkel ϕ_s lässt sich nun ermitteln, ob der aktuelle Spannungszustand oberhalb der Schichtflächenfestigkeit liegt oder nicht.

Die Schichtflächenfestigkeit ist gegeben durch

$$\tau_{s,f} = \sigma_{s,n} \cdot \tan(\phi_s) + c_s \quad (6.9)$$

Das Ausmaß einer Festigkeitsüberschreitung ergibt sich dann aus Gl. (6.10):

$$f^s = \tau_{s,f} - \sigma_{s,n} \cdot \tan(\phi_s) - c_s \quad (6.10)$$

Zusätzlich wird der Spannungszustand auch im Hinblick auf eine Überschreitung der Zugfestigkeit β'_s in den Schichtflächen anhand Gl. (6.11) geprüft:

$$f^Z = \beta_s^t - \sigma_{s,n} \quad (6.11)$$

Falls der aktuelle Spannungszustand die Scher- oder Zugfestigkeit der Schichtflächen überschreitet ($f^S > 0$ oder $f^Z > 0$), werden Spannungsumlagerungen induziert, wobei die Potentialfunktionen nach Gl. (6.12) und Gl. (6.13) verwendet werden:

$$Q^S = \tau_{s,f} - \sigma_{s,n} \cdot \tan(\psi_s) \quad (6.12)$$

mit

ψ_s Dilatanzwinkel der Schichtflächen in $^\circ$,

$$Q^Z = \sigma_s^t . \quad (6.13)$$

6.2.5 Stoffmodell *Hou/Lux-T* (Kriech- und Schädigungsmodell) – Erweitertes Stoffmodell *Lubby2* mit Elementen der Schädigungsmechanik

Mit dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* (eine Modifikation des Stoffmodells *Hou/Lux* für die Anwendung auf Tongesteine) kann ein elastisch-viskoses Materialverhalten unter Einbeziehung von Schädigung und einer wassergehaltsabhängigen Festigkeit beschrieben werden, wobei letztere noch nicht an entsprechenden Laborversuchsdaten validiert worden ist. Das Stoffmodell *Hou/Lux* besteht hauptsächlich aus zwei Teilmodellen, die durch entsprechende Materialparameter auf das jeweilige Gestein bzw. die jeweilige Gesteinsformation spezialisiert werden:

- (a) Teilmodell *Hou/Lux-ODS* (ohne direkte Schädigung): Dieses Teilmodell beschreibt eine volumentreue Kriechdeformation des Materials mit indirekter Schädigung bei Überschreitung der Schädigungsgrenze. In diesem Fall werden die stationäre bzw. transiente Kriechrate über einen Schädigungsparameter D vergrößert. Es baut auf dem Kriechmodell *Lubby2* nach *Lux (1984)* mit Dehnungsverfestigung auf.
- (b) Teilmodell *Hou/Lux-MDS* (mit direkter Schädigung): Dieses Teilmodell beschreibt ein mit zusätzlicher Schädigung verbundenes Entfestigungs- und Deformationsverhalten. Die Gefügeschädigung führt auch zu dilatantem Materialverhalten. Durch einen zusätzlichen Term zur Berücksichtigung eines schädigungsbedingten Deformationsratenanteils wird



die transiente und stationäre Kriechrate explizit nach dem Stoffmodell *Hou/Lux-ODS* verstärkt.

Die totale Verzerrungsrate $\dot{\epsilon}_{ij}$ ergibt sich nach dem Stoffmodell *Hou/Lux-T* aus additiver Überlagerung elastischer ($\dot{\epsilon}_{ij}^e$), viskoplastisch-volumentreuer ($\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$) sowie schädigungsinduziert-dilatanter ($\dot{\epsilon}_{ij}^d$) Deformationsanteile, *Hou (1997, 2000)*:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{ie} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} + \dot{\epsilon}_{ij}^d \quad (6.14)$$

Die additive Verknüpfung der einzelnen Verzerrungsratenanteile ermöglicht eine entsprechende labortechnische Identifizierung der einzelnen Anteile.

Die viskoplastische Verzerrungsrate ($\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$) ergibt sich beim Stoffmodell *Hou/Lux* aus dem Ansatz Gl. (6.15) – Stoffmodellteil *Hou/Lux-ODS*, *Hou (1997, 2000)* sowie *Hou & Lux (1998, 2002)*:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \frac{3}{2} \cdot \left[\frac{1}{\eta_K} \cdot \left(1 - \frac{\epsilon^{tr}}{\max \epsilon^{tr}} \right) + \frac{1}{\eta_M} \right] \cdot \frac{s_{ij}}{1-D} \quad (6.15)$$

$$\eta_K = \bar{\eta}_K^* \cdot \exp\left(k_2 \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \quad (6.16)$$

$$\eta_M = \bar{\eta}_M^* \cdot \exp\left(m \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l \cdot T) \quad (6.17)$$

$$\max \epsilon^{tr} = \frac{1}{G_K} \cdot \frac{\sigma_v}{1-D} \quad (6.18)$$

$$G_K = \begin{cases} \bar{G}_K^* \cdot \exp\left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) & (\epsilon^{tr} < \max \epsilon^{tr}, \text{Verfestigung}) \\ \bar{G}_{KE}^* \cdot \exp\left(k_{1E} \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l_{1E} \cdot T) & (\epsilon^{tr} > \max \epsilon^{tr}, \text{Erholung}) \end{cases} \quad (6.19)$$

$$\bar{G}_{KE}^* \cdot \exp\left(k_{1E} \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l_{1E} \cdot T) \leq \bar{G}_K^* \cdot \exp\left(k_1 \cdot \frac{\sigma_v}{1-D}\right) \cdot \exp(l_1 \cdot T) \quad (6.20)$$



mit

\bar{G}_K^* , k_1 , l_1 Materialparameter für Verfestigung in $MPa / MPa^{-1} / K^{-1}$,

\bar{G}_{KE}^* , k_{1E} , l_{1E} Materialparameter für Erholung in $MPa / MPa^{-1} / K^{-1}$,

$\bar{\eta}_K^*$, k_2 Materialparameter in $MPa \cdot d / MPa^{-1}$,

m , l Materialparameter in MPa^{-1} / K^{-1} ,

D Schädigung (Schädigungsintensität, Damage) in –.

Gln. (6.15) bis (6.19) ohne Einbeziehung der Schädigung ($D \equiv 0$) beschreiben dabei bereits das zugrundeliegende Stoffmodell *Lubby2*.

Die Verzerrungsraten ($\dot{\epsilon}_{ij}^d$) in Folge der Schädigung werden beim Stoffmodell *Hou/Lux-MDS-T* mit dem Ansatz Gl. (6.21) berechnet. Dieser Ansatz enthält eine nichtassoziierte Fließregel, um so die rechnerisch erhaltenen Volumenänderungen den Laborbefunden anpassen zu können, *Hou (1997, 2002)*:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^d = \dot{\epsilon}_{ij}^{ds} + \dot{\epsilon}_{ij}^{dz} = a_3 \cdot \frac{\left\langle \frac{F^{ds}}{F^*} \right\rangle^{a_1}}{(1-D)^{a_2}} \cdot \frac{\partial Q^{ds}}{\partial \sigma_{ij}} + a_3 \cdot \frac{\left\langle \frac{F^{dz}}{F^*} \right\rangle^{a_1}}{(1-D)^{a_2}} \cdot \frac{\partial Q^{dz}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (6.21)$$

mit

F^{ds} , F^{dz} Fließfunktion für die Gefügeschädigung durch Druck-/ Schub- und Zugspannungen in MPa ,

Q^{ds} , Q^{dz} Potentialfunktion für die Gefügeschädigung durch Druck-/ Schub- und Zugspannungen in MPa ,

$\dot{\epsilon}_{ij}^{ds}$, $\dot{\epsilon}_{ij}^{dz}$ durch Schädigung infolge von Druck-/ Schub- und Zugspannungen induzierter viskoplastischer Verzerrungsraten-Tensor in d^{-1} ,

\mathcal{E}_{vol} Volumenverzerrung in –,

F^* Normierungsspannung: $F^* = 1MPa$,

a_1 , a_2 , a_3 Materialparameter für den Schädigungsprozess in – / – / d^{-1} ,

D Schädigung (Schädigungsintensität, Damage) in –

und dem Operator $\langle x \rangle = x \cdot H(x) = \max\{0, x\} = \begin{cases} 0 & (x \leq 0) \\ x & (x > 0) \end{cases}$.



Die im Schädigungs-Stoffmodell *Hou/Lux-MDS* Gl. (6.21) verwendeten Fließfunktionen F^{ds} und F^{dz} werden durch die Ansätze in den Gln. (6.22a) und (6.22b) definiert, *Hou (1997)*. Mit den Potentialfunktionen Q^{ds} nach Gl. (6.23) und Q^{dz} nach Gl. (6.24) werden die entsprechenden Fließrichtungen bestimmt. Nach *Hou & Lux (2002)* folgt im Einzelnen:

$$F^{ds} = \sigma_v - \beta_D(\sigma_3, \theta, w) \quad (6.22a)$$

$$F^{dz} = 6\langle -\sigma_3 \rangle \quad (6.22b)$$

$$Q^{ds} = \sigma_v - a_0 \cdot \beta(\sigma_3, \theta) = \sigma_v - a_0 \cdot \beta^{TC}(\sigma_3) \cdot k_\beta(\sigma_3, \theta) \quad (6.23)$$

$$Q^{dz} = 6\langle -\sigma_3 \rangle \quad (6.24)$$

mit

σ_v Vergleichsspannung in *MPa*,

σ_3 Minimalspannung in *MPa*,

a_0 Materialparameter in –.

Die Schädigungsentwicklung wird über die Schädigungsrate mit der Potenzfunktion Gl. (6.25) beschrieben:

$$\dot{D} = a_{15} \frac{\left[\left\langle \frac{F^{ds}}{F^*} \right\rangle + \left\langle \frac{F^{dz}}{F^*} \right\rangle \right]^{a_{16}}}{(1 - D)^{a_{17}}} \quad (6.25)$$

mit

a_{15}, a_{16}, a_{17} Materialparameter in $d^{-1} / - / -$,

F^{ds}, F^{dz} Fließfunktion für die Gefügeschädigung durch Druck-/Schub- und Zugspannungen in *MPa*,

F^* Normierungsspannung: $F^* = 1 \text{ MPa}$,

D Schädigung (Schädigungsintensität, Damage) in –.

Auf eine ausführlichere Darstellung des Stoffmodells *Hou/Lux-T* wird an dieser Stelle verzichtet. Dazu wird auf die Literatur verwiesen, *Hou (2002)*.

6.3 Materialparameter

6.3.1 Zusammenstellung von Materialparametern aus der Literatur

(a) *Tabellarische Zusammenstellung der Materialparameter für die Lokation Tournemire*

Für Tonsteinmaterial der Lokation Tournemire sind bereits umfangreiche laborative sowie in situ-Untersuchungen zur Ermittlung und Quantifizierung geomechanischer und geohydraulischer Eigenschaften durchgeführt und in Veröffentlichungen festgehalten worden. Der auf diese Weise zustande gekommene Fundus von Parameterwerten und laborativen Versuchskurven kann zum einen als Quelle für die Eingabedaten bei numerischen Simulationen genutzt werden, kann aber zum anderen auch als Orientierungshilfe bei der Durchführung vergleichender oder weiterer laborativer Untersuchungen und der Ableitung von Gesteinskennwerten fungieren sowie zu der Bewertung der eingesetzten Untersuchungsmethoden und der ermittelten Gesteinskennwerte dienen.

Stoffmodell	Verformungsmoduli	Poissonzahlen	Schubmodul
· transversal isotrop (elastisch, Hooke)	$E_{V\parallel} = 27.680 \text{ MPa}$	$\nu_{\parallel} = 0,17$	$G_{\perp} = 3.940 \text{ MPa}$
	$E_{V\perp} = 9.270 \text{ MPa}$	$\nu_{\perp} = 0,20$	
Versagenskriterium (Mohr/Coulomb)	Kohäsion c_M	Reibungswinkel φ_M	
· Matrixbruch	6,7 – 10,8 MPa	20°	
Primärzustand in 270m Teufe	Spannungen $\sigma_{v;H;h}$	Korndichte ρ_s	
· isotrop	4,43 MPa	2.700 kg/m ³	
· anisotrop	3,8/4,0/2,1 MPa		
primäre hydraulische Eigenschaften			
· hydraulischer Durchlässigkeitsbeiwert k_f	10^{-12} m/s	Permeabilität K	10^{-19} m^2
· Porosität ϕ	6 – 9 Vol.-%		
· Biot-Koeffizient α	0,75		
· Biot-Modul M	$5,26 \cdot 10^4 \text{ MPa}$		

Tabelle 6.1: Zusammenstellung von Parametern für die Lokation Tournemire aus der Literatur, Rejeb (2006), Rejeb et al. (2006)

Für die ersten am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik durchgeführten rechnerischen Simulationen, für die erst wenige am gesteinsmechanischen Labor des Lehrstuhls abgeleitete Materialparameter vorlagen (Schichtungsfestigkeit aus DS-Versuchen sowie Material-



dichte), wurden die weiteren erforderlichen Materialparameter und Lokationseigenschaften aus mehreren Veröffentlichungen von Mitarbeitern der Institution des Untertagelabors Tournemire, des IRSN (bzw. vor einer Fusion im Jahr 2002 „IPSN“), zusammengetragen, wobei die Literaturquellen *Rejeb (2006)* und *Rejeb et al. (2006)* diese Zahlenwerte bereits in vollem Umfang enthalten. Tabelle 6.1 fasst die für die numerischen Simulationen verwendeten Parameterwerte zusammen.

(b) Erläuterungen zu den elastoplastischen Stoffmodellparametern

Bei Tongestein handelt es sich um einen Gesteinstyp mit einem flächigen Mineralkorngefüge, sodass für die physikalische Modellierung von aus diesem Gestein bestehenden Gebirgsbereichen die Verwendung der transversal isotropen Formulierung des verallgemeinerten *Hooke*-schen Stoffmodells aus Absatz 6.2.2 erforderlich ist. In *Niandou et al. (1997)* werden zunächst laborative Kurzzeitversuche an würfelförmigen Prüfkörpern vorgestellt, welche die Anwendbarkeit des transversal isotropen Stoffmodells bestätigen. Anschließend werden dort die Resultate aus weiteren konventionellen triaxialen Untersuchungen an zylindrischen Prüfkörpern ausgewertet, wobei bei der Festlegung der Minimal(=Lateral)spannungen auf ein breites Spektrum hinsichtlich ihrer Größenordnung von $\sigma_3 = 1 \text{ MPa}$ bis $\sigma_3 = 50 \text{ MPa}$ Wert gelegt worden ist, um über eine möglichst umfassende Datenbasis zu verfügen. Die auf diese Weise ermittelten Zahlenwerte für die elastischen Verformungsmoduli $E_{v_{\parallel}}$ und $E_{v_{\perp}}$ sowie für die *Poisson*zahlen ν_{\parallel} und ν_{\perp} hängen dabei signifikant von der mittleren Spannung und damit insbesondere von der Minimalspannung ab. Die im folgenden Abschnitt im Rahmen der Ableitung der elastischen Materialparameter aus laborativen Untersuchungen am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik gezeigten Bilder 6.4 und 6.5 geben u.a. die in *Niandou et al. (1997)* präsentierten laborativen Ergebnisse samt Ausgleichsgeraden für die beiden Verformungsmoduli wieder.

In den auf *Niandou et al. (1997)* folgenden Veröffentlichungen von Mitgliedern des IRSN wie *Rejeb (1999)*, *Armand & Rejeb (2002)*, *Rejeb (2003)*, *Rejeb (2006)*, *Rejeb et al. (2006)* und *Rejeb & Cabrera (2006)* wurde der folgende Parametersatz für das transversal isotrope Stoffmodell als für das Tongestein der Lokation Tournemire repräsentativ festgelegt und für numerische Simulationen verwendet:

$$E_{V\parallel} = 27.680 \text{ MPa} ; \quad E_{V\perp} = 9.270 \text{ MPa} ; \quad G_{\perp} = 3.940 \text{ MPa} ;$$
$$\nu_{\parallel} = 0,17 ; \quad \nu_{\perp} = 0,20 .$$

Später in *Rejeb et al. (2007)* und im Abschlussbericht des Tasks C des DECOVALEX-THMC-Projekts, *Rejeb et al. (2008)* wurden die Zahlenwerte für die isotrope Schichtungsebene geringfügig herunterkorrigiert auf $E_{V\parallel} = 24.190 \text{ MPa}$ und $\nu_{\parallel} = 0,15$. Zudem führten bei den Teilnehmern des Tasks C Parameterkalibrierungen anhand von in situ-Messdaten auf noch geringere Zahlenwerte für den schichtungsp parallelen Verformungsmodul bis hinab auf $E_{V\parallel} = 17.000 \text{ MPa}$.

Auch das plastische Materialverhalten des Tongesteins der Lokation Tournemire ist in *Niandou et al. (1997)* mithilfe von TC-Versuchen und in Abhängigkeit von der Schichtungsflächenorientierung in den Prüfkörpern untersucht worden. Resultate für Bruchfestigkeiten an P-Prüfkörpern und an S-Prüfkörpern mit Schichtung parallel bzw. senkrecht zur Prüfkörperachse sind dort ungeachtet des jeweils beobachteten Bruchphänomens (schichtungsp paralleler Bruch oder Matrixbruch) in p - q -Diagrammen dargestellt, wobei $p = \bar{\sigma}$ die mittlere Spannung über alle drei Dimensionen und $q = \sigma_{vM}$ die Vergleichsspannung (*Von-Mises-Spannung*) bezeichnen. Mit $\sigma_1 = \sigma_{1f}$ im Bruchzustand und wegen $\sigma_2 = \sigma_3$ ergeben sich p und q hier zu:

$$p = \bar{\sigma} = \frac{J_1}{3} = \frac{\sigma_{1f} + 2\sigma_3}{3} \quad \text{und} \quad q = \sigma_{vM} = \sqrt{3J_2^D} = \sigma_{1f} - \sigma_3 \quad (6.26)$$

mit

J_1 erste Invariante des Spannungstensors (MPa),

J_2^D zweite Invariante des deviatorischen Spannungstensors (MPa).

Bild 6.3 zeigt das der genannten Literaturquelle entnommene p - q -Diagramm bezüglich der untersuchten P-Prüfkörper, wobei auch hier eine Nichtlinearität in den Vergleichsspannungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von der mittleren Spannung erkennbar ist. Gleichwohl wird in denjenigen der oben genannten Folgeveröffentlichungen, in welchen ein Bruchkriterium zum Einsatz gekommen ist, ein lineares Bruchkriterium nach *Mohr/Coulomb* gemäß Abschnitt 6.2.3 angesetzt. Die zugehörigen Scherparameter sind in *Rejeb (1999)* unter Einbezie-

hung weiterer unveröffentlicher laborativer Untersuchungsergebnisse mit Berücksichtigung der Streuung in folgender Form festgelegt worden:

untere Grenze Streubreitenband: $c^{unten} = 6,7 \text{ MPa}$; $\varphi^{unten} = 20,0^\circ$,

obere Grenze Streubreitenband: $c^{oben} = 10,8 \text{ MPa}$; $\varphi^{oben} = 20,0^\circ$.

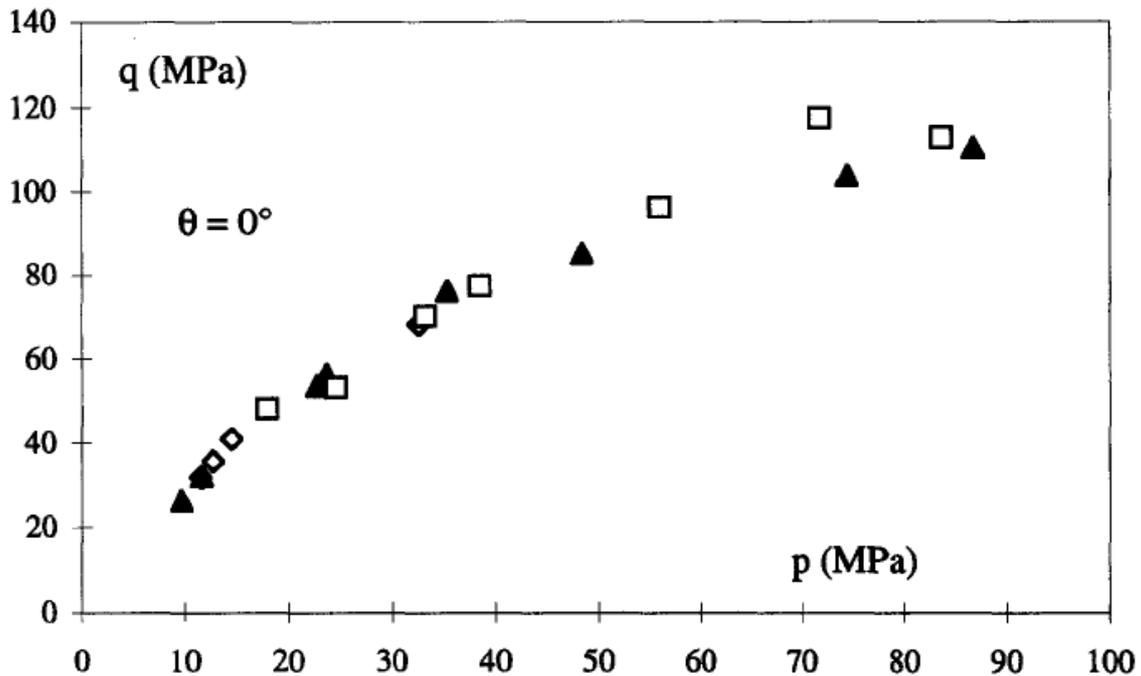


Bild 6.3: Bruchfestigkeiten von P-Prüfkörpern der Lokation Tournemire im p-q-Diagramm, Niandou et al. (1997)

Eine Unterscheidung hinsichtlich Matrixbruchversagen und Schichtungsbruchversagen erfolgt hier nicht – als ein Hauptversagensmechanismus wird zwar das „sliding of the bedding planes“, also das Schichtungsbruchversagen angeführt, jedoch ist zumindest bei den in Niandou et al. (1997) untersuchten P- und S-Prüfkörpern dem dortigen Bild 20 zufolge hauptsächlich Matrixbruchversagen beobachtet worden. Von diesem Standpunkt eines hinsichtlich des genauen Bruchphänomens unspezifizierten Bruchkriteriums aus wird zunächst für die numerischen Simulationen im Rahmen dieses Projekts unter Verwendung der der Literatur entnommenen Gesteinskennwerte der folgende, konservativ angesetzte Scherparametersatz für die (Matrix-)Bruchgrenze nach *Mohr/Coulomb* verwendet:

$$c_M = 6,7 \text{ MPa} ; \quad \varphi_M = 20,0^\circ .$$

6.3.2 Ableitung von Materialparametern aus TUC-Laborversuchen

In diesem Abschnitt wird die Ableitung der Materialparameter für die bei der numerischen Simulation des Strecktragverhaltens verwendeten mechanischen Stoffmodelle sowie für weitere aus laborativen Untersuchungen erhaltene Gesteinskennwerte erläutert.

6.3.2.1 Ableitung von Parametern für die elastoplastischen Stoffmodellteile aus den laborativen Kurzzeitversuchen

Zur Bestimmung der Gesteinsparameter für die reversiblen elastischen Verformungen sowie der Kennwerte zur Charakterisierung der Bruchfestigkeiten hinsichtlich Matrix- und Schichtungsflächenversagen sind sowohl direkte Scherversuche wie auch triaxiale und uniaxiale Kurzzeitversuche an Bohrkernmaterial der Lokation Tournemire durchgeführt worden, vgl. Abschnitt 5.3. Ergebnisse aus TC-Versuchen sind bereits in der Literatur zu finden, vgl. Abschnitt 6.3.1. Während bei der Festlegung der Minimal(=Lateral)spannungen für die laborativen Untersuchungen bei *Niandou et al. (1997)* jedoch auf ein breites Spektrum Wert gelegt wurde, um eine möglichst umfassende Datensammlung zu erhalten (elastische Verformungen: $\sigma_3 = 5/10/30/40/50 \text{ MPa}$, Bruchfestigkeiten: $\sigma_3 = 1/5/20/40/50 \text{ MPa}$), wurden bei der Festlegung der Minimalspannungen für die TUC-Versuche Zahlenwerte gewählt, die sich eher in der Größenordnung der aus in situ-Messungen abgeleiteten Primärspannungen gemäß Abschnitt 6.1 und damit im unteren Bereich in Bezug auf die vorgenannten Zahlenwerte befinden ($\sigma_3 = 0/1,5/3,5/5/7 \text{ MPa}$).

(a) Materialparameter für das linear-elastische Stoffmodell Hooke

Auf den Bildern 6.4 und 6.5 sind laborativ ermittelte Verformungsmoduli $E_{V||}$ und $E_{V\perp}$ in Abhängigkeit von der mittleren Hauptspannung $\bar{\sigma}$ (in den zitierten Bildquellen mit p bezeichnet und aus Gl. (6.26) berechnet) aufgetragen. Dabei sind aus den laborativen Versuchsergebnissen jeweils Ent- und Wiederbelastungsmoduli abgeleitet worden. Die Versuchsdaten sind aus *Niandou et al. (1997)* entnommen, ergänzt um die Zahlenwerte für die entsprechenden Verformungsmoduli aus den eigenen Versuchen. Die Zahlenwerte für $\bar{\sigma}$ sind in beiden Fällen aus dem Spannungszustand zu Beginn der Ent- und Wiederbelastungsschleife berechnet worden.

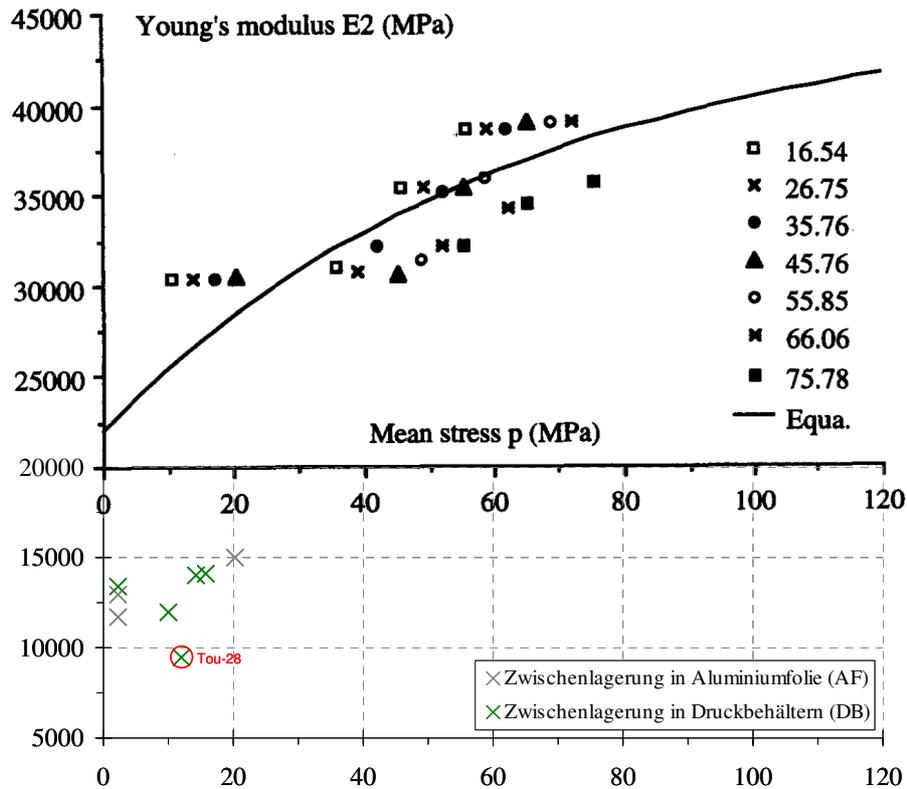


Bild 6.4: Verformungsmoduli E_{VII} : Messwerte und Ausgleichskurve aus Niandou et al. (1997) (schwarzweißes Grunddiagramm, oben) sowie die eigenen laborativ ermittelten Messwerte (farbige Ergänzung unterhalb der Abszisse)

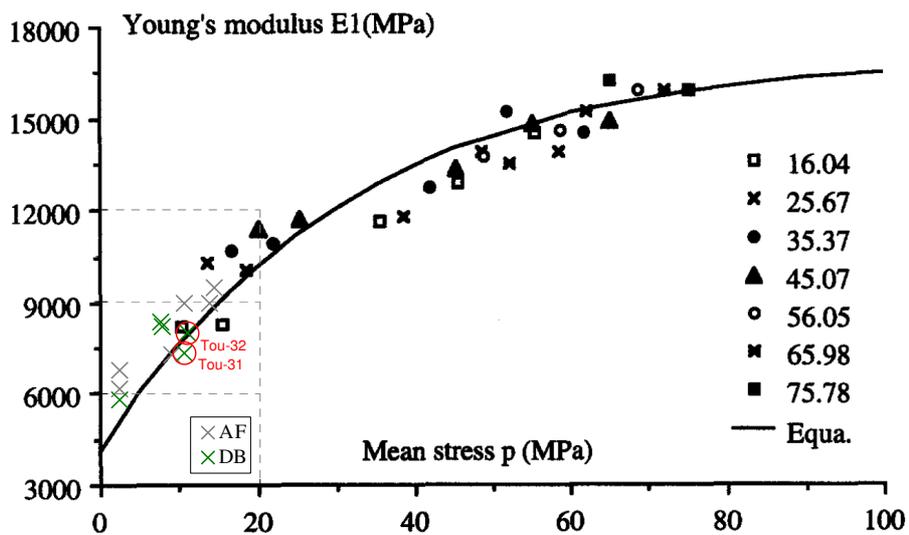


Bild 6.5: Verformungsmoduli E_{VI} : Messwerte und Ausgleichskurve aus Niandou et al. (1997) (schwarzweißes Grunddiagramm) sowie die eigenen laborativ ermittelten Messwerte (ergänzt, farbiges Diagramm)



Die Bilder 6.4 und 6.5 zeigen, dass der Unterschied in der Wahl der Minimalspannungen bei der Ableitung des für die Berechnungen repräsentativen Verformungsmoduls einen nicht unerheblichen Effekt auf die zahlenmäßige Größe der Verformungsmoduli hat. Die ursprünglich vom IRSN abgeleiteten und in Berechnungen verwendeten Zahlenwerte für die rechnerisch repräsentativen Verformungsmoduli von $E_{V\parallel} = 27.680 \text{ MPa}$ und $E_{V\perp} = 9.270 \text{ MPa}$ sind den Diagrammen zufolge deutlich größeren mittleren Spannungen im Bereich von $15 \text{ MPa} < \bar{\sigma} < 20 \text{ MPa}$ zuzuordnen als sie in situ bei einer mittleren Primärspannung von $\bar{\sigma} = 3,3 \text{ MPa}$ zu erwarten sind.

Die aus den eigenen Versuchsreihen ermittelten Zahlenwerte für die Verformungsmoduli sind in Bild 6.6 in Abhängigkeit der Minimalspannung aufgetragen. Einzelne Prüfkörper mit Zwischenlagerung in Druckbehältern weisen deutlich unterdurchschnittliche Bruchfestigkeiten und auch entsprechend verminderte Verformungsmoduli auf. Die aus diesen Prüfkörpern erhaltenen Messwerte für die Verformungsmoduli sind in den Bildern 6.4 bis 6.6 rot hervorgehoben. Da bis dato unklar ist, ob die genannten Abweichungen in den Verformungsmoduli dem Material selbst oder technogenen Einwirkungen wie der Druckbehälterlagerung, der angehobenen Minimalspannung in Verbindung mit einem dadurch induzierten Porenwasserdruckanstieg oder anderen, bislang nicht identifizierten Ursachen zuzuschreiben sind, wurden diese deutlich abweichenden Messwerte zur Ableitung der Gesteinsparameter für die elastischen Deformationsanteile nicht mit herangezogen. Für die Verformungsmoduli $E_{V\parallel}$ und $E_{V\perp}$ ergeben sich damit die folgenden Zahlenwerte:

$E_{V\parallel}$: Mittelwert: 13.300 MPa Streubreite: $11.600 - 15.000 \text{ MPa}$

$E_{V\perp}$: Mittelwert: 7.800 MPa Streubreite: $5.800 - 9.500 \text{ MPa}$

Des Weiteren wurden neben den der Schichtungsflächenorientierung entsprechenden Verformungsmoduli bei Ent- und Wiederbelastung aus den Spannungs-Verzerrungs-Diagrammen der Kurzzeitversuche auch die Verformungsmoduli bei der Erstbelastung $E_{V0\parallel}$ bzw. $E_{V0\perp}$ bestimmt. Bild 6.7 zeigt die Zahlenwerte der Erstbelastungsverformungsmoduli analog zu Bild 6.6 in Abhängigkeit von der Minimalspannung und mit Hervorhebung der drei Prüfkörper Tou-28, Tou-31 und Tou-32. Auch die Zahlenwerte für die Erstverformungsmoduli fallen bei diesen drei Prüfkörpern deutlich unterdurchschnittlich aus, so dass sie zur Parameter-

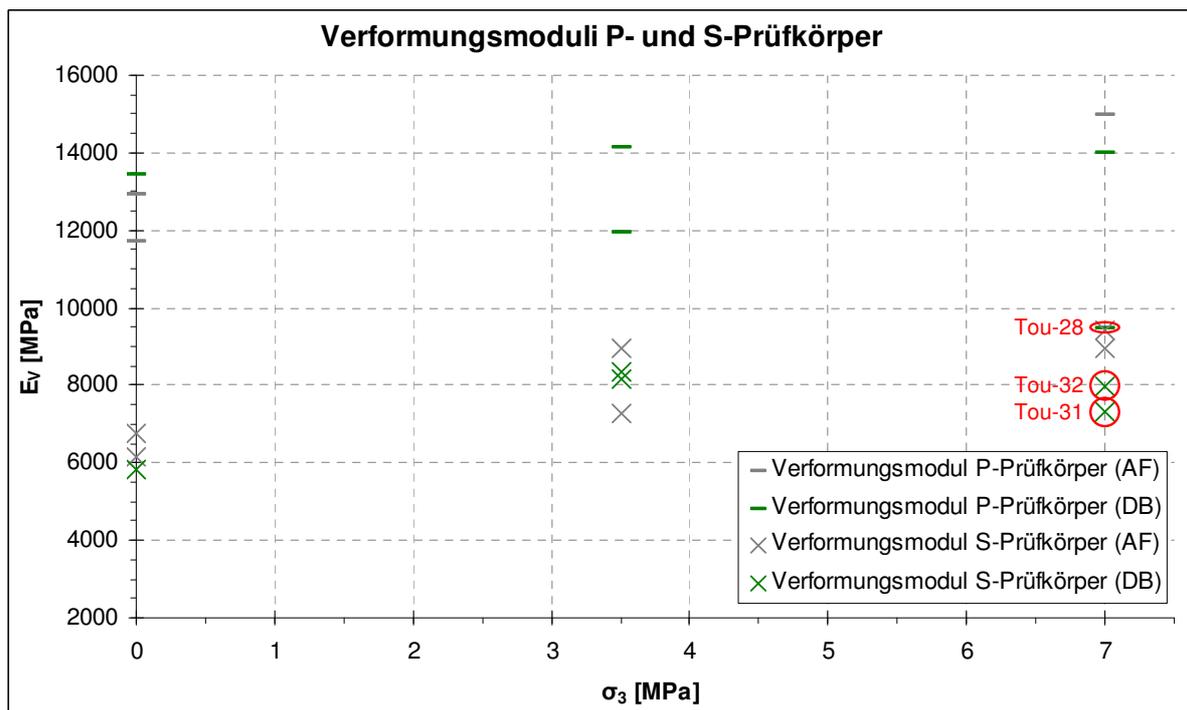


Bild 6.6: Verformungsmoduli $E_{v||}$ (P-Prüfkörper) und $E_{v\perp}$ (S-Prüfkörper) aus Kurzzeitversuchen mit Differenzierung nach der Lagerungsmethode (AF = Aluminiumfolie, DB = Druckbehälter)

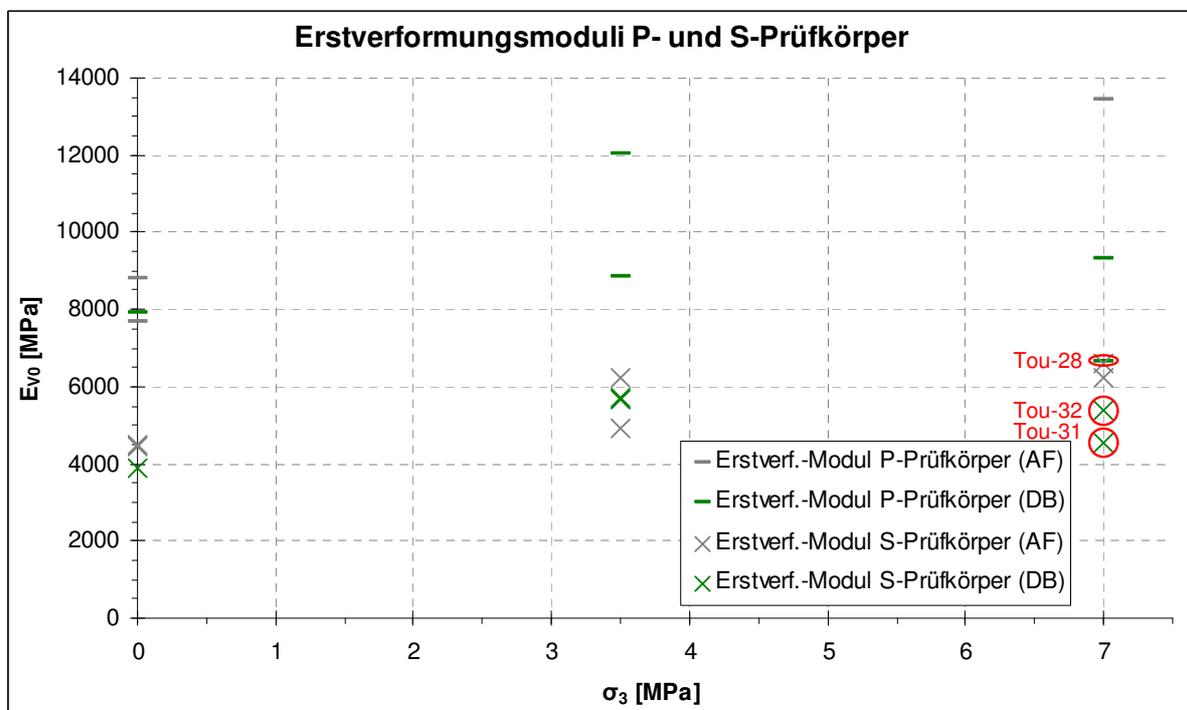


Bild 6.7: Erstverformungsmoduli $E_{v0||}$ (P-Prüfkörper) und $E_{v0\perp}$ (S-Prüfkörper) aus Kurzzeitversuchen mit Differenzierung nach der Lagerungsmethode (AF = Aluminiumfolie, DB = Druckbehälter)



ableitung nicht herangezogen wurden. Für die Erstverformungsmoduli werden folgende Zahlenwerte erhalten:

$$E_{V_{0||}}: \quad \text{Mittelwert: } 9.700 \text{ MPa} \quad \text{Streubreite: } 7.600 - 13.500 \text{ MPa}$$

$$E_{V_{0\perp}}: \quad \text{Mittelwert: } 5.400 \text{ MPa} \quad \text{Streubreite: } 3.800 - 6.700 \text{ MPa}$$

Bei der Versuchsdurchführung ist auf eine Messung der Querdeformationen z.B. durch die Applikation von Verformungsmessstreifen verzichtet worden. Die Ermittlung eigener Zahlenwerte für die Querkontraktionszahlen $\nu_{||}$ und ν_{\perp} beschränkte sich somit auf die Berechnung der dynamischen *Poissonzahlen* aus den gemessenen Ultraschallwellengeschwindigkeiten, vgl. Gl. (5.2) in Abschnitt 5.2. Hierfür ergeben sich die folgenden Zahlenwerte:

$$\nu_{||}: \quad \text{Mittelwert: } 0,34 \quad \text{Streubreite: } 0,32 - 0,36$$

$$\nu_{\perp}: \quad \text{Mittelwert: } 0,41 \quad \text{Streubreite: } 0,38 - 0,45$$

Für den verbleibenden fünften Materialparameter des transversal isotropen Stoffmodells, den Schubmodul G_{\perp} , existiert eine auf laborativen Gesteinsuntersuchungen basierende Näherungsformel, die z.B. in *Lekhnitskii (1981)* verwendet wird:

$$\frac{1}{G_{\perp}} = \frac{1}{E_{V_{||}}} + \frac{1+2\nu_{\perp}}{E_{V_{\perp}}} \quad \Leftrightarrow \quad G_{\perp} = \frac{E_{V_{||}}E_{V_{\perp}}}{E_{V_{||}}(1+2\nu_{\perp}) + E_{V_{\perp}}} \quad (6.27)$$

Nach Gl. (6.27) lässt sich der Zahlenwert für den Schubmodul G_{\perp} über die Zahlenwerte der übrigen vier Materialparameter berechnen. Für die vorstehend genannten gemittelten Verformungsmoduli ergibt sich beispielsweise:

$$G_{\perp} = \frac{13.300 \text{ MPa} \cdot 7.800 \text{ MPa}}{13.300 \text{ MPa} \cdot 1,82 + 7.800 \text{ MPa}} = 3.241,3 \text{ MPa} \approx 3.200 \text{ MPa}$$

In allen Berechnungsvariationen in Abschnitt 8, in denen für die Ermittlung der elastischen Deformationsanteile die in diesem Abschnitt abgeleiteten Parameter verwendet werden, wird der über die Gl. (6.27) bestimmte Zahlenwert für den Schubmodul G_{\perp} eingesetzt.



(b) *Scherparameter zur Charakterisierung der Bruchfestigkeit*

Zur Charakterisierung der Scherfestigkeit des Tongesteins wird die Bruchhypothese nach *Mohr* bzw. in linearisierter Form nach *Mohr/Coulomb* herangezogen. Die Ableitung der Scherparameter für die Bruchhypothese nach *Mohr/Coulomb* ist für das Tonsteinmaterial der Lokation Tournemire am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik nach zwei unterschiedlichen Vorgehensweisen vorgenommen worden:

(1) Vorgehensweise (1):

Die TC- und UC-Versuche sind an Prüfkörpern mit einem Schichtungsflächeneinfall θ von 0° , 45° und 90° bezogen auf die Querschnittsfläche (S-, Z- bzw. P-Prüfkörper) durchgeführt worden. Zusammen mit den Zahlenwerten für die aufgetragenen Minimalspannungen erlauben die auf diese Weise erhaltenen Messwerte für die axiale Bruchspannung sowohl die Bestimmung der Matrixbruchfestigkeit (bei den nicht schichtungsparell zerbrochenen Prüfkörpern) wie auch – über eine Umrechnung in Schub- und Normalspannung in bzw. senkrecht zu der Schichtungsebene – die Bestimmung der reduzierten Festigkeit auf den Schichtungsflächen (bei den schichtungsparell zerbrochenen Prüfkörpern).

(2) Vorgehensweise (2):

Bereits im Jahr 2007 sind zwecks Bestimmung der Schichtungsfestigkeit direkte Scherversuche (DS-Versuche) an Tonsteinprüfkörpern der Lokation Tournemire durchgeführt worden, deren Ergebnisse in Abschnitt 5.4.3 vorgestellt wurden. Das für diese Versuche verwendete Bohrkernmaterial war jedoch bereits entlang von Schichtungsflächen zerbrochen am Lehrstuhl eingetroffen, so dass möglicherweise auch eine Vorschädigung und damit mangelhafte Qualität der augenscheinlich intakt verbliebenen und für die Scherversuche verwendeten Bohrkernbruchstücke hinsichtlich ihrer Scherfestigkeit vorliegt.

Die von *Niandou et al. (1997)* beschriebenen TC-Versuche zur Ermittlung der Bruchfestigkeiten des Tongesteins der Lokation Tournemire sind an Prüfkörpern mit Schichtungseinfallwinkeln von $\theta = 0/15/30/45/60/70/75/90^\circ$ zur Querschnittsfläche durchgeführt worden, wobei an dieser Stelle auf die unterschiedliche Definition des Einfallwinkels θ im Vergleich mit der Literaturquelle hingewiesen sei. Mit Blick auf die Differenzierung in Matrix- und Schichtungsflächenversagen lieferten diese Kurzzeitversuche folgendes Resultat: Während die Prüf-

körper mit einem Schichtungseinfallwinkel von $\theta < 30^\circ$ an Matrixversagen zerbrochen sind, stimmten bei den Prüfkörpern mit einem Schichtungseinfallwinkel $30^\circ \leq \theta < 75^\circ$ die Orientierungen von Schichtungs- und Bruchfläche annähernd überein, wobei in letzterem Fall eine Anhebung der Minimalspannungen auch verstärkt ein Matrixbruchversagen bewirkte. Schichtungsversagen trat des Weiteren bei den Prüfkörpern mit einem Schichtungseinfallwinkel von $\theta \geq 75^\circ$ im Falle niedriger Minimalspannungen auf, während eine erhöhte Minimalspannung bei dieser Schichtungsorientierung wiederum zu Matrixversagen führte.

Auch die Resultate der an der TU Clausthal durchgeführten laborativen Kurzzeituntersuchungen weisen tendenziell die beschriebenen Unterschiede im Bruchverhalten auf: Während bei den S-Prüfkörpern und den P-Prüfkörpern Matrixbruch zu beobachten ist, sind alle Z-Prüfkörper entlang der Schichtungsflächen abgeschert. Bei den drei P-Prüfkörpern aus den UC-Versuchen trat zusätzlich Schichtungsversagen in unterschiedlichen Intensitäten auf, so dass die zugehörigen Ergebnisdaten in einem ersten Ansatz auch in die Ableitung der Scherfestigkeit auf den Schichtungsflächen eingeflossen sind (siehe unten). Jedoch erscheint eine Erklärung des Schichtungsflächenversagens über sekundäre Einflüsse der Versuchsdurchführung plausibler: Aufgrund der behinderten Querdehnung des Gesteins im Bereich der Prüfkörperendflächen bilden sich keilartige Gesteinsbereiche aus, die dann final zu einem Spaltbruch (Trennbruch) entlang der Schichtungsflächen führen. Diese These wird dadurch gestützt, dass die einaxiale Bruchfestigkeit der P-Prüfkörper mit $\beta_{||} \approx 23,0$ bis $25,0 \text{ MPa}$ im Bereich der einaxialen Bruchfestigkeit der S-Prüfkörper mit $\beta_{\perp} \approx 19,4$ bis $24,4 \text{ MPa}$ liegt, vgl. Bild 6.8.

Bild 6.8 zeigt die aus den eigenen Kurzzeitversuchen an P- und S-Prüfkörpern ermittelten Druckfestigkeiten bezüglich des Matrixversagens, welche einen (zumindest annähernd) linearen Zusammenhang zu den Minimalspannungen erkennen lassen, wenn von den drei bereits im vorangehenden Abschnitt auffälligen Prüfkörpern Tou-28, Tou-31 und Tou-32 abgesehen wird. Eine Unterscheidung in Bezug auf die Schichtungsflächenorientierung ist hierbei offensichtlich von untergeordneter Bedeutung, so dass eine lineare Regression über alle Wertepaare $(\sigma_{2;3}; \sigma_{1c,f})$ unter Ausschluss von Tou-28, Tou-31 und Tou-32 durchgeführt werden kann. Diese Regression führt auf die folgende Ausgleichsgerade:

$$\sigma_{1c,f} = m_M \sigma_3 + b_M \quad \text{mit} \quad m_M = 3,94 \quad \text{und} \quad b_M = 23,60 \text{ MPa} . \quad (6.28)$$

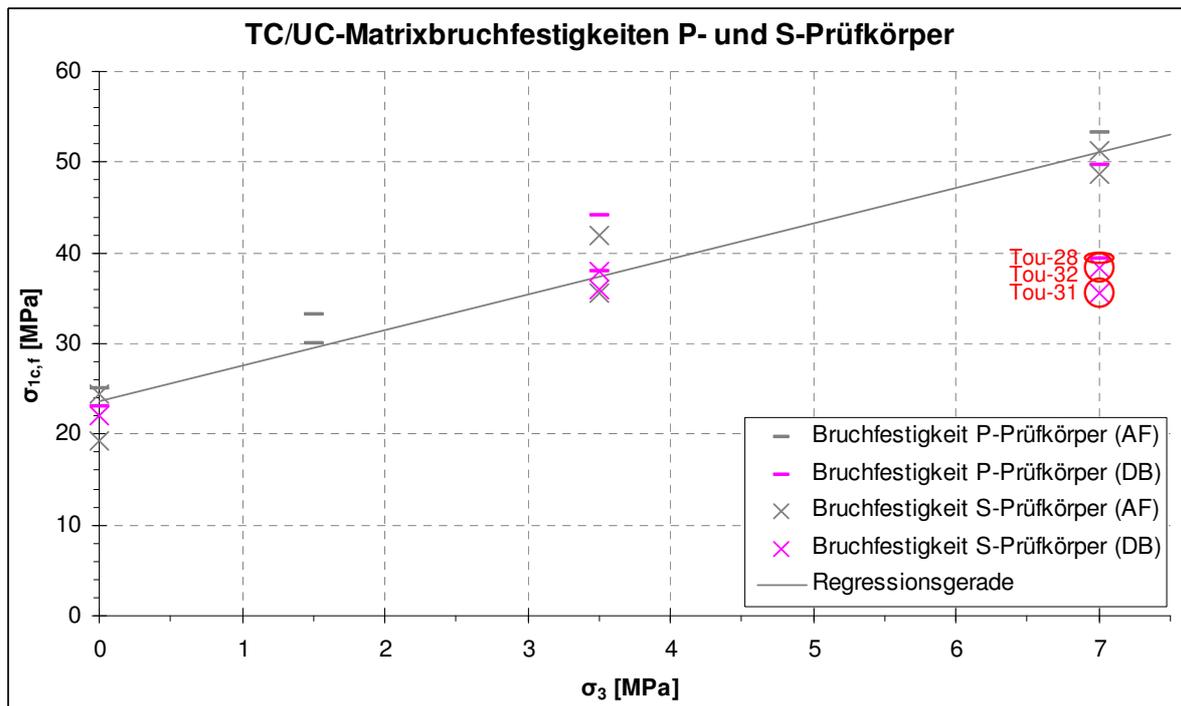


Bild 6.8: Druckfestigkeiten $\sigma_{1c,f}$ aus Kurzzeitversuchen mit Differenzierung nach der Zwischenlagerungsmethode und Schichtungsflächenorientierung (AF = Aluminiumfolie, DB = Druckbehälter)

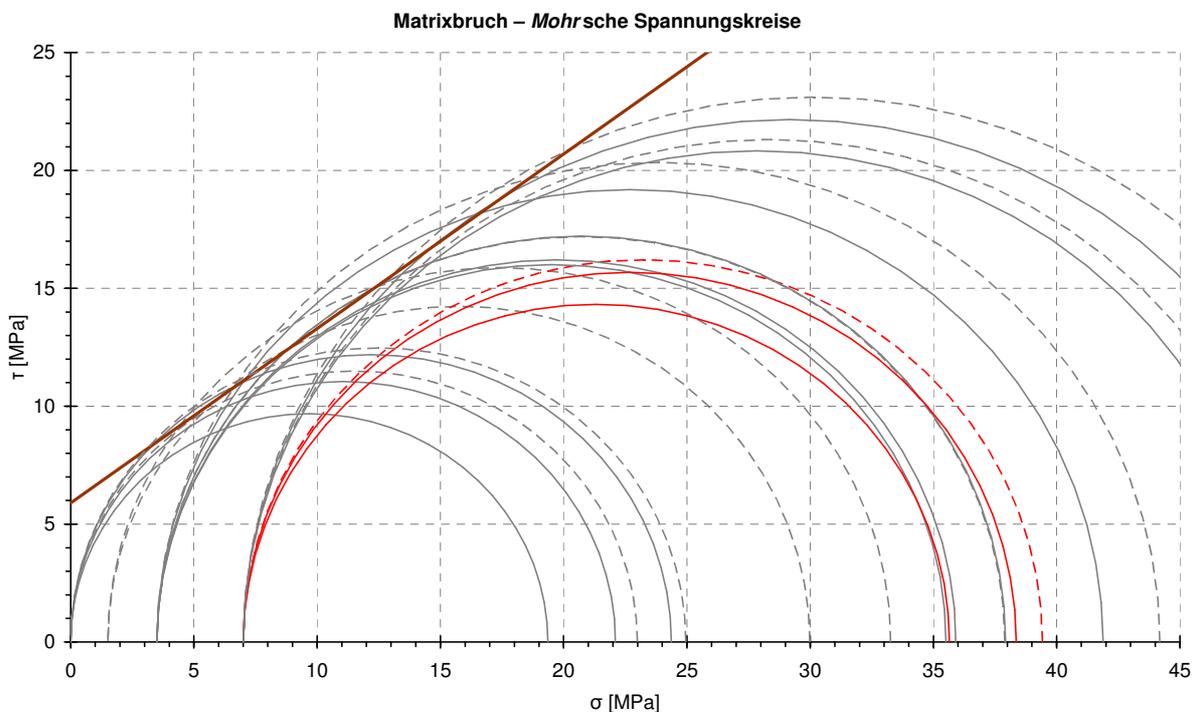


Bild 6.9: Mohrsche Spannungskreise für P-Prüfkörper (gestrichelt) und S-Prüfkörper (durchgezogen) und die aus den zugehörigen σ_3 - $\sigma_{1c,f}$ -Wertepaaren abgeleitete Coulombsche Matrixbruchgrenzgerade

Aus dieser Geradengleichung für die Hauptspannungen lassen sich nun die Scherparameter $c_M; \varphi_M$ bezüglich des Matrixbruches mit Hilfe der bekannten Beziehung

$$\sigma_{1c,f} = \frac{1 + \sin \varphi_M}{1 - \sin \varphi_M} \cdot \sigma_3 + \frac{2c_M \cos \varphi_M}{1 - \sin \varphi_M} \quad (6.29)$$

berechnen. Nach Umformung nach den Scherparametern folgt:

$$c_M = \frac{b_M}{2\sqrt{m_M}}; \quad \varphi_M = \arcsin \frac{m_M - 1}{m_M + 1} . \quad (6.30)$$

Als Zahlenwerte ergeben sich mit den Daten der linearen Regression aus Gl. (6.28):

$$c_M = 5,9 \text{ MPa} \quad \text{und} \quad \varphi_M = 36,5^\circ .$$

Eine Darstellung der *Coulombschen* Bruchgeraden mit diesen Scherparametern im τ - σ -Diagramm in Verbindung mit den *Mohrschen* Bruch-Hauptspannungskreisen zu den Wertepaaren aus den laborativen Untersuchungen bestätigt auch visuell die Gültigkeit dieser Herleitung der Scherparameter, Bild 6.9.

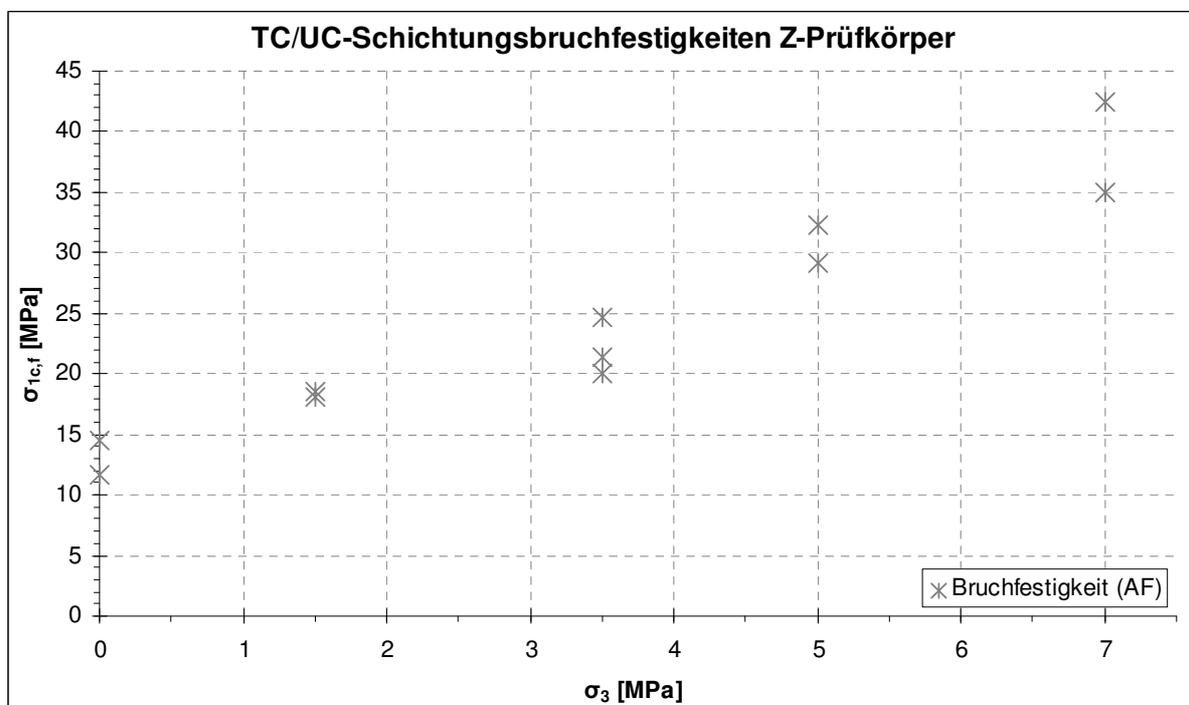


Bild 6.10: Druckfestigkeiten $\sigma_{1c,f}$ der Z-Prüfkörper aus Kurzzeitversuchen

Ein zu Bild 6.8 analoges Diagramm für die Bruchspannungen der Z-Prüfkörpern ist in Bild 6.10 dargestellt. Auch hier ist eine lineare Abhängigkeit der Bruchspannung von der Minimalspannung erkennbar, so dass die gesuchten Scherparameter $c_s; \varphi_s$ in Bezug auf die Schichtungsfestigkeit analog zum obigen Vorgehen bei der Parameterableitung mittels einer Regressionsgeraden und anschließender Transformation bestimmt werden könnten. Dieses Vorgehen ließe jedoch die ebenfalls entlang der Schichtungsflächen zerbrochenen P-Prüfkörper aus den UC-Versuchen außer Acht, welche in einem ersten Ansatz wie oben bereits erwähnt in die Ableitung der Schichtungsscherparameter mit eingeflossen sind. Im Hinblick auf die Tatsache, dass im Gegensatz zum Vorgehen hinsichtlich der Matrixbruchfestigkeit der Einfallswinkel der Bruchebenen durch den Schichtungseinfallwinkel θ bereits vorgegeben ist, erscheint hier die umgekehrte Vorgehensweise sinnvoller, vgl. Bild 6.11: Zunächst werden die erfassten Wertepaare $(\sigma_3; \sigma_{1c,f})$ in ein auf der Schichtungsflächenorientierung basierendes Koordinatensystem transformiert (Streich-, Fall- und Normalenrichtung), d.h. in $(\sigma_n; \tau)$ -Paare umgerechnet. Die $(\sigma_n; \tau)$ -Paare können dann – unabhängig von Schich-

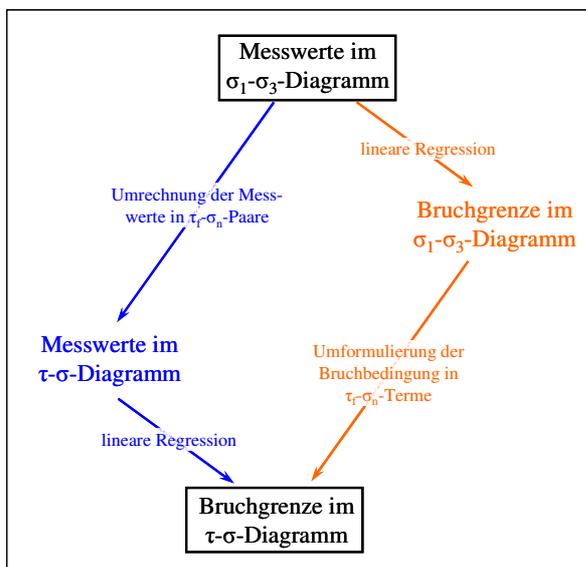


Bild 6.11: Schematische Gegenüberstellung der beiden Vorgehensweisen zur Ableitung von c_s und φ_s

tungseinfallwinkel im Prüfkörper oder von der Art des Versuchs (UC/TC, DS) – direkt in einem τ - σ -Diagramm dargestellt werden, aus welchem die Scherparameter in der Folge über eine lineare Regression oder zwecks konservativer Einschätzung der Beanspruchungsgrenze über eine visuell eingefügte untere Abschätzgerade ermittelt werden können. Bild 6.12 demonstriert diese Vorgehensweise ausgehend von den *Mohrschen* Bruch-Hauptspannungskreisen zu den Wertepaaren $(\sigma_3; \sigma_{1c,f})$ aus den laborativen Untersuchungen.

Zur Ermittlung der *Mohr/Coulombschen* Schichtungsscherparameter sind die Bruchwinkel der Z-Prüfkörper und in dem ersten Ansatz auch die Bruchwinkel der P-Prüfkörper ausgemessen und gemittelt worden und zur grafischen Visualisierung der in der Bruchfläche im Bruchzustand wirkenden Scher- und Normalspan-

nungen in ein *Mohrsches* Bruch-Hauptspannungsdiagramm eingetragen worden. Die mittleren Schichtungseinfallwinkel betragen dabei für die Z-Prüfkörper $\theta_z = 52,5^\circ$ und für die P-Prüfkörper $\theta_{\parallel} = 87,5^\circ$. Mit diesen Zahlenwerten lauten die relevanten Formeln für die Transformation der erfassten $(\sigma_3; \sigma_{1c,f})$ -Wertepaare in $(\sigma_n; \tau)$ -Wertepaare:

$$\sigma_n = \sigma_{1c,f} \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta = \begin{cases} 0,371\sigma_{1c,f} + 0,629\sigma_3 & (\theta = \theta_z = 52,5^\circ) \\ 0,002\sigma_{1c,f} + 0,998\sigma_3 & (\theta = \theta_{\parallel} = 87,5^\circ) \end{cases} \quad (6.31)$$

$$\tau_f = (\sigma_{1c,f} - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = \begin{cases} 0,483(\sigma_{1c,f} - \sigma_3) & (\theta = \theta_z = 52,5^\circ) \\ 0,044(\sigma_{1c,f} - \sigma_3) & (\theta = \theta_{\parallel} = 87,5^\circ) \end{cases} \quad (6.32)$$

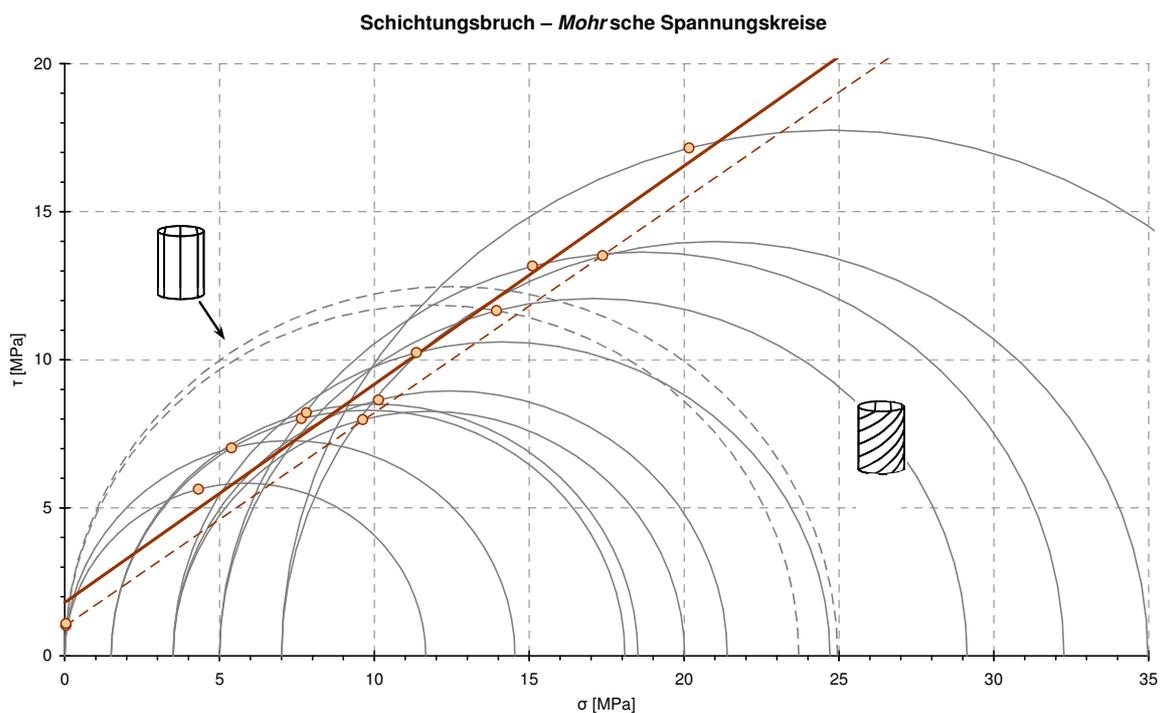


Bild 6.12: Mohrsche Spannungskreise für P-Prüfkörper (gestrichelt) und Z-Prüfkörper (durchgezogen), jeweils mit rechnerisch abgeleitetem Spannungszustand in der Schichtungsebene (Punkte), sowie die aus diesen rechnerisch ermittelten Spannungszuständen in der Bruchfläche durch lineare Regression (braun, durchgezogen) und durch konservative Abschätzung (braun, gestrichelt) abgeleitete Mohr/Coulombsche Bruchgerade (Scherbruchfestigkeit)

Die Scherparameter ergeben sich hierbei schließlich zu

$$c_s = 1,8 \text{ MPa} \quad \text{und} \quad \varphi_s = 36,4^\circ \quad \text{im Fall der linearen Regression und zu}$$

$$c_s = 1,0 \text{ MPa} \quad \text{und} \quad \varphi_s = 35,8^\circ \quad \text{im Fall einer konservativen Abschätzung.}$$

Erwähnt sei an dieser Stelle noch kurz, dass die Ergebnisse der beiden Vorgehensweisen bei gleichem Datensatz voneinander abweichen können. Eine lineare Regression über die Wertepaare für die Z-Prüfkörpern aus Bild 6.10 beispielsweise führt gemäß dem orangefarbenen Weg in Bild 6.11 auf $c_s = 2,9 \text{ MPa}$ und $\varphi_s = 32,7^\circ$, während eine Auswertung derselben Versuche nach dem dunkelblauen Weg auf $c_s = 2,6 \text{ MPa}$ und $\varphi_s = 33,9^\circ$ führt. Im Vergleich zu einer direkt vorgenommenen Ableitung der Zahlenwerte für c_s und φ_s zeigt sich zudem der starke Einfluss, den die Einbeziehung der P-Prüfkörper auf die Materialparameterbestimmung ausübt.

Die $(\sigma_n; \tau)$ -Paare aus den TUC-DS-Versuchen sind bereits in Abschnitt 5.4.3 und dort in Bild 5.19 vorgestellt worden. Die über eine lineare Regression ermittelten Scherparameter ergaben sich dort zu $c_s = 2,2 \text{ MPa}$ und $\varphi_s = 22,5^\circ$. Aus Bild 18 aus *Niandou et al. (1997)* lassen sich für die dort genannten Zahlenwerte für Schichtungswinkel und Radialspannungen σ_3 laborativ ermittelte Zahlenwerte für die zugehörigen Vergleichsspannungen $\sigma_{1f} - \sigma_3$ im Bruchzustand ablesen, mit deren Hilfe eine Bestimmung der $(\sigma_n; \tau)$ -Paare in Analogie zu Bild 6.12 möglich ist. Unter Einbeziehung von Ergebnissen weiterer unveröffentlicher Versuche ergaben sich damit bei *Rejeb (1999)* zwei Geraden, die als Ober- und Untergrenze für die *Mohr/Coulombsche* Bruchgeraden bezüglich der Schichtungsfestigkeit interpretiert werden können. Als zugehörige Scherparameter werden genannt:

$$\text{untere Grenze Streubreitenband:} \quad c_s^{\text{unten}} = 6,7 \text{ MPa} ; \quad \varphi_s^{\text{unten}} = 20,0^\circ ,$$

$$\text{obere Grenze Streubreitenband:} \quad c_s^{\text{oben}} = 10,8 \text{ MPa} ; \quad \varphi_s^{\text{oben}} = 20,0^\circ .$$

Ein Vergleich der laborativen Ergebnisse und der daraus abgeleiteten *Mohr/Coulombschen* Bruchgeraden aus den drei genannten Versuchsreihen ist in Bild 6.13 zu sehen. Der bereits bei der Ableitung der Verformungsmoduli beobachtete Einfluss der unterschiedlichen Größenordnungen der in den TC/UC-Versuchen verwendeten Minimal- bzw. Lateralspannungen

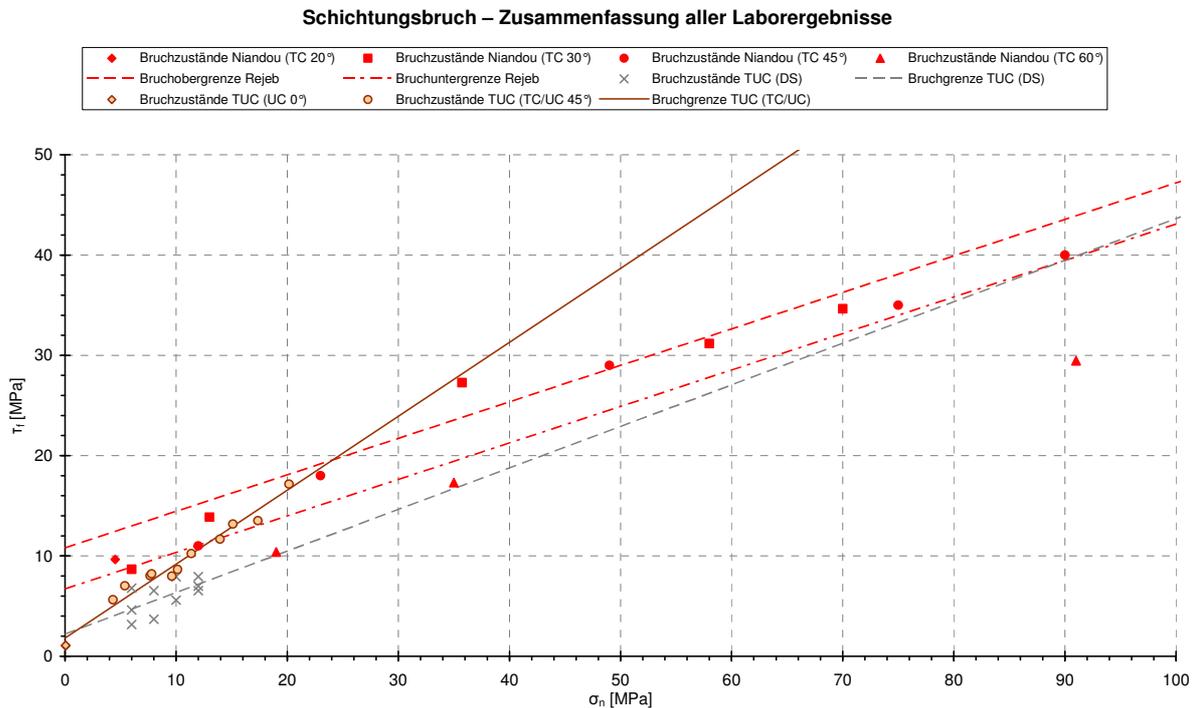


Bild 6.13: Vergleich der laborativen Versuchsergebnisse und der Bruchgeraden hinsichtlich der Schichtungsfestigkeit von Tongestein der Lokation Tournemire: Ergebnisse und Geraden (1) nach Niandou et al. und Rejeb mit Ober- und Untergrenzwerten (rot), (2) aus den TUC-TC/UC-Versuchen (braun) und (3) aus den TUC-DS-Versuchen (grau)

ist auch hier deutlich zu erkennen: Während die Bruchgeraden aus *Rejeb (1999)* relativ hohe Zahlenwerte für die Kohäsion und relativ kleine Zahlenwerte für die Winkel der inneren Reibung aufweisen, repräsentiert die Bruchgerade der TUC-TC/UC-Versuche mit einer relativ niedrigen Kohäsion und einem relativ großen Reibungswinkel eher die Bruchfestigkeit bei geringeren Minimalspannungen, die in diesem Beanspruchungsbereich deutlich geringer ausfällt als nach *Rejeb (1999)* postuliert. Des Weiteren liegen die über die direkten Scherversuche gewonnenen Zahlenwerte für die Schichtungsbruchfestigkeiten fast ausnahmslos unterhalb der zu den TC/UC-Versuchen gehörenden Zahlenwerte für τ_f und der entsprechenden Bruchgeraden. Dieser Befund könnte den Verdacht der visuell nicht erkennbaren, tatsächlich aber doch bereits vorgeschädigten Qualität des für die DS-Versuche verwendeten Bohrkernmaterials untermauern.



6.3.2.2 Ableitung von Parametern für die viskosen Stoffmodellteile aus den laborativen Langzeitversuchen

Zur Bestimmung der Gesteinsparameter für die zeitabhängigen Verformungen, die in der vorliegenden Arbeit mithilfe des in Abschnitt 6.2.5 vorgestellten viskosen Stoffmodells *Lubby2* simuliert werden sollen, wurden im Labor des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik triaxiale Langzeitversuche an Bohrkernmaterial der Lokation Tournemire durchgeführt, vgl. Abschnitt 5.5. Da allerdings zwischenzeitlich aufgrund von Kontaktschwierigkeiten zum französischen Kooperationspartner wegen dortiger personeller Umstrukturierungen Bohrkernmaterial in einem nur sehr stark beschränkten Umfang zur Verfügung stand und eine Nachlieferung nicht in Aussicht war, wurde in einem ersten Ansatz eine der Literatur entnommene ε_1 - t -Kurve eines laborativen Versuchs an Tonstein der Lokation Tournemire als Grundlage zur Ableitung von Parametern für das Stoffmodell *Lubby2* verwendet, Bild 6 in *Rejeb (2003)*.

(a) Viskositätsparameter für das Stoffmodell *Lubby2* nach Kriechversuchen aus *Rejeb (2003)*

Das folgende Bild 6.14 zeigt das genannte ε_1 - t -Diagramm inklusive einer eigenen, zur Ableitung des *Lubby2*-Parametersatzes eingebauten Approximationskurve an die originale Messkurve. Der zugehörige Prüfkörper weist einen Schichtungseinfallswinkel von $\theta = 45^\circ$ auf. Zu beachten bei den anderen Kurven ist erneut die zur vorliegenden Arbeit unterschiedliche Definition des Schichtungseinfallswinkels θ . Gründe für die Wahl gerade dieser Messkurve sind zum einen ihre Mehrstufigkeit, die eine Ableitung der *Lubby2*-Parameter k_1 , k_2 und m erst ermöglicht, und zum anderen ihr relativ gesehen hoher absoluter Anteil an zeitabhängigen Verzerrungen, der zu konservativen Einschätzungen (= Überschätzungen) der zeitabhängigen Verzerrungen bei den numerischen Simulationen führt. Die Auswertung der als repräsentativ angesehenen Messkurve führt auf folgenden Parametersatz für das Stoffmodell *Lubby2*:

$$\begin{aligned}\bar{G}_K^* &= 2,2 \cdot 10^4 \text{ MPa} ; & \bar{\eta}_K^* &= 5,0 \cdot 10^4 \text{ MPa} \cdot d ; & \bar{\eta}_M^* &= 1,0 \cdot 10^7 \text{ MPa} \cdot d ; \\ k_1 &= -0,01 \text{ MPa}^{-1} ; & k_2 &= -0,01 \text{ MPa}^{-1} ; & m &= -0,03 \text{ MPa}^{-1} .\end{aligned}$$

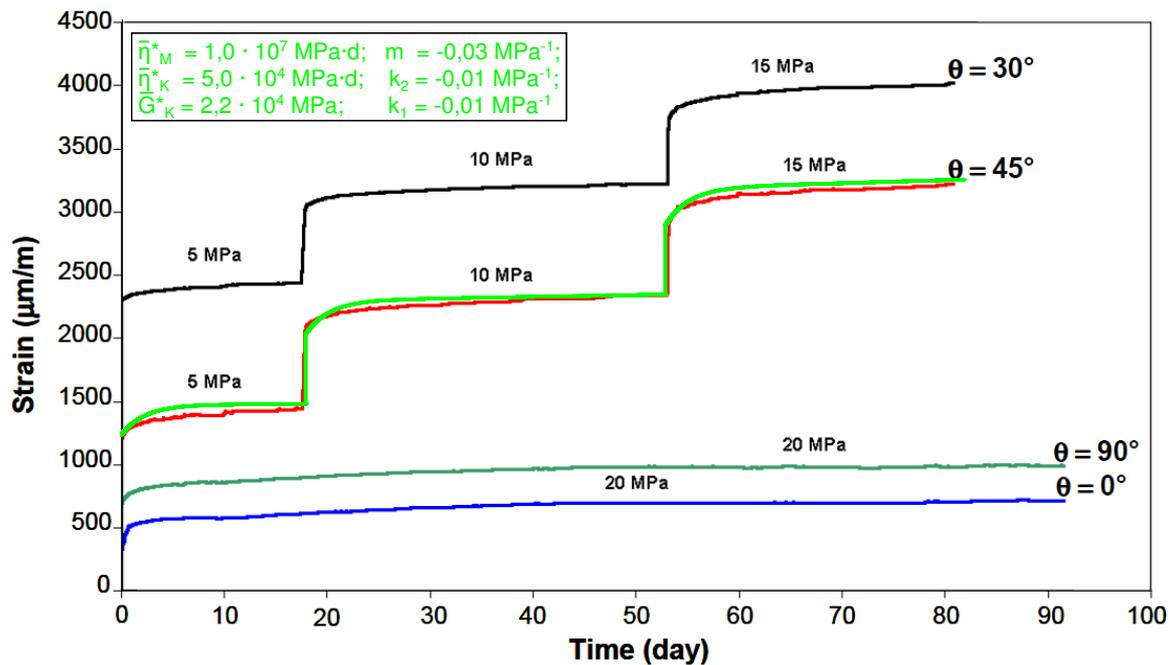


Bild 6.14: ε_1 - t -Diagramm zu triaxialen Kriechversuchen aus Rejeb (2003) sowie eine Approximierende (grün) an die rote Versuchskurve zur Ableitung eines Lubby2-Parametersatzes (oben links)

(b) Viskositätsparameter für das Stoffmodell Lubby2 aus TUC-Langzeitversuchen

Die zeitabhängigen Deformationen der Tongesteinsprüfkörper werden mit Hilfe von Induktivwegaufnehmern gemessen. Die jeweils drei Induktivwegaufnehmer der Triaxialprüfanlagen befinden sich allerdings außerhalb der Triaxialzelle, so dass die durch sie erfassten Messwerte für die Prüfkörperdeformation und damit der aus ihnen errechnete Zahlenwert für die mittlere Verzerrung durch äußere Einflüsse verfälscht werden können. Den offensichtlich größten Anteil an einer Verfälschung der gemessenen Verzerrungen tragen dabei die Schwankungen der Raumtemperatur, der die Wegaufnehmer ausgesetzt sind. In Bild 6.15 ist dieser Einfluss exemplarisch anhand der hellgrünen Kurve der messtechnisch erhaltenen Verzerrungswerte in Verbindung mit der orangefarbenen Kurve, die die gemessene Temperatur beschreibt, deutlich zu sehen: Eine Temperaturabsenkung in der orangefarbenen Kurve wie beispielsweise diejenige um den 9. Januar wird vom Induktionsmechanismus der Wegaufnehmer als messzylinderreinwärtsgerichtete Verschiebung des Metallkerns und damit als Prüfkörperkompaktion missinterpretiert, eine Temperaturerhöhung dementsprechend als Prüfkörperexpansion. Zur Behebung dieser thermisch bedingten Verfälschungen der tatsächlich eingetretenen Verzerrungen

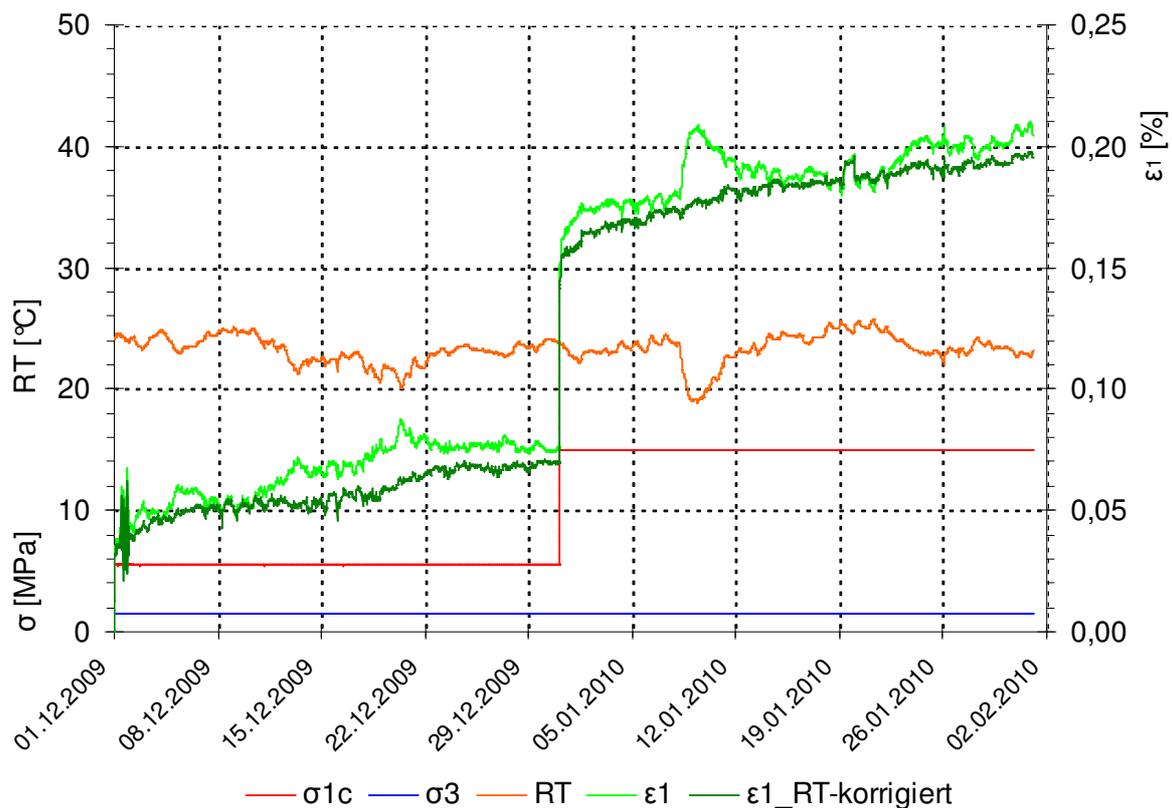


Bild 6.15: Vergleich der aus den Messwerten der Wegaufnehmer errechneten Axialverzerrung ohne (hell-) und mit (dunkelgrün) Berücksichtigung der Raumtemperaturschwankungen (orange) am Beispiel des Prüfkörpers Tou-57

sind daher zunächst die Abweichungen der Temperatur bezogen auf die Raumtemperatur zu Beginn des Versuchs mit in diesem Beispiel etwa $T_0 = 25^\circ\text{C}$ ermittelt worden. Daraus sind dann die thermisch bedingten Verzerrungsanteile über einen konstanten Proportionalitätsfaktor λ_T (= thermischer Ausdehnungskoeffizient) berechnet und aus der gemessenen Verzerrung herausgerechnet worden. Für die thermisch korrigierten Verzerrungen folgt:

$$\varepsilon_{1,Tc} = \varepsilon_1 + \lambda_T (T - T_0) \quad (6.33)$$

mit

T, T_0 aktuelle bzw. Anfangs-Raumtemperatur in $^\circ\text{C}$ oder K ,

ε_1 mittlere Axialverzerrung in $\%$,

$\varepsilon_{1,Tc}$ temperaturkorrigierte Axialverzerrung in $\%$,

λ_T thermischer Ausdehnungskoeffizient in $\%/^\circ\text{C}$ bzw. $\%/K$,

wobei die Wahl der Einheit $^{\circ}C$ oder K für die Temperatur aufgrund der Differenzbildung in Gl. (6.33) unerheblich ist. Bei der Eliminierung der thermisch bedingten Verfälschungen der Messwerte wurde der thermische Ausdehnungskoeffizient für jeden Versuch derart gewählt, dass optisch die bestmögliche Glättung der Verzerrungskurve mit Blick auf die Temperaturschwankungen erzielt wurde. Für den Versuch mit dem Prüfkörper Tou-57 ergibt sich hier mit $\lambda_T = 0,005\%/^{\circ}C$ in Bild 6.15 die dunkelgrüne Kurve für die temperaturkorrigierte Axialverzerrung.

Die Ableitung der Parameter für das Stoffmodell *Lubby2* zur Beschreibung der viskosen Deformationsanteile aus den $\varepsilon_{1,Tc}-t$ -Diagrammen der zweistufigen Langzeituntersuchungen kann nun nach unterschiedlichen Vorgehensweisen erfolgen. Die prinzipielle Vorgehensweise umfasst die Ermittlung der Viskositätsmoduli $\bar{\eta}_M$, \bar{G}_K und $\bar{\eta}_K$ für jede Laststufe getrennt für den stationären Kriechanteil, der aus der mehr oder weniger linear verlaufenden Steigung der Messkurve abgeschätzt wird, und dem verbleibenden Anteil der transienten Kriechdeformationen sowie deren zeitlichem Verlauf. Anschließend erfolgt eine grafische oder rechnerische Bestimmung von Ausgleichskurven für die Viskositätsmoduli aller Laststufen, um die Abhängigkeit dieser Moduli von der Vergleichsspannung zu erhalten. Die elastisch-reversiblen Deformationsanteile müssen dabei geeignet eingeschätzt und vor der Ableitung der Viskositätsparameter aus den Gesamtverformungen herausgerechnet werden. Die vorstehend skizzierte Art der Parameterableitung wird im Folgenden als „Standardvariante“ bezeichnet.

Bild 6.16(a) zeigt das nach dieser Vorgehensweise erhaltene Resultat für den Prüfkörper Tou-57 unter Verwendung des verallgemeinerten *Hookeschen* Stoffmodells für transversal isotropes Materialverhalten in Verbindung mit den Stoffmodellparametern aus Abschnitt 6.3.2.1: $E_{V\parallel} = 13.300 MPa$; $E_{V\perp} = 7.800 MPa$; $\nu_{\parallel} = 0,34$; $\nu_{\perp} = 0,41$; $G_{\perp} = 3.200 MPa$. Zu sehen sind in Bild 6.16(a) die Axialverzerrungskurven aus dem TCc-Versuch nach Abzug der die Messwerte verfälschenden thermischen Verzerrungsanteile entsprechend Gl. (6.33) als grüne Kurve, die Regressionsgeraden zur Einschätzung der stationären Kriechraten in den beiden Laststufen aus den gemessenen Verzerrungen dieses Versuchs als schwarz gestrichelte Linien sowie die Ausgleichskurven der exponentiellen Regression zur Darstellung der transienten Kriechverläufe dieser Laststufen als dünne, schwarz durchgezogene Kurven. Schließlich folgt als rosafarbige Kurve die mit den aus diesen auf diese Weise aufbereiteten Messkurven abgeleiteten Stoffmodellparametern

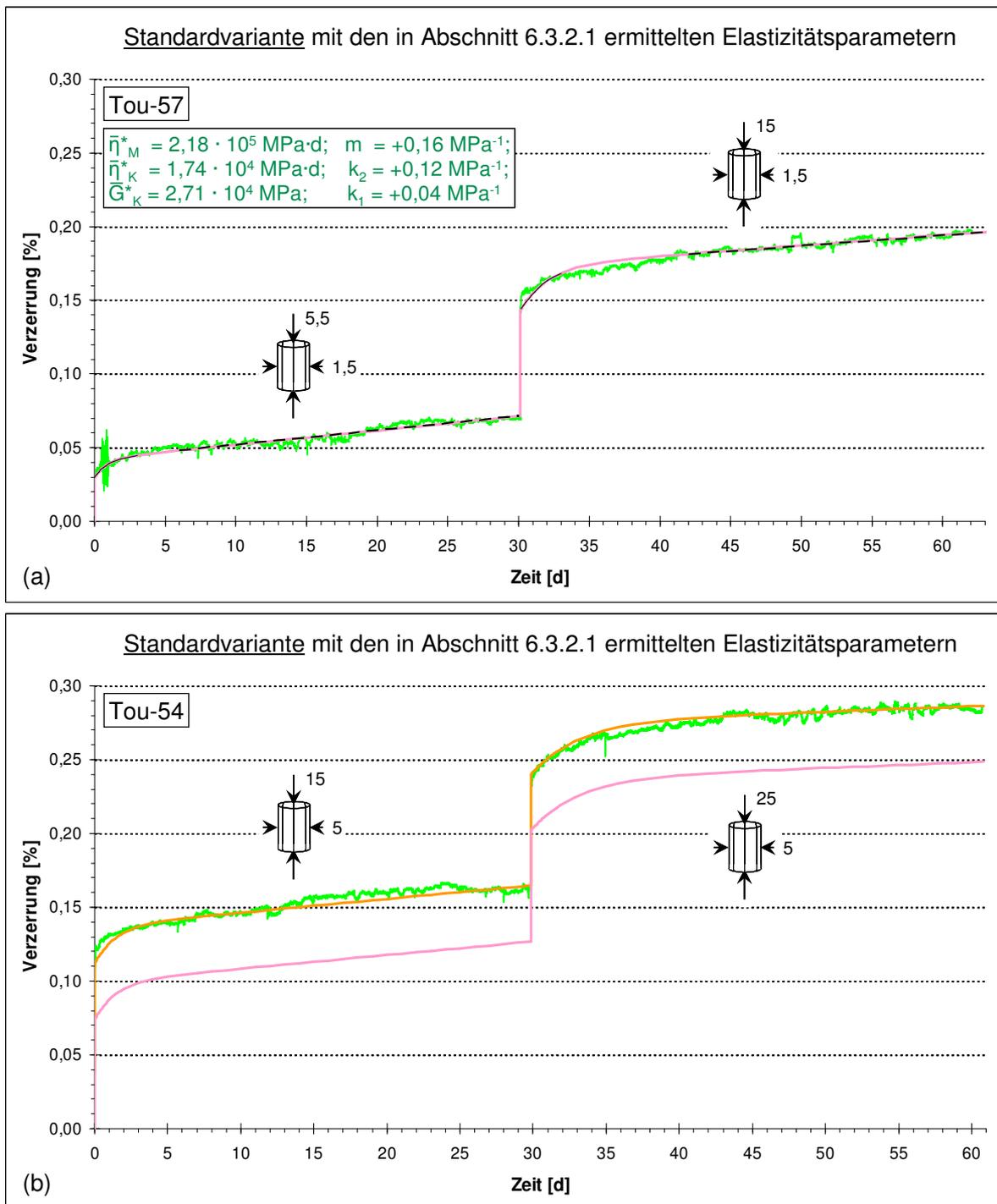


Bild 6.16: Parameterableitung für das Stoffmodell Lubby2 aus der Verzerrungskurve des Prüfkörpers Tou-57 unter Verwendung der in Abschnitt 6.3.2.1 ermittelten Materialparameter für den elastischen Verformungsanteil (a) sowie Anwendung auf Prüfkörper Tou-54 (b): temperaturkorrigierte Verzerrungen (grüne Kurven), abgeleitete Lubby2-Parameter (oben links), berechnete Vergleichsergebnisse (rosafarbige Kurven) sowie für den Prüfkörper Tou-54 ein Vergleichsergebnis unter Annahme einer zusätzlichen instantanen (elastischen) Verformung (orangefarbige Kurve)

$$\bar{G}_K^* = 2,71 \cdot 10^4 \text{ MPa} ; \quad \bar{\eta}_K^* = 1,74 \cdot 10^4 \text{ MPa} \cdot d ; \quad \bar{\eta}_M^* = 2,18 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot d ;$$
$$k_1 = +0,04 \text{ MPa}^{-1} ; \quad k_2 = +0,12 \text{ MPa}^{-1} ; \quad m = +0,16 \text{ MPa}^{-1}$$

berechnete Kriechkurve für die axialen Prüfkörperverzerrungen des Prüfkörpers Tou-57. Wenngleich sich die Abgrenzung von transientem und stationärem Kriechen in der ersten Laststufe des Versuchs aufgrund einer unregelmäßigen Verzerrungsrate als schwieriger erweist, so zeigt Bild 6.16(a) doch, dass das Stoffmodell *Lubby2* in sehr gutem Maße in der Lage ist, die Verformungen des Prüfkörpers Tou-57 abzubilden.

Damit stellt sich die Frage, mit welchem Grad an Übereinstimmung mit den abgeleiteten Stoffmodellparametern weitere Laborversuchsergebnisse an anderen Prüfkörpern der gleichen Tongesteinsfazies nachvollzogen werden können. Dazu zeigt Bild 6.16(b) das Berechnungsergebnis aus der Anwendung dieser Parameter bei der retrospektiven Analyse des TCc-Versuchs mit Prüfkörper Tou-54. Es gilt dieselbe Legende für die Mess- und die Berechnungskurve wie in Bild 6.16(a). Auffällig ist hier ein qualitativ ähnlicher Verlauf der gemessenen und der berechneten Verzerrungskurve mit einer etwa gleichförmigen Diskrepanz zwischen den gemessenen und den berechneten Verzerrungen, welche augenscheinlich dem instantanen Verzerrungsanteil zuzurechnen und mit hoher Wahrscheinlichkeit auf Inhomogenitäten in der Struktur des Prüfkörpermaterials zurückzuführen ist. Andere Ursachen für die Verzerrungsdiskrepanz erscheinen hingegen eher unwahrscheinlich angesichts der diversen Übereinstimmungen in den Rahmenbedingungen und in den Eigenschaften der Prüfkörper Tou-54 und Tou-57. Zu nennen sind hier:

- Beide Prüfkörper befanden sich mit einem Abstand von über 150 cm zum Stoß nicht in Reichweite der in den Querstollen 1996 und 2003 erfassten Entsättigungszonen von bis zu 50 cm, *Rejeb & Cabrera (2006)*.
- Für beide Prüfkörper liegen gleiche Bohr-, Herstellungs- und Transportbedingungen sowie Zwischenlagerungsverfahren vor.
- Die Prüfkörper sind im Bohrkern unmittelbar benachbart angeordnet und weisen keine nennenswerten optischen Unterschiede auf, Bild 6.17.
- Es liegen keine Auffälligkeiten oder Unterschiede in den Materialdichten von $\rho = 2,55 \text{ t/m}^3$ vor.

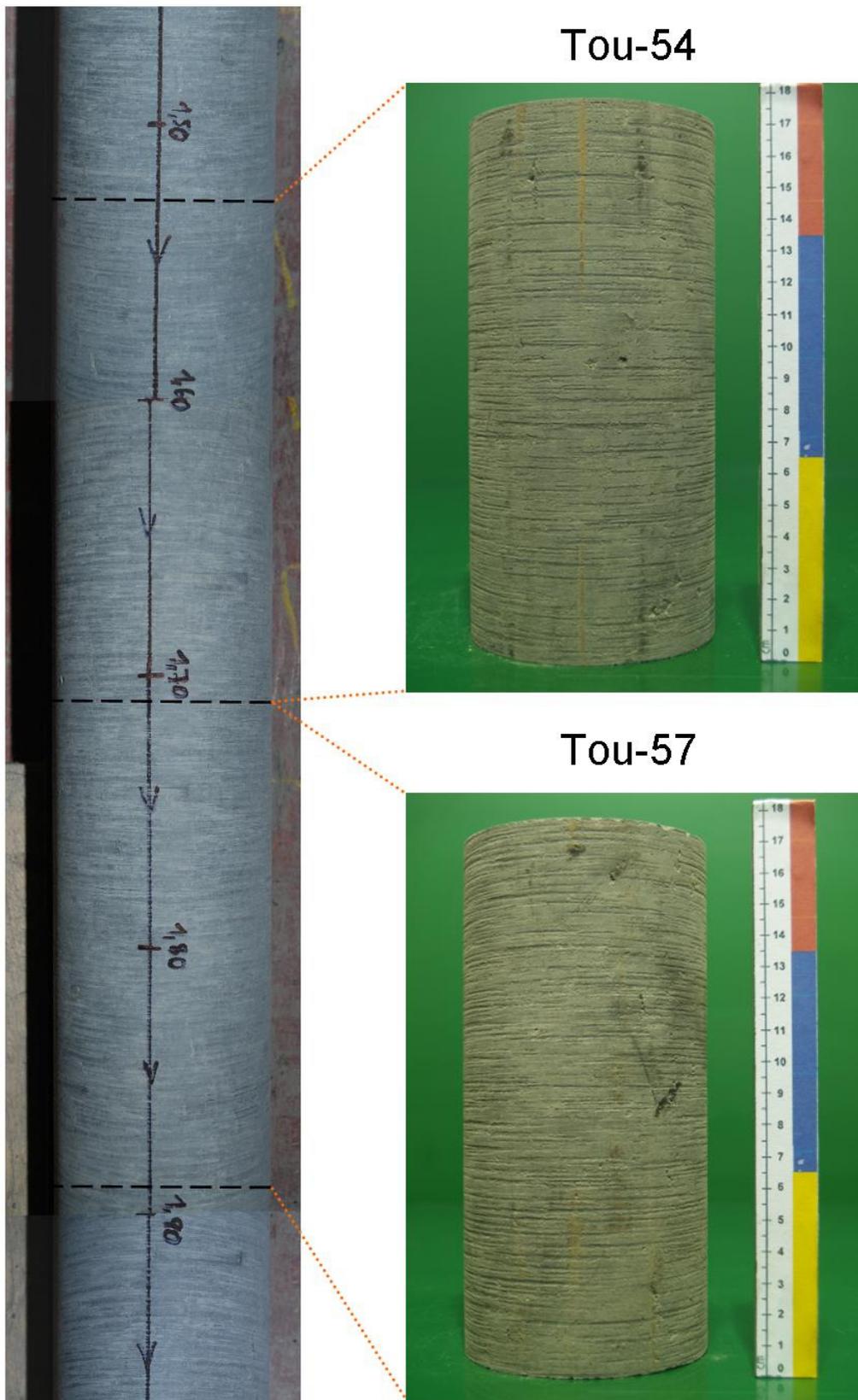


Bild 6.17: Ausschnitt des GSM90-Bohrkerns (Bild aus drei Einzelfotos zusammengesetzt, Teufenangaben in m) sowie daraus entstandene Prüfkörper Tou-54 und Tou-57

Auch die mit einem Zeitraum von 92 Tagen gegenüber 27 Tagen etwa zweieinhalb Mal längere Zwischenlagerung des Prüfkörpers Tou-54 gegenüber dem Prüfkörper Tou-57 in Aluminiumfolie und damit ohne Aufbringung eines äußeren Stützdruckes spräche aufgrund der zu den Ultraschallwellenmessungen konformen geringen, durch Ent sättigung induzierten Materialverfestigung mehr für eine umgekehrte und geringere Verzerrungsdiskrepanz zwischen diesen Prüfkörpern.

Die artifizielle Addition einer der tatsächlichen Diskrepanz zwischen Mess- und Berechnungskurve entsprechenden instantanen Zusatzverzerrung zeigt dann allerdings, dass auch das zeitabhängige Verformungsverhalten des Prüfkörpers Tou-54 mit dem aus den Versuchsdaten des Prüfkörpers Tou-57 abgeleiteten *Lubby2*-Parametersatz gut beschrieben werden kann. Diese gute Übereinstimmung wird durch die orangefarbige Kurve in Bild 6.16(b) veranschaulicht.

Die drei aus den Langzeitversuchen abgeleiteten *Lubby2*-Parameter m , k_1 und k_2 zur Quantifizierung der Spannungsabhängigkeit der Schub- und Viskositätsmoduli $\bar{\eta}_M$, \bar{G}_K bzw. $\bar{\eta}_K$ sind üblicherweise negativ. Dieser negative Faktor im Exponenten bedeutet, dass die stationäre Kriechrate $\dot{\epsilon}^{v,st}$, der transiente Kriechverzerrungsanteil $\epsilon^{v,tr,\infty}$ bzw. die transiente Anfangskriechrate $\dot{\epsilon}^{v,tr,0}$ überlinear mit der Vergleichsspannung σ_{vM} ansteigen:

$$\dot{\epsilon}^{v,st} = \frac{\sigma_{vM}}{\bar{\eta}_M^* \cdot e^{m\sigma_{vM}}}; \quad \epsilon^{v,tr,\infty} = \epsilon^{v,tr}(\infty) = \frac{\sigma_{vM}}{\bar{G}_K^* \cdot e^{k_1\sigma_{vM}}}; \quad \dot{\epsilon}^{v,tr,0} = \dot{\epsilon}^{v,tr}(0) = \frac{\sigma_{vM}}{\bar{\eta}_K^* \cdot e^{k_2\sigma_{vM}}} \quad (6.34)$$

Aus Bild 6.18 ist dieser Zusammenhang am Beispiel der stationären Kriechrate zu ersehen: Das Diagramm (a) zeigt die $\dot{\epsilon}^{v,st} - \sigma_{vM}$ -Kurvenschar aus den Gln. (6.34) für verschiedene Zahlenwerte von m mit $\bar{\eta}_M^* = 2,18 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot d$. In Diagramm (b) ist exemplarisch die aus den in Bild 6.16(a) für den Prüfkörper Tou-57 abgeleiteten *Lubby2*-Parametern entstehende $\dot{\epsilon}^{v,st} - \sigma_{vM}$ -Kurve dargestellt. Zusätzlich zeigt das Diagramm (c) exemplarisch zwei Stufen eines mehrstufigen TCc-Versuchs mit Steinsalz als Pendant zu Bild 6.16 und das Diagramm (d) die zu den daraus abgeleiteten Parametern gehörende $\dot{\epsilon}^{v,st} - \sigma_{vM}$ -Kurve als Pendant zu Diagramm (b).

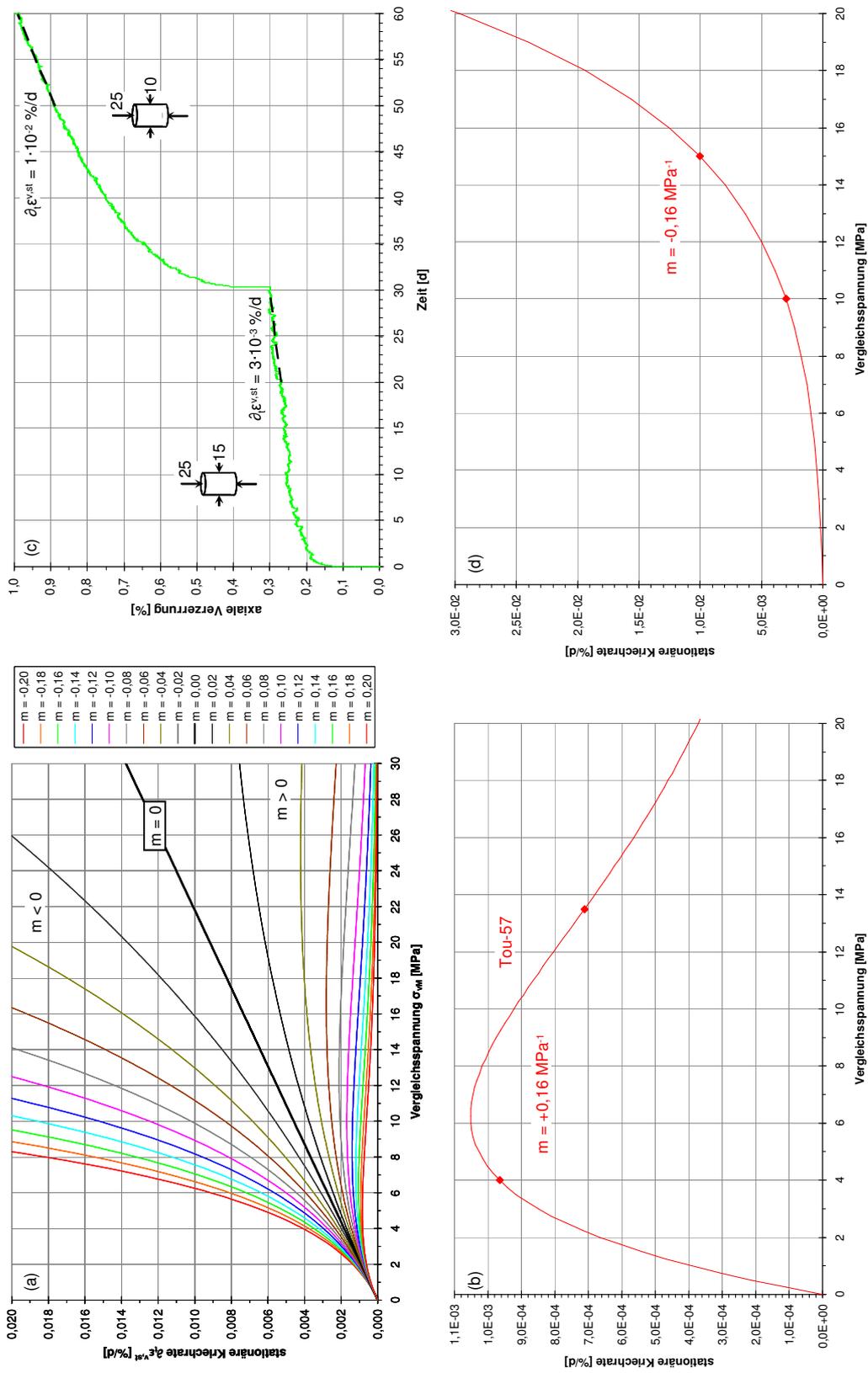


Bild 6.18: Interpretation und Bedeutung der Lubby2-Parameter m , k_1 , k_2 am Beispiel von m : Spannungsabhängigkeit der stationären Kriechrate bei Variation von m , generell (a) und exemplarisch für je einen TCc-Versuch an Tonstein (b) und Steinsalz (c)+(d)

Das Diagramm Bild 6.18(a) lässt erkennen, dass im Stoffmodell *Lubby2* positive Zahlenwerte für m ab einer je nach Größe von m größeren oder geringeren Vergleichsspannung dazu führen, dass die stationäre Kriechdeformationsrate mit dem weiteren Anstieg der Vergleichsspannung abfällt und gegen 0 konvergiert. Die Charakterisierung eines Gesteins mit einem *Lubby2*-Parameter $m > 0$ würde also bedeuten, dass größere Unterschiede in den Spannungs-komponenten und damit größere Vergleichsspannungen verminderte Kriechdeformationen nach sich zögen. Eine derartige Tendenz wurde jedoch nach derzeitigem Kenntnisstand noch nicht beobachtet und erscheint auch mit Blick auf die Simulationsergebnisse in Abschnitt 8.4.2 und 8.4.3 ohne weitere Verfeinerung oder Überarbeitung des Stoffmodells abwegig.

Verglichen mit den tonsteinbezogenen Bildern 6.14 und 6.16 kann im Diagramm Bild 6.18(c) für Steinsalz eine starke Spannungsabhängigkeit der stationären Kriechrate beobachtet werden. Für den Parameter m wird gemäß Diagramm Bild 6.18(d) ein Zahlenwert von $m = -0,16 \text{ MPa}^{-1}$ abgeleitet. Der Zahlenwert $m = +0,16 \text{ MPa}^{-1}$ für den Prüfkörper Tou-57 aus Diagramm Bild 6.18(b) stellt hierzu einen starken Kontrast dar, führt er doch bereits ab einer Vergleichsspannung von $\sigma_{vM} \approx 6 \text{ MPa}$ zur vorstehend beschriebenen Abnahme der stationären Kriechrate. Mit Blick auf die laborativen Versuchsergebnisse zu dem Prüfkörper Tou-57 aus Bild 6.16(a) mit dem bereits erwähnten unregelmäßigen Verlauf der Verzerrungsrate in der ersten Laststufe, aus der die zugehörigen Stoffmodellparameter $\bar{\eta}_M$ und m über eine Mittelung über einen relativ langen Zeitraum bestimmt wurden, erscheint nun eine andere Vorgehensweise bei der Parameterableitung sinnvoll, bei welcher die genannte Mittelung in dieser Laststufe nur über den etwa zehntägigen Zeitraum des noch relativ gleichmäßigen Verzerrungsverlaufs vorgenommen wird. Die durch diese Modifikation erhaltene Verringerung der stationären Kriechrate in der ersten Laststufe führt in der Folge möglicherweise zumindest für m auf einen negativen Zahlenwert. Des Weiteren werden alle sechs *Lubby2*-Parameter über eine exponentielle Regression über die beanspruchungsabhängigen Zahlenwerte für $\bar{\eta}_M$, \bar{G}_K bzw. $\bar{\eta}_K$ aller Laststufen von Prüfkörper Tou-57 und Prüfkörper Tou-54 als einem gemeinsamen Datenkollektiv bestimmt. Die instantanen Verformungsanteile sollten hierbei ursprünglich nur über eine prüfkörperindividuelle Anpassung der elastischen Materialparameter aus Abschnitt 6.3.2.1, nach Möglichkeit im Rahmen der im selben Abschnitt genannten Streubreiten, abgeschätzt werden. Diese Vorgehensweise erwies sich jedoch als nicht durchführbar und

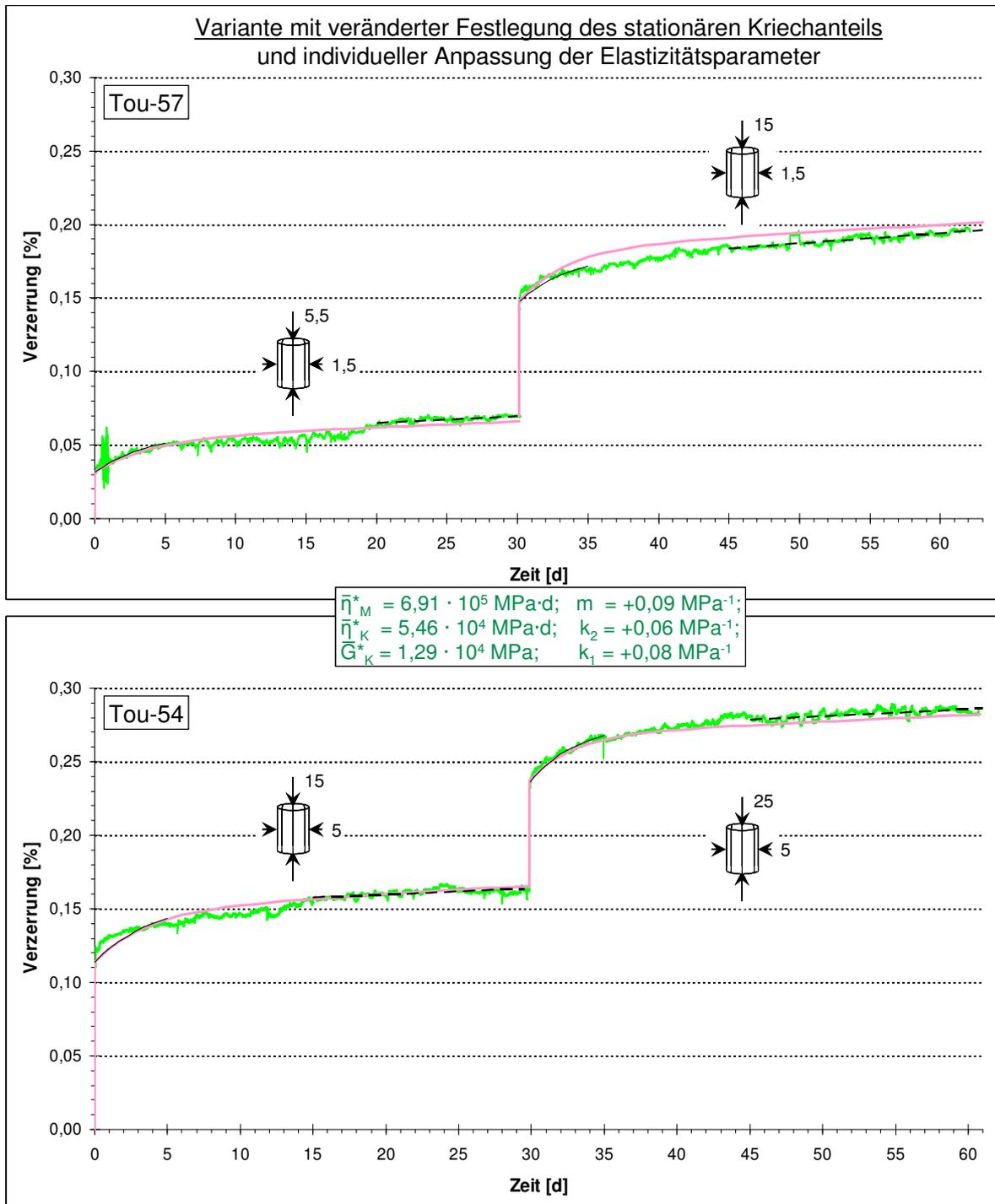


Bild 6.19: Parameterableitung für das Stoffmodell Lubby2 aus den Verzerrungskurven der Prüfkörper Tou-57 und Tou-54 bei veränderter Festlegung des stationären Kriechverformungsanteils des Prüfkörpers Tou-57 (1. Laststufe) sowie unter Verwendung angepasster Materialparameter für den elastischen Verformungsanteil. Es gilt dieselbe Legende wie für Abbildung 6.16.

mit Blick auf die Interpretation der Diskrepanzen in den instantanen Verzerrungen als Folge von Gefügeinhomogenitäten auch nicht als realitätsgetreu. Daher wurden die für die beiden untersuchten Prüfkörper im Einzelnen anzusetzenden instantanen Verformungsanteile ohne Berücksichtigung der aus den laborativen Kurzzeituntersuchungen abgeleiteten oder der aus den Literaturquellen erhaltenen Zahlenwerte und Streubreiten laststufenindividuell festgelegt. Die Gefügeinhomogenitäten gehen somit in der obigen Standardvariante und der soeben beschriebenen „Variante mit veränderter Festlegung des stationären Kriechanteils“ lediglich in unterschiedlicher Art und Weise in die Parameterableitungen ein. Das Ergebnis dieser Variante der *Lubby2*-Parameterableitung ist in Bild 6.19 zu sehen. Die Materialparameter ergeben sich zu:

$$\begin{aligned}\bar{G}_K^* &= 1,29 \cdot 10^4 \text{ MPa} ; & \bar{\eta}_K^* &= 5,46 \cdot 10^4 \text{ MPa} \cdot d ; & \bar{\eta}_M^* &= 6,91 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot d ; \\ k_1 &= +0,08 \text{ MPa}^{-1} ; & k_2 &= +0,06 \text{ MPa}^{-1} ; & m &= +0,09 \text{ MPa}^{-1}\end{aligned}$$

Das berechnete Vergleichsergebnis für die TCc-Versuchskurven der Prüfkörper Tou-54 und Tou-57 approximiert den Kriechverlauf nach wie vor in akzeptabler Weise, wobei die Zahlenwerte für m und k_2 gegenüber der Standardvariante nach Bild 6.16 mit nunmehr $m = +0,09 \text{ MPa}^{-1}$ und $k_2 = +0,06 \text{ MPa}^{-1}$ gegenüber $m = +0,16 \text{ MPa}^{-1}$ und $k_2 = +0,12 \text{ MPa}^{-1}$ zumindest etwas moderater geworden sind.

Mit Blick auf die Messergebnisse des Mine-by-Tests aus *Rejeb et al. (2007)*, die eine – abgesehen von saisonalen Schwankungen – stetige Reduzierung der zeitabhängigen Deformationsraten im Verlauf mehrerer Jahre zeigen, wäre es auch denkbar, dass das relativ stark verfestigte Tongestein der Lokation Tournemire lediglich elastische und transient-viskose Verformungseigenschaften besitzt und im Grundsatz überhaupt kein stationäres Kriechverhalten aufweist. Da nach Ablauf der üblichen Zeitskalen von laborativen Langzeitversuchen im Bereich von Monaten natürlich noch kein derartiger stationärer Zustand mit einer Deformationsrate von $\dot{\epsilon}^{v,st} \rightarrow 0\%/d$ erreicht werden und somit aus den laborativen Messdaten auch nicht ein Zahlenwert für eine bloße transiente Gesamtverzerrung je Laststufe abgelesen werden kann, muss eine derartige transiente Kriechdeformation anhand von Vergleichs- oder Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Werden als Basis die Messergebnisse des Mine-by-Tests gewählt und auf die Messergebnisse der TCc-Versuche mit den Prüfkörpern Tou-54 und Tou-57 umgerechnet, so ergibt sich folgende Parametersatz:



$$\begin{aligned}\bar{G}_K^* &= 1,91 \cdot 10^3 \text{ MPa} ; & \bar{\eta}_K^* &= 1,83 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot d ; & \bar{\eta}_M^* &= \infty \text{ MPa} \cdot d ; \\ k_1 &= +0,10 \text{ MPa}^{-1} ; & k_2 &= +0,08 \text{ MPa}^{-1} ; & m &= * \text{ MPa}^{-1} .\end{aligned}$$

Die verschwindende stationäre Kriechrate wird durch die Parameter $\bar{\eta}_M^* = +\infty \text{ MPa} \cdot d$ und $m = * \text{ MPa}^{-1}$ (d.h. beliebig, unerheblich) beschrieben, deren abstrakte Werte bei der rechnerischen Umsetzung zu $\bar{\eta}_M^* = 10^{30} \text{ MPa} \cdot d$ und $m = 0 \text{ MPa}^{-1}$ konkretisiert wurden. Bild 6.20(a) veranschaulicht diese Art der Parameterableitung anhand der laborativen Messergebnisse des Prüfkörpers Tou-57, wobei in die Bestimmung der Zahlenwerte wiederum auch die Ergebnisse des Prüfkörpers Tou-54 eingehen und die elastischen Materialparameter wegen der Gefügeheterogenitäten wie zuvor individuell angepasst werden. Es fällt auf, dass die in der Natur des verwendeten Ansatzes liegende extreme Verlängerung des transienten Kriechzeitraumes zu einer schlechteren Übereinstimmung zwischen der über die abgeleiteten Parameter berechneten Verzerrungskurve und den laborativ erhaltenen Messdaten führt. Zudem lässt der Graph in Bild 6.20(a) vermuten, dass die am Ende der zweiten Laststufe beobachtete Verzerrungsdiskrepanz bei einer theoretischen zeitlichen Fortsetzung des Versuches in dieser Laststufe und bei Beibehaltung des *Lubby2*-Parametersatzes zunächst, d.h. mittelfristig, deutlich anwachsen würde und somit die berechneten Verzerrungen deutlich eher den asymptotischen Grenzwert erreichen würden als die gemessenen Verzerrungen. Ein zeitlich längerer TCc-Versuch unter dieser „Variante mit lediglich transientem Kriechanteil“ würde augenscheinlich zu einer eindeutigeren Ableitung der Viskositätsparameter führen.

Die mit Hilfe des Mine-by-Tests eingeschätzte Prüfkörper-Gesamtverzerrung je Laststufe wirkt bei Betrachtung der Verläufe der zugehörigen Messkurven möglicherweise überschätzt. Eine Verringerung des transienten Gesamtverformungsanteils um etwa 50% liefert einen weiteren *Lubby2*-Parametersatz, Bild 6.20(b):

$$\begin{aligned}\bar{G}_K^* &= 4,12 \cdot 10^3 \text{ MPa} ; & \bar{\eta}_K^* &= 1,64 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot d ; & \bar{\eta}_M^* &= \infty \text{ MPa} \cdot d ; \\ k_1 &= +0,09 \text{ MPa}^{-1} ; & k_2 &= +0,07 \text{ MPa}^{-1} ; & m &= * \text{ MPa}^{-1}\end{aligned}$$

Langfristig werden die Deformationen im Vergleich zur vorangehenden Ableitungsvariante abgesenkt. Der einzige Parameter, auf den die genannte Verringerung einen nennenswerten Einfluss hat, ist somit der den transienten Kriechverzerrungsanteil beschreibende *Kelvin*-

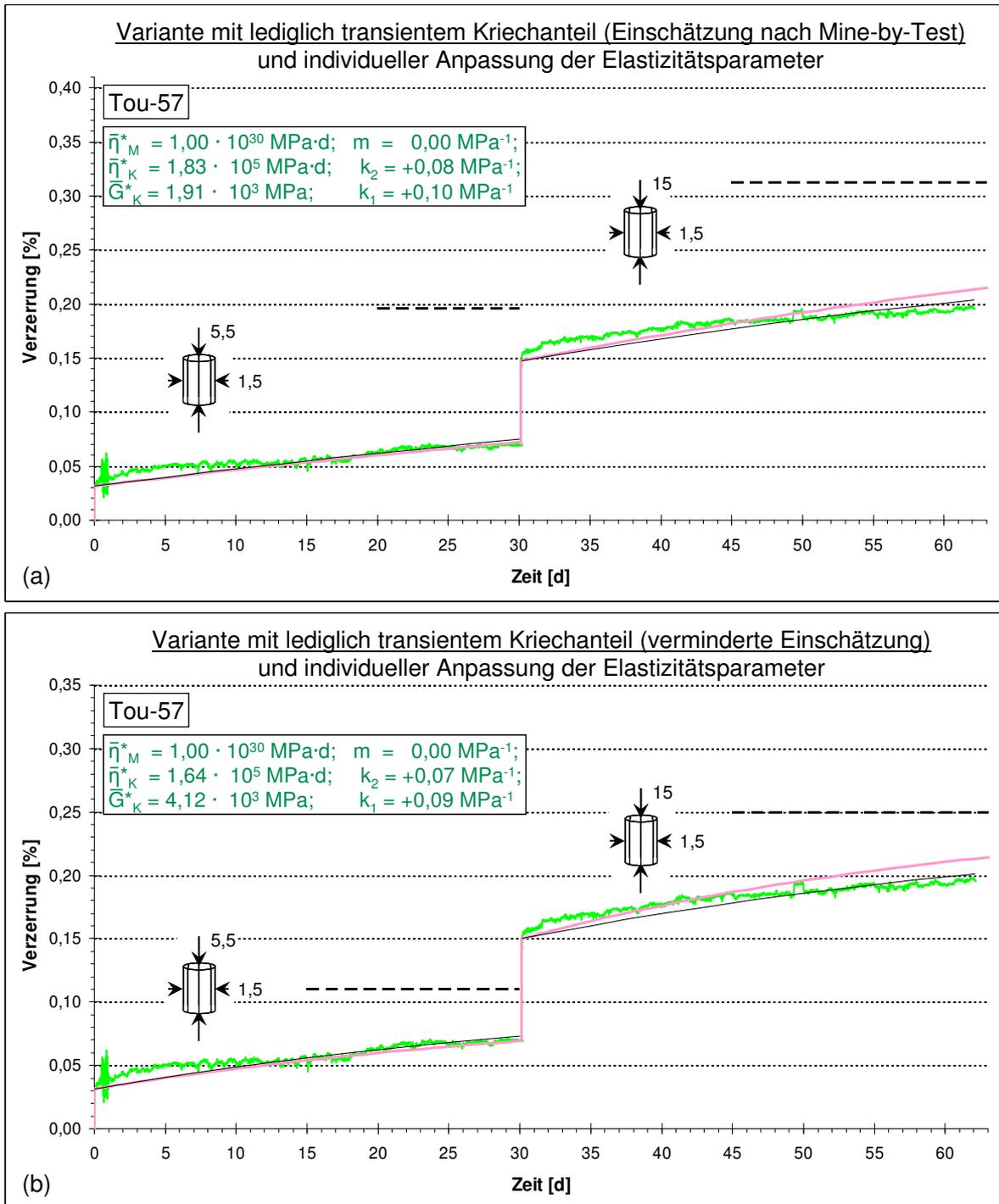


Bild 6.20: Parameterableitung für das Stoffmodell Lubby2 aus den Verzerrungskurven der Prüfkörper Tou-54 und Tou-57 unter Annahme von lediglich transienten zeitabhängigen Kriechdeformationen sowie unter Verwendung angepasster Materialparameter für den elastischen Verformungsanteil: (a) Abschätzung der transienten Gesamtverformungen über die Mine-by-Test-Messergebnisse, (b) Variation mit als vermindert eingeschätzten transienten Gesamtverformungen. Es gilt dieselbe Legende wie für Bild 6.16.



Schubmodul-Grundwert \overline{G}_K^* . Alle anderen Parameter sind nahezu unverändert geblieben, so dass sich insbesondere die Approximationsgüte für die kurzfristigen Verzerrungen im Versuchszeitraum gegenüber Bild 6.20(a) nicht signifikant geändert hat. Die Dauer des TCc-Versuchs hat auch hier wieder augenscheinlich qualitätsbestimmende Auswirkungen auf die *Lubby2*-Parameterableitung mit Blick auf die mittelfristigen Prüfkörperdeformationen.

6.3.2.3 Ableitung von Zahlenwerten für weitere geophysikalische und geohydraulische Eigenschaften

Vor den in Abschnitt 5 beschriebenen Kurzzeit- und Langzeituntersuchungen wurden die Tongesteinsprüfkörper einer Wägung unterzogen. Das Resultat der Wägungen besteht dabei aus einer durchschnittlichen Gesteinsdichte von

$$\rho = 2.550 \text{ kg/m}^3 .$$

Dieser Zahlenwert für die Gesteinsdichte bezieht sich damit auf die feste Gesteinsmatrix inklusive dem darin enthaltenen Porenwasser.

Nach Tabelle 6.1 ist aus den verwendeten Literaturquellen die Korndichte des Tongesteinsmaterials der Lokation Tournemire bekannt. Diese Korndichte wird dort auf $\rho_s = 2.700 \text{ kg/m}^3$ beziffert.

Aus diesen beiden Zahlenwerten lässt sich nun die Porosität des betrachteten Tongesteins unter der Annahme einer vollständigen Sättigung berechnen. Wird ein Prüfkörper mit dem Gesamtvolumen V und der Gesamtmasse $m = \rho V$ betrachtet, so gelten für die Anteile der zwei enthaltenen Phasen Feststoff ($_s$) und Fluid ($_l$) am Ganzen die Beziehungen:

$$V = V_s + V_l ; \quad m = m_s + m_l = \rho_s V_s + \rho_l V_l = \rho V \quad (6.35)$$

wobei für ρ_l vereinfachenderweise die Dichte von Wasser angesetzt wird. Aus diesen Beziehungen lassen sich die Formeln für die Volumina der beiden Phasen und damit auch die Formel für die Porosität ϕ des Materials ableiten:

$$\phi = \frac{V_l}{V} = \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s - \rho_l} = \frac{2.700 - 2.550 \text{ kg/m}^3}{2.700 - 1.000 \text{ kg/m}^3} = 8,82 \% \quad (6.36)$$



Der auf diese Weise berechnete Parameterwert stimmt Tabelle 6.1 zufolge mit der oberen Grenze des dort angegebenen Wertebereiches für die Primärporosität von $\phi = 9\%$ überein. Dieser Zahlenwert wird später konservativ für die geohydraulischen und die hydraulisch-mechanisch gekoppelten Simulationen herangezogen.



7 Aufbau der Berechnungsmodelle für die rechnerischen Simulationen

In diesem Abschnitt werden die Berechnungsmodelle für den Haupttunnel aus dem Jahr 1881 und die Querstollen aus den Jahren 1996 und 2003 vorgestellt.

7.1 Tunnel 1881

Das Tragverhalten des nicht mit einem tragenden Ausbau versehenen alten Eisenbahntunnels wird hier mit einem zweidimensionalen Berechnungsmodell analysiert. Der Querschnitt des Tunnels weist Abmessungen auf von im Mittel einer Höhe von $h = 5,63\text{m}$ und einer Breite von $b = 5,06\text{m}$. Der in das Berechnungsmodell integrierte Gebirgsbereich hat Abmessungen von $200\text{m} \times 200\text{m}$. Da das Gebirge hier zunächst als struktur- und texturlos (trennflächen- und schichtungsfrei) angenommen wird, ist es aus Symmetriegründen hinreichend, nur eine Hälfte dieses Gebirgsbereiches zu modellieren. Die Symmetrieachse ist dabei ebenso wie der vertikale äußere Modellrand horizontal unverschieblich gelagert, während der untere Rand des Berechnungsmodells in vertikaler Richtung unverschieblich gelagert ist. Dem Ansatz dieser geometrischen Randbedingungen liegt die Erfahrung zugrunde, dass bei den gewählten Modellabmessungen das Gebirgsfernfeld durch den Tunnel nicht wesentlich beeinflusst wird bzw. vice versa die geometrischen Randbedingungen an der Berandung des Berechnungsmodells sich nicht auf die Zustandsgrößen im Konturbereich des Tunnels auswirken. Der obere Rand des Berechnungsmodells ist frei verschieblich gelagert. Das folgende Bild 7.1 veranschaulicht die Modellgeometrie und die Randbedingungen. Dabei steht das Symbol \triangle für eine in die angezeigte Richtung unverschieblich gelagerte Modellberandung.

Die Diskretisierung des Berechnungsmodells erfolgt durch räumliche Gebirgselemente (Zonen) in Form von Hexaedern (und im Ausbruchsbereich auch von Dreiecksprismen) und umfasst abzüglich des auszubrechenden Tunnelbereiches 6.150 Knoten und 2.944 Zonen. Dabei ist die Tunnelkontur besonders fein diskretisiert, um angesichts der großen Zustandsgrößengradienten in diesem Bereich bei zonenbezogen gemittelten Werten wie z.B. der Minimalspannung den Einfluss aus den hinter der Kontur liegenden und in die jeweilige Mittelwertbildung einbezogenen Gebirgsbereichen möglichst gering zu halten. Ebenso ist die Diskretisierung im Bereich der Tunnelecke verfeinert worden und der Eckbereich zusätzlich auch ausgerundet worden, um die dort auftretenden größeren Spannungsspitzen/-gradienten genau-

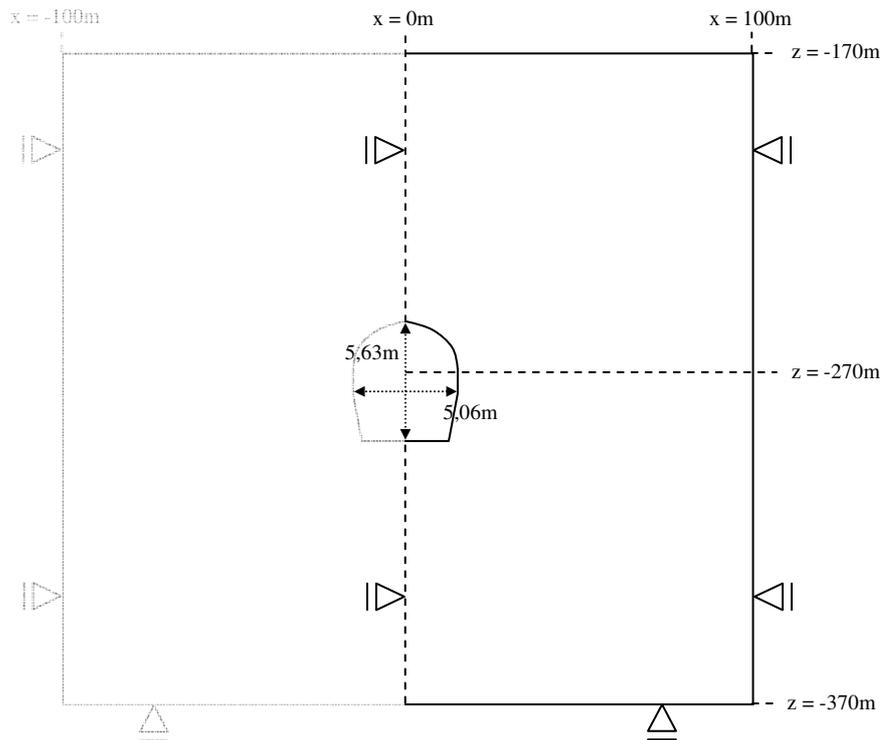


Bild 7.1: Modellgeometrie mit Randbedingungen

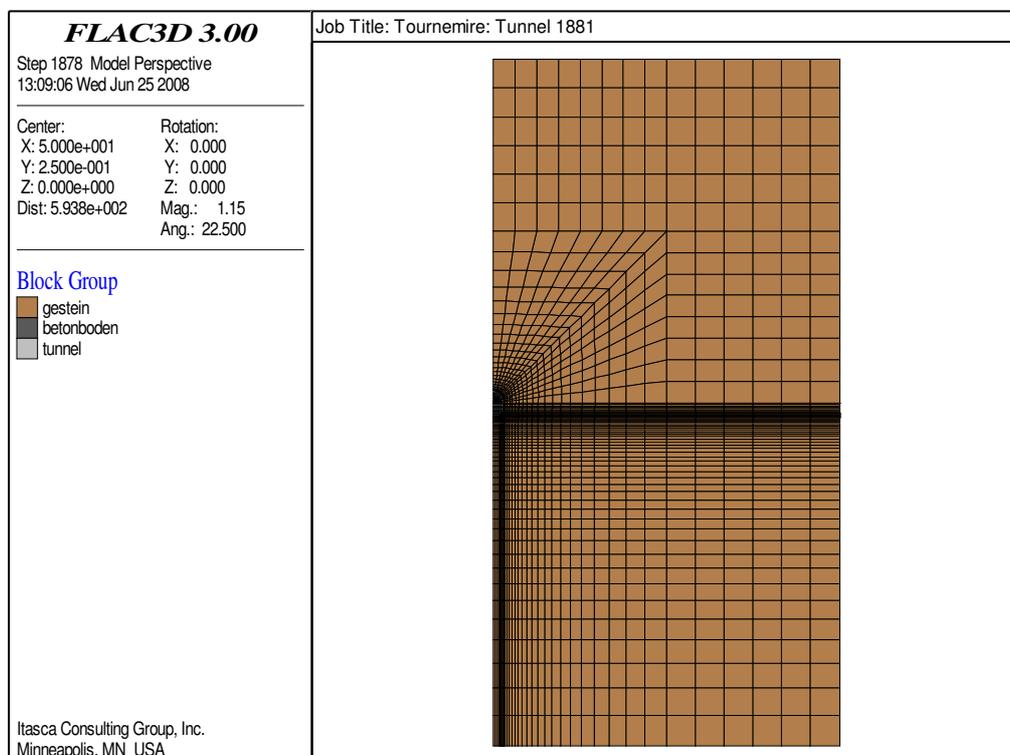


Bild 7.2: Diskretisierung des Berechnungsmodells

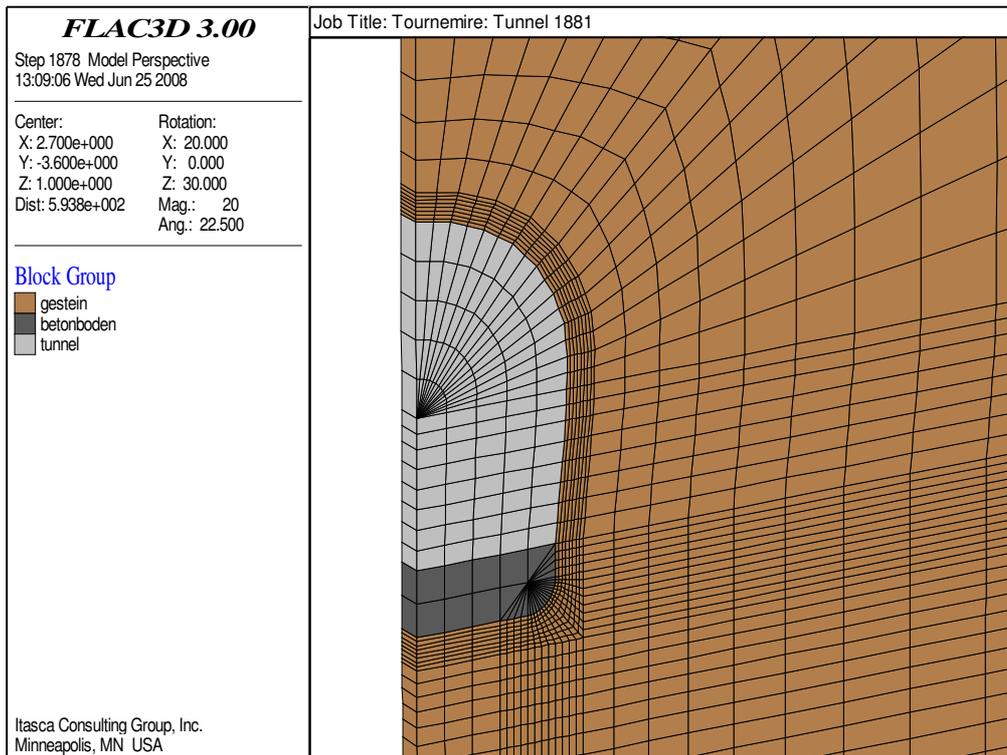


Bild 7.3: Diskretisierung des Ausbruchsnahfeldes des Tunnels

er analysieren zu können. Des Weiteren führte ein erster Ansatz mit einer in der oberen Hälfte vollständig radial ausgerichteten Diskretisierung zu unbefriedigenden numerischen Resultaten bei der hydraulischen Simulation der Porenwasserströmung. Daher ist einer weitgehend achsenparallelen Diskretisierung der Vorzug gegeben worden. Die beiden Bilder 7.2 und 7.3 zeigen das diskretisierte Modell zunächst übersichtsartig für das Berechnungsmodell insgesamt und dann detaillierter in der unmittelbaren Umgebung des Tunnels.

Zur Visualisierung der Berechnungsergebnisse liefern Flächenplots einen ersten Eindruck vom Einfluss des Tunnelausbruchs, des verwendeten Stoffmodells und der verwendeten Parameter auf die Zustandsgrößen in dem den Tunnel umgebenden Gebirgsbereich. Für genauere Analysen und

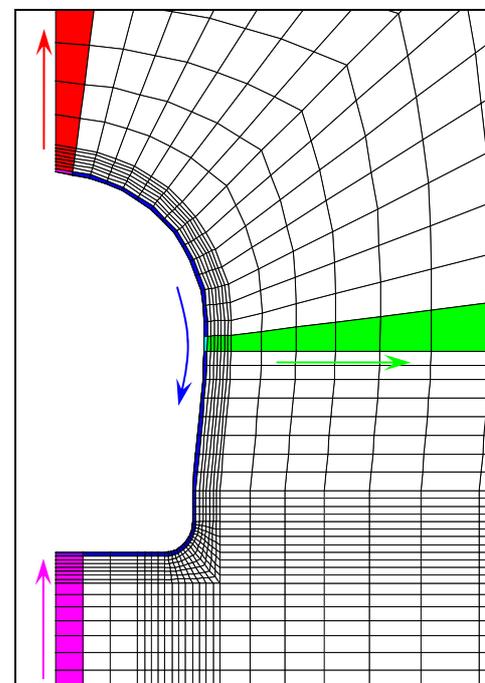


Bild 7.4: Definition der Schnittführung:
- horizontal (grün)
- vertikal (rot/magenta)
- entlang der Kontur (blau)

direkte Vergleiche der relevanten Zustandsgrößen sind jedoch Schnitte, d.h. Kurven mit den berechneten Zahlenwerten entlang vorgegebener Linienführungen im Modell, besser geeignet. Den Verlauf der Zustandsgrößen weitgehend abdeckende Schnittführungen verlaufen entlang der Tunnelkontur sowie vom Tunnel ausgehend in horizontaler und vertikaler Richtung. Bild 7.4 veranschaulicht diese Schnittführungen.

7.2 Querstollen 1996 und 2003

Der im Jahre 1996 mit einer Teilschnittmaschine im Hufeisenprofil aufgefahrene Querstollen besitzt eine Höhe von $h = 3,70\text{m}$ und eine Breite von $b = 4\text{m}$. Er ist wie der Haupttunnel

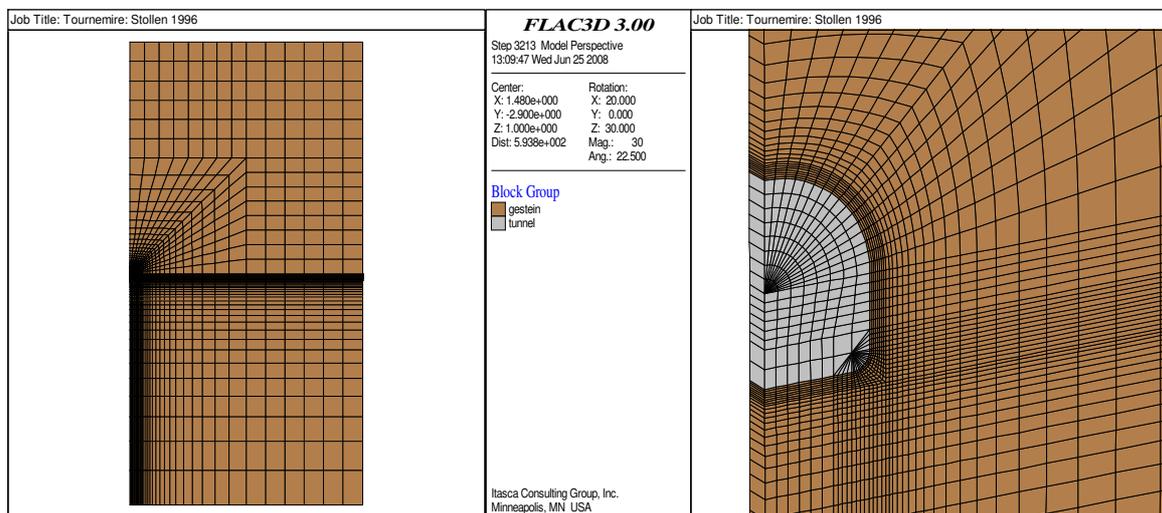


Bild 7.5: Diskretisierung des gesamten Querschnittshälfte des Stollens 1996 (links) und seines Ausbruchsnahfeldes (rechts)

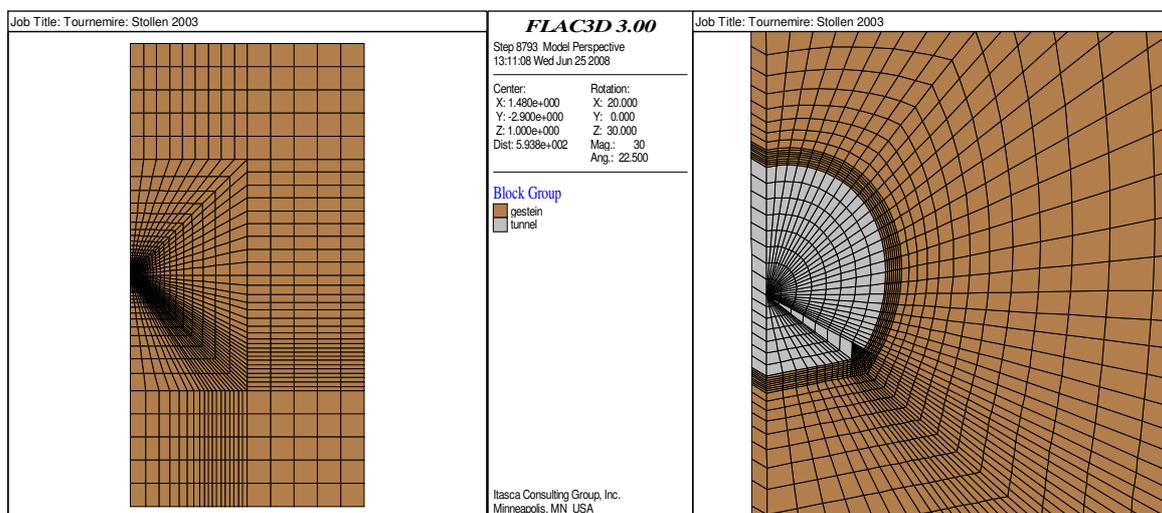


Bild 7.6: Diskretisierung des gesamten Querschnittshälfte des Stollens 2003 (links) und seines Ausbruchsnahfeldes (rechts)

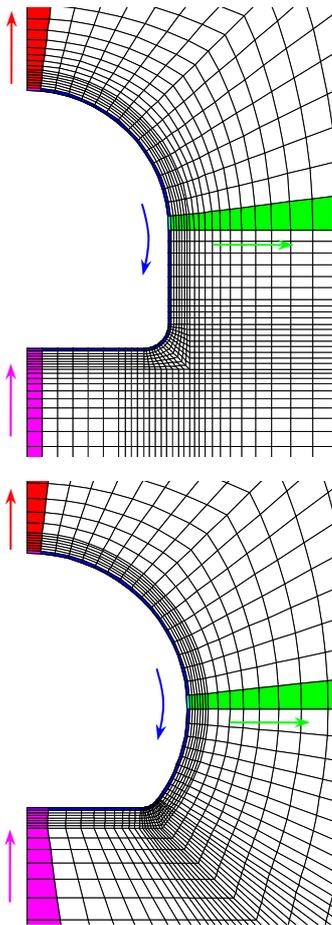


Bild 7.7: Schnittführungen in den Modellen der Stollen 1996 (oben) und 2003 (unten)

nicht mit einem tragenden Ausbau versehen, sondern wird stattdessen mit in regelmäßigen Abständen von 2 m angebrachten Stahlausbaubögen gestützt. Der sieben Jahre später etwa 120 m weiter südlich aufgefahrenen Querstollen ist lediglich auf den ersten zehn Metern vom Haupttunnel aus mit einem etwa 30 cm starken Stahlbetonausbau versehen, während das übrige 30 Meter lange Teilstück ebenfalls von Stahlbögen im Zweimeterabstand gesichert wird. Auch dieser Querstollen ist mit einer Teilschnittmaschine ausgebrochen worden, besitzt aber im Gegensatz zum Stollen 1996 einen kreisförmigen Querschnitt mit einem Durchmesser von ca. 5 m und einer ebenen Sohle, die auf der gesamten Stollenlänge mit einem etwa 30 cm dicken Stahlbetonausbau versehen ist. Daraus ergeben sich die Werte von $h = 3,70\text{ m}$ und $b = 3,50\text{ m}$ für Höhe und Sohlenbreite. Alle weiteren geometrischen und numerischen Modellvoraussetzungen für die beiden Querstollen – Gebirgsbereichsabmessungen, Symmetrieanahmen, Verschiebungsrandbedingungen, Diskretisierungseigenschaften (qualitativ) und Schnittführungen –

sind gegenüber dem Haupttunnel unverändert (siehe Abschnitt 7.1). Die Diskretisierung der in die Berechnungsmodelle integrierten Gebirgsbereiche erfolgt dabei durch 7.408 Knoten und 3.566 Zonen im Modell des Stollens 1996 sowie durch 4.586 Knoten und 2.178 Zonen im Modell des Stollens 2003 und ist aus den Bildern 7.5 und 7.6 zu ersehen. Bild 7.7 zeigt die Schnittführungen in diesen beiden Stollen.

7.3 3D-Modellerweiterung für die Simulation des Mine-by-Tests

(a) 3D-Berechnungsmodell

Zur Einschätzung der Wirkungsweise verschiedener Stoffmodelle und zur Analyse des Langzeitverformungsverhaltens des die Strecke umgebenden Gebirges fernab der Ortsbrust ist es



zweckmäßig, die Strecke idealisiert als „unendlich lang“ zu betrachten und sich bei der Modellierung auf ein weniger rechenzeitintensives 2D-Modell zu beschränken. Wird allerdings die Stützwirkung der Ortsbrust in die Betrachtung miteinbezogen, beispielsweise bei der Simulation eines Streckenvortriebs, so ist dies sinnvollerweise nur mit einem 3D-Modell simulierbar. Da die verwendete Software für dreidimensionale Modelle programmiert wurde und dort nur dreidimensionale Elemente zum Aufbau des diskretisierten Berechnungsmodells vorliegen, verbergen sich hinter den in den Abschnitten 7.1 und 7.2 beschriebenen 2D-Modellen tatsächlich dreidimensionale Scheibenmodelle mit einer Dicke von $0,5\text{ m}$. Der naheliegendste Weg zur Erstellung eines 3D-Modells ist daher die Aneinanderreihung mehrerer solcher Modellscheiben in Richtung der y -Achse, wobei zu beachten ist, dass eine Kreuzung oder Abzweigung von Strecken auf diese Weise nicht modelliert werden kann. Mit Blick auf die Ausmaße der vorab beschriebenen 2D-Modelle ist diese Art der 3D-Modellierung also nur für die 3D-Simulation der Auffahrung des Hohlraums anwendbar. Einflüsse bestehender oder später aufgefahrener Hohlräume auf das Tragverhalten dieses Hohlraums können bei dieser Art des Modellaufbaus mit Diskretisierung nicht berücksichtigt werden bzw. sind, soweit möglich, nach eigenem Ermessen (Erfahrung, separate Simulation der Hohlräume) abzuschätzen.

Die Erweiterung der 2D-Scheibenmodelle auf 3D-Raummodelle wurde über eine Variabilität der y -Anfangs- und -Endwerte bei der Modellgenerierung implementiert, so dass auch Scheibenmodelle verschiedener und insbesondere größerer Dicken an beliebigen Stellen der y -Achse erstellbar sind und dann als Bausteine für ein 3D-Modell dienen können. Zusätzlich ist es softwareseitig möglich, eine Modellscheibe bei ihrer Generierung gleich in mehrere feinere Scheiben zu unterteilen und so die Feinheit der Diskretisierung in Vortriebsrichtung vorzugeben. Durch die Kombination dieser Eigenschaften können schließlich auf einfache Weise mittels Vorgaben von Feldvariablen für Position und Diskretisierung der Bausteine dreidimensionale Streckenmodelle aufgebaut werden, die in verschiedenen Bereichen der y -Achse unterschiedlich fein diskretisiert sind.

Eine Verwendung für ein derartig erstelltes 3D-Modell findet sich in der Simulation des Mine-by-Tests, der im Zuge der Auffahrung des 40 m langen Querstollens 2003 durchgeführt wurde. Das Gebirge, in das der Stollen vorgetrieben wird, kann zu diesem Zweck in vier Abschnitte aufgeteilt werden, welche jeweils einem Modellgenerierungsbaustein zugeordnet

werden können und für welche unterschiedliche Anforderungen an die Diskretisierung zu stellen sind, Bild 7.8:

- großräumiger Abzweigungsabschnitt (0 m bis 15 m)

Dieser Abschnitt beinhaltet das Nahfeld des Eisenbahntunnels 1881 sowie einen Spritzbetonausbau auf den ersten 10 Metern im Querstollen 2003, so dass die für diesen Bereich erhaltenen Berechnungsergebnisse wenig aussagekräftig sind. Die Diskretisierung kann deshalb relativ grob gewählt werden. Im Sinne einer hinreichenden Abbildbarkeit der einzelnen Abschlüge sollte die Scheibendicke in Richtung des nächsten Abschnittes jedoch abnehmen.

- Messabschnitt (15 m bis 35 m)

Die fünf Extensometerstangen des Bohrlochs M5 zur Erfassung der Verformungen des Gebirges in seiner Reaktion auf den Vortrieb des Querstollens 2003 im Rahmen des Mine-by-Tests sind in diesem Abschnitt verankert, siehe dazu auch Unterpunkt (b). Die meisten der Extensometerstangen sind dabei nahe des Bohrlochkopfes in Höhe der Abschnittsmittle ($y \approx 25 \text{ m}$) positioniert. In dieser Position befindet sich im Stollen zudem ein Messquerschnitt mit sechs weiteren Extensometern. Da hier auch geringe Abschlagslängen einen signifikanten Einfluss auf die Deformationen des Gebirges haben können, ist für diesen Abschnitt eine sehr feine Diskretisierung vorgesehen worden.

- Ortsbrustabschnitt (35 m bis 40 m)

Der weitere Bereich bis zur Position der hier für die Modellierung vorgegebenen finalen Ortsbrust bei $y = 40 \text{ m}$ (= Ende des Stollenvortriebs) kann wieder etwas gröber diskretisiert werden als der Messbereich, darf jedoch wiederum für eine Analyse des

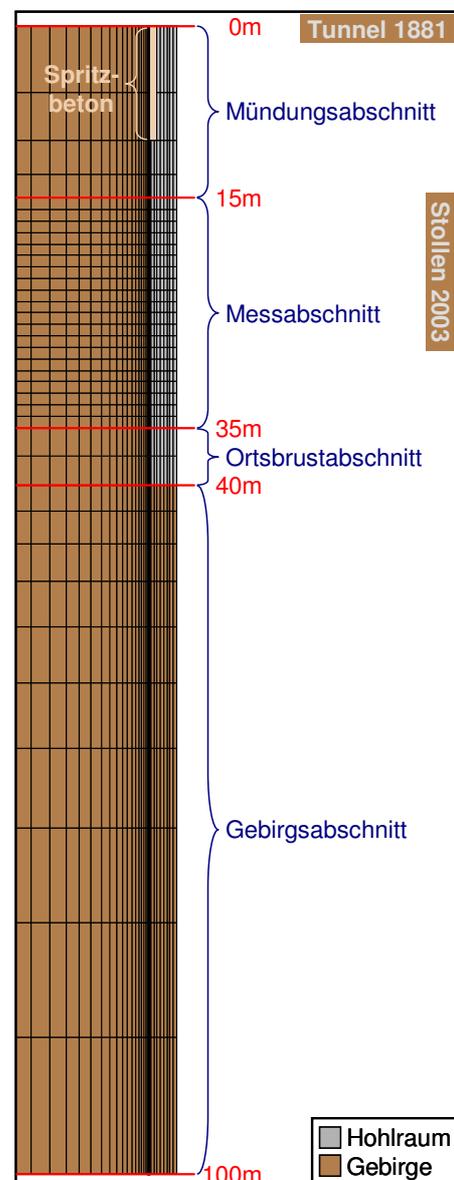


Bild 7.8: Stollen 2003 – Einteilung in Abschnitte und Diskretisierung



Gebirgsbereiches in der Umgebung der Ortsbrust nicht in zu große Zonen aufgeteilt werden.

– Gebirgsabschnitt (40 m bis 100 m)

Für eine realitätsnahe Abbildung der Spannungszustände im Bereich der Ortsbrust muss auch das Gebirge im Ortsbrustvorfeld in hinreichender Ausdehnung in das Berechnungsmodell einbezogen werden. Zu diesem Zweck muss der Gebirgsbereich vor der Ortsbrust so groß sein, dass die das Fernfeld repräsentierenden geomechanischen und geohydraulischen Randbedingungen (mechanische Unverschieblichkeit, primärer Spannungszustand, primärer Porenwasserdruck) in das Modell implementiert werden können. Die an der Ortsbrust und in ihrem Nahfeld noch dem vorherigen Abschnitt entsprechende Dicke der Scheibenelemente darf in Richtung des Fernfeldes, d.h. mit abnehmendem Einfluss des Stollens auf die Zustandsgrößenverläufe, zunehmen.

Die Einteilung einer in ihrem Tragverhalten zu analysierenden Strecke in gebirgsmechanisch signifikante Abschnitte und die Diskretisierung dieser Abschnitte hängen natürlich stets von den jeweiligen standortbezogenen Gegebenheiten ab, d.h. beispielsweise von der Streckenlänge, von benachbarten Hohlräumen und ihrem Einflussbereich, vom Gebirgsbau mit z.B. auch Störungszonen sowie von dem angeordneten Tunnelausbau, aber auch von simulationspezifischen Faktoren wie z.B. von den aufgrund der Fragestellung speziell zu analysierenden Gebirgsbereichen, von der Position von Messinstrumenten sowie von der Effizienz der verwendeten Software. Für andere Strecken kann es daher zweckmäßig sein, die Bereichseinteilung und die Diskretisierung in anderer Weise aufzubauen. Die Einteilung gemäß Bild 7.8 erhebt demzufolge keinen Anspruch auf Universalität oder Übertragbarkeit auf andere Strecken und Hohlräume.

Die Bilder 7.9 und 7.10 zeigen das diskretisierte Modell des Stollens 2003 zunächst im Ganzen und dann detaillierter in der Umgebung der Stollenauffahrung. Das letztendlich diskretisierte Modell umfasst wie seine Grundbestandteile, die Scheibenmodelle, aus Symmetrie- und damit verbunden aus Effizienzgründen lediglich eine Hälfte des betrachteten Gebirgsbereiches. Bild 7.11 veranschaulicht, wie ein das Gebirge insgesamt erfassendes Berechnungsmodell nach vollständigem Ausbruch des Stollens aussähe.

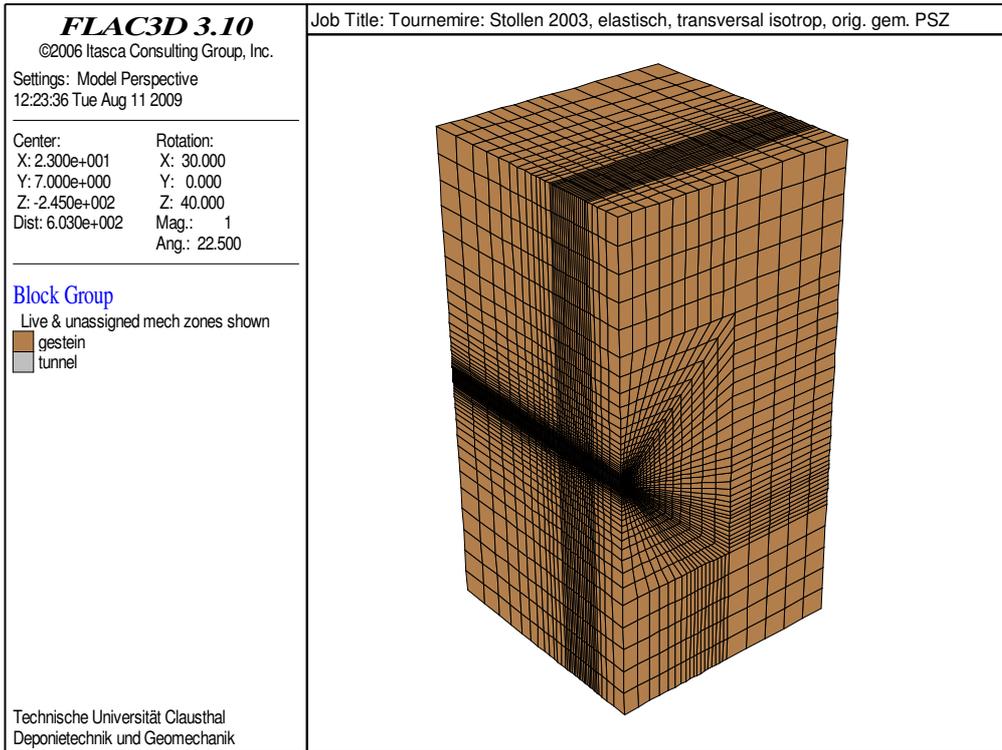


Bild 7.9: Diskretisierung des dreidimensionalen Modells des Stollens 2003

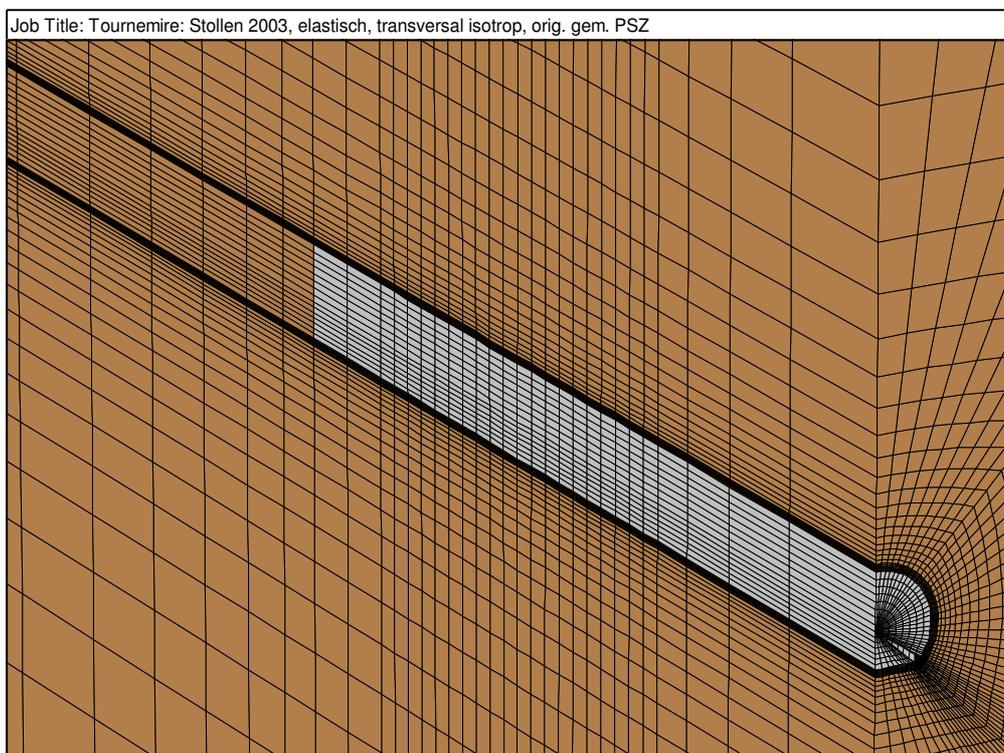


Bild 7.10: 3D-Modell des Stollens 2003 und seines Nahfeldes

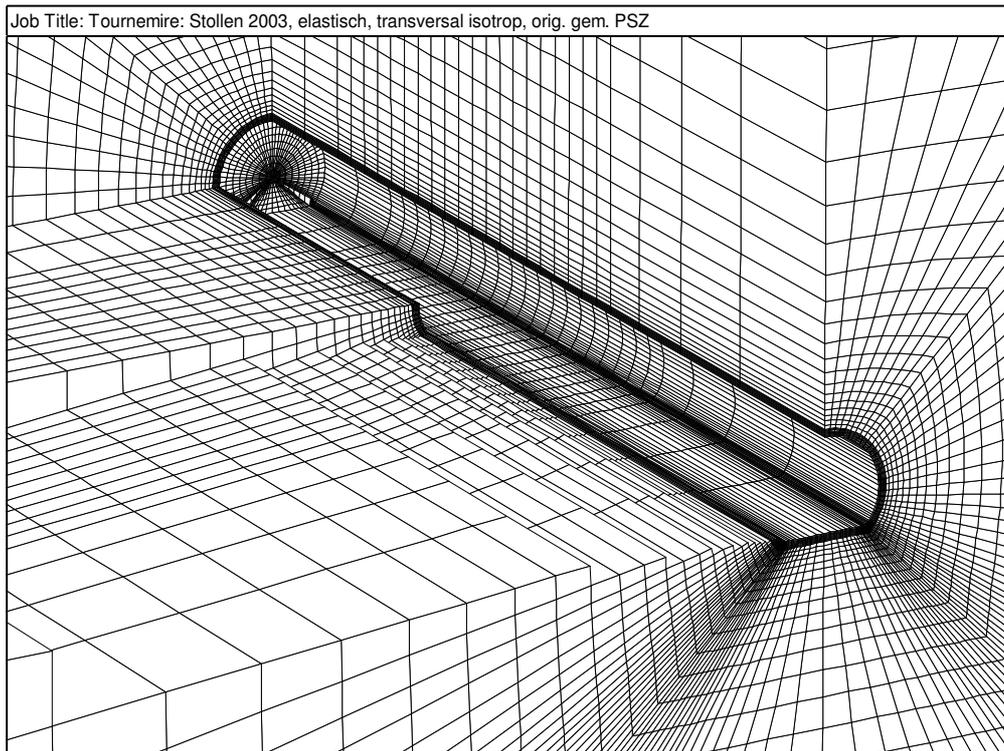


Bild 7.11: Veranschaulichung eines kompletten 3D-Modells des Stollens 2003 in ausgebrochenem Zustand (unter Ausblendung einiger Zonen)

(b) Integration der Extensometermessstrecken in das Berechnungsmodell

Für die Durchführung des Mine-by-Experiments wurden kurz vor Ausbruch des Querstollens 2003 mehrere Bohrlöcher unter einem Winkel von 45° vom Haupttunnel aus horizontal so in das Gebirge abgeteuft, dass sich ihre Tiefsten in der Nähe des im Voraus berechneten Verlaufs der Stollenkontur befinden würden, *Rejeb et al. (2007)*. In eines dieser Bohrlöcher, das eine Länge von 35 m aufweist und die Bezeichnung „M5“ trägt, wurden die Stangen eines Fünffachextensometers in verschiedenen Teufen fest mit dem umgebenden Gebirge verankert, so dass die Entfernungen dieser Extensometerfußpunkte in Bezug auf die künftige Stollenkontur 1 m (Extensometer im Bohrlochtiefsten), 2 m , $3,5\text{ m}$, 5 m und 10 m betragen würden. Gemessen wurden über einen den Ausbruch umfassenden Gesamtzeitraum von etwa drei Monaten die Verschiebungen der Extensometerstangen gegenüber ihren Ausgangspositionen und damit die Änderungen der Abstände zwischen den Verankerungspunkten der fünf Extensometerstangen und dem Extensometerkopf, d.h. ihrem gemeinsamen Anfangspunkt am Bohrlochmund.

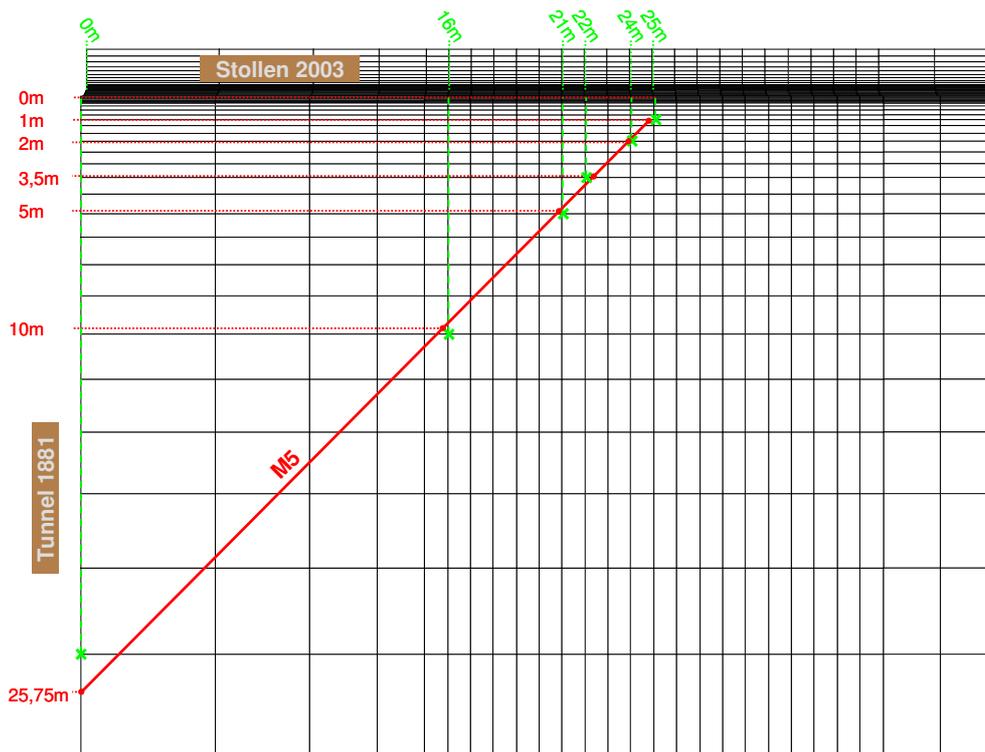


Bild 7.12: Übertragung der Ankerpunkte der Mine-by-Test-Extensometer im Bohrloch M5 auf das 3D-Stollenmodell

Bedingt durch die achsenparallele und dabei nicht äquidistante Diskretisierung des Modells müssen zur Übertragung der vorgegebenen Maße in das Berechnungsmodell für die Verankerungspunkte der Extensometerstangen und für den Extensometerkopf benachbarte Knoten aus der Modelldiskretisierung herausgesucht werden. Aus den Verschiebungen dieser Knotenpunkte können dann die Verschiebungen der Extensometer in Bohrlochrichtung berechnet werden. Bild 7.12 gibt eine Übersicht über das in das Berechnungsmodell projizierte Bohrloch. Dabei sei erwähnt, dass die geometrisch originalgetreuen Koordinaten der Verankerungspunkte für die Verformungsberechnungen verwendet werden und die Näherungsknoten lediglich dazu dienen, Approximationen für die Verschiebungen dieser Verankerungspunkte zu bestimmen. Es wird also angenommen, dass sich ein jeder Verankerungspunkt in nahezu derselben Art und Weise bewegt wie der nächstliegende Knotenpunkt des Modells.





8 Physikalische Modellierung und numerische Simulationen

8.1 Modellierung und Simulation eines zeitunabhängigen Deformationsverhaltens unter Verwendung von Materialparametern aus der Literatur

8.1.1 Tunnel 1881

8.1.1.1 Grundsituation

(a) Berechnungsannahmen

Für das Gebirge wird zunächst von einem isotropen Primärspannungszustand mit dem Zahlenwert nach Abschnitt 6.1 (in situ-Messbefunde) und von einem linear-elastischen Materialverhalten (Stoffmodell *Hooke*) mit den Materialparametern $E_{V\parallel}; \nu_{\parallel}$ bzgl. der Schichtungsebene nach Abschnitt 6.3.1 ausgegangen. Die Bruch- und Schädigungsfestigkeit für das Tonsteingebirge wird nach der Bruchhypothese von *Mohr/Coulomb* mit den Zahlenwerten für Kohäsion c und Winkel der inneren Reibung φ aus Abschnitt 6.3.1 angesetzt. Der hydraulische Teilprozess (Porenwasserströmung) kommt in dieser Grundsituation noch nicht zum Tragen. In Tabelle 8.1 werden diese Parameter noch einmal zusammenfassend dargestellt.

Stoffmodell	Verformungsmodul $E_V = E_{V\parallel}$	Poissonzahl $\nu = \nu_{\parallel}$
· isotrop-elastisch (<i>Hooke</i>)	27.680 MPa	0,17
Versagenskriterium (<i>Mohr/Coulomb</i>)	Kohäsion $c_{S;D;M}$	Reibungswinkel $\varphi_{S;D;M}$
· Schichtungsbruch	3,3 MPa	18,8°
· Gefügeschädigung (<i>Dilatanz</i>)	5,7 MPa	20°
· Matrixbruch	6,7 MPa	20°
Primärspannungszustand	Spannung $\sigma_{v;h;H}$	konstante Größen
· an der Modelloberseite	$\approx 2,79$ MPa	$\gamma \approx 0,0164$ MPa/m
· im Tunnelachsenbereich	4,43 MPa	$\rho \approx 1.673$ kg/m ³
· an der Modellunterseite	$\approx 6,07$ MPa	$g = 9,81$ m/s ²

Tabelle 8.1: Berechnungsparameter der Grundsituation

Das hier zunächst als schichtungsfrei angenommene Gebirge wird als ein Homogenbereich idealisiert mit einer konstanten Materialdichte ρ bzw. Gesteinswichte $\gamma = \rho g$, so dass sich die Primärspannung im Modellbereich über die Beziehung



$$\sigma_{v;h;H} = -\rho g z = -\gamma z \quad (8.1)$$

berechnen lässt. Weiterhin wird angenommen, dass der Hohlraumausbruch instantan erfolgt. Aufgrund der Ausbaukonstruktion (Mauerwerk, evtl. Handsteinhinterfüllung) wird nicht von einem Verbundtragsystem Gebirge-Ausbau ausgegangen. Der Tunnelausbau wird damit in seiner mittragenden Wirkung vernachlässigt.

Die Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit werden mit dem Programmsystem *FLAC^{3D}* durchgeführt. Dazu ist anzumerken, dass programmintern sowohl Druckspannungen wie auch Stauchungen entgegen der üblichen und hier auch verwendeten Konvention der Geomechanik ein negatives Vorzeichen tragen. Dementsprechend sind die Vorzeichen in den Flächenplots zu lesen. Durch Auftragen der mit -1 multiplizierten Zahlenwerte für Spannungen und Verzerrungen konnte bei der Erstellung der Schnittdarstellungen auf die geomechanische Konvention übergegangen werden.

Das Berechnungsmodell für den Tunnel 1881 ist aus den Bildern 7.1 bis 7.4 zu ersehen.

(b) Berechnungsergebnisse und Diskussion

Nachfolgend werden ausgewählte Ergebnisse der Berechnung vorgestellt. Dargestellt sind in den folgenden Bildern 8.1 bis 8.4 die Hauptspannungen und die Vergleichsspannung (*Von-Mises*-Spannung) σ_{vM} . Die Bilder 8.1 und 8.2 zeigen Minimal- und Maximalspannung in einem Flächenplot, während in den Bildern 8.3 bis 8.5 die Zustandsgrößenverläufe entlang der Schnittführungen aus Bild 7.4 aufgetragen sind.

Zunächst kann festgestellt werden, dass die Zahlenwerte für die Zustandsgrößen in den Flächen- und den Schnittplots übereinstimmen und die Randbedingungen in hinreichendem Maße eingehalten werden, d.h. $\sigma_3 (= \sigma_{min}) = 0$ entlang der Kontur und $\sigma_{1;2;3} = \sigma_{v;H;h} = -\gamma z \approx -0,0164 \text{ MPa/m} \cdot z$ entlang des äußeren Modellrandes. Der Anstieg der Minimalspannung im unteren Eckbereich des Tunnels ist auf grundsätzlich hohe Spannungsgradienten im Eckbereich und die diskretisierungsbedingte Mittelung zurückzuführen. Die lokalen Ungenauigkeiten sind in dem hier relevanten gebirgsmechanischen Kontext nicht von Bedeutung.

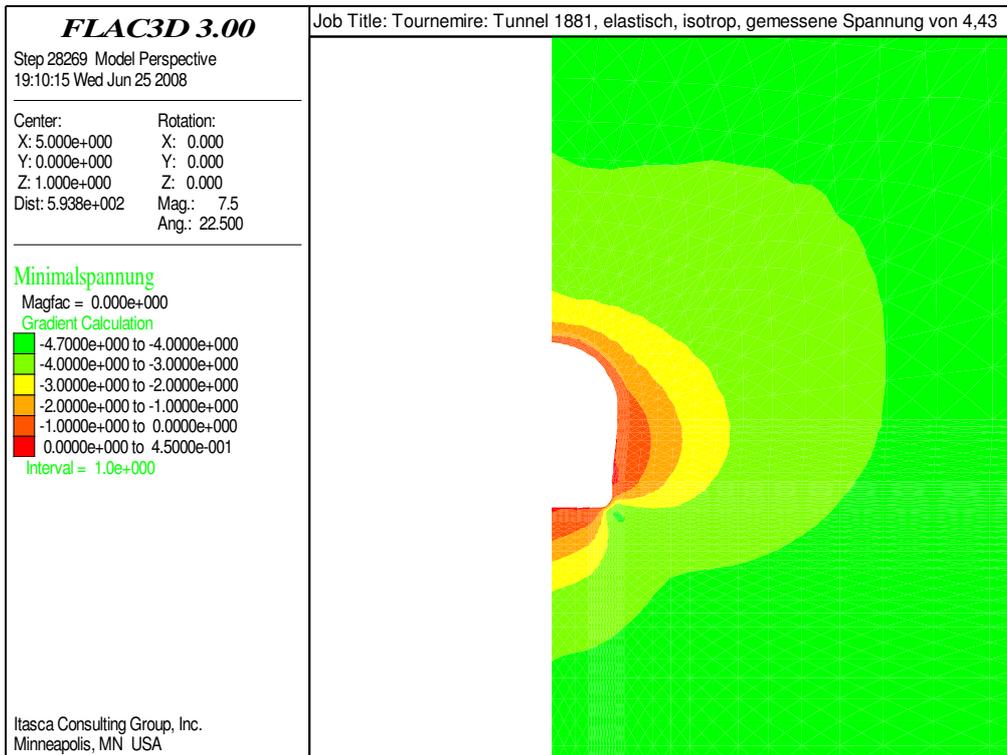


Bild 8.1: Minimalspannungen im Bereich des Tunnels 1881, Grundsituation

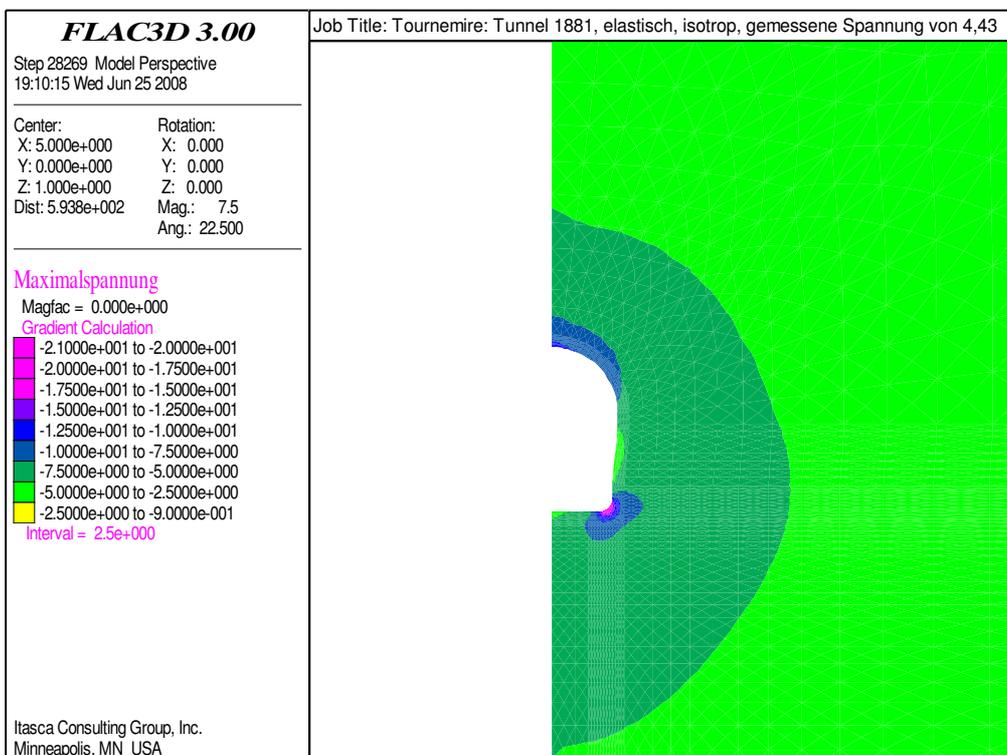


Bild 8.2: Maximalspannungen im Bereich des Tunnels 1881, Grundsituation

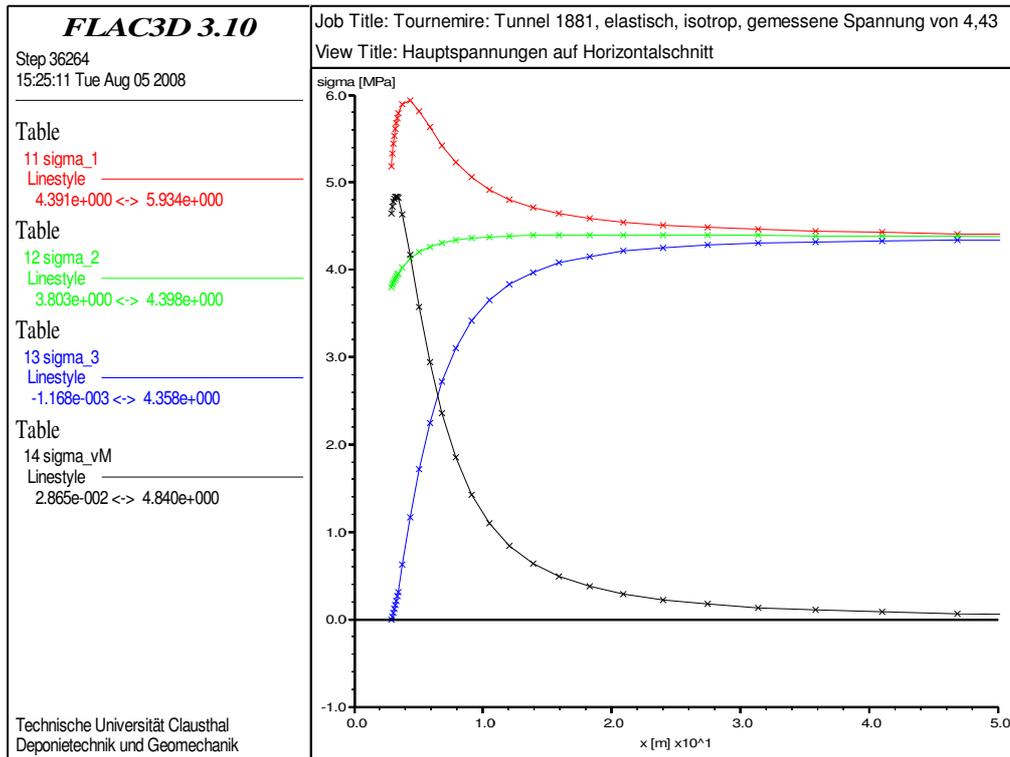


Bild 8.3: Hauptspannungen und Vergleichsspannung entlang des Horizontalschnitts (Primärspannung $\sigma_{v,h;H} = 4,43 \text{ MPa}$)

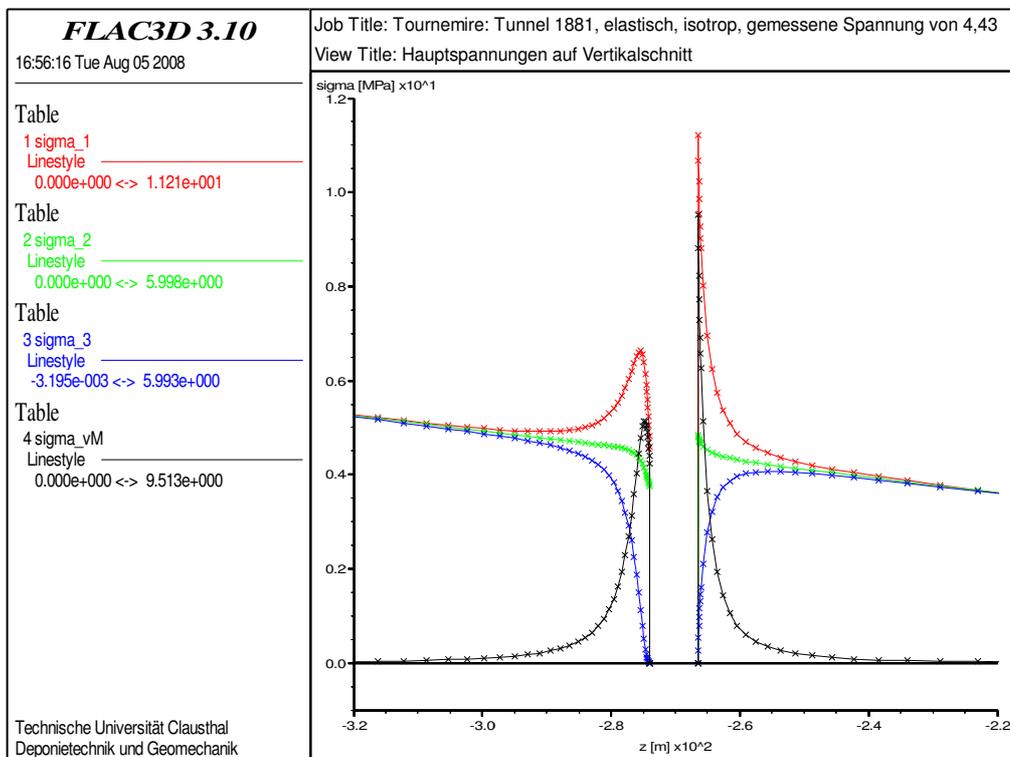


Bild 8.4: Hauptspannungen und Vergleichsspannung entlang des Vertikalschnitts (Primärspannung $\sigma_{v,h;H} = 5,25 \text{ MPa}/3,61 \text{ MPa}$ in 320m/220m Teufe)

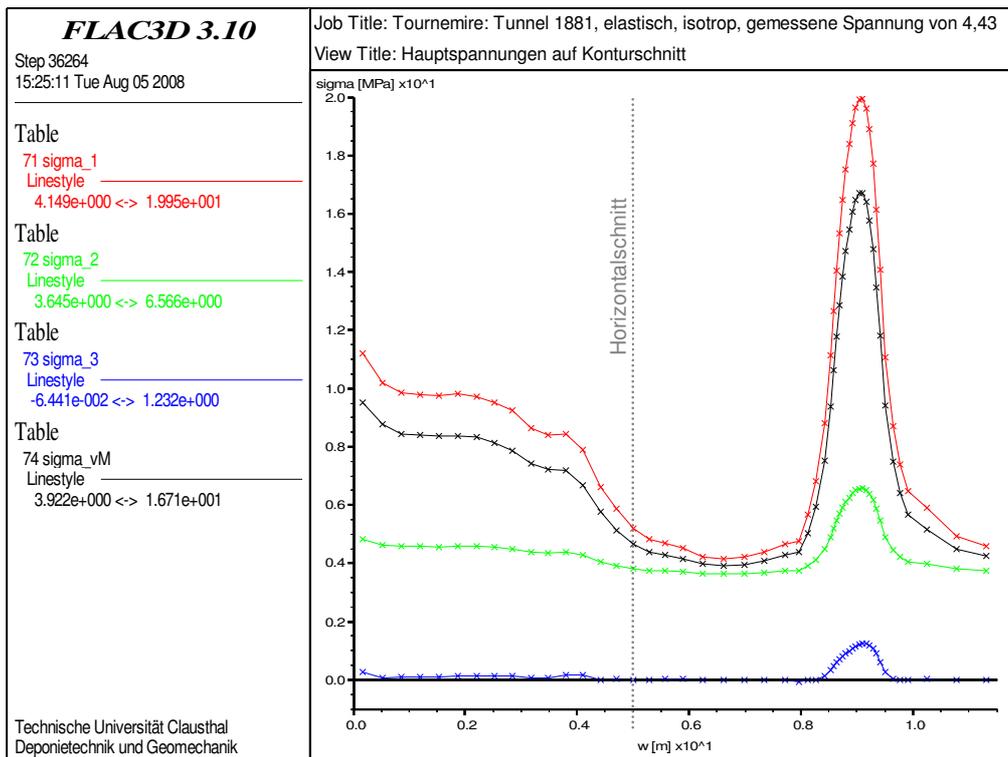


Bild 8.5: Hauptspannungen und Vergleichsspannung entlang des Konturschnitts

Im Vergleich zu einem kreisrunden Tunnel fällt bei der vorliegenden maulprofilartigen Querschnittsgeometrie auf, dass sich die Maximalspannungen (= Tangentialspannungen) entlang der Tunnelkontur nicht gleichmäßig verteilen entsprechend $\sigma_{\varphi} (= \sigma_{max}) = 2\sigma_{v;H;h}$, sondern in den Bereichen mit wenig gekrümmter Kontur wie Stoß und Sohle gegenüber diesem Niveau abfallen und dabei z.T. nur Primärspannungsniveau erreichen, während sie im Firstbereich auf mehr als den doppelten Zahlenwert anwachsen. Dieser Sachverhalt ist auch im Horizontal- und Vertikalschnitt der Bilder 8.3 und 8.4 zu beobachten: Die Maximal-(=Tangential-)spannung steigt mit Annäherung an den Tunnel an, fällt dann aber wieder im Stoß- und Sohlenbereich ab, während sie im Firstbereich monoton mit Annäherung an die Kontur zunimmt.

Die nachfolgenden Bilder 8.6 und 8.7 zeigen den Verlauf der Koordinatenspannungen und der Koordinatenverzerrungen zur zahlenmäßigen Verifikation der Koordinatenverzerrungen, die über das verallgemeinerte *Hookesche* Stoffmodell erfolgt. Die verschwindenden *xy*- und *yz*-Spannungs- und Verzerrungskomponenten sind aus Platzgründen in der Legende weggelassen worden.

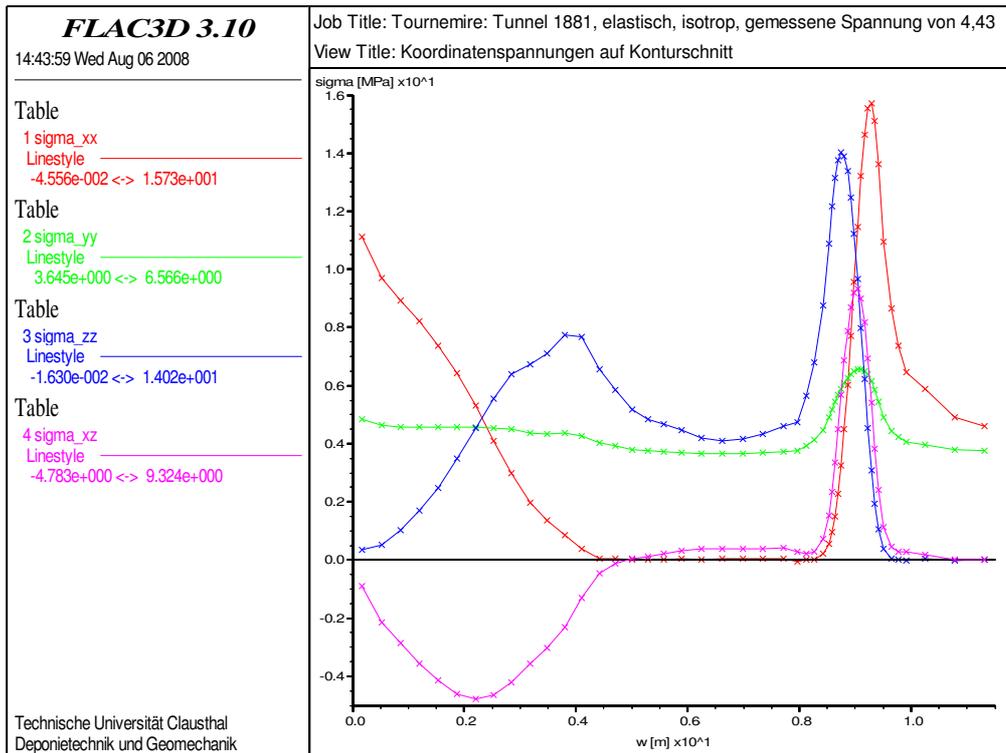


Bild 8.6: Koordinatenspannungen entlang des Konturschnitts

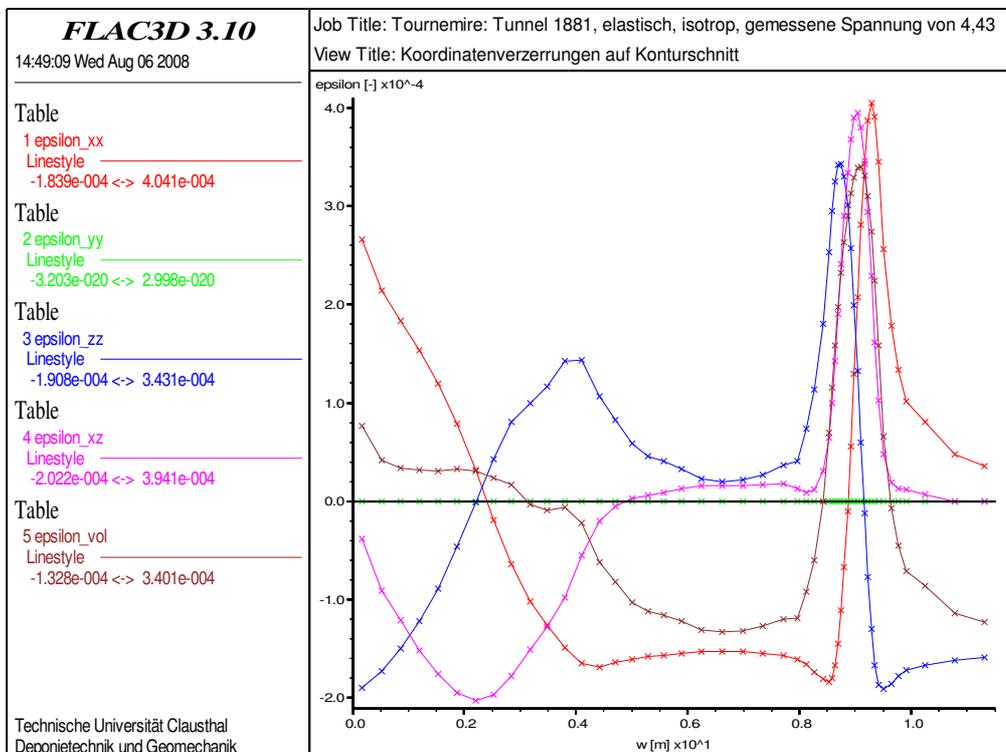


Bild 8.7: Koordinatenverzerrungen entlang des Konturschnitts

Die Spannungs-Verzerrungs-Beziehung des linear-elastischen Stoffmodells lässt sich im Fall der Isotropie in Matrixnotation schreiben als

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{E_V} \left((1 + \nu) \boldsymbol{\sigma}_{rel} - \nu (\text{Sp} \boldsymbol{\sigma}_{rel}) \boldsymbol{I} \right), \quad (8.2)$$

wobei \boldsymbol{I} die Einheitsmatrix und $\text{Sp} A := \sum_{i=1}^3 A_{ii}$ die Spur einer Matrix bezeichnen und

$$\boldsymbol{\sigma}_{rel} := \boldsymbol{\sigma} + \gamma z \boldsymbol{I} \quad (8.3)$$

für die deformationsinduzierenden Umlagerungsspannungen steht, also für die Differenz aus Sekundär- und Primärspannungen ($-\gamma z \boldsymbol{I}$). Diese Beziehung ist wegen $0 < \nu < 0,5$ umkehrbar, so dass erhalten wird:

$$\boldsymbol{\sigma}_{rel} = 2\mu \boldsymbol{\varepsilon} + \lambda (\text{Sp} \boldsymbol{\varepsilon}) \boldsymbol{I} \quad (8.4)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = 2\mu \boldsymbol{\varepsilon} + (\lambda \text{Sp} \boldsymbol{\varepsilon} - \gamma z) \boldsymbol{I} \quad (8.5)$$

mit den Lamé-Konstanten $\lambda = E_V \nu / (1 + \nu)(1 - 2\nu)$ und $\mu = E_V / 2(1 + \nu)$. Mit

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{vol} := \boldsymbol{\varepsilon}_{11} + \boldsymbol{\varepsilon}_{22} + \boldsymbol{\varepsilon}_{33} = \text{Sp} \boldsymbol{\varepsilon}, \quad (8.6)$$

den Zahlenwerten aus Tabelle 8.1 und der Näherung $-\gamma z \approx 4,43 \text{ MPa}$ für die gesamte Tunnelkontur ergibt sich dann

$$\begin{aligned} \sigma_{ii} &\approx (2 \cdot 10^4 \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_{ii} + 6 \cdot 10^3 \boldsymbol{\varepsilon}_{vol} + 4,43) \text{ MPa} \\ \sigma_{ij} &\approx (2 \cdot 10^4 \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}) \text{ MPa} \quad (i \neq j) \end{aligned} \quad (8.7)$$

Diese linearen Abhängigkeiten lassen sich in den Bildern 8.6 und 8.7 leicht wiederfinden. Große Verzerrungen ergeben sich dort, wo große Umlagerungsspannungen vorliegen – also wo die Spannungen σ_{ii} deutlich von der Primärspannung von $\sigma_{v,h;H} = 4,43 \text{ MPa}$ abweichen – wobei eine Abweichung nach oben eine elastische Kompaktion und eine Abweichung nach unten eine elastische Dilatanz zur Folge hat.

Zum Schluss werden noch die Verschiebungen und Ausnutzungsgrade an der Kontur betrachtet. Bild 8.8 zeigt die Koordinatenverschiebungen entlang des Konturschnitts als Zahlenwerte,

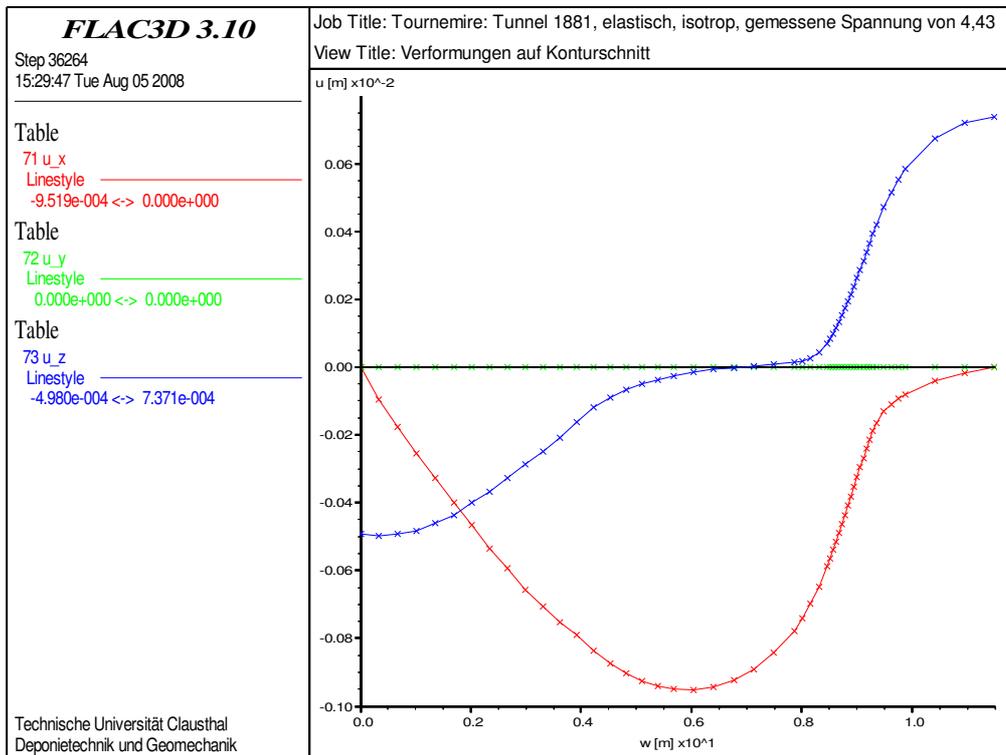


Bild 8.8: Verschiebungen entlang des Konturschnitts

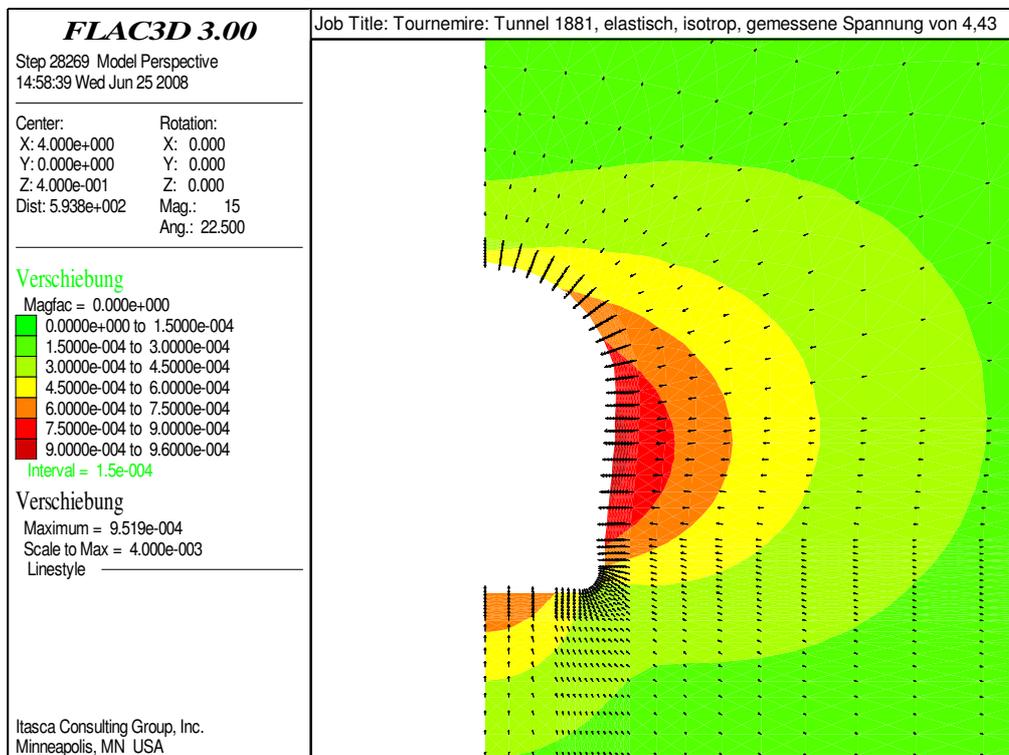


Bild 8.9: Verschiebungsvektorfeld

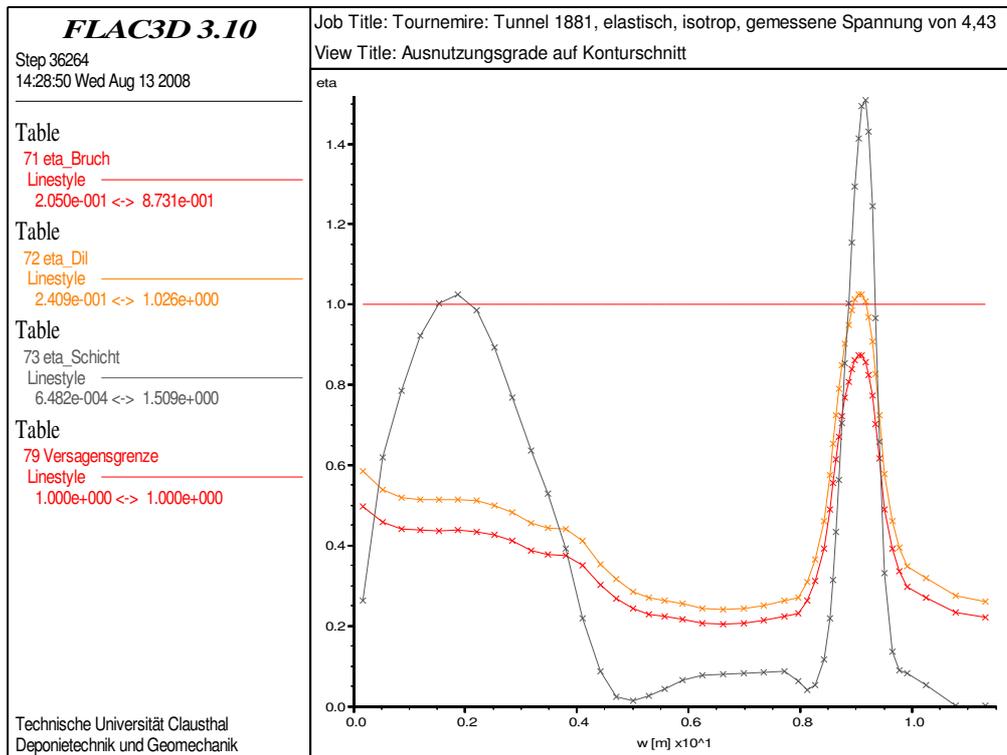


Bild 8.10: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts

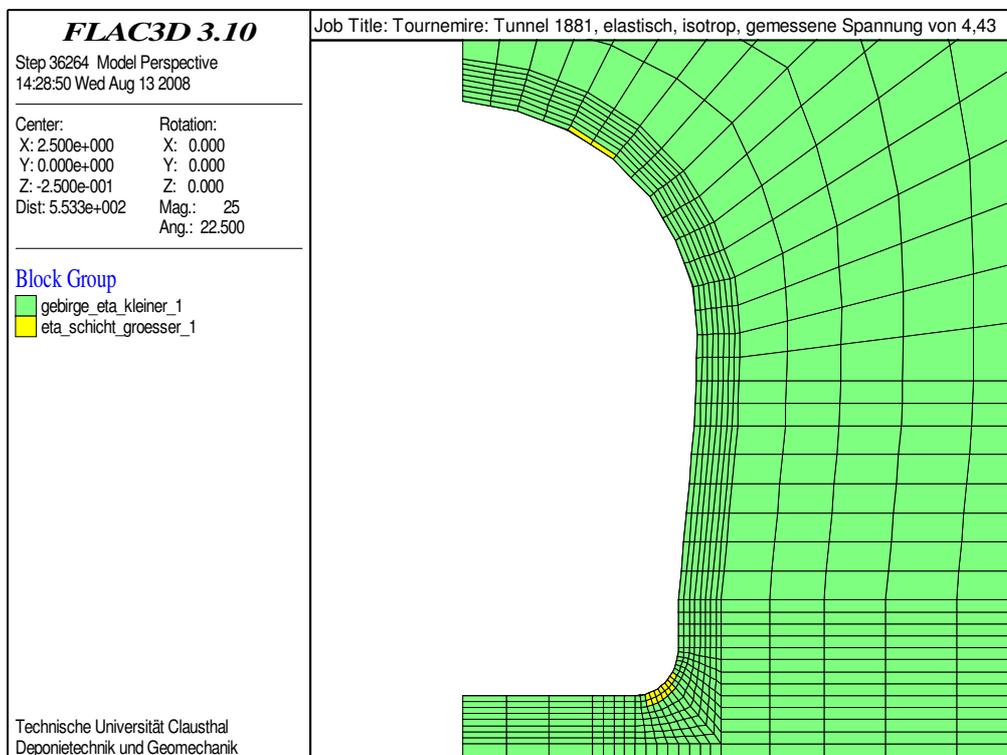


Bild 8.11: Matrix- und Schichtflächenversagen

während Bild 8.9 die Verschiebungen in Form eines Vektorfeldes veranschaulicht, in welchem die Verschiebungsvektoren der besseren Sichtbarkeit gegenüber den Tunnelabmessungen halber hochskaliert wurden. Auffällig ist hier, dass die weniger gekrümmten Konturbereiche mit den verminderten Tangentialspannungen die größten Deformationen aufweisen, wohingegen in den stark gekrümmten Bereichen geringere Deformationen erhalten werden.

Die Ausnutzungsgrade, die das Verhältnis der berechneten zu den nach der Bruchbedingung *Mohr/Coulomb* ertragbaren Beanspruchungen darstellen und sich zu $\eta = \sigma_{vM} / (\sigma_{1f}^{MC} - \sigma_3)$ ergeben, sind bezogen auf Matrixbruchfestigkeit und Matrixgefügefestigkeit aus den Bildern 8.10 und 8.11 zu ersehen. Sie verhalten sich wegen $\sigma_3 = 0$ und einer somit konstanten Bruchfestigkeit von

$$\sigma_{1f}^{MC} = 2 \cos \varphi_{M;D} \cdot c_{M;D} / (1 - \sin \varphi_{M;D}) \approx 2,86 c_{M;D}$$

proportional zur Vergleichsspannung, wie ein Vergleich der Bilder 8.5 und 8.10 bestätigt, sind also im Firstbereich und im Eckbereich gegenüber dem Stoß- und Sohlenbereich erhöht. Dabei bleiben sie jedoch mit $\eta_M < 0,5$ bzw. $\eta_D < 0,6$ am First und $\eta_M < 0,9$ bzw. $\eta_D \approx 1,0$ im Eckbereich in einem ertragbaren Maß (ohne Sicherheitsmarge). Lediglich eine potenzielle horizontale Schichtung mit reduzierter Schichtflächenfestigkeit würde bei den berechneten Beanspruchungszuständen in diesen Bereichen mit $\eta_s > 1,0$ zu einer Schädigung führen.

(c) Modifikation der Berechnungsannahmen

Da die vorstehenden Berechnungsergebnisse gezeigt haben, dass im Rahmen der Berechnungsannahmen im Grundsatz keine geschädigten Gebirgsbereiche vorliegen, diese tatsächlich aber beobachtet worden sind, ist zu überlegen, welche Eingangsparameter mit größeren Unsicherheiten behaftet sind und nur mit einer gewissen Bandbreite abgeleitet bzw. eingeschätzt werden können, und wie ihre modifizierte Festlegung in als plausibel anzusehender Abschätzung zu einer Vergrößerung der Gebirgsbeanspruchung führen könnte.

Eine erste Überlegung führt hier auf den Primärspannungszustand, der bislang in der Grundsituation mit dem Zahlenwert nach *Armand & Rejeb (2002)* aus Feldmessungen aus dem Jahr 1995 und $K_0 = 1,0$ angesetzt worden ist. Dieser Messwert führt zu einem gegenüber dem lithostatischen Teufendruck deutlich abgeminderten Primärspannungsniveau, so dass aus dem



Ansatz des lithostatischen Teufendruckniveaus eine Zunahme der Gebirgsbeanspruchung resultieren wird. Weiterhin kann der Seitendruckbeiwert hypothetisch auf $K_0 = 0,5$ reduziert werden mit der Folge einer weiteren Beanspruchungsintensivierung – zumindest in Teilbereichen der Kontur.

Weitere Möglichkeiten zu einer Parametervariation mit dem Potential, zu einer Beanspruchungszunahme im Gebirge zu führen, bieten die geschichtete Gesteinstextur mit einem anisotropen Deformationsverhalten und der bislang noch nicht berücksichtigte, tatsächlich aber gemessene Porenwasserdruck.

Ausgehend von diesen Überlegungen werden fünf Variationssituationen entwickelt und analysiert. Die relevanten Kennwerte sind Tabelle 8.2 zu entnehmen.

Berechnungsvariation	Primärspannungszustand		Porenwasserdruck p (MPa)	elastisches Stoffmodell (Hooke)	Stoffmodellparameter
	Wichte γ (MPa/m)	Seitendruckbeiwert K_0 (-)			
G	0,0164 ⁽¹⁾	1,0 (isotrop)	–	isotrop	$E_{V } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$
V1	0,0164 ⁽¹⁾	0,5 (anisotrop)	–	isotrop	$E_{V } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$
V2	0,025 ⁽²⁾	0,5 (anisotrop)	–	isotrop	$E_{V } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$
V3	0,025 ⁽²⁾	0,5 (anisotrop)	–	transversal isotrop	$E_{V } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$ $E_{V\perp} = 9.270 \text{ MPa}$ $\nu_{\perp} = 0,20$ $G_{\perp} = 3.940 \text{ MPa}$
V4	0,025 ⁽²⁾	0,5 (anisotrop)	0,5 ⁽³⁾	isotrop (HM-gekoppelt)	$E_{V } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$

Tabelle 8.2: Zusammenstellung der Variationsparameter

⁽¹⁾ Wichte aus in situ-Primärspannungsmessungen abgeleitet

⁽²⁾ Wichte laborativ ermittelt

⁽³⁾ Mittelwert, aus in situ-Befunden abgeleitet



8.1.1.2 Variationssituation 1: Ansatz eines anisotropen Primärspannungszustandes

Die zweite Messkampagne aus dem Jahr 1999 ergab in der Umgebung des Tunnels 1881 im Gegensatz zur ersten Messkampagne unterschiedliche Zahlenwerte für die horizontalen und vertikalen Primärspannungen, die für das zweidimensionale Tunnelmodell entsprechend der räumlichen Orientierung des Tunnels näherungsweise in der Form

$$\sigma_v = 4,43 \text{ MPa} ; K_0 = 0,5$$

dargestellt werden können. In der Erwartung, dass dieser anisotrope primäre Hauptspannungszustand zu erhöhten Vergleichsspannungen und damit auch zu erhöhten Ausnutzungsgraden führt, folgt aus diesen aktualisierten Messwerten die erste Variationssituation. In den Bildern 8.12 bis 8.14 sind die Spannungen an der Tunnelkontur aufgetragen. Ein Vergleich zeigt jedoch, dass eine Beanspruchungszunahme nur im bislang schon weniger bruchgefährdeten Stoßbereich auftritt, während sowohl an der Firste wie auch an der Sohle (inklusive des Eckbereiches) im Gegenteil eine Beanspruchungsabnahme zu beobachten ist. Dementsprechend verringern sich die Ausnutzungsgrade nach Bild 8.16 und Bild 8.17 insgesamt derart, dass lediglich noch im Eckbereich ein Schichtungsbruchversagen vorliegt.

Obwohl der Ansatz des anisotropen Primärspannungszustandes hinsichtlich der Beanspruchungsintensität nicht zu der erwarteten Zunahme geführt hat, wurden dennoch alle nachfolgenden Berechnungen mit einem anisotropen Primärspannungszustand mit einem Seitendruckbeiwert von $K_0 = 0,5$ durchgeführt, da dieser Ansatz für realitätsnäher gehalten wird, einen hinreichend großen Einfluss auf die rechnerischen Ergebnisse hat und deswegen insgesamt auch für eine realitätsnähere Simulation als wesentlich angesehen wird.

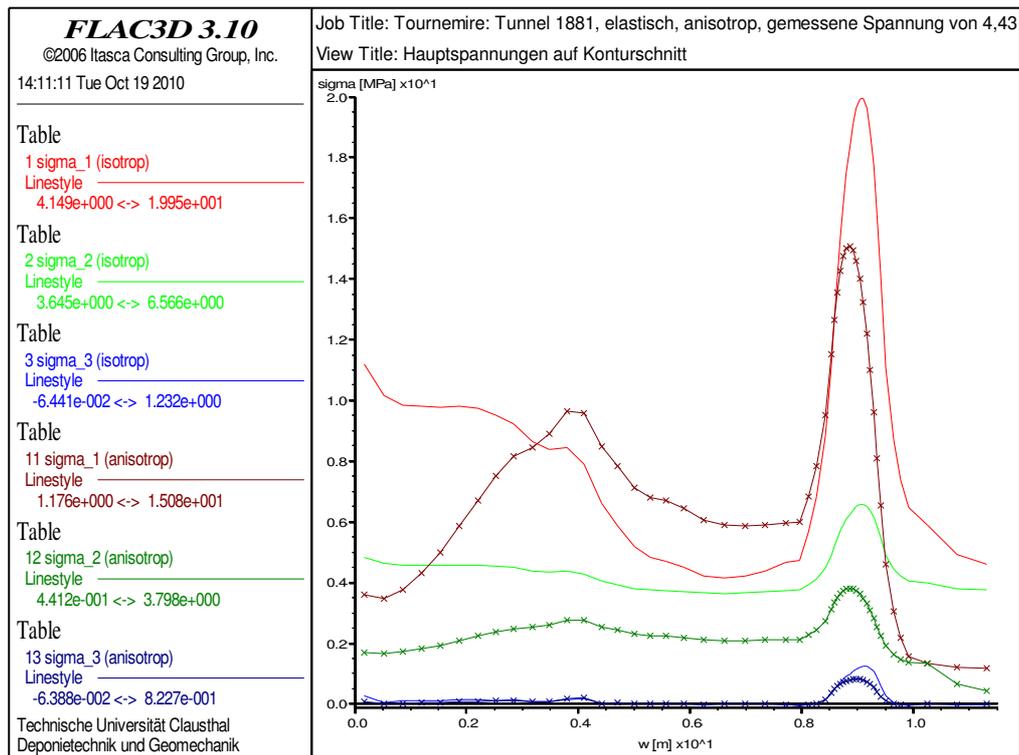


Bild 8.12: Hauptspannungen entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Grundsituation

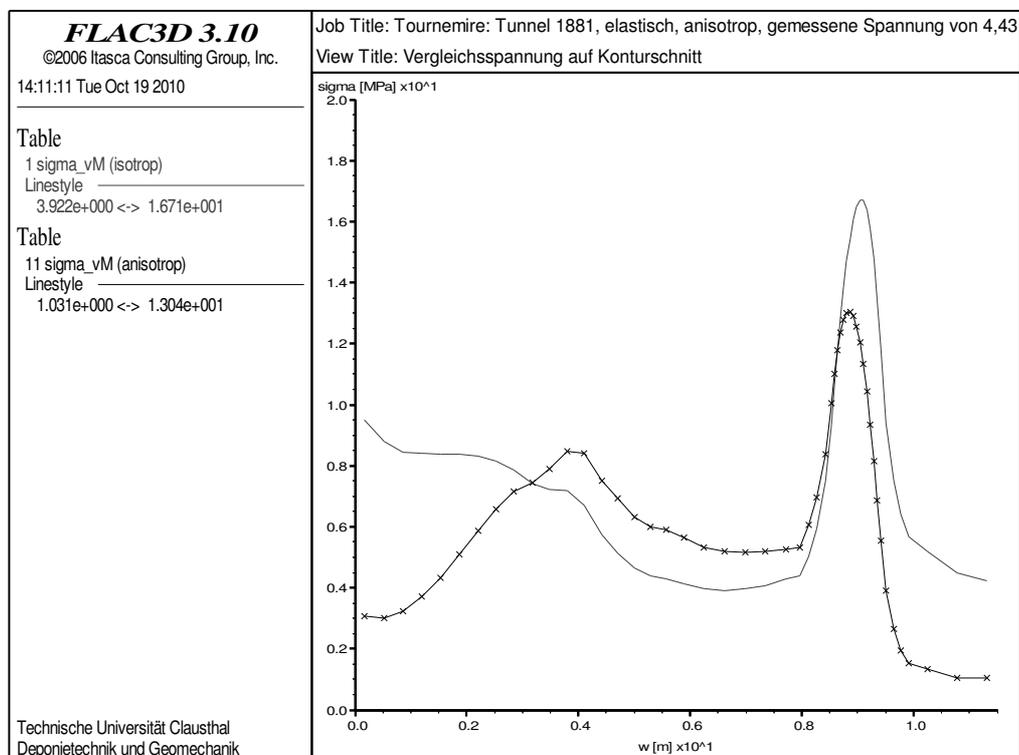


Bild 8.13: Vergleichsspannung entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Grundsituation

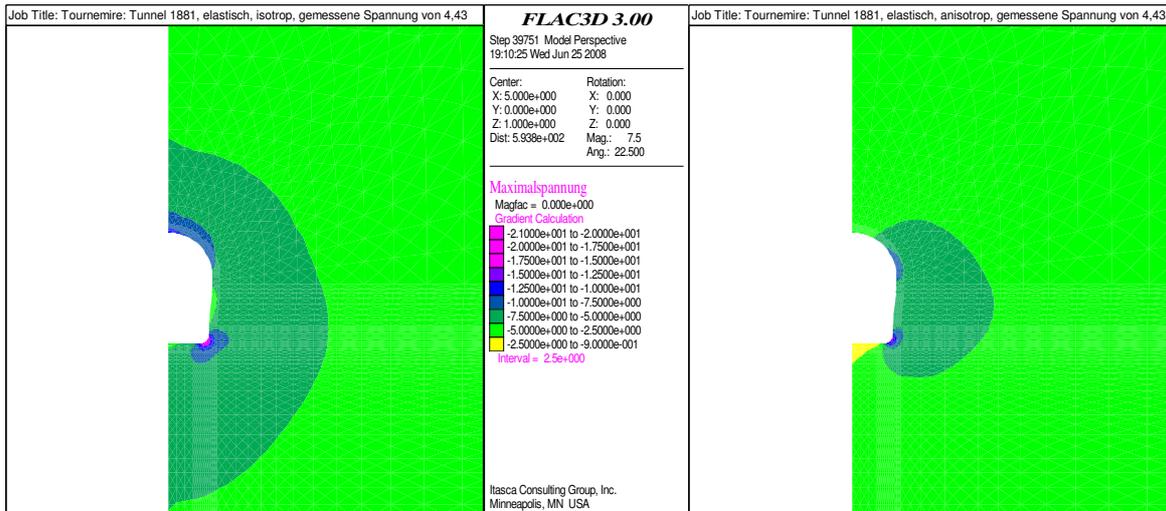


Bild 8.14: Maximalspannungen, Berechnungsvariationen G und VI

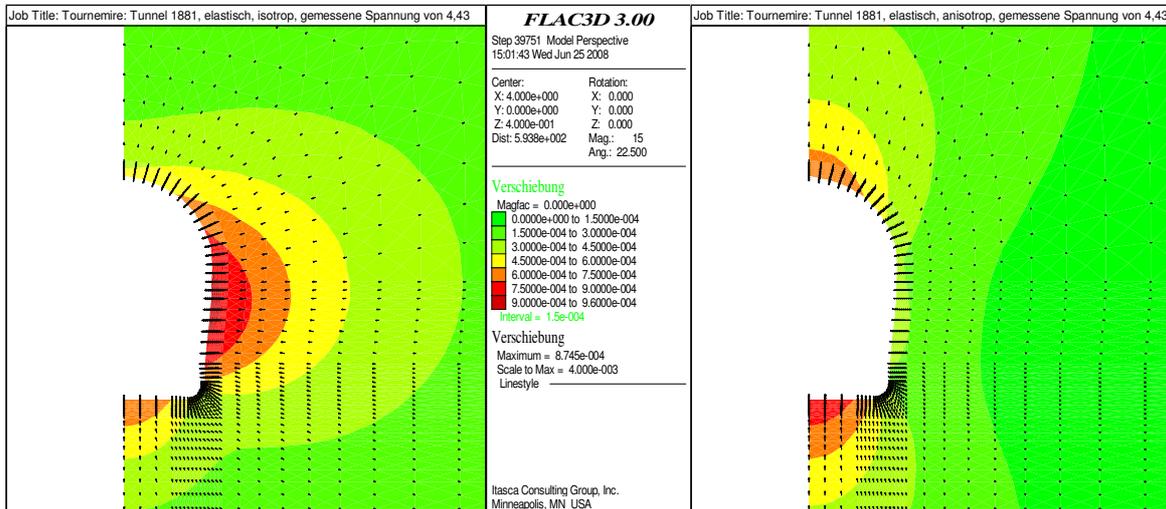


Bild 8.15: Verschiebungsvektorfelder, Berechnungsvariationen G und VI

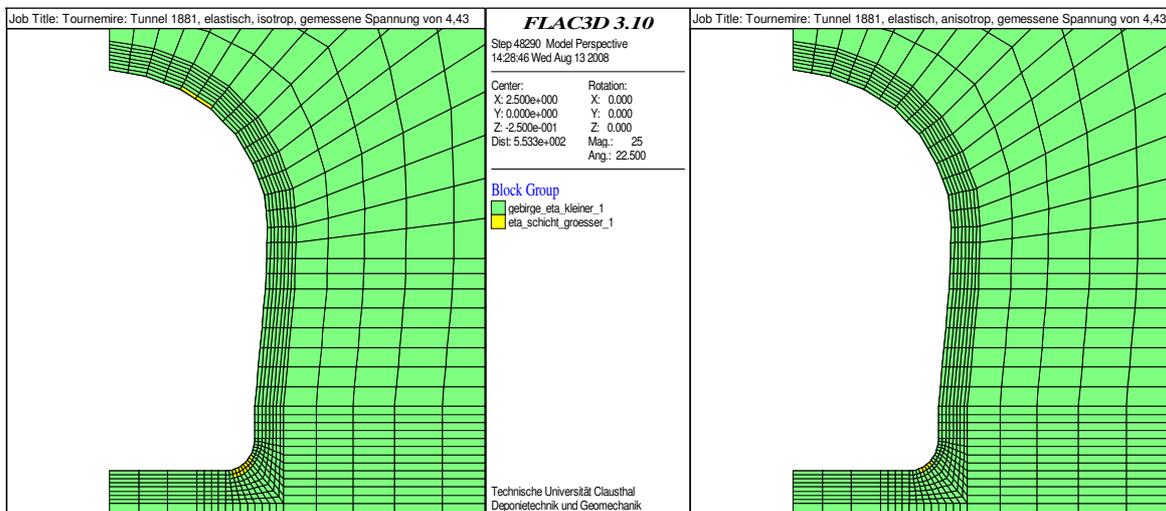


Bild 8.16: Matrix- und Schichtflächenversagen, Berechnungsvariationen G und VI

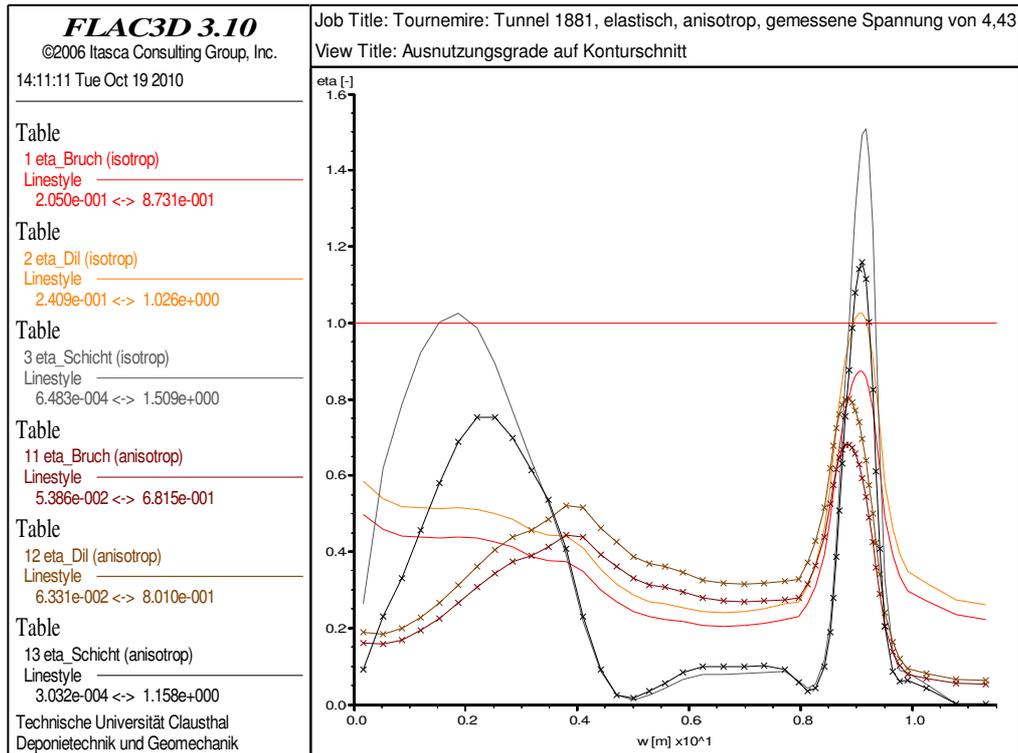


Bild 8.17: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Grundsituation

8.1.1.3 Variationssituation 2: Ansatz der laborativ ermittelten Gesteinswichte

Bereits im Jahr 1995 deuteten die ersten Primärspannungs- und Dichtemessungen in Tournemire darauf hin, dass der primäre Spannungszustand in der Lokation unterhalb des geostatischen Überlagerungsdrucks liegt, *Rejeb (1999)*. Auch die HTPF-Methode („Hydraulic Tests on Pre-existing Fractures“), mit der die zweite Messkampagne im Jahr 1999 durchgeführt wurde, bestätigte diese Diskrepanz. Angesichts auch von Unsicherheiten bei Primärspannungsmessungen und ihrer Interpretation bezüglich des räumlichen Primärspannungszustandes ergab sich der Gedanke, die vertikale Komponente des Primärspannungszustandes aus der Gebirgswichte abzuleiten. Eigene laborative Untersuchungen an Tonsteinprüfkörpern aus Tournemire ergaben eine Wichte von $\gamma = 0,025 \text{ MPa/m}$. Daraus folgt eine vertikale Primärspannung von $\sigma_v = -\gamma z = 6,75 \text{ MPa}$ im Teufenbereich des Tunnels. Die wesentlichen Berechnungsergebnisse für diesen Ansatz mit Hauptspannungen und Ausnutzungsgraden sind in Bild 8.18 und Bild 8.19 zum Vergleich zusammen mit den Werten der vorangegangenen Berechnungsvariation aufgetragen.

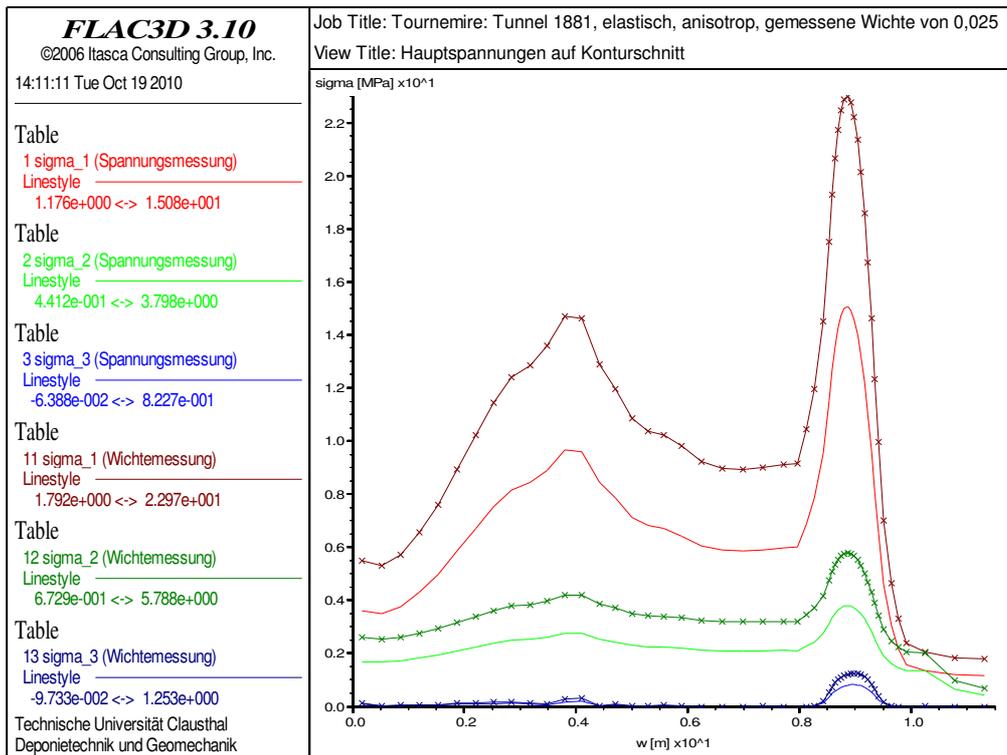


Bild 8.18: Hauptspannungen entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Variationsituation 1

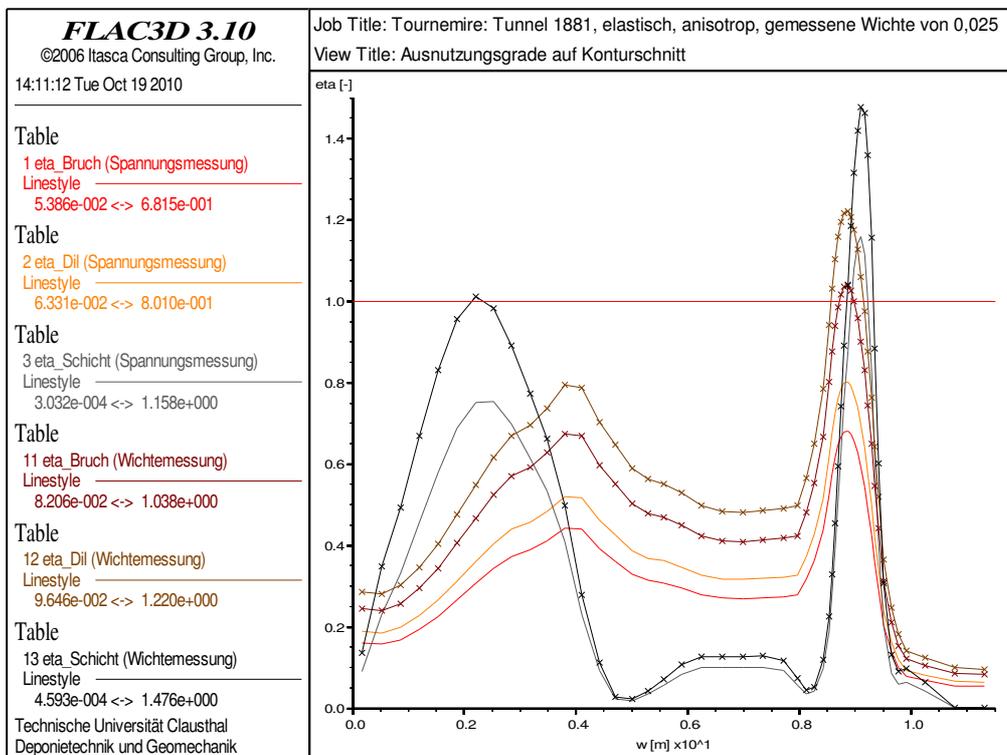


Bild 8.19: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Variationsituation 1



Es überrascht nicht, dass das Beanspruchungsniveau nunmehr um ca. 50% über dem Beanspruchungsniveau der Variationssituation 1 liegt, wenn die zugrunde liegende Randwertaufgabe betrachtet wird: Die nach σ zu lösende Differentialgleichung $\nabla \cdot \sigma = -\gamma e_3$ mit $e_3 = [0 \ 0 \ 1]^T$ ist linear, so dass eine mit einem beliebigen Faktor α veränderte Wichte $\alpha\gamma$ auf die Lösung $\alpha\sigma$ führt. Zudem werden die Randbedingungen bei dieser Änderung automatisch mitskaliert, so dass $\alpha\sigma$ auch ihnen genügt. Diese Skalierung setzt sich des Weiteren bei der Berechnung der Vergleichsspannung und der Ausnutzungsgrade bezüglich Matrixbruch- und Dilatanzfestigkeit (wegen $\sigma_3 = 0$) sowie aufgrund der linearen Zusammenhänge auch bei der Berechnung der Verzerrungen und Verschiebungen fort. In diesem Fall ist $\alpha = (0,025 \text{ MPa/m}) / (0,0164 \text{ MPa/m}) \approx 1,52439$, woraus für die Zustandsgrößen eine Zunahme aller Zahlenwerte um ca. 52% folgt. Wie aus Bild 8.19 zu ersehen ist, zeichnet sich im Eckbereich des Tunnels nun zum ersten Mal ein Matrixrissbruchversagen ab. Die in situ beobachteten und damit bruchbehafteten Beanspruchungen in den weiteren Konturbereichen lassen sich durch den modifizierten Primärspannungsansatz allein allerdings noch immer nicht erklären.

8.1.1.4 Variationssituation 3: Ansatz eines transversal isotropen Stoffmodells

Noch bevor die zweite in situ-Messkampagne auf die Anisotropie des Primärspannungszustands führte, haben *Niandou et al. (1997)* aus den Ergebnissen von Triaxialversuchen ein transversal isotropes Materialverhalten des in Tournemire anstehenden Tongesteins festgestellt. Wie üblicherweise bei geschichteten Gesteinen zu beobachten zeigt auch dieses Tongestein unter Beanspruchung in der Richtung senkrecht zu den Schichtungsflächen ein anderes Materialverhalten als in den beiden anderen Richtungen parallel zu den Schichtungsflächen. Aufgrund der horizontal verlaufenden Schichtung ist hier die vertikale, da orthogonal zur Schichtung stehende Richtung die Richtung mit dem größeren Deformationsvermögen. Die zugehörigen Materialparameter sind zusammen mit den aus den vorangegangenen Berechnungsvariationen übernommenen Parametern aus Tabelle 8.3 zu entnehmen. Hierbei beschreiben der Verformungsmodul $E_{v\parallel}$ und die *Poissonzahl* ν_{\parallel} das Materialverhalten innerhalb der horizontalen Richtungen und $E_{v\perp}$; ν_{\perp} und der Schubmodul G_{\perp} das Materialverhalten in der vertikalen Richtung bzw. die Interaktion zwischen den Richtungen. Ein kleinerer Zah-



lenwert für $E_{V\perp}$ und G_{\perp} sowie ein größerer Zahlenwert für ν_{\perp} weisen dabei auf eine erhöhte Wirkung der vertikalen Umlagerungsspannung auf die Gebirgsdeformationen (Verzerrungen) und auf eine gesteigerte Sensitivität der Vertikalverzerrung gegenüber den Umlagerungsspannungen hin.

Stoffmodell	Verformungsmoduli	Poissonzahlen	Schubmodul
· transversal isotrop (elastisch, Hooke)	$E_{V\parallel} = 27.680 \text{ MPa}$ $E_{V\perp} = 9.270 \text{ MPa}$	$\nu_{\parallel} = 0,17$ $\nu_{\perp} = 0,20$	$G_{\perp} = 3.940 \text{ MPa}$
Primärzustand	Spannungen σ_v bzw. $\sigma_{h,H}$		
· an der Modelloberseite	4,25 bzw. 2,125 MPa		konstante Größen
· im Tunnelachsenbereich	6,75 bzw. 3,375 MPa		$\gamma = 0,025 \text{ MPa/m}$
· an der Modellunterseite	9,25 bzw. 4,625 MPa		$\rho \approx 2.549 \text{ kg/m}^3$

Tabelle 8.3: Gegenüber den Parametern der Grundsituation entsprechend Tabelle 8.1 geänderte Berechnungsparameter der Variationssituation 3

Ausgewählte Berechnungsergebnisse zu dieser Variationssituation 3 sind auf den Bildern 8.20 bis 8.27 dargestellt. Im Vergleich zu den Spannungsunterschieden zwischen den vorangegangenen Berechnungsvariationen G und V1 bzw. V1 und V2 (siehe Bilder 8.12/8.14 bzw. 8.18) lassen die Bilder 8.20 und 8.24 oberhalb der Sohle lediglich eine geringe Abweichung der Minimal- und Maximalspannungen zu den Bezugswerten aus dem Ansatz des isotropen Stoffmodells erkennen. Während die Maximalspannungen σ_1 am Stoß um bis zu 9% zunehmen, ist in den gekrümmten Bereichen der Kontur eine Abnahme um 4 bis 9% zu verzeichnen.

In deutlichem Gegensatz dazu steht die bisher noch nicht signifikant in Erscheinung getretene Medialspannung σ_2 , deren Verlauf sich hier stark von dem Verlauf aus der vorangegangenen Variationssituation 2 unterscheidet und die sich nach Vergleich mit Bild 8.21 im Wesentlichen aus der Koordinatenspannung in Vortriebsrichtung ergibt. Sie steigt im Stoßbereich und in den gekrümmten Bereichen der Kontur um 40 bis 90% an, wohingegen sie im First- und Sohlenbereich bis in den Zugspannungsbereich abfällt. Im Firstbereich bleibt die Medialspannung dabei jedoch im numerischen Toleranzbereich um den Zahlenwert 0 MPa und wird

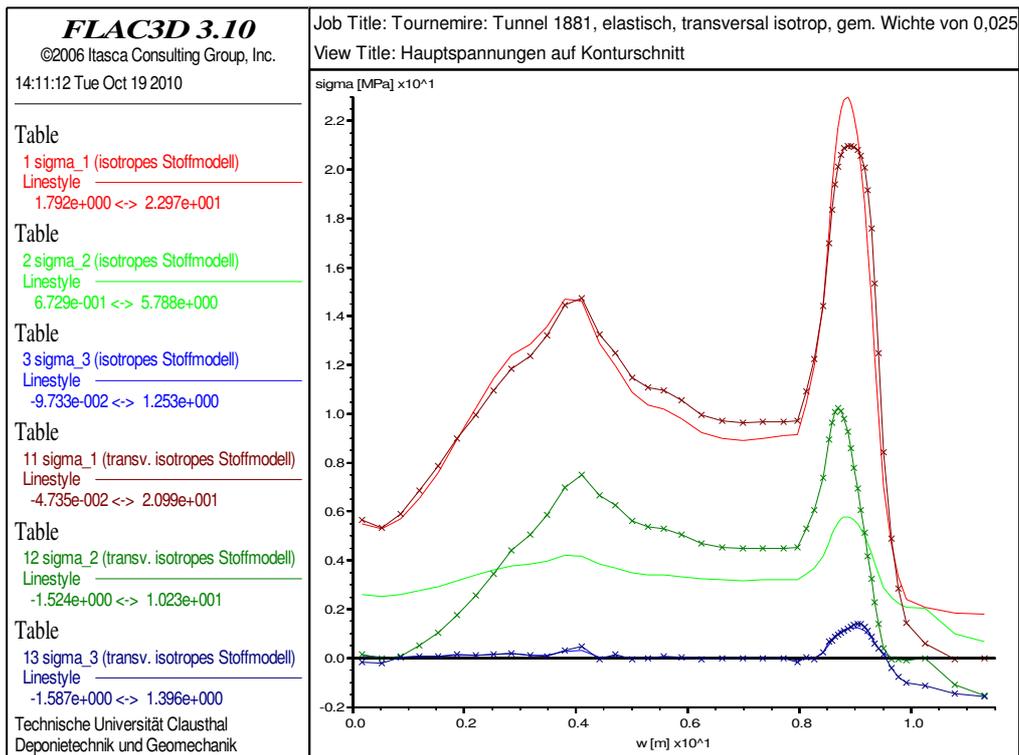


Bild 8.20: Hauptspannungen entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Variationssituation 2

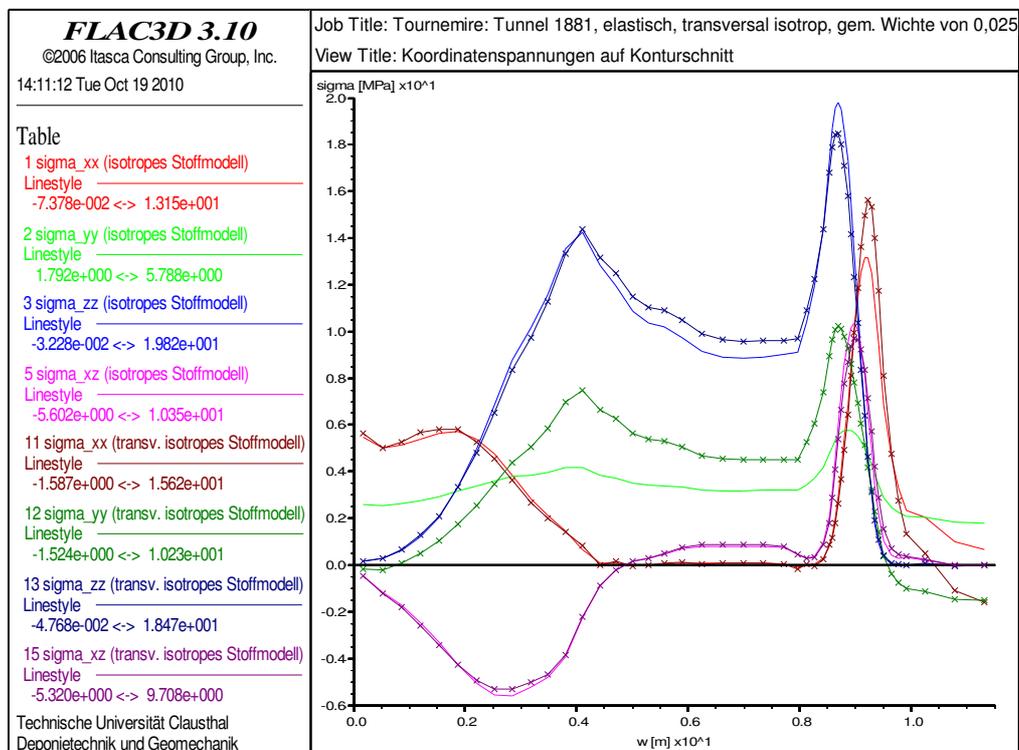


Bild 8.21: Koordinatenspannungen entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Variationssituation 2

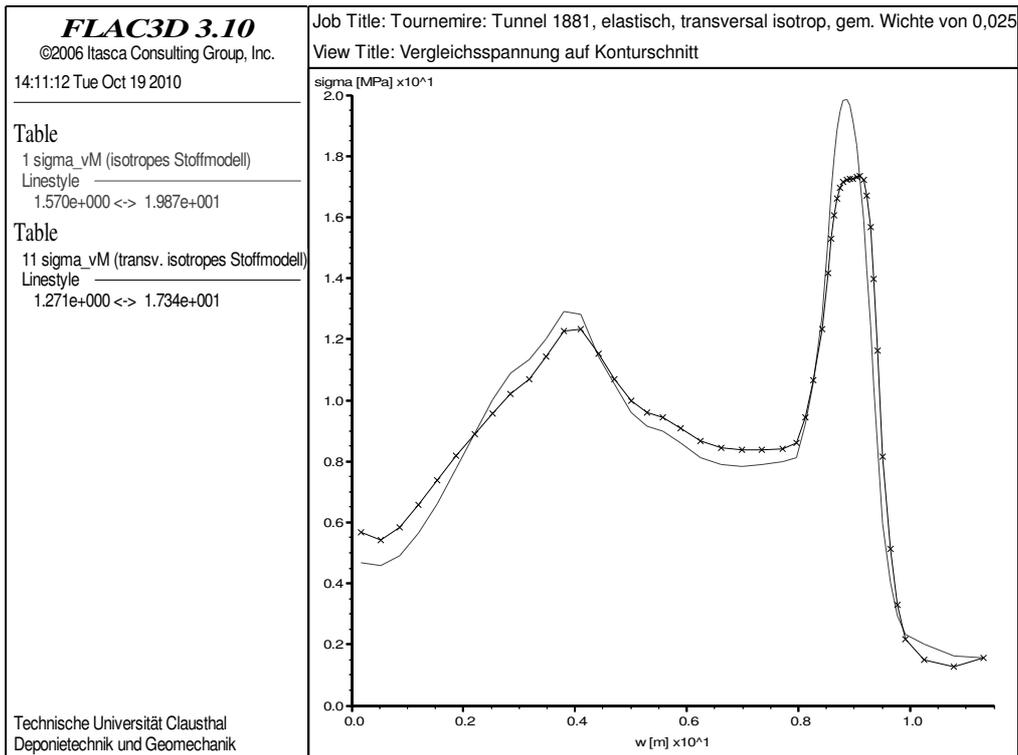


Bild 8.22: Vergleichsspannung entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Variationssituation 2

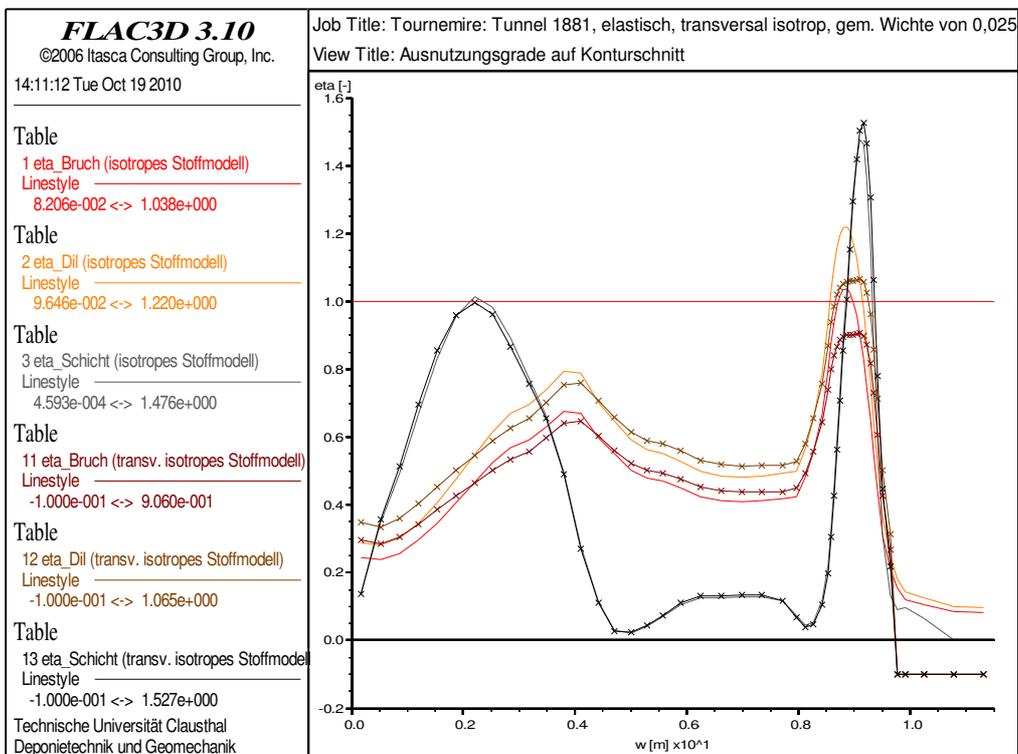


Bild 8.23: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Variationssituation 2

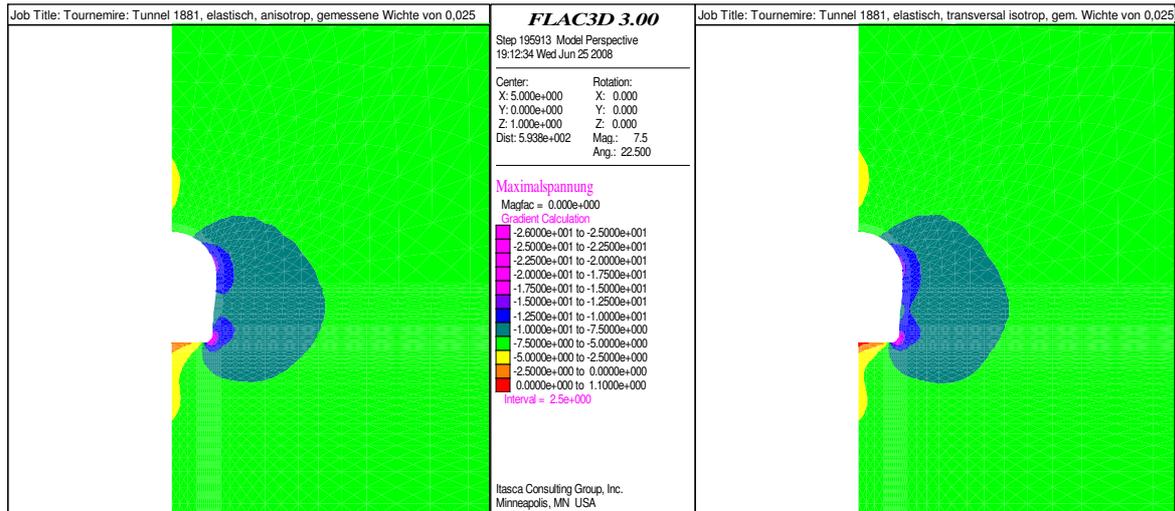


Bild 8.24: Maximalspannungen, Berechnungsvariationen V2 und V3

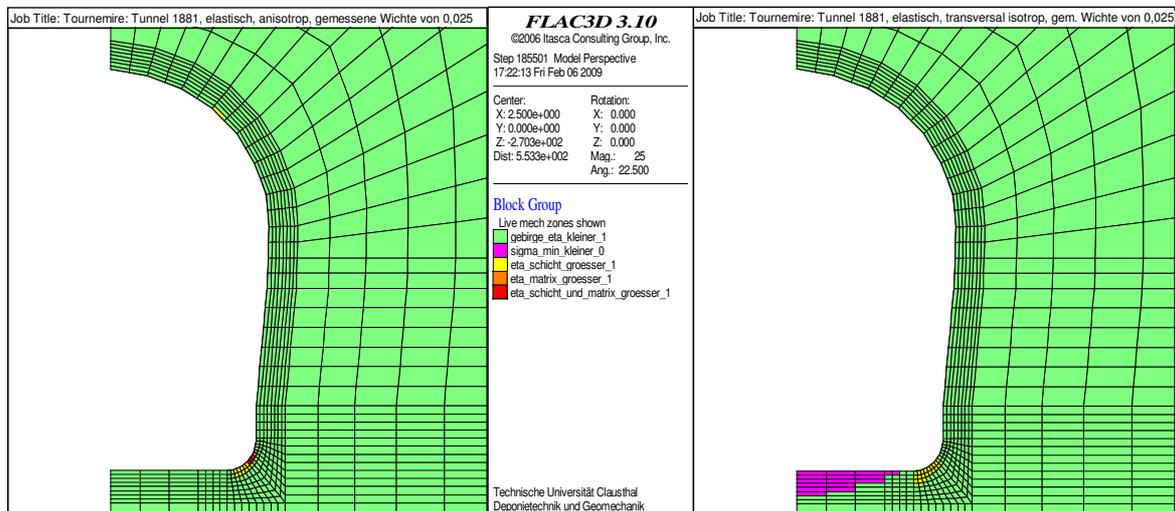


Bild 8.25: Matrix- und Schichtflächenversagen, Berechnungsvariationen V2 und V3

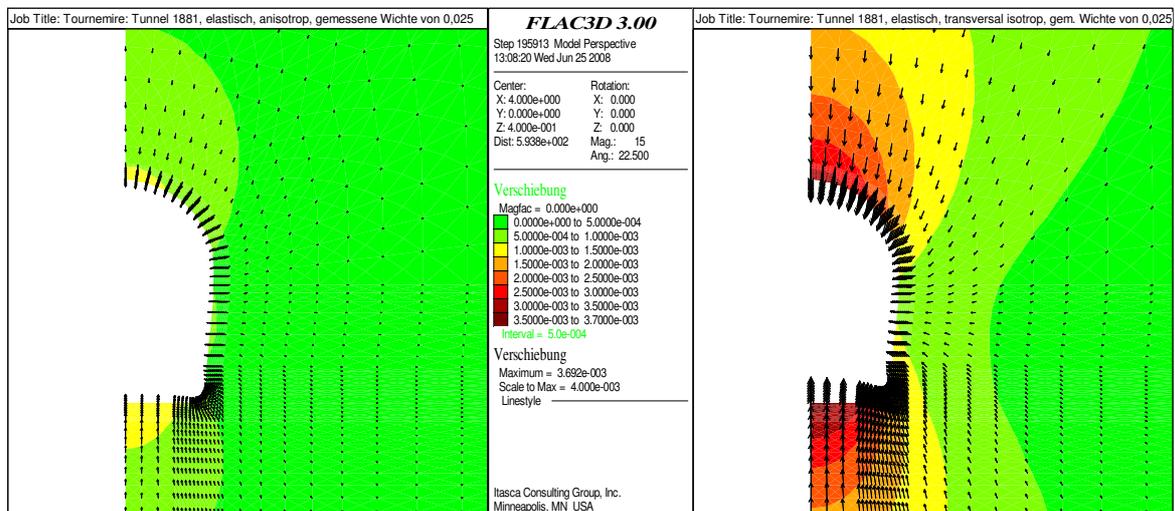


Bild 8.26: Verschiebungsvektorfelder, Berechnungsvariationen V2 und V3

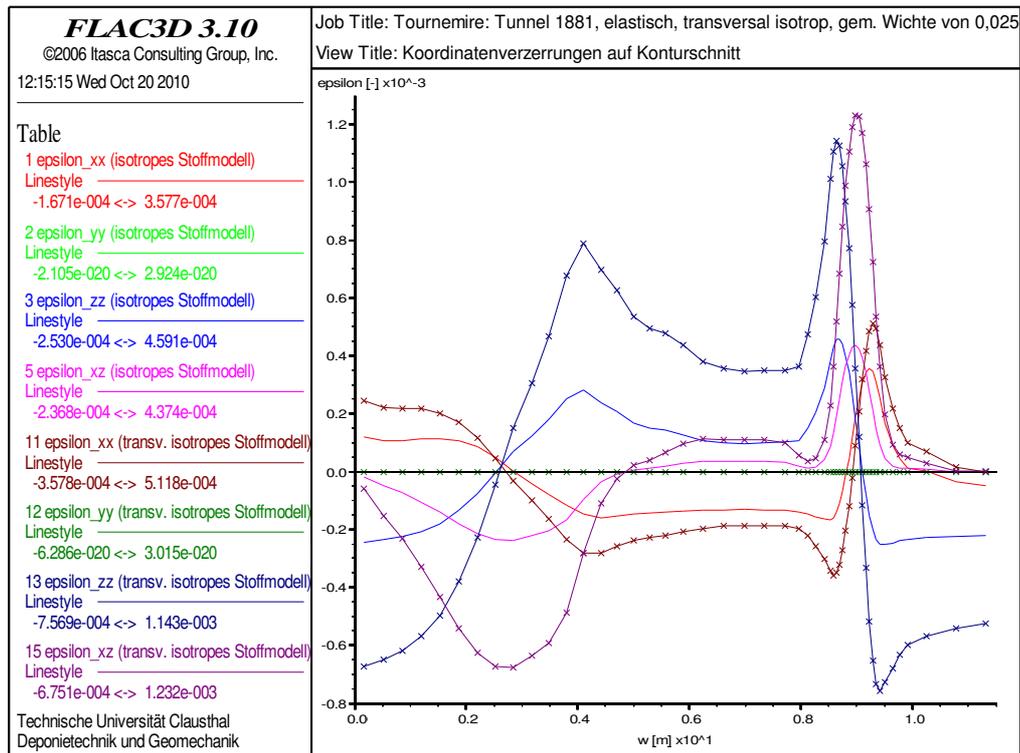


Bild 8.27: Koordinatenverzerrungen entlang des Konturschnitts – Vergleich mit Variationssituation 2

somit in den Nachlaufprogrammen zur Diagrammerstellung nicht als Zugspannung gewertet.

Als Folge der Zugspannungen im Sohlenbereich kann allein mit den Bruchfestigkeitskriterien nach *Mohr/Coulomb* ohne Zugbruchkriterium keine zuverlässige Aussage über das Versagen des Gebirges in diesem Bereich getroffen werden. In den grafischen Verläufen in Bild 8.23 sind die Ausnutzungsgrade zur Markierung dieses Umstandes (Zugspannungen!) in diesem Bereich auf den Wert -1 gesetzt worden.

Die vertikalen und auch die innerhalb der Modellebene horizontal verlaufenden Koordinatenspannungen sind Bild 8.21 zufolge für die Berechnungsvariationen V2 und V3 oberhalb des Sohlenbereiches annähernd identisch, so dass sie für eine Überprüfung anhand von Formeln aus dem *Hookeschen* Stoffmodell zur Vereinfachung gleichgesetzt werden können, d.h.

$\sigma_{xx}^{V2} = \sigma_{xx}^{V3} =: \sigma_{xx}$ bzw. $\sigma_{zz}^{V2} = \sigma_{zz}^{V3} =: \sigma_{zz}$. Die betreffenden Formeln lauten für das isotrope Materialverhalten aus Variationssituation 2

$$\epsilon_{yy}^{V2} = -\frac{V_{\parallel}}{E_{V_{\parallel}}} \cdot \sigma_{rel;xx}^{V2} + \frac{1}{E_{V_{\parallel}}} \cdot \sigma_{rel;yy}^{V2} - \frac{V_{\parallel}}{E_{V_{\parallel}}} \cdot \sigma_{rel;zz}^{V2} \quad (8.8)$$



und für das transversal isotrope Materialverhalten aus Variationssituation 3

$$\varepsilon_{yy}^{V3} = -\frac{\nu_{\parallel}}{E_{V\parallel}} \cdot \sigma_{rel;xx}^{V3} + \frac{1}{E_{V\parallel}} \cdot \sigma_{rel;yy}^{V3} - \frac{\nu_{\perp}}{E_{V\perp}} \cdot \sigma_{rel;zz}^{V3}, \quad (8.9)$$

wobei $\sigma_{rel;xx}$; $\sigma_{rel;yy}$; $\sigma_{rel;zz}$ in beiden Fällen die Umlagerungsspannungen bezeichnen (mit $\sigma_{rel;xx;yy} = \sigma_{xx;yy} - K_0 \sigma_v$ und $\sigma_{rel;zz} = \sigma_{zz} - \sigma_v$). Unter der Annahme eines ebenen Verzerungsansatzes ($\varepsilon_{yy} = 0$) lässt sich aus den Gln. (8.8) und (8.9) eine Beziehung zwischen den streckenparallelen Koordinatenspannungen der beiden Berechnungsvariationen herleiten. Nach Einsetzen fast aller Variablen folgt

$$0 = -\frac{\nu_{\parallel}}{E_{V\parallel}} \cdot \sigma_{rel;xx} + \frac{1}{E_{V\parallel}} \cdot (\sigma_{yy}^{V2} - K_0 \sigma_v) - \frac{\nu_{\parallel}}{E_{V\parallel}} \cdot \sigma_{rel;zz}$$

$$0 = -\frac{\nu_{\parallel}}{E_{V\parallel}} \cdot \sigma_{rel;xx} + \frac{1}{E_{V\parallel}} \cdot (\sigma_{yy}^{V3} - K_0 \sigma_v) - \frac{\nu_{\perp}}{E_{V\perp}} \cdot \sigma_{rel;zz}$$

und weiter nach Multiplikation mit $E_{V\parallel}$ sowie Umstellung der Terme

$$\nu_{\parallel} \cdot \sigma_{rel;xx} + K_0 \sigma_v = \sigma_{yy}^{V2} - \nu_{\parallel} \cdot \sigma_{rel;zz}$$

$$\nu_{\parallel} \cdot \sigma_{rel;xx} + K_0 \sigma_v = \sigma_{yy}^{V3} - \nu_{\perp} \cdot \sigma_{rel;zz} \cdot (E_{V\parallel}/E_{V\perp})$$

Schließlich folgt nach Gleichsetzen und Auflösen nach σ_{yy}^{V3} :

$$\sigma_{yy}^{V3} = \sigma_{yy}^{V2} + (\nu_{\perp} \cdot (E_{V\parallel}/E_{V\perp}) - \nu_{\parallel}) \sigma_{rel;zz} \approx \sigma_{yy}^{V2} + 0,43 \sigma_{rel;zz} \quad (8.10)$$

mit den Zahlenwerten für die Modellparameter $E_{V\parallel}$; $E_{V\perp}$ und ν_{\parallel} ; ν_{\perp} aus Tabelle 8.2. Diese genäherte Beziehung erklärt, warum sowohl der Verlauf der streckenparallelen Horizontalspannung in Bild 8.21 wie auch der Verlauf der Medialspannung in Bild 8.20 eine starke Ähnlichkeit mit dem Verlauf der Vertikalspannung besitzen.

Die Vergleichsspannung σ_{vM} und damit auch die Ausnutzungsgrade bezogen auf Bruchfestigkeit und Gefügefestigkeit in den verbleibenden Konturbereichen ändern sich entsprechend den Zahlenwerten der Bilder 8.22 und 8.23 fast ebenso wenig wie die Schubspannung τ_{xz} und mit ihr der Ausnutzungsgrad für Schichtungsbruch. Die deutlichste Veränderung ist hier der Rückgang der Beanspruchung im Tunneleckbereich, in dem nun im Gegensatz zur Variati-



onssituation 2 kein Matrixversagen mehr vorliegt. Damit führt auch diese Berechnungsvariation vor dem Hintergrund der in situ-Beobachtungen nicht zum erhofften Ergebnis eines signifikant entfestigten Gebirges/Gesteins entlang der Tunnelkontur. In Bild 8.25 werden die Versagensformen der Berechnungsvariationen V2 und V3 noch einmal zusammengefasst und gegenübergestellt.

Die Verzerrungen nach Bild 8.27 bestätigen die vorstehende Interpretation zur Auswirkung der transversal isotropen Verformungsparameter: Ein überproportionaler Anstieg der Horizontalverzerrung ε_{xx} ist nach Bild 8.21 an Stellen größerer vertikaler Umlagerungsspannungen, d.h. mit extremalen Zahlenwerten für σ_{zz} , zu finden, und darüber hinaus ist die Vertikalverzerrung ε_{zz} im Vergleich zu der Lateralverzerrung ε_{xx} entlang der gesamten Tunnelkontur deutlich vergrößert. Ferner ziehen diese größeren Verzerrungen auch größere Verschiebungen nach sich, zu ersehen aus Bild 8.26.

In Analogie zum Vorgehen bei der Herleitung von Gl. (8.10) können genäherte Formeln für die im Scheibenmodell horizontalen und die vertikalen Koordinatenverzerrungen erhalten werden. Es ergeben sich hierbei:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx}^{V3} &= \varepsilon_{xx}^{V2} + (1 + \nu_{\parallel}) \left(\frac{\nu_{\parallel}}{E_{V\parallel}} - \frac{\nu_{\perp}}{E_{V\perp}} \right) \sigma_{rel;zz} \approx \varepsilon_{xx}^{V2} - 1,81 \cdot 10^{-5} \sigma_{rel;zz} \text{ MPa}^{-1} \\ \varepsilon_{zz}^{V3} &= \varepsilon_{zz}^{V2} + \left(\frac{\nu_{\parallel}^2 - 1}{E_{V\parallel}} - \frac{\nu_{\parallel}\nu_{\perp} - 1}{E_{V\perp}} \right) \sigma_{rel;zz} \approx \varepsilon_{zz}^{V2} + 6,91 \cdot 10^{-5} \sigma_{rel;zz} \text{ MPa}^{-1}\end{aligned}\tag{8.11}$$

Diese Beziehungen charakterisieren den größeren Einfluss der Vertikalkomponenten von Spannung und Verzerrung in Zahlen und sind somit zu den obigen rechnerischen Befunden zum Verlauf der Verzerrungen konform.

8.1.1.5 Variationssituation 4: Ansatz einer hydromechanischen Kopplung

In dieser letzten Berechnungsvariation werden die hydraulischen Effekte des im Tongestein vorhandenen Porenwassers berücksichtigt. Untersucht werden soll hierbei, ob das angesichts der relativ geringen hydraulischen Leitfähigkeit nur sehr allmähliche Herauspressen des Porenwassers aus dem Gebirge in den Hohlraum und die mit dem Porenwasserdruckabbau verbundene Beanspruchungszunahme insbesondere im konturnahen Gebirge über einen Zeitraum

von mehreren Jahren als Ursache für die beobachteten Gebirgsentfestigungen in Frage kommen kann. Zu diesem Zweck wird das für die vorstehend ausgewerteten mechanischen Berechnungen verwendete Berechnungsmodell entsprechend Bild 7.1 in ein Berechnungsmodell zur Durchführung hydromechanisch gekoppelter Simulationen erweitert, dessen Randbedingungen in Bild 8.28 skizziert sind. Während über den wasserdurchlässigen rechten Rand des betrachteten Modellbereiches Porenwasser aus dem Gebirge jenseits dieses Außenrandes in den Modellbereich eindringen kann (dargestellt durch das Symbol \rightsquigarrow), wird die Modellunterseite als wasserundurchlässig angenommen, so dass vom Gebirge unterhalb des Modellbereiches aus ein Wasserzutritt entgegen der Richtung der Schwerkraft unterbunden wird (dargestellt durch das Symbol \triangle). Ebenso wird die vertikale Symmetrieebene als wasserundurchlässig modelliert, da dort aus Symmetriegründen kein horizontaler Porenwasserfluss und damit kein Wasseraustausch zwischen der linken und der betrachteten rechten Gebirgshälfte möglich ist. Mathematisch-physikalisch formuliert bedeuten diese Randbedingungen, dass der Porenwasserdruck am Außenrand über die Zeit konstant bleibt, $p(t) \equiv const$, und dass an der Unterseite und in der Symmetrieebene keine hydraulischen Randbedingungen vorzugeben sind.

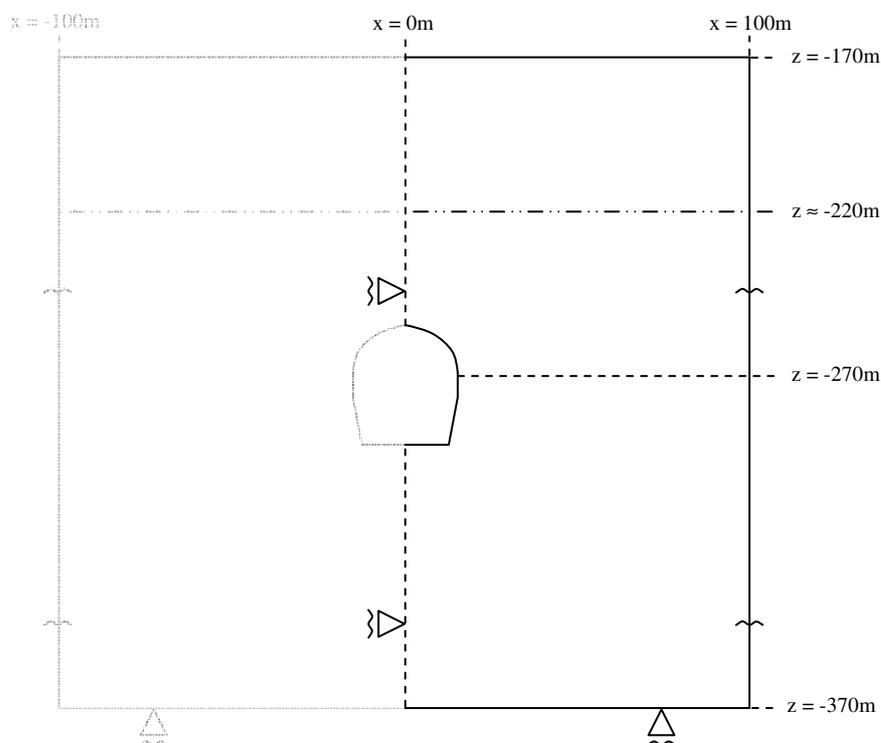


Bild 8.28: Randbedingungen des hydraulischen Teilprozesses



Der primäre Porenwasserdruck im Teufenbereich des Tunnels wird aufgrund der geringen Permeabilität des Gesteins auf $p_p(z = -270m) = 5bar = 0,5MPa$ geschätzt, *Rejeb et al. (2006)*, und berechnet sich für den restlichen Modellbereich über die Wichte des Wassers von $\gamma_w = \rho_w g \approx 9,807 kPa/m$ nach der zu Gl. (8.1) analogen Beziehung

$$p_p(z) = -\rho_w g(z - z_{p0}) = -\gamma_w(z - z_{p0}) \quad (8.12)$$

Daraus folgt die Anfangsbedingung für den hydraulischen Teilprozess. Die Größe $z_{p0} < 0$ charakterisiert dabei die Teufenlage des Porenwasserspiegels (= Grundwasserspiegel). Der Porenwasserspiegel liegt unterhalb der Tagesoberfläche und ergibt sich aufgrund des gegebenen Porenwasserdrucks im Teufenbereich des Tunnels zu

$$z_{p0} = \frac{p_p(-270m)}{\gamma_w} - 270m \approx -219m \quad (8.13)$$

Aus Gl. (8.12) folgt

$$p_p(z) = p_p(-270m) - \gamma_w(z + 270m) \quad (8.14)$$

und dann für den unteren Modellrand ein primärer Porenwasserdruck von $p_p(-370m) = 0,5MPa + \gamma_w \cdot 100m \approx 1,48MPa$. Diese und die weiteren Kennwerte für die aktuelle Variationssituation – Porosität ϕ , *Biotscher* Koeffizient α , *Biotscher* Modul M , hydraulischer Durchlässigkeitsbeiwert k_f und die sich aus der Gesteins- und Fluidwichte zusammensetzende Gesamtwichte $\gamma_{tot} = \gamma_G + \gamma_w$ mit $\gamma_w = \rho_w g = 0,01MN/m^3$ – sind in Tabelle 8.4 zu finden.

Primärzustand	Porenwasserdruck $p(t = 0a)$	konstante Größen
· in Spiegelhöhe ($z_{p0} \approx -219,03m$)	0,0 MPa	$\phi = 0,09$ $\alpha = 0,75$
· im Tunnelachsenbereich	0,5 MPa	$M = 5,26 \cdot 10^4 MPa$
· an der Modellunterseite	1,4807 MPa	$k_f = 10^{-12} m/s$ $\gamma_{tot} = 0,025 MPa/m$

Tabelle 8.4: Berechnungsparameter des hydraulischen Teilprozesses



Das dieser Berechnungsvariation zugrunde liegende mechanische Modell ist das der Variation V2, welches den durch den geostatischen Überlagerungsdruck im Verhältnis zum in situ-Messergebnis erhöhten anisotropen primären Spannungszustand mit $\bar{\gamma} = 0,025 \text{ MN}/\text{m}^3$ und $K_0 = 0,5$ berücksichtigt. Vor der gekoppelten Berechnung wurde eine rein hydraulische Berechnung mit der Modellgeometrie, den Rand- und Anfangsbedingungen sowie den Zahlenwerten aus diesem Abschnitt durchgeführt, deren Resultate zusammen mit denen der mechanischen Berechnungsvariation V2 im Folgenden sowohl zu Orientierungszwecken wie auch zu Vergleichszwecken herangezogen werden.

Zu der Art der Modellierung der hydraulischen Randbedingungen am rechten Außenrand – bei Unkenntnis des Verlaufs des dort anstehenden Porenwasserdrucks über die Zeit – ist noch anzumerken, dass in der verwendeten Software nur die beiden erwähnten Möglichkeiten zur Aufbringung von hydraulischen Randbedingungen bestehen, nämlich Fixierung des Porenwasserdrucks entsprechend $p(t) \equiv \text{const} = p(t = 0a)$, d.h. es fließt von außen hinreichend viel Porenwasser nach, welches den Porenwasserdruck am Modellrand konstant hält, oder Vergabe keiner Randbedingungen, d.h. das System tritt hydraulisch nicht in Kontakt mit seiner Umgebung jenseits des Modellrandes und der Porenwasserdruck ändert sich im Lauf der Zeit. Real zutreffend ist dabei keine der beiden Randbedingungen; der Porenwasserdruck am Rand ist aufgrund des tunnelseitigen Abflusses niedriger als zu Simulationsbeginn, d.h. $p(t) < p(t = 0a)$ für $t > 0a$, und infolge des permanenten Zuflusses von außen aber höher als bei einer hydraulischen Isolation des Modellbereiches gegenüber seiner Umgebung (hydraulisch geschlossener Modellrand). Bei einer hinreichenden Modellbreite in Abhängigkeit sowohl von der Permeabilität wie auch vom Simulationszeitraum kann jedoch der Porenwasserdruck am Rand näherungsweise als konstant angesehen und die entsprechende Randbedingung vorgegeben werden. Zwar ist die Breite des hier verwendeten Modells mit $b/2 = 100 \text{ m}$ nicht hinreichend groß, um mit der Vorgabe eines konstanten Porenwasserdrucks ein repräsentatives Simulationsergebnis für den gesamten Modellbereich zu erlangen. Aufgrund des hier auch für Tonstein relativ geringen primären Porenwasserdrucks von $p = 0,5 \text{ MPa}$ ist aber die Diskrepanz in den Simulationsergebnissen aus den unterschiedlichen Ansätzen für die Modellrandbedingungen in dem Modellbereich, in welchem signifikante vortriebsinduzierte Spannungsumlagerungen vorliegen (d.h. im Bereich potenzieller Festigkeitsüberschreitungen), relativ klein im Verhältnis zur Größenordnung der Umlagerungsspannungen. Zu dieser

Erkenntnis haben Horizontalschnitte mit den Hauptspannungen (mechanische Berechnung, V2) und mit den Porenwasserdrücken unter beiden Ansätzen (hydraulische Berechnung) sowie Flächenplots der Versagensformen (mechanische Simulation) und der Diskrepanzen der berechneten Porenwasserdrücke (hydraulische Simulation) geführt, die aus den Bildern 8.29 und 8.30 zu ersehen sind.

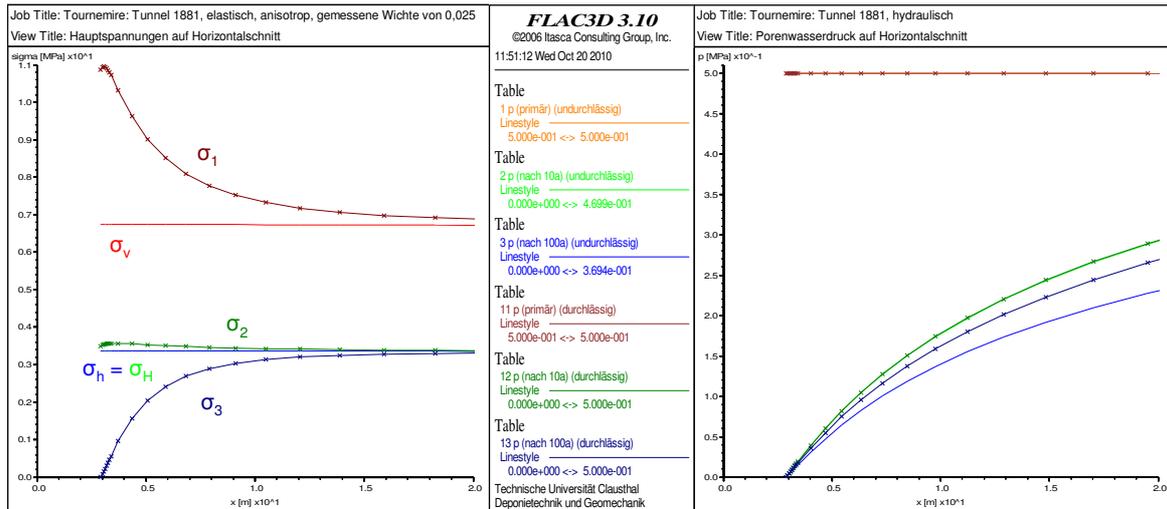


Bild 8.29: Hauptspannungen (sekundär und primär) und Porenwasserdrücke (nach 0, 10 und 100 Jahren bei durchlässigem und undurchlässigem Rand) – Für $x \leq 5m$ ist $|\sigma_1 - \sigma_v| > |\sigma_3 - \sigma_h| > 1,3 MPa$ und $\Delta p_{10a} < \Delta p_{100a} < 0,01 MPa$.

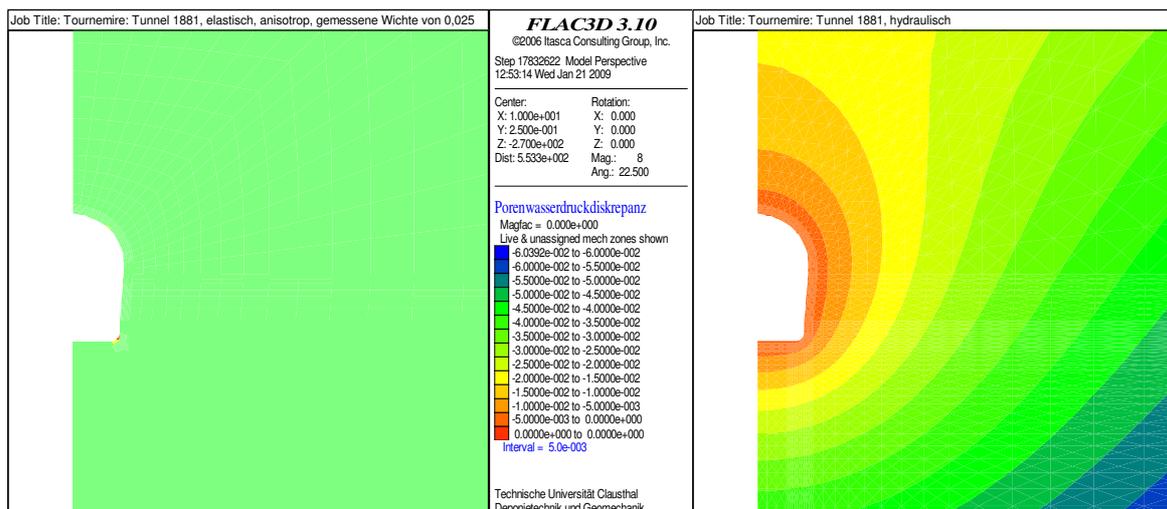


Bild 8.30: Schädigungsdiagramm (grün: kein Versagen) und Porenwasserdruckdiskrepanz nach 100 Jahren – Im gesamten dargestellten Bereich ($x < 25m$) beträgt die Porenwasserdruckdiskrepanz $\Delta p_{100a} < 0,06 MPa$, während nur ein sehr kleiner Teil des Gebirges Schädigungen aufweist.

Im Folgenden wird nunmehr die Randbedingung verwendet, bei der der Porenwasserdruck konstant gehalten wird (hydraulisch offener Modellrand). Die Simulation des hydraulischen Prozesses liefert auf diese Weise eine Porenwasserdruckverteilung, die sich nach einer Simulationszeit von 10 bis 20 Jahren weitestgehend ausgeprägt und nach etwa 50 Jahren einen annähernd stationären Zustand erreicht hat. Bild 8.31 zeigt als Beleg dazu die Entwicklung des Porenwasserdrucks im Verlauf der Zeit in Form von vier Flächenplots, anhand derer überdies das Einhalten der Anfangsbedingung Gl. (8.14) mit einem Maximalwert von $p_p(-370\text{ m}) = 1,48\text{ MPa}$ und – aufgrund der Tatsache, dass dieselbe Legende mit demselben Maximalwert für alle vier Flächenplots gilt – das Einhalten der besagten Randbedingung veri-

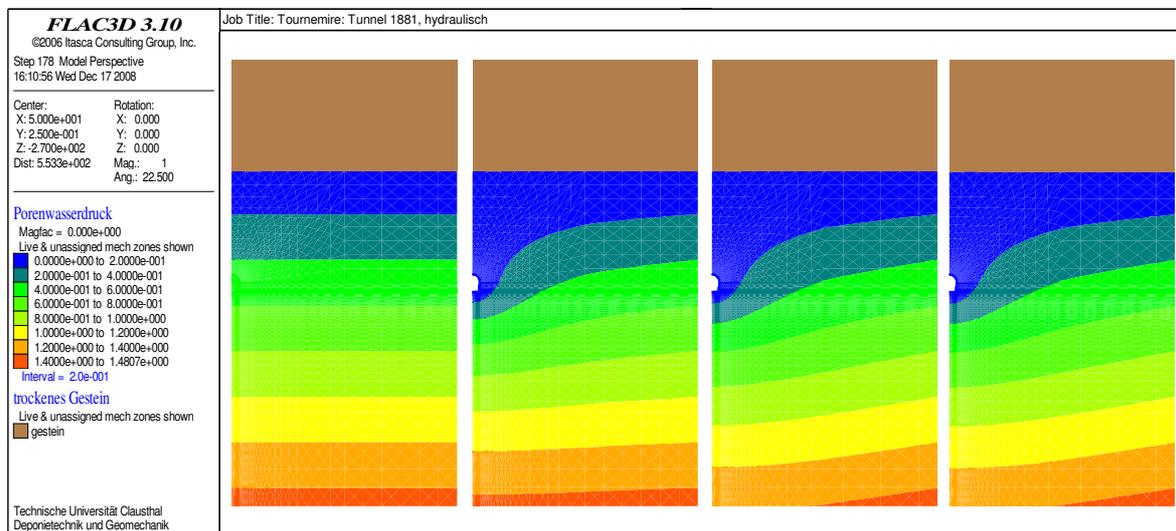


Bild 8.31: Porenwasserdruck nach 0, 10, 50 und 100 Jahren (hydraulische Berechnung)

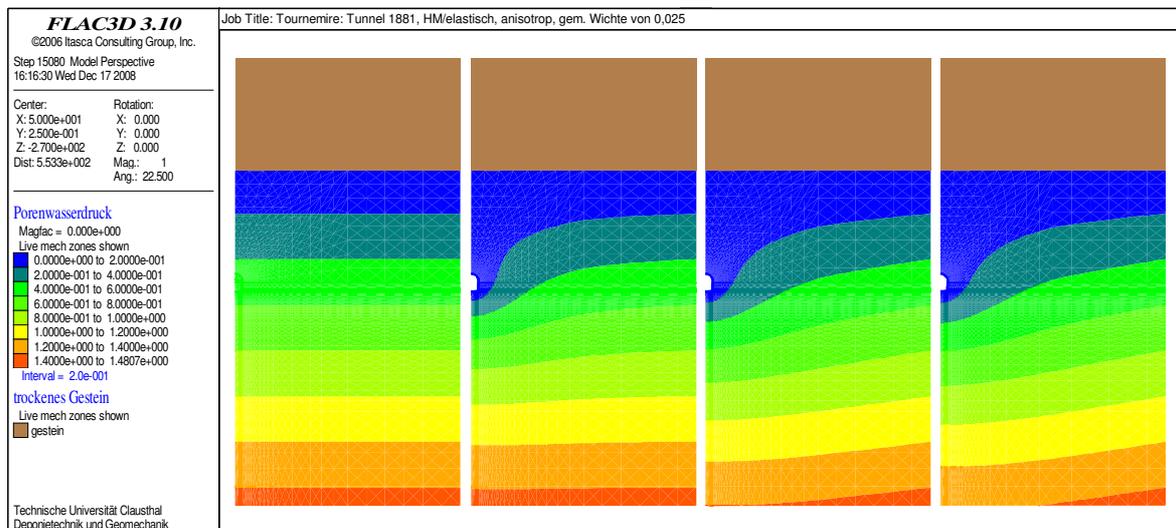


Bild 8.32: Porenwasserdruck nach 0, 10, 50 und 100 Jahren (HM-gekoppelte Berechnung)

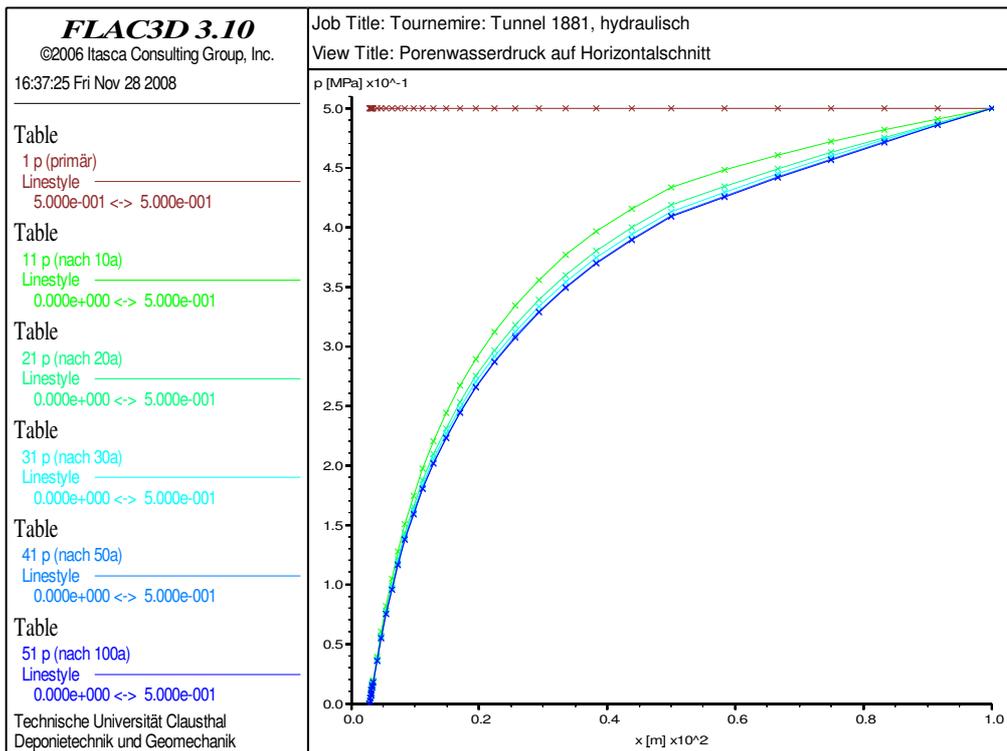


Bild 8.33: Porenwasserdruck entlang des Horizontalschnittes über den Zeitraum von 100 Jahren nach Ausbruch: von 0a (braun) über 10a (grün) bis 100a (blau)

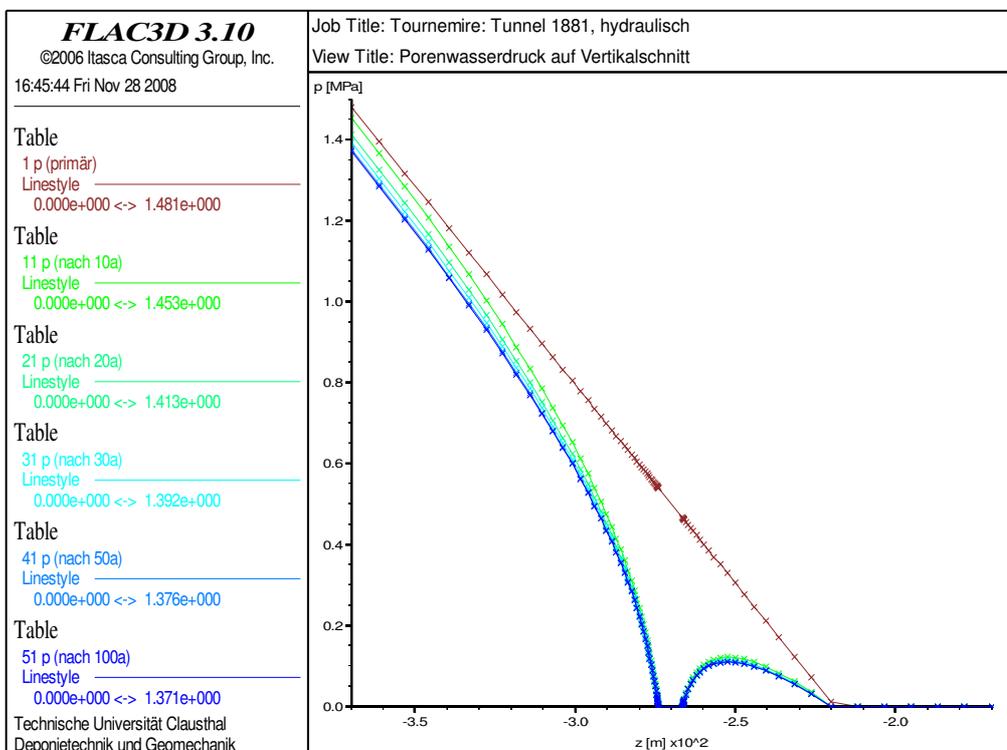


Bild 8.34: Porenwasserdruck entlang des Vertikalschnittes über den Zeitraum von 100 Jahren nach Ausbruch: von 0a (braun) über 10a (grün) bis 100a (blau)

fiziert werden kann. Zusätzlich ist auf den Bildern 8.33 und 8.34 die Entwicklung des Porenwasserdruckverlaufs im Horizontal- und im Vertikalschnitt dargestellt, so dass die Ausprägung einer Tendenz und das Erreichen eines annähernd stationären Zustandes nach Ablauf der genannten Simulationszeiträume auch über die berechneten Zahlenwerte deutlich werden.

Wird zusätzlich zu dem hydraulischen Prozess auch der mechanische Prozess simuliert, dann zeigt sich, dass die Porenwasserdruckabnahme langsamer vonstatten geht. Die Porenwasserdruckentwicklung stagniert nach Bild 8.32 erst nach 100 Jahren, wenn der Porenwasserdruck in etwa das Endniveau der lediglich hydraulischen Berechnung aus Bild 8.31 erreicht hat. Dieser Befund ist auch im Horizontalschnitt in Bild 8.35 zu erkennen: Die Kurven der hydraulischen Berechnung für die Zeiträume von 50 und 100 Jahren werden hier fast vollständig von der dunkelblauen Kurve der gekoppelten Berechnung für den Zeitraum von 100 Jahren überdeckt. Als Ursache für diese Fließprozessverlangsamung kommt die mechanische Kompaktion weiter Teile des Modellbereiches, wie sie aus Bild 8.36 zu ersehen ist, und der somit aus der Verringerung des Porenraumes resultierende Druckanstieg in Frage. Die Permeabilität bzw. hydraulische Leitfähigkeit des Tonsteingebirges bleibt während der Simulation konstant ($k_f = 10^{-12} \text{ m/s}$).

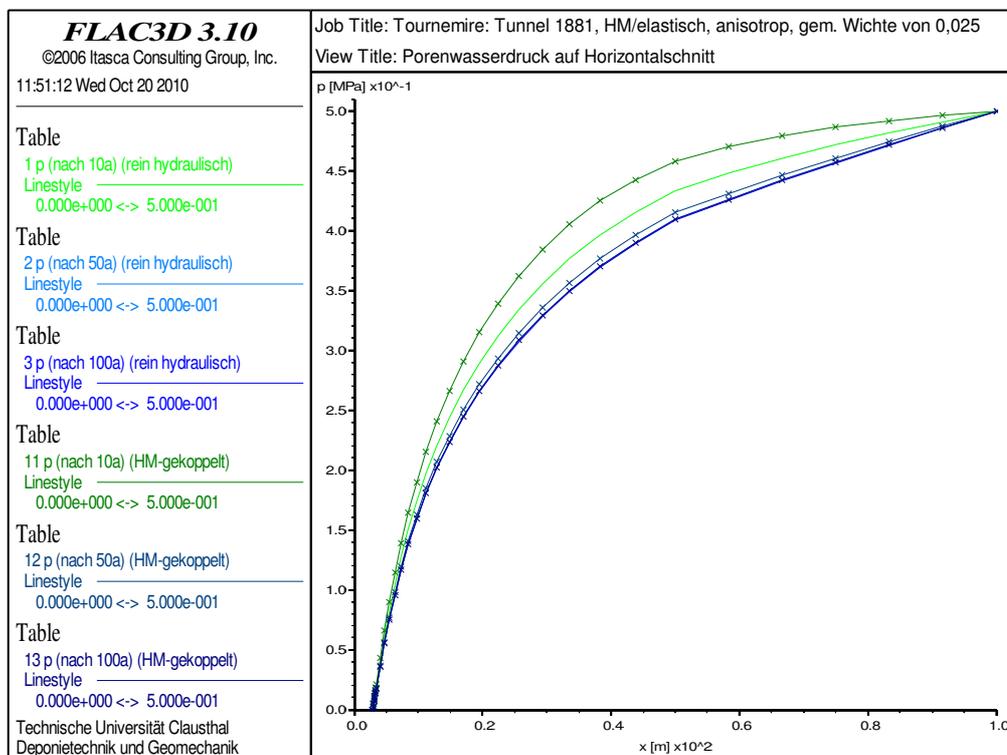


Bild 8.35: HM-Porenwasserdruck entlang des Horizontalschnitts – Vergleich mit der hydraulischen Simulation

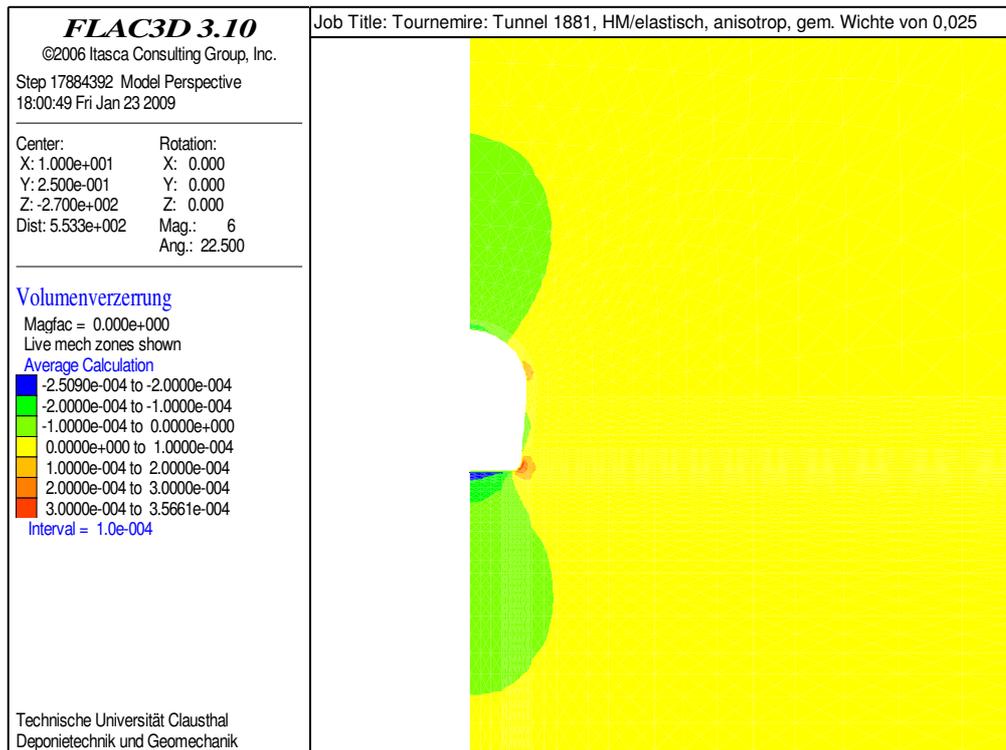


Bild 8.36: Volumenverzerrung im Berechnungsgebiet: Kompaktionsbereiche (gelb bis orangerot) und Dilatanzbereiche (hellgrün bis blau)

Bild 8.37 zeigt den sekundären Hauptspannungszustand aus der hydromechanisch gekoppelten Berechnung entlang der Symmetrieebene. Die Gleichungen zur Simulation des mechanischen Prozesses sind im Prinzip dieselben wie in den Berechnungsvariationen G bis V2. Damit folgt:

$$\nabla \cdot \sigma = -\gamma e_3 \quad (8.15)$$

und das verallgemeinerte Hookesche Stoffmodell $\sigma = E\varepsilon$ mit dem Elastizitätstensor E . Aufgrund der hydromechanischen Kopplung ist hier allerdings zwischen totalen und effektiven Spannungen zu unterscheiden. Der Tensor der totalen Spannungen σ_{tot} umfasst sowohl die mechanischen Spannungen im Korngerüst wie auch den Druck des Porenwassers und erfüllt die Differentialgleichung Gl. (8.15). Ein Teil dieser totalen Spannungen wird dabei jedoch vom Porenwasserdruck in seiner mechanischen Wirkung hinsichtlich der Verformungen und Beanspruchungen des Gebirges aufgehoben. Der verbleibende, verformungs- und beanspruchungsrelevante Anteil wird als Effektivspannung σ_{eff} bezeichnet und berechnet sich nach der *Biot*-Theorie über die Gl. (8.16):

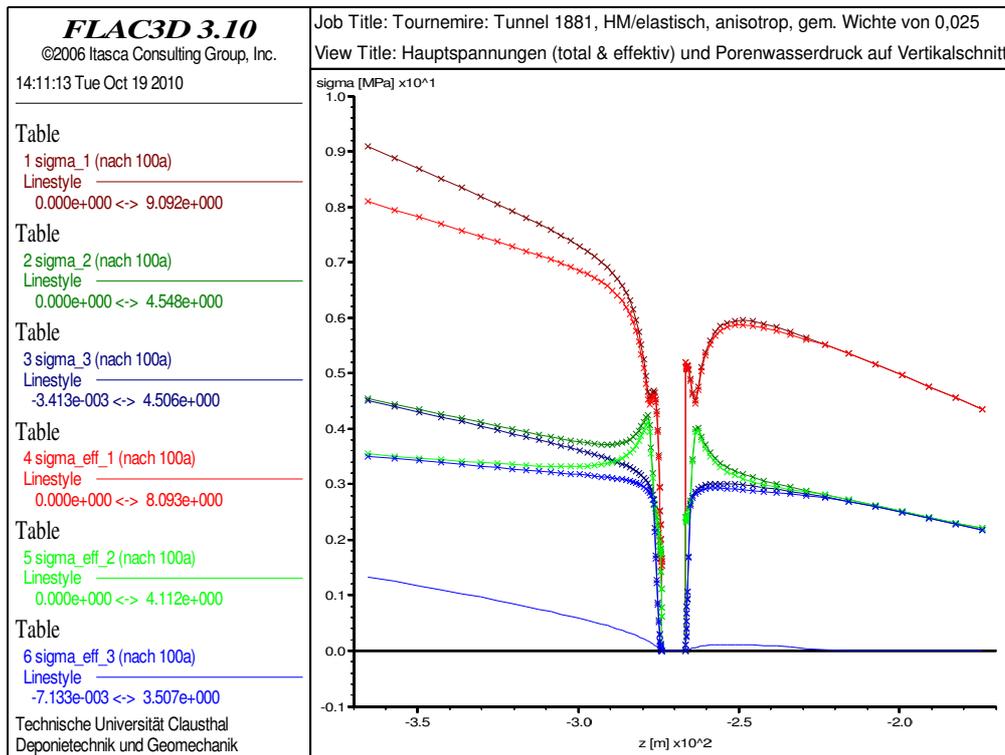


Bild 8.37: Totale und effektive Hauptspannungen sowie Porenwasserdruck (durchgezogene blaue Linie) entlang des Vertikalschnitts nach 100 Jahren

$$\sigma_{tot} = \sigma_{eff} + \alpha \cdot p \cdot I \quad (8.16)$$

mit dem *Biot*-Koeffizienten $0,0 \leq \alpha \leq 1,0$ (Zahlenwert: siehe Tabelle 8.4). Infolgedessen ergibt sich für die Gleichungen des mechanischen Teilprozesses:

$$\nabla \cdot \sigma_{tot} = \nabla \cdot (\sigma_{eff} + \alpha p I) = -\gamma e_3 \quad (8.17)$$

$$\sigma_{eff} = E \varepsilon \quad (8.18)$$

Die Begriffe *totale Spannung* und *Effektivspannung* können auch im Kontext eines mechanischen Prozessmodells verwendet werden und bezeichnen in diesem Fall schlicht dieselbe Zustandsgröße, nämlich die mechanische Spannung: $\sigma_{tot} = \sigma_{eff} = \sigma$. Damit stellt der Tensor der totalen Spannungen σ_{tot} in beiden Kontexten die Lösung der 1. *Cauchy*schen Bewegungsgleichung dar, entweder in der Formulierung nach Gl. (8.15) oder nach Gl. (8.17). Es stellt sich bei der rechnerischen Simulation auch tatsächlich heraus, dass die Lösung der hydromechanisch gekoppelten Aufgabe direkt nach dem Ausbruch des Tunnels und den instantan erfolgr-

ten elastischen Verformungen dieselbe ist wie die Lösung der mechanischen Aufgabe, erstere sich allerdings im Verlauf des hydraulischen Strömungsprozesses durch die Abnahme des Porenwasserdrucks dann geringfügig verändert.

Für die Quantifizierung der Beanspruchung und deren Bewertung sind nunmehr die effektiven Spannungen heranzuziehen. Die Berechnung nach Gl. (8.16) kann dabei sowohl für die Koordinatenspannungen wie auch für die Hauptspannungen durchgeführt werden, so dass folglich die effektiven Hauptspannungen gegenüber den totalen Hauptspannungen um den Zahlenwert $\alpha \cdot p$ abgemindert sind. Die generelle hypothetische Beanspruchungserhöhung, d.h. der Anstieg der Zahlenwerte für die Ausnutzungsgrade für die Matrixbruchfestigkeit und für die Gefügefestigkeit

$$\eta = \frac{\sigma_{vM}}{\sigma_{1f}^{MC} - \sigma_3}, \quad (8.19)$$

würde nun daher rühren, dass einerseits die aus den Hauptspannungsdifferenzen gebildete *Von-Mises*-Spannung bei dieser Abminderung unverändert bleibt, wohingegen sich andererseits der Term $\sigma_{1f}^{MC} - \sigma_3$ wegen

$$\begin{aligned} \sigma_{1f}^{MC} &= \frac{1 + \sin \varphi_{M;D}}{1 - \sin \varphi_{M;D}} \sigma_3 + \frac{2 \cos \varphi_{M;D}}{1 - \sin \varphi_{M;D}} c_{M;D} \\ \Rightarrow \sigma_{1f}^{MC} - \sigma_3 &= \underbrace{\frac{2 \sin \varphi_{M;D}}{1 - \sin \varphi_{M;D}}}_{\geq 0, \text{ da } \varphi_{M;D} \in [0^\circ; 90^\circ[} \sigma_3 + \frac{2 \cos \varphi_{M;D}}{1 - \sin \varphi_{M;D}} c_{M;D} \end{aligned} \quad (8.20)$$

verringert (eine Absenkung von σ_3 führt zu einer Absenkung der Spannungsdifferenz). Im Konturbereich gilt aufgrund des verschwindenden Porenwasserdrucks jedoch $\sigma_{eff} = \sigma_{tot}$ und insbesondere $\sigma_{eff;3} = \sigma_{tot;3} (= 0)$, so dass sich der Ausnutzungsgrad entsprechend Gl. (8.19) nicht allein durch die die mechanischen Spannungen reduzierende Wirkung des Porenwasserdrucks verändern kann. Dennoch lassen sich bei der Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade an der Tunnelkontur aus den Berechnungsvariationen V4 und V2 in Bild 8.38 kleine Unterschiede erkennen, welche auf die erwähnte geringfügige Veränderung von σ_{tot} im Verlauf des Strömungsprozesses zurückzuführen sind. Bild 8.39 stellt hierzu die totalen Hauptspannungen

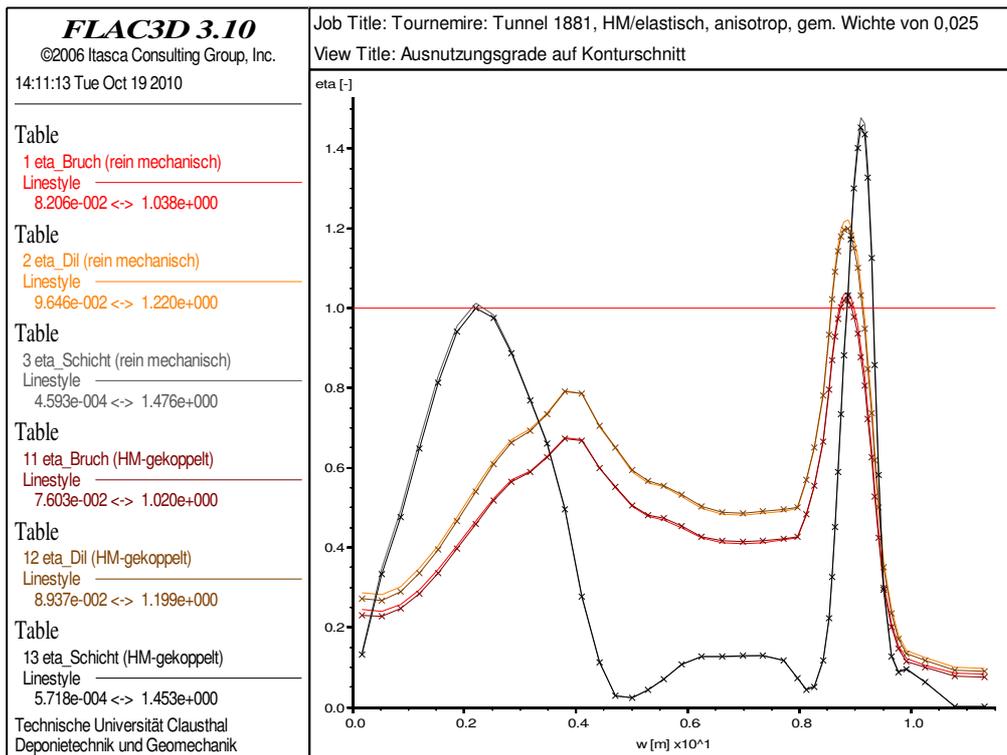


Bild 8.38: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts nach 100 Jahren – Vergleich mit Variationssituation 2

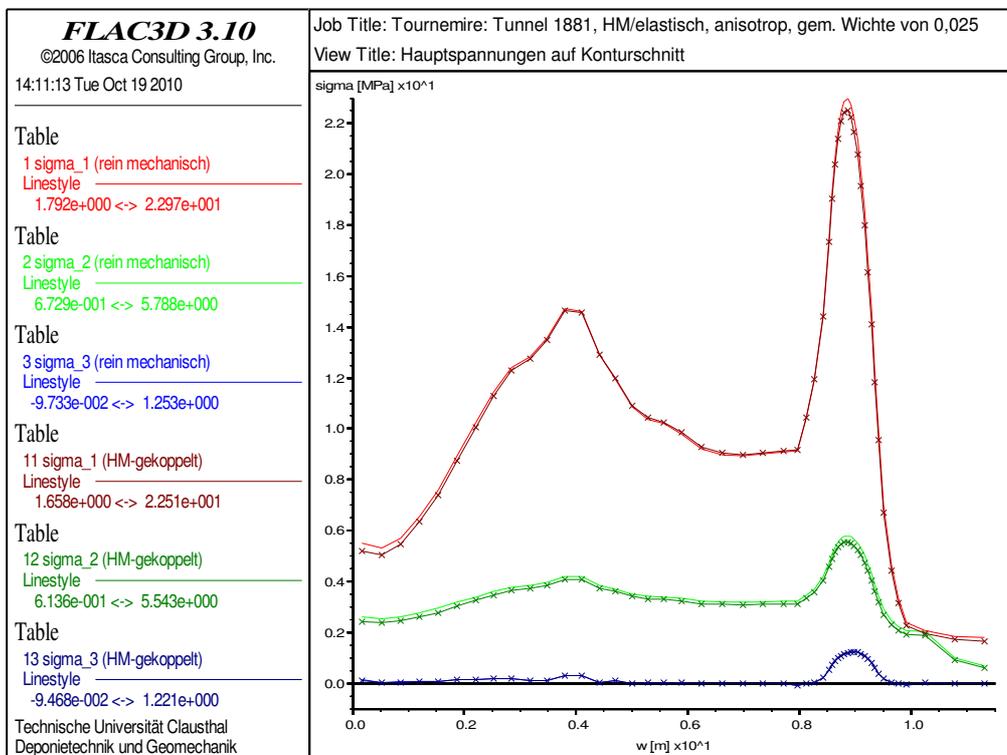


Bild 8.39: Effektive (= totale) Hauptspannungen entlang des Konturschnitts nach 100 Jahren – Vergleich mit Hauptspannungen aus V2 (= totale Hauptspannungen vor Einsetzen des Strömungsprozesses)

σ_{tot} vor dem Einsetzen des Strömungsprozesses (farbintensive Kurven ohne Kreuz-Zeichen) und 100 Jahre später (dunkle Kurven mit Kreuz-Zeichen) gegenüber und liefert zum selben Zeitpunkt einen Vergleich der Effektivspannungen für die Variationssituation 2 ($= \sigma_{tot}(t=0a)$) und die Variationssituation 4 nach 100 Jahren hydraulischer Strömung ($= \sigma_{tot}(t=100a)$), mit welchen sich die kleinen Unterschiede in den Ausnutzungsgraden aus Bild 8.38 begründen lassen.

Offensichtlich lassen sich vor dem Hintergrund dieser Ergebnisse auch mit dieser Berechnungsvariation die in situ beobachteten Schädigungszonen nicht erklären. Selbst die Betrachtung der Nahfeldbereiche hinter der Tunnelkontur zeigt entsprechend Bild 8.40 keine signifikanten Veränderungen im Schädigungsdiagramm gegenüber der mechanischen Berechnung. Zwar führt der mit dem Abstand zur Kontur ansteigende Porenwasserdruck dort wie oben beschrieben über die Absenkung der effektiven Spannungen – welche stärker ins Gewicht fällt als die geringfügige Änderung von σ_{tot} mit der Zeit – zu einer Erhöhung der Ausnutzungsgrade. Diese Erhöhung ist insbesondere direkt nach dem Tunnelausbruch und der elastischen Gebirgsverformung zu bemerken. Die Zahlenwerte erreichen aber noch immer nicht das für eine Versagensindikation in weiteren Konturbereichen nötige Niveau. Bild 8.41 zeigt anhand eines Horizontalschnitts deutlich, dass diese Beanspruchungserhöhung nur einen Bruchteil der gesamten Ausnutzungsgrade ausmacht.

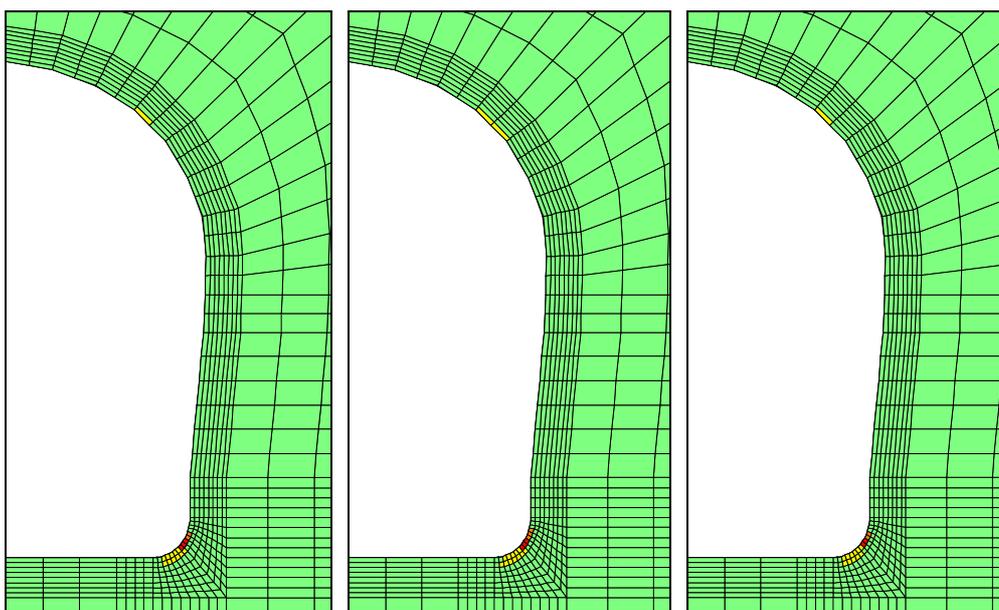


Bild 8.40: Matrix- und Schichtflächenversagen, Berechnungsvariationen V2 (links) und V4 nach 0 (Mitte) und 1 Woche (rechts, = 100 Jahre)

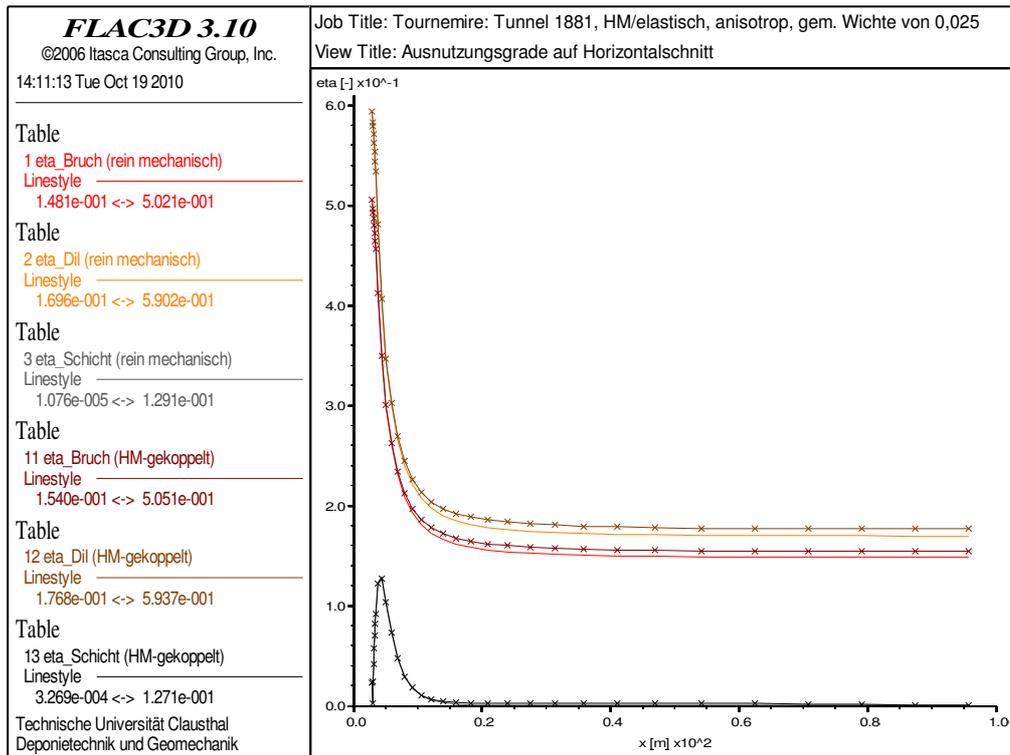


Bild 8.41: Ausnutzungsgrade entlang des Horizontalschnitts nach 100 Jahren
– Vergleich mit Variationssituation 2

Abschließend sei hier kurz bemerkt, dass die Argumentation zur Übernahme der Modellbreite von 100m aus den vorigen nicht-hydraulischen Berechnungsvariationen, welche sich auf Ergebnisse der mechanischen Variation V2 und der hydraulischen Vergleichsberechnung stützt, durch die hydromechanisch gekoppelte Berechnung bestätigt wird. Die Bilder 8.42 und 8.43 der gekoppelten Berechnung entsprechen dabei den zur Beurteilung herangezogenen Bildern 8.29 und 8.30, und es fällt auf, dass sich die Porenwasserdrücke unter einem wasserundurchlässigen Außenrand aufgrund des verzögerten Strömungsverhaltens bei Kopplung langsamer abbauen als bei der hydraulischen Vergleichsberechnung. In der Folge steht eine aus diesem Grund um ca. 40% verringerte Porenwasserdruckdiskrepanz den um nur bis zu 25% veränderten Umlagerungsspannungswerten des Tunnelnahfeldes ($x \leq 5 m$) gegenüber, sodass die Wahl einer der hydraulischen Randbedingungen letztlich einen noch geringeren Einfluss auf das zu berechnende Bruch- und Dilatanzverhalten des Tunnels ausübt als oben bereits angenommen wurde.

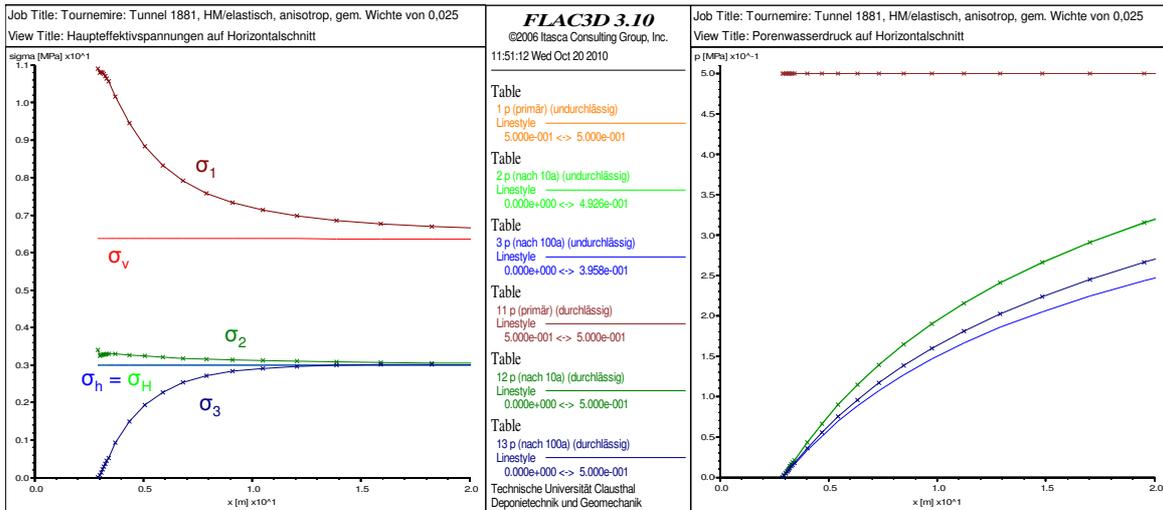


Bild 8.42: Hauptspannungen (sekundär und primär) und Porenwasserdrücke (nach 0, 10 und 100 Jahren bei durchlässiger und undurchlässiger Modellberandung) – Für $x \leq 5m$ ist $|\sigma_1 - \sigma_v| > |\sigma_3 - \sigma_h| > 1 MPa$ und $\Delta p_{10a} < \Delta p_{100a} < 0,006 MPa$.

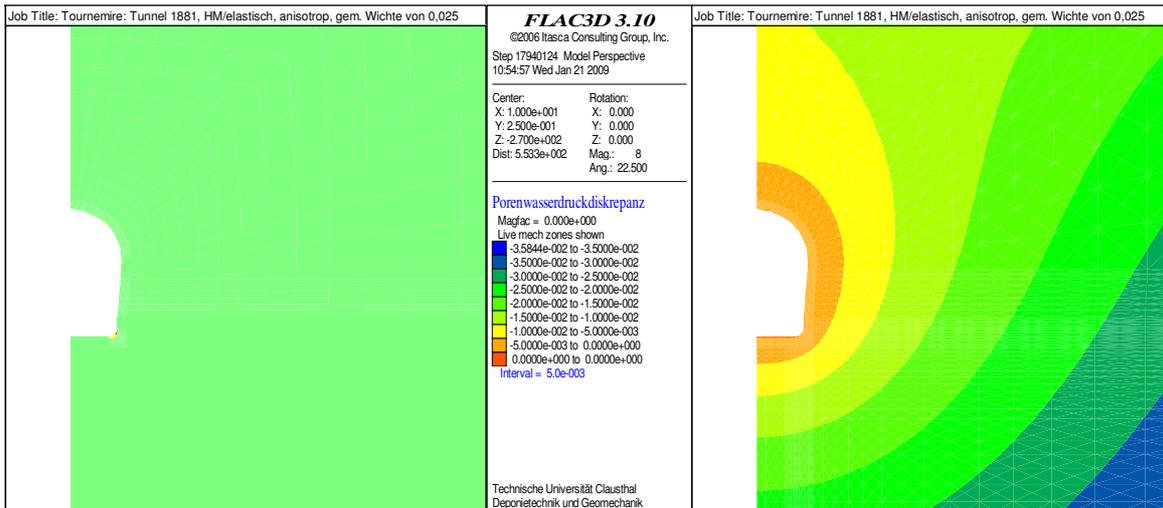


Bild 8.43: Schädigungsdiagramm (grün: kein Versagen) und Porenwasserdruckdiskrepanz nach 100 Jahren – Im gesamten dargestellten Bereich ($x < 25m$) beträgt die Porenwasserdruckdiskrepanz $\Delta p_{100a} < 0,035 MPa$, während nur ein sehr kleiner Teil des Gebirges Schädigungen aufweist.

Bevor in Abschnitt 8.3 auf die weiteren Variationssituationen, in denen die zeitliche Veränderung der Verformungs- und Spannungszustände zu erfassen versucht wird, eingegangen wird, folgt zunächst eine Analyse des Einflusses der Tunnelgeometrie auf die Berechnungsergebnisse.

8.1.2 Querstollen 1996 und 2003

8.1.2.1 Vorbemerkungen

Die zweidimensionalen Berechnungsmodelle der beiden querschlägig zum Haupttunnel 1881 aufgefahrenen Querstollen unterscheiden sich von dem des Haupttunnels nur durch die Querschnittsgeometrien, welche aus den Bildern 7.3, 7.5 und 7.6 übernommen und in Bild 8.44 zusammen dargestellt sind. Danach sind zunächst die Hohlraumquerschnitte hinsichtlich ihrer absoluten Größe deutlich unterschiedlich:

- Haupttunnel 1881: ca. 38 m^2 ,
- Querstollen 1996: ca. 13 m^2 ,
- Querstollen 2003: ca. 14 m^2 .

Während sich der mauprofilartige Haupttunnel im Bereich der Sohle etwas verjüngt, besitzt der ältere Querstollen vertikale Stoßbereiche unterhalb des Firstes und weist im Vergleich zum Haupttunnel einen gedrungenen Querschnitt auf. Der Querstollen 2003 ist durch seine bis auf den Sohlenbereich kreisrunde Form gleichmäßiger ausgebildet als die beiden anderen Hohlraumprofile. In der Folge ist der Eckbereich weniger stark ausgeprägt.

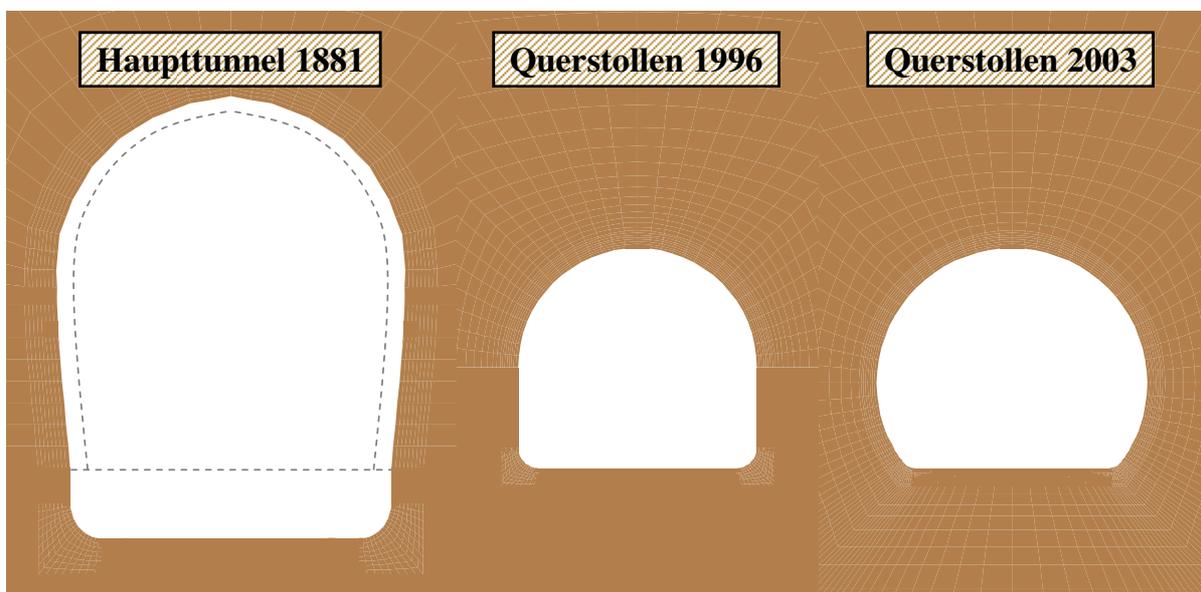


Bild 8.44: Vergleich der Streckengeometrien

Mit diesen Berechnungsmodellen für die Querstollen sind dieselben Berechnungsvariationen durchgeführt worden wie die in Abschnitt 7.1 im Kontext des Haupttunnels aufgeführten



Berechnungsvariation	Primärspannungszustand		Porenwasserdruck p [MPa]	elastisches Stoffmodell (Hooke)	Stoffmodellparameter
	Wichte γ_{tot} [$\frac{MPa}{m}$]	Seitendruckbeiwert K_0 [-]			
G	0,0164 ⁽¹⁾	1,0 (isotrop)	–	isotrop	$E_{v } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$
V1	0,0164 ⁽¹⁾	0,5 (anisotrop)	–	isotrop	$E_{v } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$
V2	0,025 ⁽²⁾	0,5 (anisotrop)	–	isotrop	$E_{v } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$
V3	0,025 ⁽²⁾	0,5 (anisotrop)	–	transversal isotrop	$E_{v } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$ $E_{v\perp} = 9.270 \text{ MPa}$ $\nu_{\perp} = 0,20$ $G_{\perp} = 3.940 \text{ MPa}$
V4	0,025 ⁽²⁾	0,5 (anisotrop)	0,5 ⁽³⁾	isotrop (HM-gekoppelt)	$E_{v } = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{ } = 0,17$
Versagenskriterium (Mohr/Coulomb)		Kohäsion $c_{S;D;M}$		Reibungswinkel $\phi_{S;D;M}$	
· Schichtungsbruch		3,3 MPa		18,8°	
· Gefügeschädigung (Dilatanz)		5,7 MPa		20°	
· Matrixbruch		6,7 MPa		20°	
weitere Konstanten und Materialparameter					
$g = 9,81 \frac{m}{s^2}$		$\phi = 0,09$		$k_f = 10^{-12} \frac{m}{s}$	
$z_0 = -270m$		$\alpha = 0,75$			
$M = 5,26 \cdot 10^4 \text{ MPa}$					

Tabelle 8.5: Zusammenstellung der Variationsparameter

⁽¹⁾ Wichte aus in situ-Primärspannungsmessungen abgeleitet

⁽²⁾ Wichte laborativ ermittelt

⁽³⁾ Mittelwert, aus in situ-Befunden abgeleitet

Berechnungsvariationen. Alle Materialparameter und sonstigen Eckdaten und Größen aus den Tabellen 8.1 bis 8.4 bleiben unverändert. Die wichtigsten Zahlenwerte sind in Tabelle 8.5 zusammengefasst. Gegenstand der Untersuchung in diesem Abschnitt wird es also sein, den Einfluss der Streckengeometrien auf die Spannungen, Verformungen und Ausnutzungsgrade zu quantifizieren.

8.1.2.2 Berechnungsergebnisse für die Grundsituation und Diskussion

Analog zu Abschnitt 8.1.1.1 werden in diesem Unterabschnitt die Auffahrungen der Querstollen 1996 und 2003 im Tongestein mit dem scheibenartigen Berechnungsmodell bei Ansatz des gemessenen isotropen Primärspannungszustandes und bei Ansatz eines isotrop linear-elastischen Materialverhaltens rechnerisch analysiert und mit den Ergebnissen für den Tunnel 1881 verglichen. Dazu werden die Zustandsgrößen insbesondere in einem Schnitt entlang der Hohlraumkontur aufgetragen. Bild 8.45 zeigt den Verlauf des Konturschnitts für den Tunnel 1881 exemplarisch. Da die Hohlraumkonturen unterschiedliche Längen aufweisen, ist für den unmittelbaren Vergleich eine Anpassung der Konturlängen über verzerrte Maßstäbe vorgenommen worden, wobei die Lagen von Horizontalschnitt und Übergang Ulme-Sohle identisch sind.

In Bild 8.46 und 8.47 sind die Hauptspannungsverteilungen entlang der Konturen der Stollen 1996 bzw. 2003 im Vergleich zu denen der Kontur des Tunnels 1881 dargestellt, während die Flächenplots in Bild 8.48 die Maximalspannungsverteilungen in den Streckennahfeldern zeigen. Wie aus diesen Bildern zu sehen ist, treten entlang der Kontur in den beiden Querstollen dieselben Phänomene wie bereits im Haupttunnel 1881 auf: Je stärker die Krümmung eines Konturbereichs ausfällt, desto größer werden die Zahlenwerte für die Umlageungsspannungen, d.h. desto größere sekundäre Hauptspannungen sind in diesem Bereich vorzufinden.

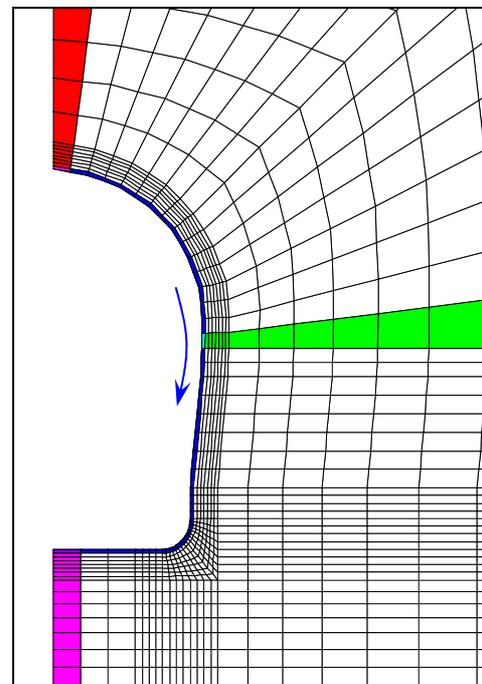


Bild 8.45: Verlauf des Konturschnitts am Beispiel des Tunnels 1881

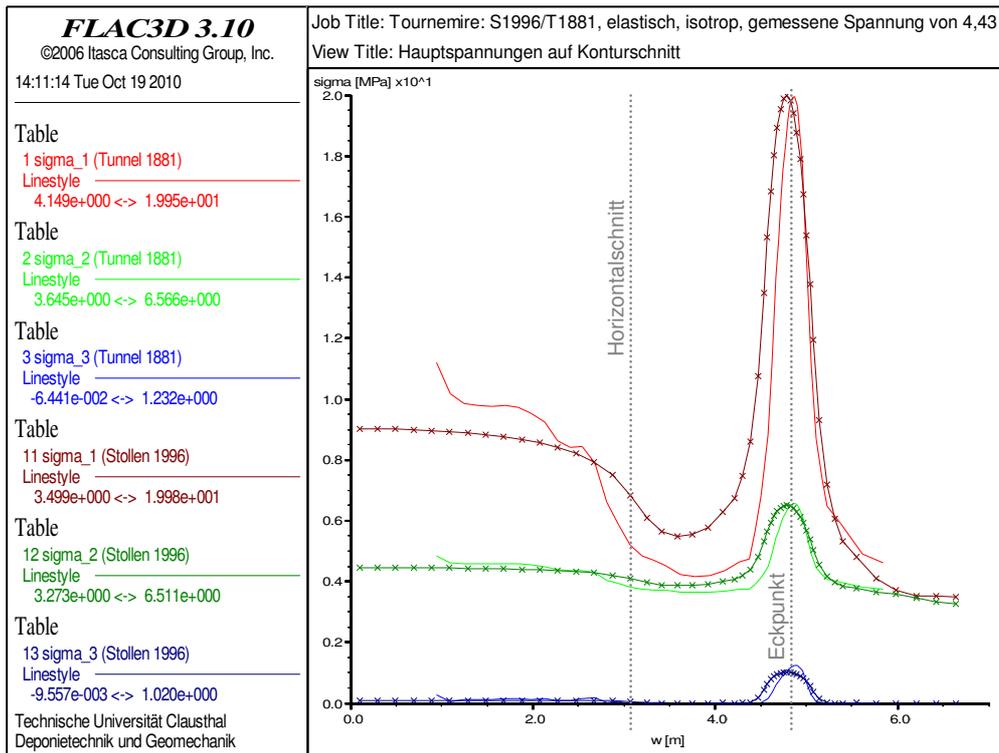


Bild 8.46: Hauptspannungen entlang des Konturschnitts des Stollens 1996 – Vergleich mit Haupttunnel 1881 (gestauchte Abszisse)

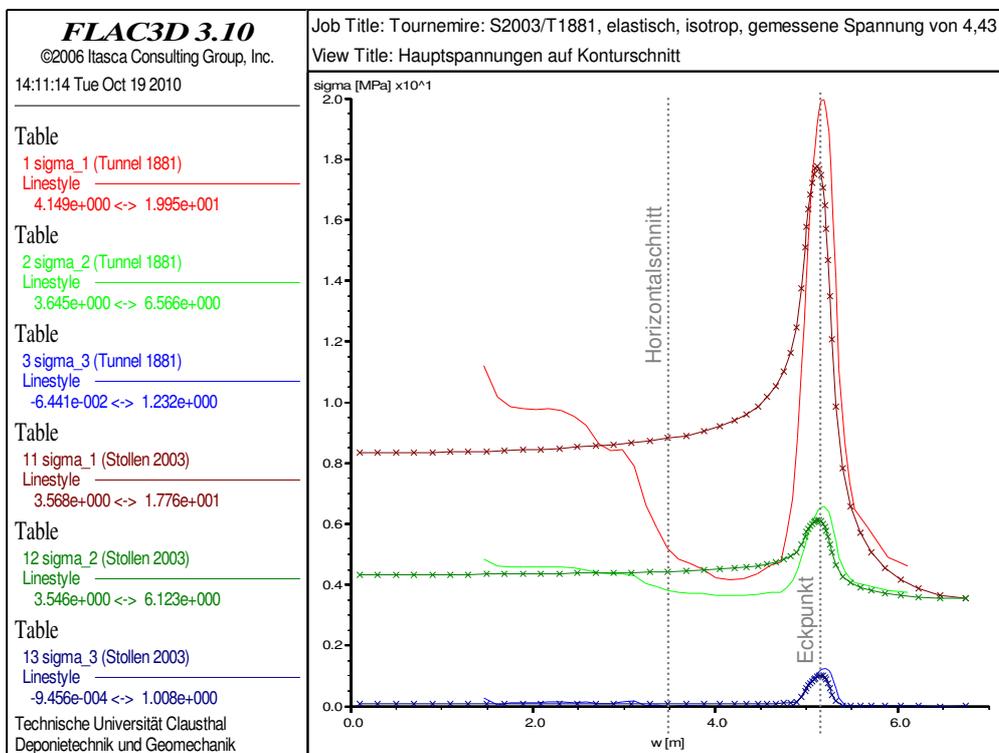


Bild 8.47: Hauptspannungen entlang des Konturschnitts des Stollens 2003 – Vergleich mit Haupttunnel 1881 (gestauchte Abszisse)



Der Einfluss der Streckendimensionen wird hier klar erkennbar. Während der tendenziell vertikal gestreckte Querschnitt des Tunnels 1881 erhöhte Zahlenwerte für die Umlagerungsspannungen in den First- und Sohlenbereichen zur Folge hat, fallen diese Zahlenwerte für den Stollen 1996 aufgrund seines gedrungenen Querschnitts an denselben Stellen deutlich geringer aus. Umgekehrt befindet sich der Ulmenbereich des Haupttunnels näher am Zentrum als First- und Sohlenbereich, sodass die Spannungen dort gering ausfallen, wohingegen der Ulmenbereich des Querstollens weiter außen liegt und die Beanspruchungen somit weniger stark gegenüber dem Primärzustand abfallen. Zudem kann in Bild 8.46 beobachtet werden, dass sich das Spannungsmaximum im Eckbereich in geringem Maße ebenfalls in Richtung der kürzeren Streckenabmessung befindet.

Für den Stollen 2003 mit dem bis auf den Sohlenbereich kreisförmigen Querschnitt zeigen die Bilder 8.47 und 8.48, dass die sekundären Hauptspannungen im Eckbereich erwartungsgemäß am größten sind, im Sohlenbereich dagegen deutlich geringer sind als in den weiteren Bereichen des Firstes und der Stöße. Hier führt die gleichmäßige Querschnittsform (konstante Krümmung) auf eine ebenso gleichmäßige Hauptspannungsverteilung mit Zahlenwerten, die diejenigen für einen vollständig kreisrunden Tunnel approximieren. Der weniger stark ausgeprägte Eckbereich mit moderatem Krümmungsradius weist weniger ausgeprägte Spannungsextrema auf als sie bei den beiden anderen Streckengeometrien zu beobachten sind.

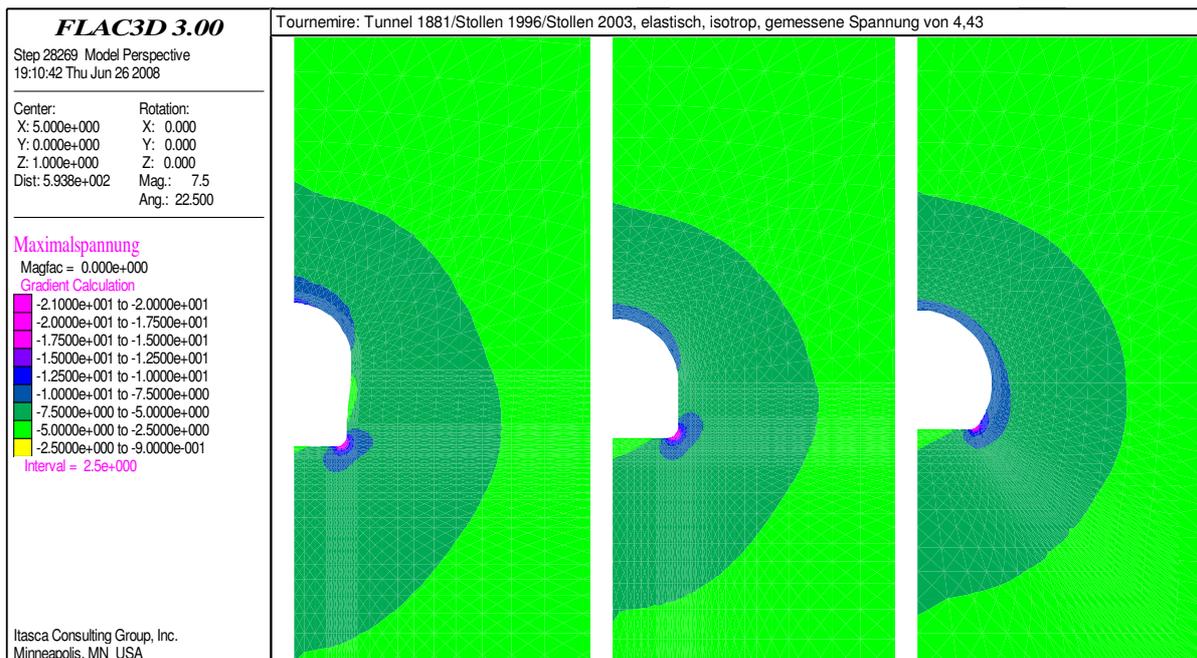


Bild 8.48: Vergleich der Maximalspannungsverteilungen im Nahfeld der drei Strecken



Bild 8.49 zeigt die Hauptspannungen entlang der Horizontalschnitte der drei Strecken. Auch diese Spannungsverläufe lassen sich analog zu den vorherigen Beobachtungen interpretieren: Bei den mit gedrungenen Profilen aufgefahrenen Querstollen werden die Umlagerungsspannungen bei Annäherung an die Kontur weniger bzw. fast gar nicht abgemindert, wobei für den Stollen 2003 fast die Spannungsverteilung eines vollständig kreisrunden Tunnels erhalten wird – die Maximalspannung erreicht das zweifache Primärspannungsniveau: $\sigma_{max} (= \sigma_{\varphi}) = 2\sigma_{v;H;h}$, Bild 8.50.

Befunde zu den Zustandsgrößen wie in Abschnitt 8.1.1.1 liegen auch bei den Querstollen vor. Der durch das verallgemeinerte *Hookesche* Stoffmodell gegebene Spannungs-Verzerrungs-Zusammenhang nach Gl. (8.7) lässt sich ebenso verifizieren wie die Proportionalität von Vergleichsspannung und Ausnutzungsgraden für Matrixbruchfestigkeit und Matrixdilatanzfestigkeit an der Streckenkantur, d.h. auch hier treten in gekrümmten Konturbereichen neben den erhöhten Umlagerungsspannungen größere Kompaktionen, geringere Deformationen und erhöhte Ausnutzungsgrade auf, während in den eher geraden Konturbereichen das Gegenteil zu verzeichnen ist – verstärkte Dilatanz und Deformationen sowie verminderte Beanspruchungen. Die Flächenplots der Volumenverzerrungen, Verschiebungen und Versagensformen in den Bildern 8.51 bis 8.53 sowie die Verläufe der Ausnutzungsgrade entlang der Kontur in den Bildern 8.54 und 8.55 veranschaulichen diese Aussage.

Schließlich ist festzustellen, dass bei den Stollen 1996 und 2003 unter Verwendung der vorliegenden Modellannahmen und -parameter ebensowenig wie beim Tunnel 1881 das Auftreten von Bruchversagen entlang der gesamten Hohlraumkontur zu verzeichnen ist. Allerdings sind bei beiden Stollen im Gegensatz zum Haupttunnel auch keine derartigen Versagensformen beobachtet worden, *Rejeb & Cabrera (2006)*.

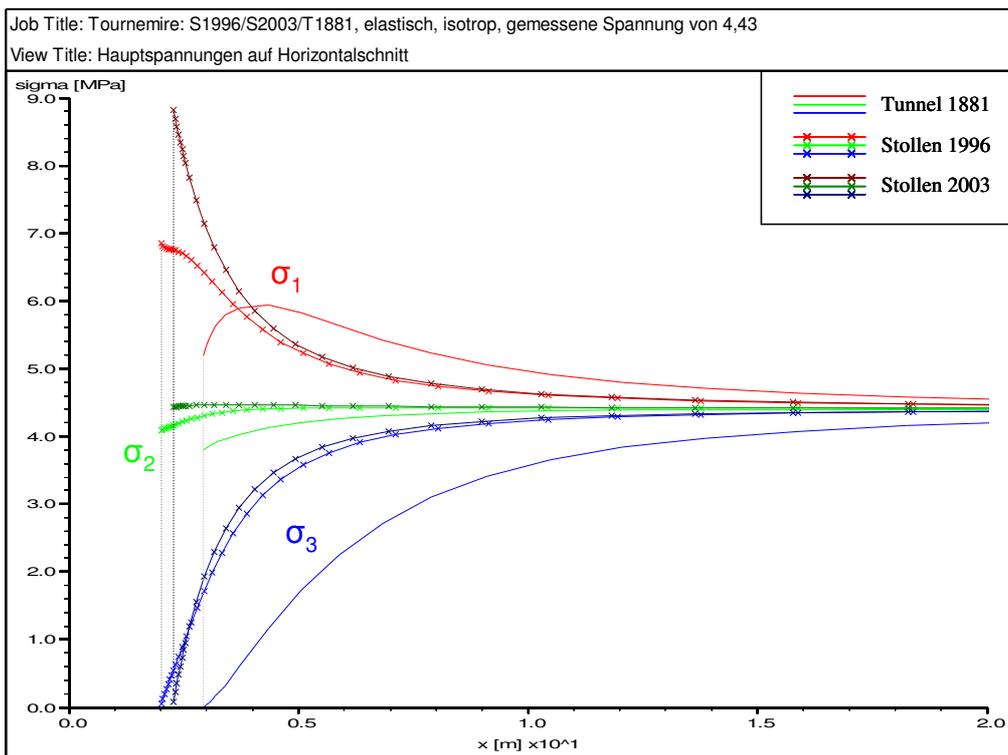


Bild 8.49: Hauptspannungen entlang der Horizontalschnitte aller drei Strecken

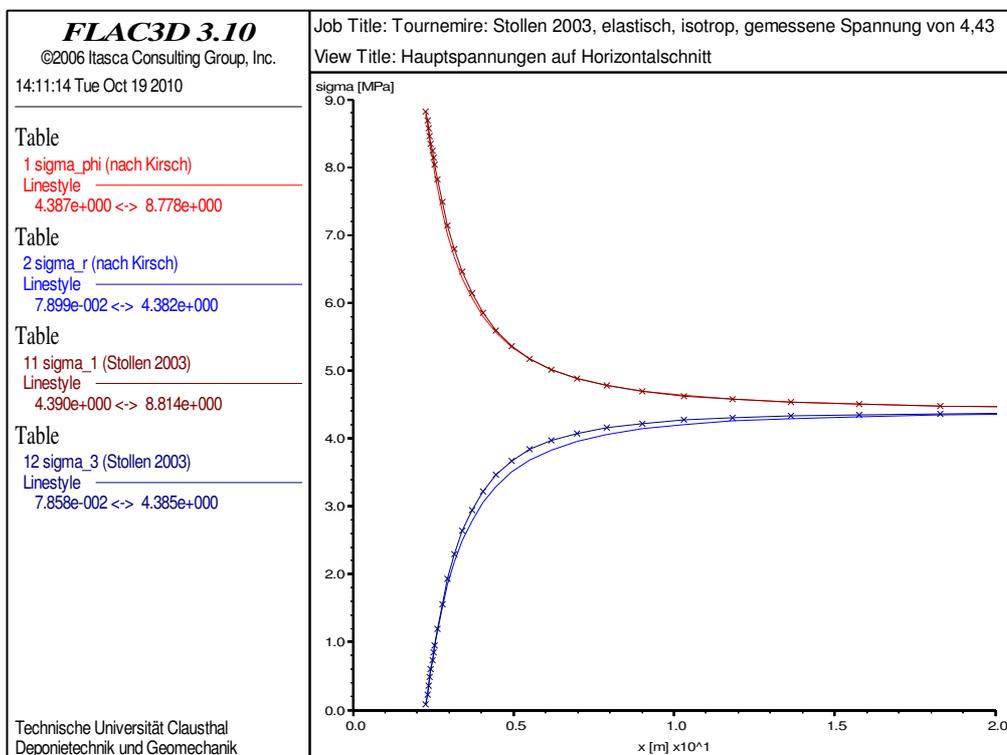


Bild 8.50: Maximal- und Minimalspannung entlang des Horizontalschnitts des Stollens 2003 im Vergleich zu einem vollständig kreisrunden Tunnel (Sekundärspannungsverteilung nach Kirsch)

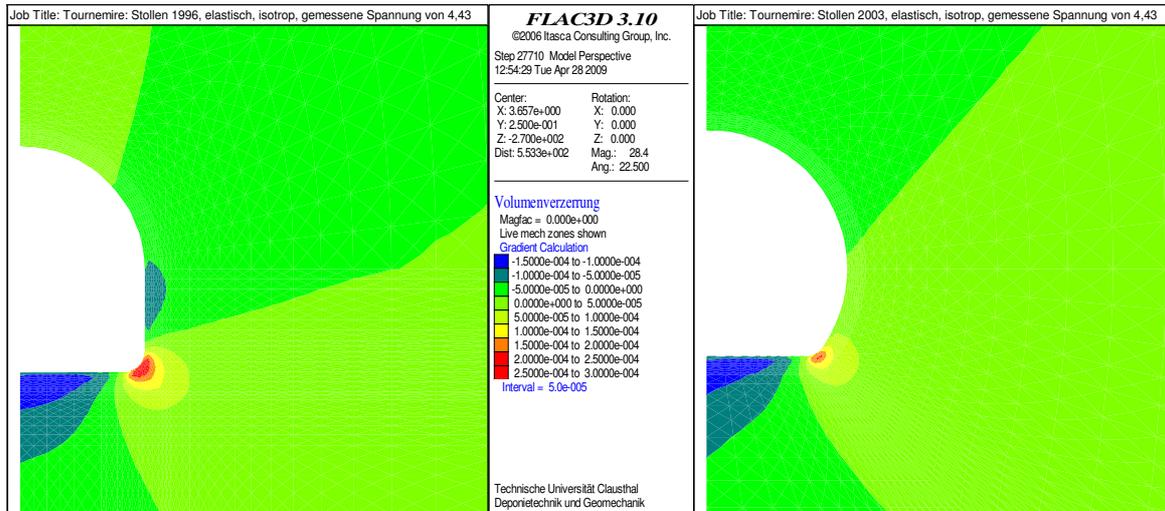


Bild 8.51: Volumenverzerrungen (blau bis d'grün: Dilatanz; h'grün bis rot: Kompaktion)

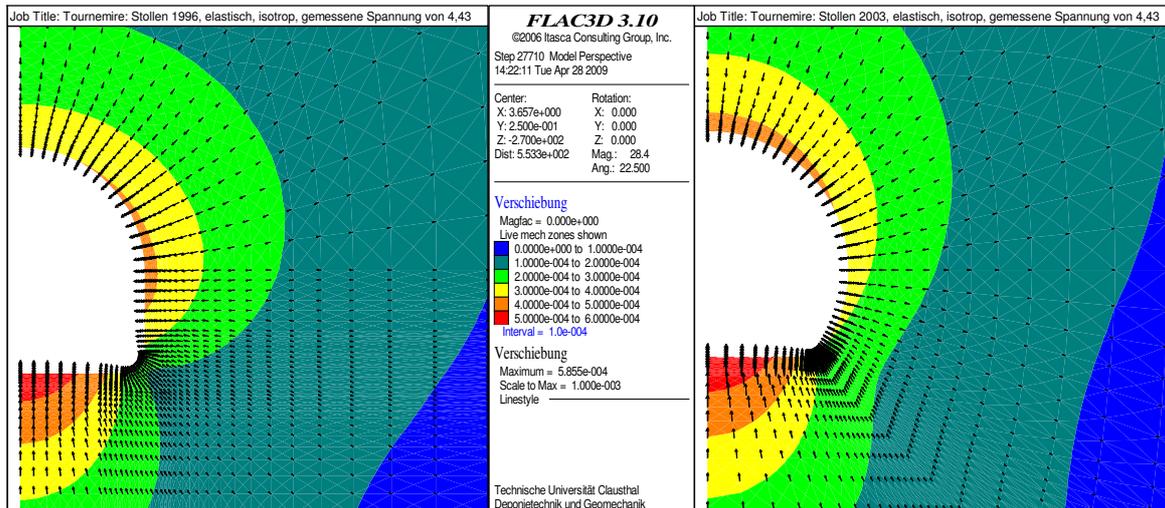


Bild 8.52: Größen (Flächenplots) und Richtungen (Vektorfelder) der Verschiebungen

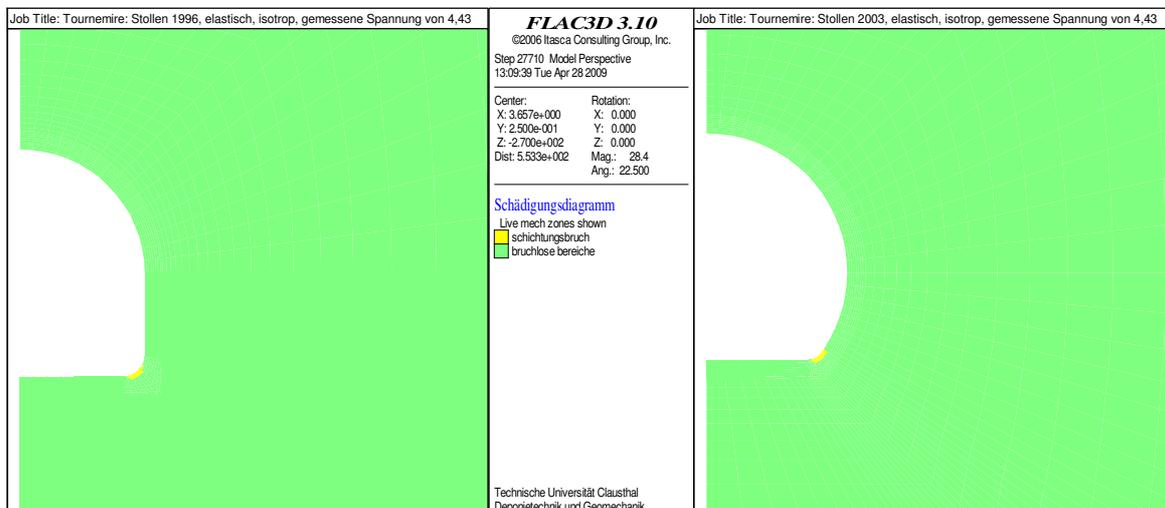


Bild 8.53: Schädigungsdiagramme (grün: kein Versagen)

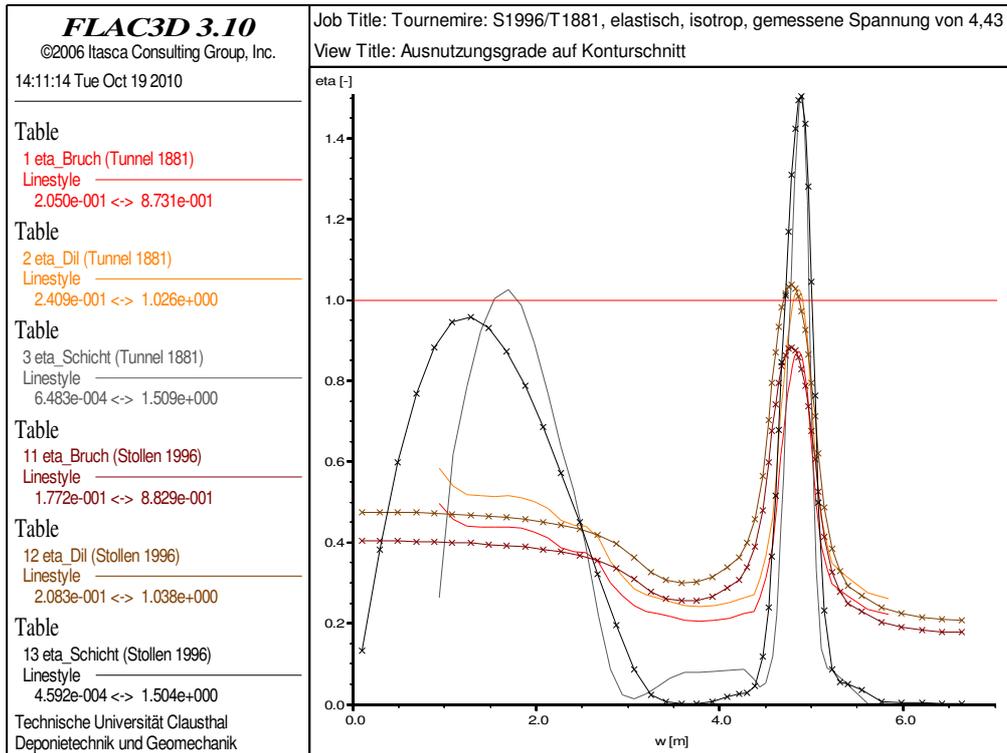


Bild 8.54: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts des Stollens 1996 – Vergleich mit Haupttunnel 1881 (gestauchte Abszisse)

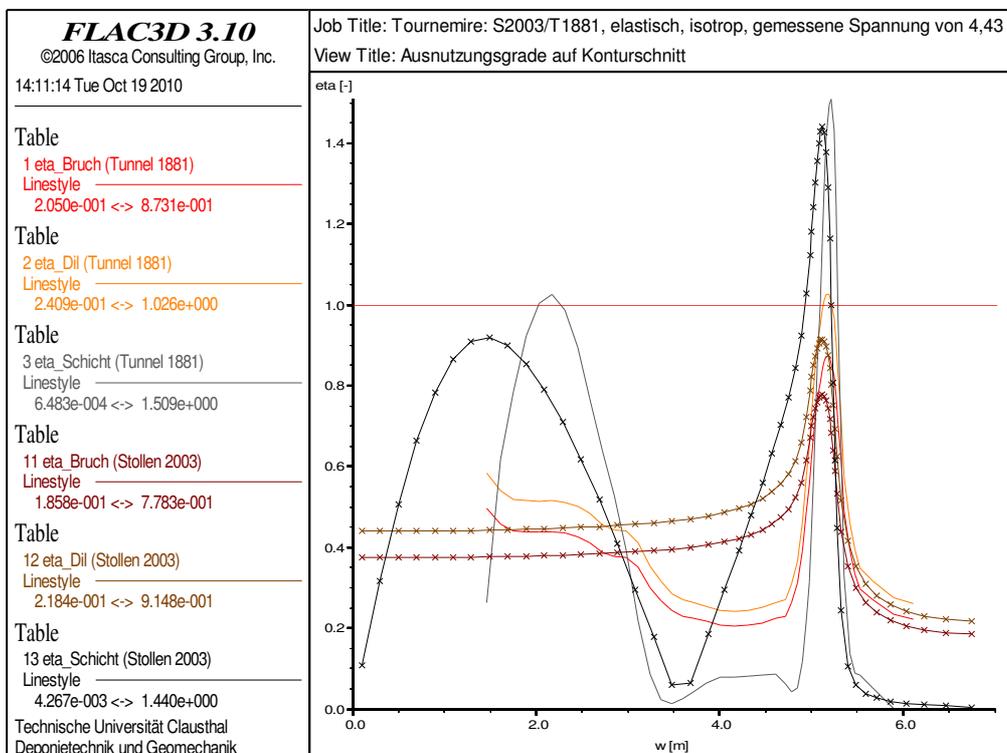


Bild 8.55: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts des Stollens 2003 – Vergleich mit Haupttunnel 1881 (gestauchte Abszisse)



8.1.2.3 Berechnungsergebnisse für die Variationssituationen und Diskussionen

Die in Abschnitt 8.1.1.1(c) für den Eisenbahntunnel 1881 vorgenommenen Modifikationen der Parameter entsprechend Tabelle 8.5 sind auch auf die beiden Querstollen angewandt worden. Basierend auf den Ergebnissen aus den Abschnitten 8.1.1.2 bis 8.1.1.5 für den Tunnel 1881 und den Auswirkungen der veränderten Querschnittsgeometrien der Querstollen in der Grundsituation, die insgesamt keine signifikanten Steigerungen der Beanspruchung des Gebirges ergeben haben, sind auch für die Querstollen keine signifikanten Zunahmen in der Gebirgsbeanspruchung zu erwarten und damit auch rechnerisch nicht die Ausbildung von konturnahen Bruchzonen.

8.1.2.4 Variationssituation 1: Ansatz eines anisotropen Primärspannungszustandes

Der Ansatz eines anisotropen Primärspannungszustandes mit nur halb so großen primären Horizontalspannungen hat Abschnitt 8.1.1.2 zufolge nur eine Erhöhung der Zahlenwerte für die Sekundärspannungen und die Ausnutzungsgrade im bereits unterdurchschnittlich beanspruchten Stoßbereich nach sich gezogen. Der Stoßbereich stellt beim Haupttunnel einen relativ langen, geraden Konturabschnitt dar, dessen Verkürzung beim Stollen 1996 bzw. Wegfall beim Stollen 2003 entsprechend den Bildern 8.46, 8.47, 8.54 und 8.55 eine Erhöhung der Sekundärspannungen und fast aller Ausnutzungsgrade zur Folge hat. Hingegen wird der Eckbereich durch die Variation mit einem anisotropen Primärspannungszustand hinsichtlich der Beanspruchungsintensität entlastet, wie den Bildern 8.12 und 8.17 aus Abschnitt 8.1.1.2 zu entnehmen ist. Auch die Änderung der Querschnittsgeometrie führt beim Stollen 1996 nur zu einer marginal stärkeren bzw. beim Stollen 2003 sogar verminderten Beanspruchung. Bei der Kombination beider Variationen, also Anisotropie und Hohlraumgeometrie, ist daher eine Beanspruchungserhöhung im Stoßbereich sowie eine Beanspruchungsverringerung im Eckbereich zu erwarten. Damit stellt sich die Frage, in welche Richtung sich die Ausnutzungsgrade insgesamt und damit auch die Schädigungsintensität aufgrund dieser Veränderungen bewegen.

Die Bilder 8.56 und 8.57 zeigen die Hauptspannungen und die Ausnutzungsgrade für die Querstollen für die aktuelle Variation. Die beschriebenen Beanspruchungsänderungen treten wie erwartet ein, wobei trotz einer Zunahme der Maximalspannung und der Ausnutzungsgra-

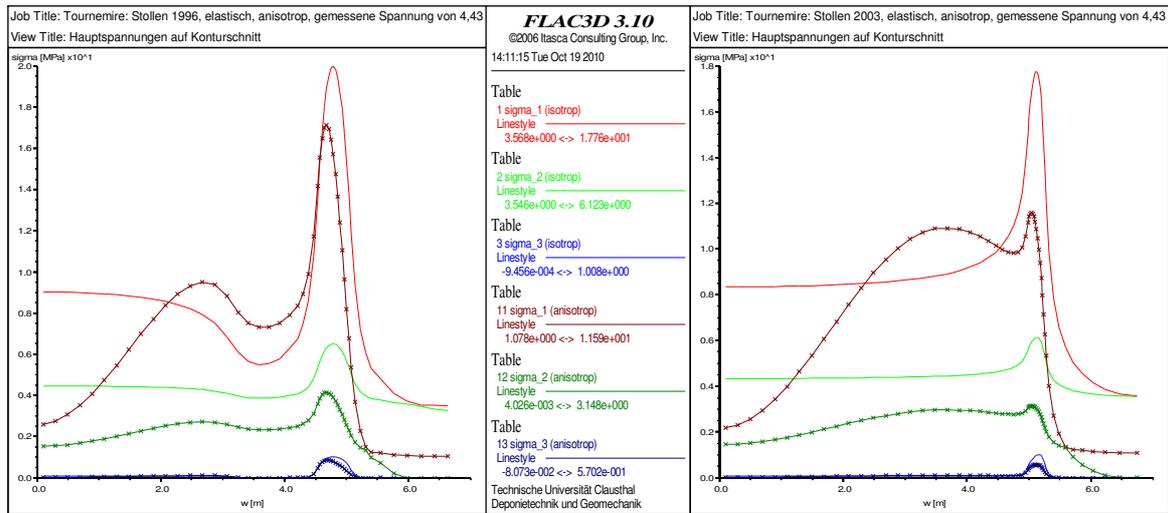


Bild 8.56: Hauptspannungen entlang der Konturschnitte, Berechnungsvariationen G/V1

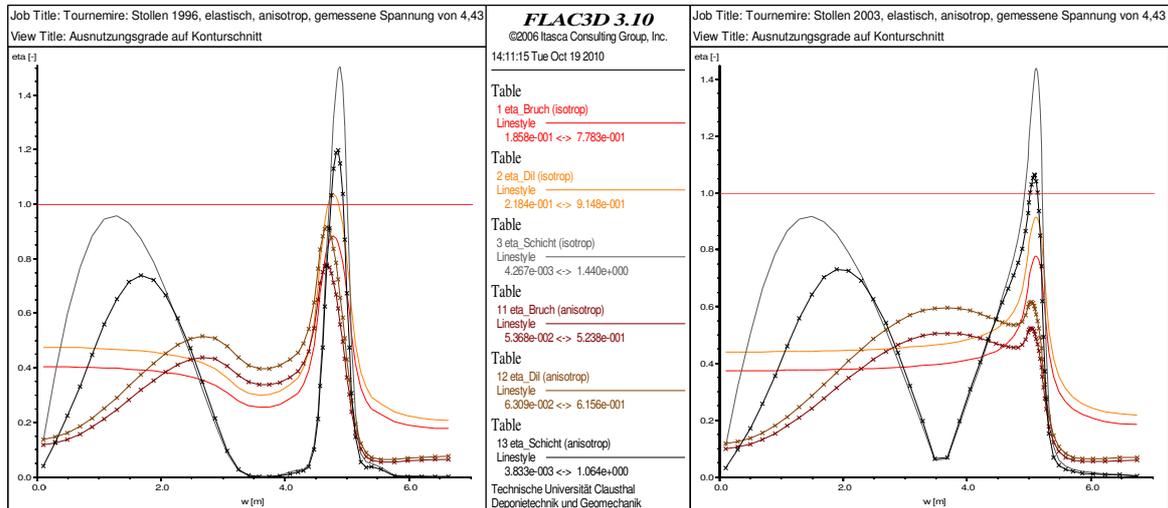


Bild 8.57: Ausnutzungsgrade entlang der Konturschnitte, Berechnungsvariationen G/V1

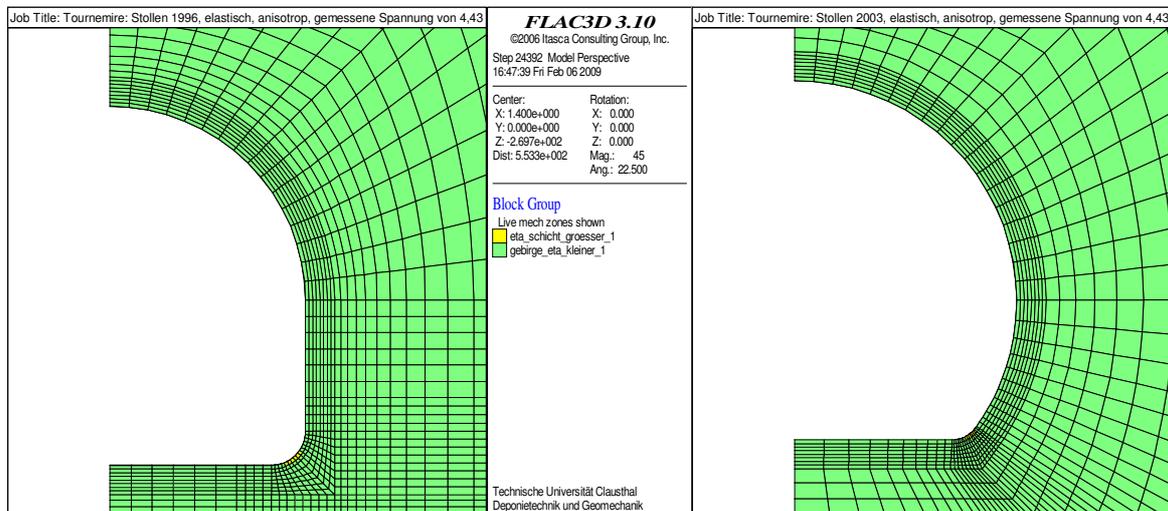


Bild 8.58: Schädigungsdiagramme der Berechnungsvariation V1

de für Matrixbruch und Dilatanz im Stoßbereich um bis zu 33% – wie bereits im Fall des Haupttunnels entsprechend Bild 8.17 – keine weiteren Versagenszustände entlang der Kontur resultieren. Ein Rückgang der Beanspruchungen im Eckbereich um bis zu 35% vermindert allerdings die Anzahl der geschädigten Zonen. Bei näherer Betrachtung fällt dabei auf, dass dieser Rückgang beim Stollen 1996 geringer und beim Stollen 2003 größer ausfällt als beim Tunnel 1881, siehe dazu Tabelle 8.6. Letzteres ist auf den Wegfall des vertikalen Konturbereiches und die damit verbundene Abstumpfung des Eckwinkels zurückzuführen.

Reduktion	Tunnel 1881	Stollen 1996	Stollen 2003
σ_{max}	bis zu 25%	bis zu 15%	bis zu 35%
η_S	bis zu 24%	bis zu 21%	bis zu 27%
$\eta_D; \eta_B$	bis zu 22%	bis zu 12%	bis zu 33%

Tabelle 8.6: Reduktion der Beanspruchungen im Eckbereich (Vergleich der Extremwerte)

8.1.2.5 Variationssituation 2: Ansatz der laborativ ermittelten Gesteinswichte

In Abschnitt 8.1.1.3 wurde im Zusammenhang mit dem Tunnel 1881 bereits auf die Beobachtung, dass sämtliche Zahlenwerte durch die Änderung der im Modell angesetzten Gesteinswichte um etwa 50% ansteigen, eingegangen. Dieser aus den Linearitäten der zugrunde liegenden Differentialgleichung und des Stoffmodells herrührende Effekt ist auch bei den Quer-

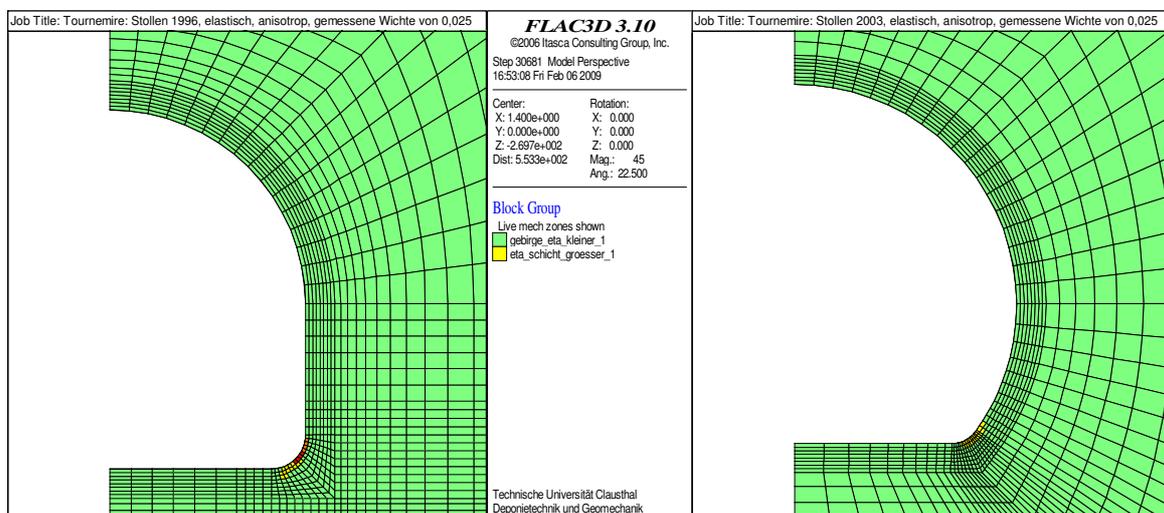


Bild 8.59: Schädigungsdiagramme der Berechnungsvariation V2

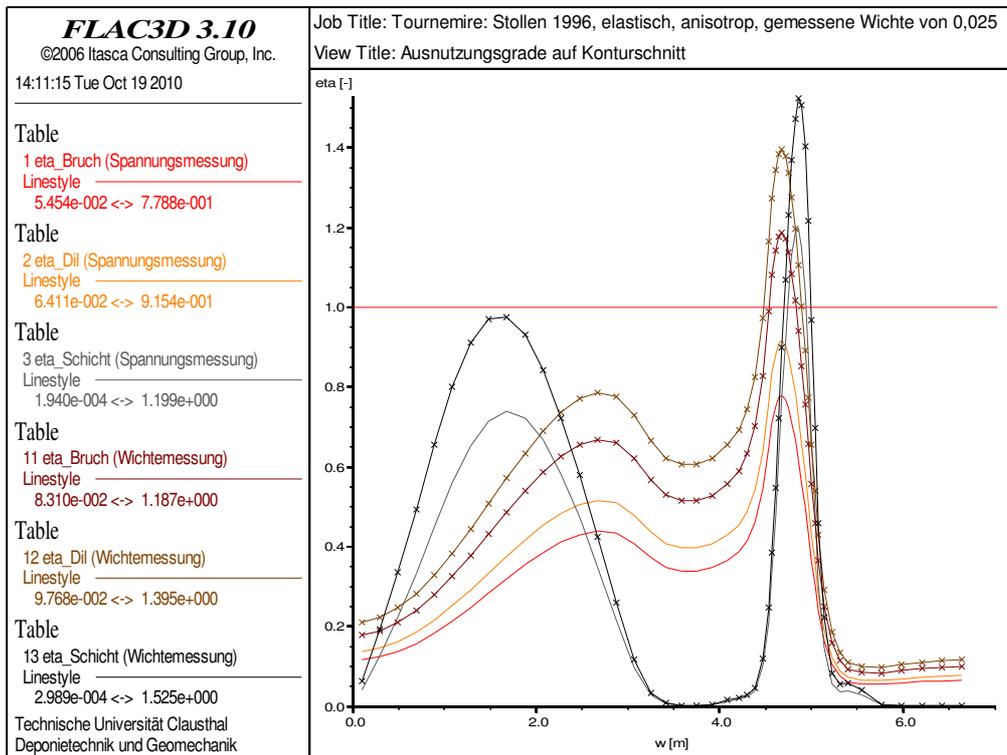


Bild 8.60: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts des Stollens 1996 – Vergleich mit Variationssituation I

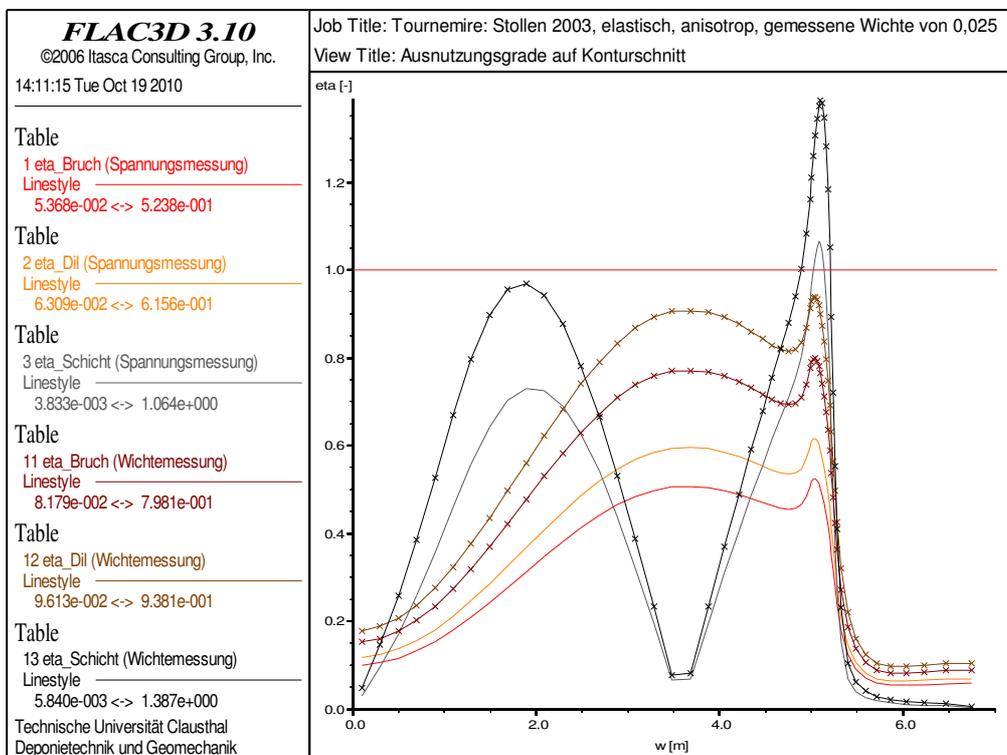


Bild 8.61: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts des Stollens 2003 – Vergleich mit Variationssituation I

stollen zu erkennen, wie die Bildern 8.60 und 8.61 zeigen, und führt gleichsam wie beim Haupttunnel zu einer Erweiterung der bruchhaften Zonen im Eckbereich, während die übrigen Konturbereiche intakt bleiben. In Bild 8.59 sind die geschädigten Zonen dargestellt.

8.1.2.6 Variationssituation 3: Ansatz eines transversal isotropen Stoffmodells

Die Anpassung des Stoffmodells an das laborativ ermittelte transversal isotrope Verformungsverhalten hat beim Tunnel 1881 hinsichtlich des Sekundärspannungsfeldes im Wesentlichen die streckenparallele Medialspannung beeinflusst, deren Schwankungen sich gegenüber der Berechnungsvariation V2 intensiviert zeigten, wie an den Bildern 8.20 und 8.21 aus Abschnitt 8.1.1.4 zu sehen war. Bild 8.62 zeigt, dass diese verstärkte Ausprägung der medialen Umlagerungsspannung ebenfalls den vorherrschenden Effekt bei den beiden Querstollen darstellt. Dabei sinken ebenso die Sekundärspannungen im First- und Sohlenbereich bis in den Zugspannungsbereich hinein, so dass allein die Druckfestigkeitskriterien nach *Mohr/Coulomb* zur abschließenden Versagensbeurteilung an den besagten Konturbereichen nicht ausreichen.

Im entsprechenden Abschnitt 8.1.1.4 für den Haupttunnel ergab sich bei vereinfachender Gleichsetzung der annähernd identischen horizontalen bzw. vertikalen Koordinatenspannungen der Berechnungsvariationen V2 und V3 und Anwendung des *Hookeschen* Stoffmodells bei ebenem Verzerrungsansatz entsprechend Gl. (8.10) die Beziehung

$$\sigma_{yy}^{V3} = \sigma_{yy}^{V2} + (\nu_{\perp} \cdot (E_{V\parallel} / E_{V\perp}) - \nu_{\parallel}) \sigma_{rel;zz} \approx \sigma_{yy}^{V2} + 0,43 \sigma_{rel;zz} , \quad (8.21)$$

wobei $\sigma_{rel;zz} = \sigma_{zz} - \sigma_v$ die in beiden Variationssituationen identische vertikale Umlagerungsspannung bezeichnet. Wie aus den Bildern 8.21 und 8.62 ersehen werden kann, ist der Einfluss des Summanden $0,43 \sigma_{rel;zz}$ aus Gl. (8.21) auf die streckenparallele Sekundärspannung hinreichend gering, so dass die unterschiedlichen Querschnittsgeometrien bei der Bewertung der Beanspruchung nach Bild 8.64 etwa in dem Maße ins Gewicht fallen wie in den vorherigen Variationen V2 und V1. Eine Ausnahme bildet dabei – abgesehen vom potenziellen Zugversagen in First- und Sohlenbereich – der Eckbereich des Stollens 2003, in welchem im Gegensatz zu den anderen Hohlräumen ein Anstieg der Vergleichsspannung σ_{vM} und damit ein Anstieg der Ausnutzungsgrade bezüglich Matrixbruchfestigkeit und Matrixdilatanzfestigkeit erfolgt. Für ein Auftreten von Matrixbruchversagen ist dieser Anstieg allerdings zu schwach.

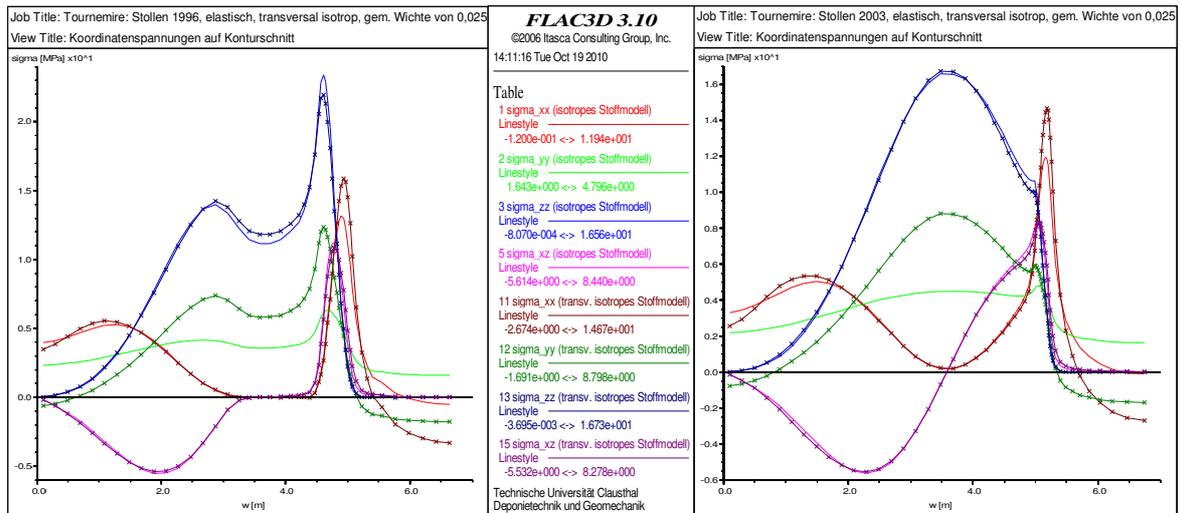


Bild 8.62: Koordinatenspannungen entlang der Konturschnitte, Berechnungsvar. V2/V3

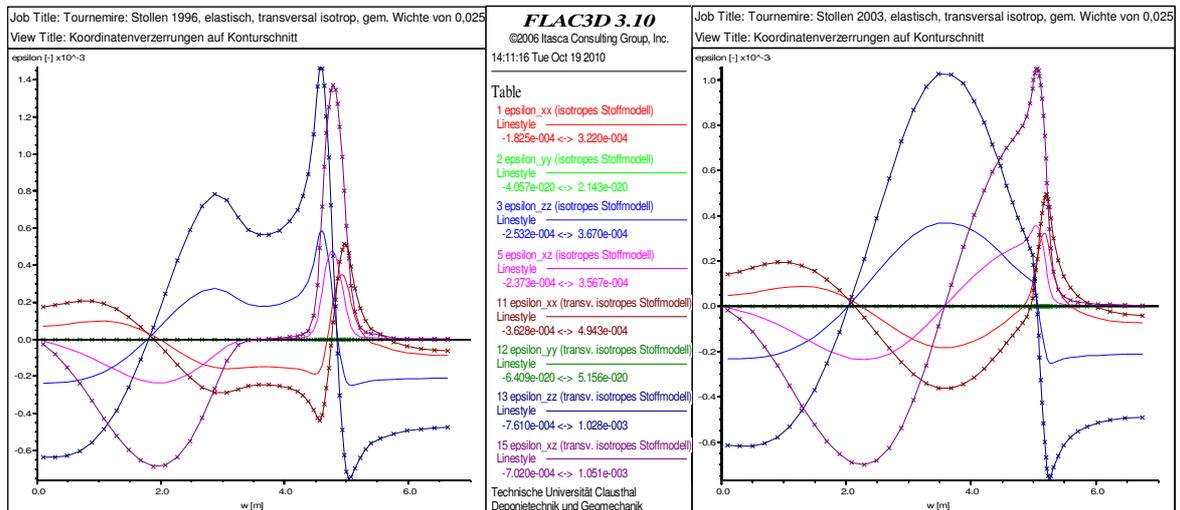


Bild 8.63: Koordinatenverzerrungen entlang der Konturschnitte, Berechnungsvar. V2/V3

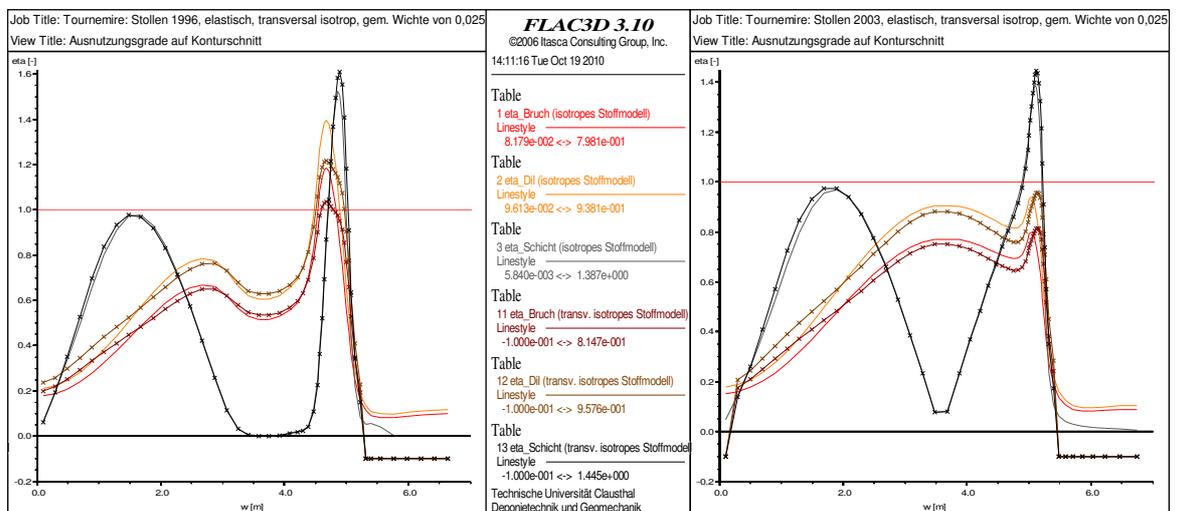


Bild 8.64: Ausnutzungsgrade entlang der Konturschnitte, Berechnungsvariationen V2/V3

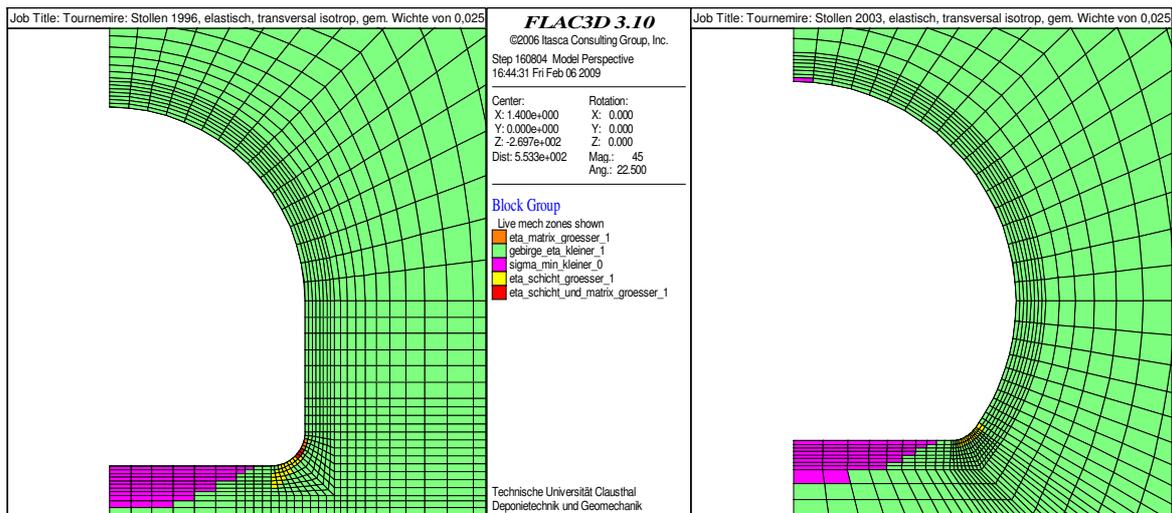


Bild 8.65: Schädigungsdiagramme der Berechnungsvariation V3

Bild 8.65 zeigt zum Beleg die berechneten Versagenszustände in Schädigungsdiagrammen. Wie in Bild 8.25 aus Abschnitt 8.1.1.4 stellen dabei magentafarbige Zonen Bereiche des Gebirges dar, in denen die Minimalspannungen negative Zahlenwerte – unter Berücksichtigung einer gewissen Toleranzgrenze zur Glättung numerischer Ungenauigkeiten – annehmen und damit potenzielles Zugbruchversagen indizieren.

Neben der Intensivierung der achsenparallelen Sekundärspannungen wird Bild 8.63 zufolge auch eine Spannungs-Verzerrungs-Beziehung wie bereits im Fall des Haupttunnels erhalten, d.h. die Vertikalverzerrung ε_{zz} ist im Vergleich zur Horizontalverzerrung ε_{xx} entlang der gesamten Streckenkantur deutlich vergrößert, während ein überproportionaler Anstieg von ε_{xx} an Stellen extremer Zahlenwerte für die Vertikalspannung σ_{zz} zu finden ist.

8.1.2.7 Variationssituation 4: Ansatz einer hydromechanischen Kopplung

Vor der Kopplung des mechanischen mit dem hydraulischen Prozess sind auch für die beiden Querstollen zunächst hydraulische Berechnungen mit denselben Parametern wie im Falle des Haupttunnels entsprechend Tabelle 8.4 durchgeführt worden. Die zugehörigen Randbedingungen sind analog zu Bild 8.28 angesetzt worden, wobei auf eine detaillierte Analyse der Gültigkeit der Durchlässigkeitsrandbedingungen an den Seitenrändern der Berechnungsmodelle verzichtet wurde. Die Bilder 8.66 und 8.67 stellen für den Stollen 1996 bzw. den Stollen

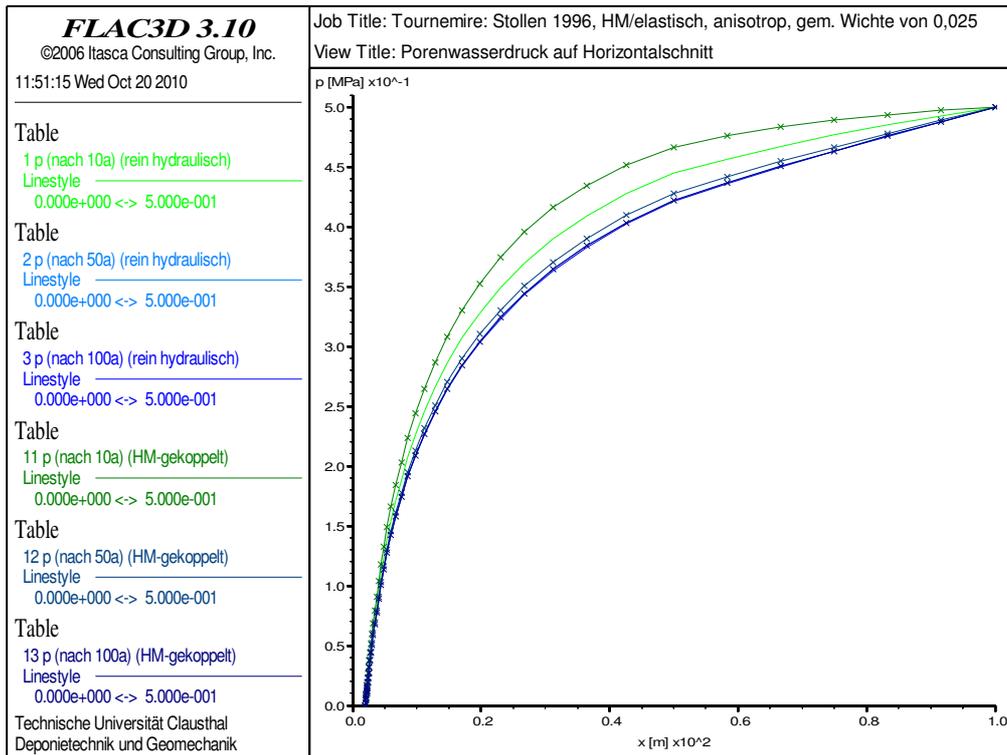


Bild 8.66: Porenwasserdruck entlang des Horizontalschnitts des Stollens 1996 nach 10, 50 und 100 Jahren – Vergleich mit hydraulischer Berechnung

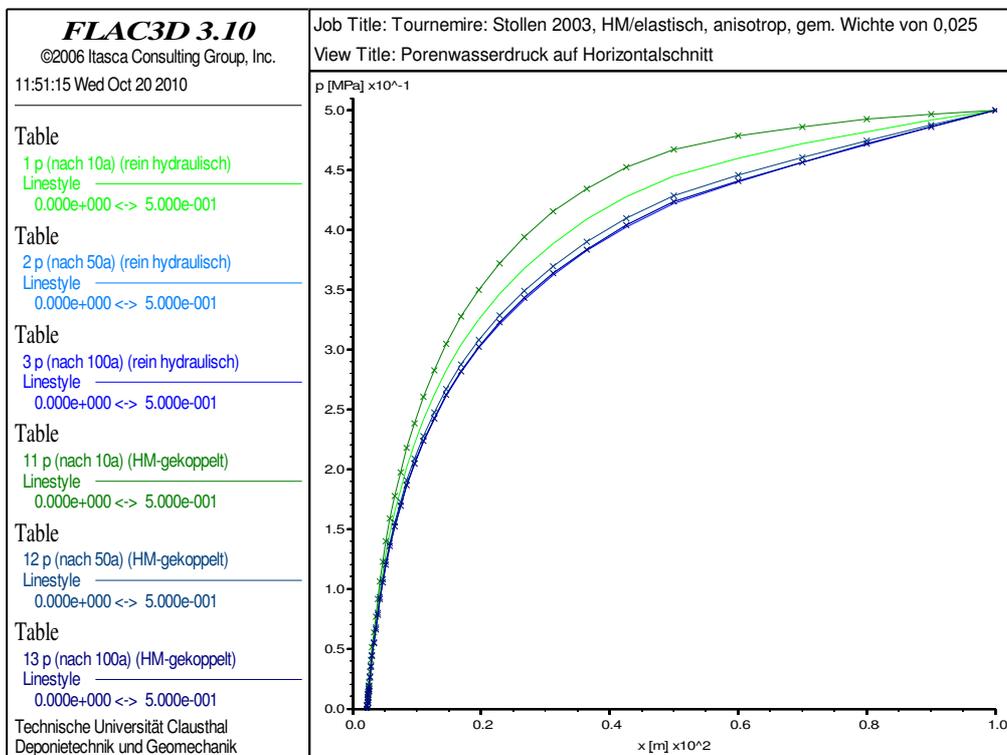


Bild 8.67: Porenwasserdruck entlang des Horizontalschnitts des Stollens 2003 nach 10, 50 und 100 Jahren – Vergleich mit hydraulischer Berechnung

2003 die zeitlichen Entwicklungen der Porenwasserdruckkurven entlang des Horizontalschnitts der hydraulischen und der hydromechanisch gekoppelten Berechnungen gegenüber. Wie bereits in Bild 8.35 wurden zur Veranschaulichung der Zeitentwicklung die Porenwasserdruckkurven nach 10, 50 und 100 Jahren gewählt, wobei sich aus der hydraulischen Berechnung die beiden Kurven nach Ablauf von 50 und 100 Jahren unter der dunkelblauen Kurve mit Kreuz-Zeichen aus der HM-gekoppelten Berechnung nach Ablauf von 100 Jahren befinden. Das zeitliche Konvergenzverhalten der Porenwasserdruckverteilungen ist folglich dasselbe wie das bei der Simulation des Haupttunnels beobachtete. Während ein hydraulisch annähernd stationärer Zustand bei einer hydraulischen Berechnung bereits nach etwa 50 Jahren erreicht ist, benötigt die Berechnung bei einer Kopplung der Prozesskomponenten etwa doppelt so lange für das Erreichen des stationären Zustandes.

Die unterschiedlichen Dimensionen der Querschnitte haben angesichts der Größe des Modellbereiches (Entfernung zwischen Strecke und Modellrand: 100m) eher einen untergeordneten Einfluss auf die Porenwasserdruckkurven. Hingegen lässt sich ein Einfluss der Querschnittsgeometrien am streckenkonturnahen Porenwasserdruckgradienten feststellen. Bild 8.68 zeigt, dass der Porenwasserdruckgradient im Horizontalschnitt beim Stollen 1996 geringfügig flacher ist als beim Stollen 2003 und beim Tunnel 1881 deutlich flacher ist als bei beiden Querschnitten. Anhand des Vertikalschnittes ist hinsichtlich des Porenwasserdrucks ferner zu erkennen, dass dieses Phänomen für Stoß- und Sohlenbereich nur eingeschränkt zutrifft, und dass

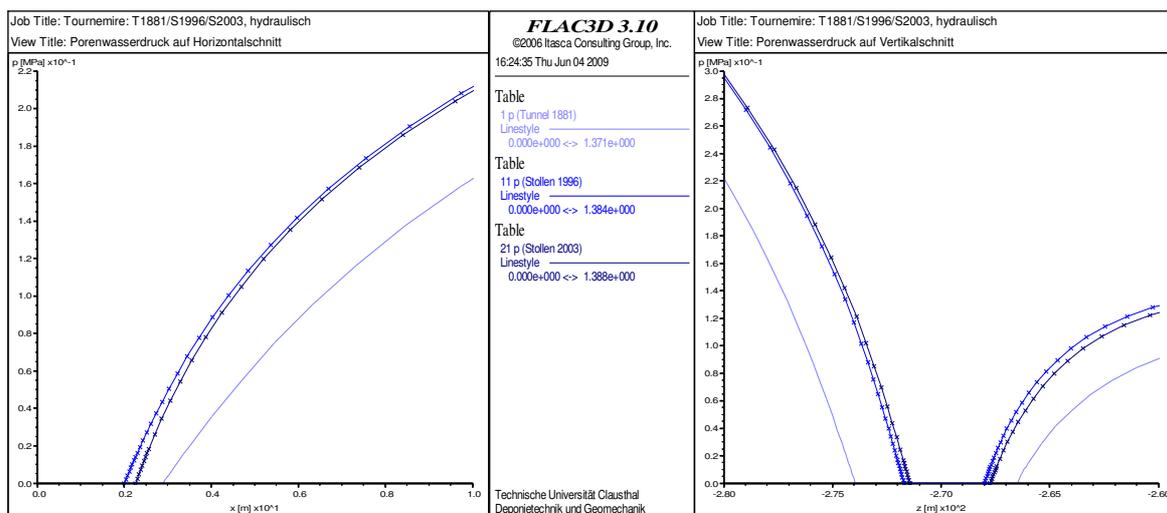


Bild 8.68: Porenwasserdruck entlang des Horizontal- und des Vertikalschnitts nach 100 Jahren (annähernd stationärer Zustand) – Vergleich der drei Querschnittsgeometrien

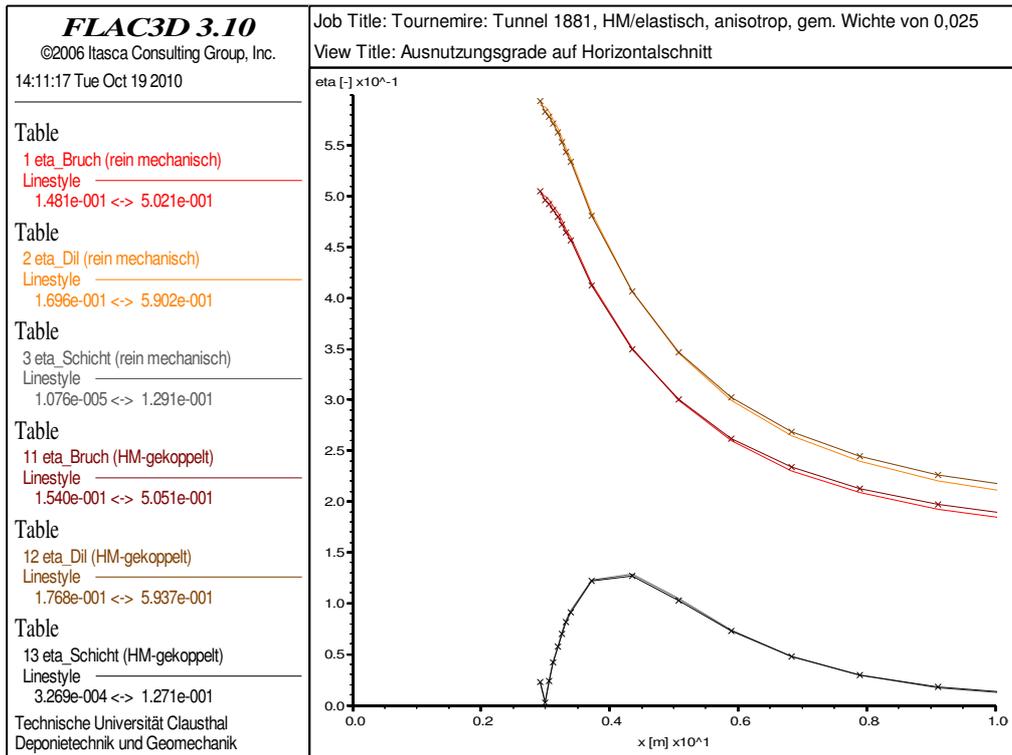


Bild 8.69: Ausnutzungsgrade entlang des Horizontalschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich mit Variationssituation 2

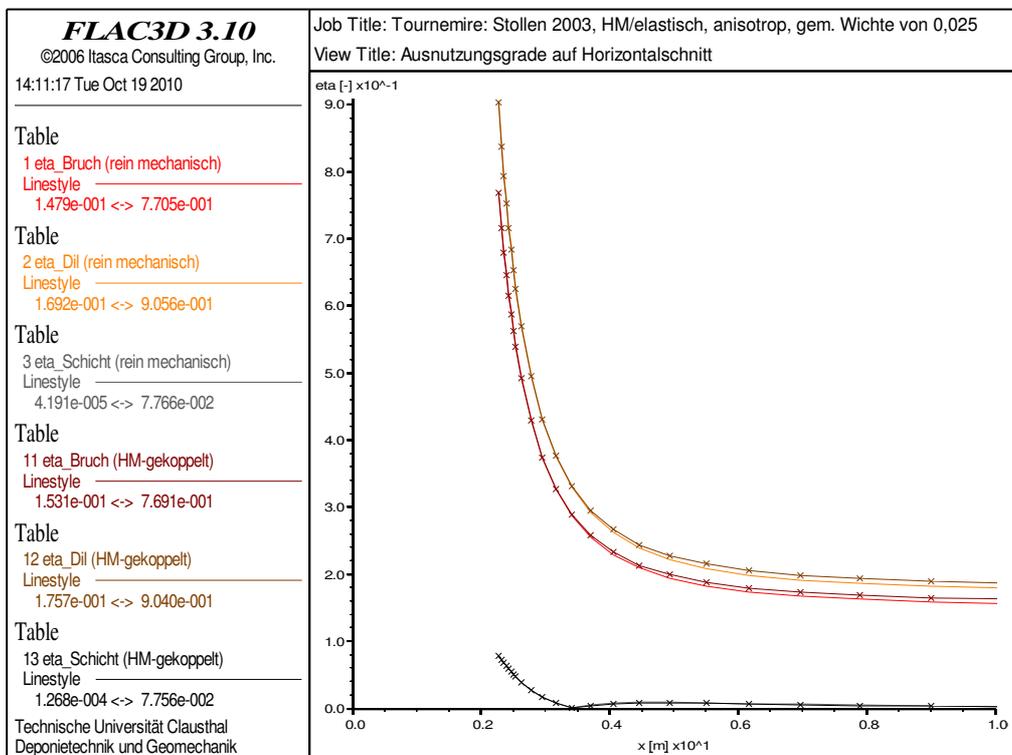


Bild 8.70: Ausnutzungsgrade entlang des Horizontalschnitts des Stollens 2003 – Vergleich mit Variationssituation 2



insbesondere kein signifikanter Unterschied zwischen den Gradienten bei den Querstollen besteht. Vor allem im Ulmenbereich fällt aber auf, dass der konturnahe Porenwasserdruckgradient bei den Querstollen einen steileren Verlauf aufweist als beim Haupttunnel 1881. Dieser Verlauf könnte auf die stärkere Krümmung der Streckenkontur bei den Querstollen zurückzuführen sein.

Diese geometriebedingten Auswirkungen auf die Porenwasserdruckverteilung und damit auch auf die Effektivspannungsverteilung müssen selbstverständlich in Relation zu den vorherrschenden, ebenfalls geometriebedingten Beanspruchungszuständen im umgebenden Gebirge der drei Hohlräume gesetzt werden, wie sie in den vorangegangenen Abschnitten beschrieben sind. Dabei ist anhand der Ausnutzungsgrade der Bilder 8.19, 8.60 und 8.61 ersichtlich, dass an stärker gekrümmten Konturbereichen größere Beanspruchungen vorherrschen.

Zudem sind die Auswirkungen der Porenwasserdruckgradienten bei den verschiedenen Querschnittsgeometrien mit Blick auf die Höhe des Porenwasserdrucks zu bewerten, welche in der betrachteten Lokation Tournemire mit $p = 0,5 \text{ MPa}$ gering ist verglichen mit Porenwasserdrücken bei anderen Tonsteinlokalationen. Die Ausnutzungsgrade entlang des Horizontalschnitts entsprechend den Bildern 8.69 und 8.70 zeigen vor diesem Hintergrund für den Tunnel 1881 und den Stollen 2003, dass die beschriebenen zu erwartenden Effekte im konturnahen Bereich tendenziell zu finden sind, sich allerdings zahlenmäßig nur in einem sehr geringen Rahmen bewegen und somit keinen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten und die Standfestigkeit des Gebirges haben. Dieser Befund ist bereits in Abschnitt 8.1.1.5 bezüglich des Haupttunnels beobachtet worden.

8.2 Modellierung und Simulation eines zeitunabhängigen Deformationsverhaltens unter Verwendung der aus den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Materialparameter

8.2.1 Vorbemerkung

In diesem Abschnitt 8.2 werden die Ergebnisse von elastoplastischen Berechnungsvariationen auf der Grundlage der aus den laborativen Untersuchungen des Lehrstuhls abgeleiteten Gesteins- bzw. Gebirgskennwerte präsentiert und diskutiert. Im Gegensatz zum vorangegangenen Abschnitt 8.1 liegt der Fokus hier allerdings nicht mehr auf Variationen des Stoffmodells (isotrop-elastisch oder transversal-isotrop-elastisch; nur mechanisch oder hydraulisch-



mechanisch gekoppelt) oder des Primärspannungszustandes (isotrop oder anisotrop; gemäß der in situ-HTPF-Messung oder im Vergleich dazu überschätzt entsprechend Gesteinswichte und Teufenlage). Vielmehr liegt der Fokus lediglich auf Variationen der elastischen und der plastischen Gesteins- bzw. Gebirgskennwerte. Aus diesem Grund kann die Diskussion der Berechnungsergebnisse hier kürzer gehalten werden als im vorangegangenen Abschnitt, da bei dieser Art der Variation keine grundsätzlich unterschiedlichen, modellierungstechnisch induzierten Änderungen in den Verteilungen der Sekundärspannungen und der Deformationen je Berechnungsvariation zu erwarten sind. Eine detaillierte Auseinandersetzung mit den Unterschieden in den Berechnungsergebnissen wie in Abschnitt 8.1 entfällt damit weitgehend, und eine vergleichende Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse aus mehreren Variationen liefert einen hinreichenden Überblick über die Einflüsse der unterschiedlichen Variationssituationen. Des Weiteren ist auch eine eingehendere Betrachtung der Berechnungsergebnisse für die verschiedenen Strecken im Hinblick auf deren unterschiedliche Querschnittsprofile nicht wie in dem Maße des Abschnitts 8.1.2 erforderlich. Die in Abschnitt 8.1 bereits vorgenommenen Vergleiche lassen im Zusammenhang mit den Berechnungsergebnissen des folgenden Abschnitts 8.2.2 für die Querstellen 1996 und 2003 keine signifikant von den Ausnutzungsgraden des Haupttunnels 1881 abweichenden Entwicklungen der Ausnutzungsgrade erwarten. Daher wird hier lediglich der Haupttunnel 1881 analysiert. Die Ergebnisse können generalisiert werden.

8.2.2 Grundsituation

(a) Berechnungsannahmen

Wie bereits in Abschnitt 8.1 werden im Rahmen der hier durchgeführten elastoplastischen Berechnungsvariationen (a) für die Simulation der zeitunabhängigen Deformationen und Spannungsumlagerungen das linear-elastische Stoffmodell nach *Hooke* sowie (b) für die Analyse der mit plastischen Deformationen und Dilatanz verbundenen Versagenszustände die Bruchhypothese nach *Mohr/Coulomb* angewendet – sowohl hinsichtlich Matrix- wie auch hinsichtlich Schichtungsflächenbruchversagen. Für Stoffmodell und Primärspannungszustand werden im Sinn einer möglichst realitätsgetreuen Modellierung und Simulation das verallgemeinerte *Hookesche* Stoffmodell für transversal isotropes Deformationsverhalten gemäß Abschnitt 6.2.2 und der der in situ-HTPF-Messung entsprechende anisotrope Primärspannungs-



zustand mit $\sigma_v = 3,8 \text{ MPa}$, $\sigma_h = 2,1 \text{ MPa}$ (näherungsweise stollenparallel) und $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$ (näherungsweise tunnelparallel) in Verbindung mit der laborativ ermittelten Gesteinswichte verwendet. Das numerische Modell mit seiner Diskretisierung sowie der Art und Weise der Festlegung und Aufbringung der Randbedingungen ist wie bei den bisherigen Berechnungsvariationen dem Abschnitt 7.1 entnommen.

Die Ableitung der Gesteins- bzw. Gebirgskennwerte ist bereits in Abschnitt 6.3.2.1 erläutert worden. Basierend auf den verschiedenen Ansätzen aus diesem Abschnitt werden neben einer Grundsituation unter der Bezeichnung NBV-00 (NBV für neu**e** Berechnungsvariation) acht weitere Variationssituationen mit den Bezeichnungen NBV-01 bis NBV-08 definiert. Tabelle 8.7 zeigt die angesetzten Gebirgskennwerte und die Primärspannungen für die unter Verwendung der am Lehrstuhl abgeleiteten Materialparameter definierte Grundsituation NBV-00. Eine Übersicht über die Parametervariationen für die Variationen NBV-01 bis NBV-08 folgt in Abschnitt 8.2.3.

In Tabelle 8.8 werden die Charakteristika der physikalischen Modellierung der Grundsituation NBV-00 zudem denen der elastischen Berechnungsvariationen aus dem vorigen Oberabschnitt 8.1 unter Verwendung der Literaturkennwerte gegenübergestellt. Da unter den elastischen Berechnungsvariationen aus Abschnitt 8.1 im Hinblick auf diese Charakteristika kein exaktes Gegenstück zur Variation NBV-00 existiert, werden die Berechnungsergebnisse aus

Stoffmodell	Verformungsmoduli	Poissonzahlen	Schubmodul
· transversal isotrop (elastisch, Hooke)	$E_{v\parallel} = 13.300 \text{ MPa}$	$\nu_{\parallel} = 0,34$	$G_{\perp} = 3.200 \text{ MPa}$
	$E_{v\perp} = 7.800 \text{ MPa}$	$\nu_{\perp} = 0,41$	
Versagenskriterium (Mohr/Coulomb)	Kohäsion $c_{S;D;M}$		Reibungswinkel $\varphi_{S;D;M}$
· Schichtungsbruch	1,8 MPa		36,4°
· Gefügeschädigung (Dilatanz)	5,0 MPa		32,2°
· Matrixbruch	5,9 MPa		36,5°
Primärzustand	Spannungen $\sigma_{v;h;H}$		konstante Größen
· an der Modelloberseite	1,3/0,7/1,4 MPa		$\gamma \approx 0,025 \text{ MPa} / \text{m}$
· im Tunnelachsenbereich	3,8/2,1/4,0 MPa		$\rho \approx 2.550 \text{ kg} / \text{m}^3$
· an der Modellunterseite	6,3/3,5/6,6 MPa		$g = 9,81 \text{ m} / \text{s}^2$

Tabelle 8.7: Berechnungsparameter der Grundsituation NBV-00



Berechn.- variation	P r i m ä r s p a n n u n g s z u s t a n d			elastisches Stoffmodell (Hooke)
	Seitendruckbeiwert	Größenordnung (in 270m Teufe)	Wichte	
G	1,0 (isotrop)	in situ-Messung	aus PSZ-Größe	isotrop
V1	0,5 (anisotrop)	in situ-Messung	aus PSZ-Größe	isotrop
V2	0,5 (anisotrop)	gemäß Wichte	aus Labor	isotrop
V3	0,5 (anisotrop)	gemäß Wichte	aus Labor	transv. isotrop
NBV-00	in situ-Messung (Tunnel 1881: anisotrop, Stollen '96/'03: quasi isotrop)	in situ-Messung	aus Labor	transv. isotrop

Tabelle 8.8: Vergleichende Gegenüberstellung der elastischen Variationssituationen aus Abschnitt 8.1 mit der Grundsituation NBV-00 aus den aktuellen Berechnungsvariationen

der Variation NBV-00 unter Berücksichtigung des der räumlichen Orientierung des jeweiligen Hohlraums entsprechenden Seitendruckbeiwertes mit den charakteristisch nächstliegenden Variationen aus Abschnitt 8.1 verglichen. Für den Haupttunnel 1881 ist es Tabelle 8.8 zufolge die Berechnungsvariation V3, deren Charakteristika sich von denjenigen der Variation NBV-00 lediglich durch die Größenordnung des Primärspannungszustandes unterscheiden. Für die beiden Querstollen erscheint die Berechnungsvariation G mit einem zwar nicht passenden isotrop-elastischen Stoffmodell, aber auch einem demgegenüberstehend passenden Seitendruckbeiwert für den Vergleich am geeignetsten, da der Einfluss der räumlichen Orientierung des Primärspannungszustandes auf den Sekundärspannungszustand den Bildern 8.12 und 8.21/8.20 zufolge größer ist als der Einfluss der Schichtung und damit der Einfluss aus der Verwendung eines transversal isotropen Stoffmodells. Der Einfluss des zweiten Unterschieds zwischen den Variationen NBV-00 und G, die zahlenmäßige Größe der Gesteinswichte, sollte bei der vergleichenden Betrachtung der geomechanischen Zustandsgrößen auf dem Kontur- und auf dem Horizontalschnitt nur eine untergeordnete Bedeutung haben.

In allen Fällen stimmen die Spannungen in tunnelaxialer Richtung aufgrund der naturgegeben unterschiedlichen Seitendruckbeiwerte für die konturnormale und die tunnelaxiale Richtung nicht mit denen der Variationssituationen aus Abschnitt 8.1 überein, was sich auch auf die Verzerrungen auswirken wird.

(b) Berechnungsergebnisse und Diskussion

In den Bildern 8.71 und 8.72 sowie 8.73 sind die Koordinatenspannungen entlang des Vertikalschnitts sowie entlang des Konturschnitts für die Berechnungsvariationen V3 und NBV-00 dargestellt. Die Effekte der unterschiedlichen zahlenmäßigen Größe der Primärspannungen und des situationsangepasst präzisierten Seitendruckbeiwertes in tunnelaxialer y-Richtung sind insbesondere auf Bild 8.71 abseits der Hohlraumauffahrung gut zu erkennen. Bei dem hier vorgenommenen Ansatz der Primärspannungen mit

$$\sigma_{v/h/H} = 3,8/2,1/4,0 \text{ MPa (NBV-00)} \quad \text{statt} \quad \sigma_{v/h/H} = 6,75/3,375/3,375 \text{ MPa (V3)}$$

(entspricht in dieser Reihenfolge der z-, x- und y-Richtung) bei gleichgebliebener Gesteinswichte und damit gleichgebliebenen vertikalen Spannungsänderungen $d\sigma_x/dz$ und $d\sigma_z/dz$ ergibt sich ein konstanter Abstand zwischen den Zahlenwerten aus den beiden Variationen sowohl für σ_x wie auch für σ_z . Die Anhebung des tunnelaxialen Seitendruckbeiwertes von $K_0 = 0,5$ auf $K_0 \approx 1,0$ führt hingegen auch zu einer Zunahme der vertikalen Änderung der Axialspannung, $d\sigma_y/dz$ im gleichen Verhältnis.

Auch bei Betrachtung der Koordinatenspannungen entlang der Tunnelkontur in den Bildern 8.73 und 8.72 (First- und Sohlenbereich) fällt als erstes das in der Variation NBV-00 aufgrund der Primärspannungsabsenkung ebenfalls abgesenkte Niveau der Zahlenwerte auf. Bei näherer Betrachtung ist ferner zu erkennen, dass die Anpassung der tunnelaxialen Horizontalspannung mit einem Seitendruckbeiwert von nunmehr $K_0 \approx 1,0$ insbesondere zu einer Verhinderung von Zugspannungen im Sohlenbereich führt. Auch die in Bild 8.74 gezeigten Ausnutzungsgrade bezüglich Matrixbruch- und Matrixgefügeversagen sowie Schichtungsflächenversagen sind in der Variation NBV-00 im Wesentlichen vermindert gegenüber denen der Variation V3, was im Fall von Matrixbruch- und Matrixgefügefestigkeit sowohl der durch die Primärspannungsabsenkung ebenfalls abgesenkten Vergleichsspannung wie auch der gemäß den neuen Scherparametern erhöhten einaxialen Matrixbruchfestigkeit von

$$\sigma_{1f}^{UC} = 23,6 \text{ MPa (NBV-00)} \quad \text{statt} \quad \sigma_{1f}^{UC} = 19,1 \text{ MPa (V3)}$$

zugeschrieben werden kann, vergleiche Gln. (6.29) und (6.28). Hinsichtlich der Schichtungs- ausnutzungsgrades sind die reduzierenden Auswirkungen der Primärspannungsabsenkung

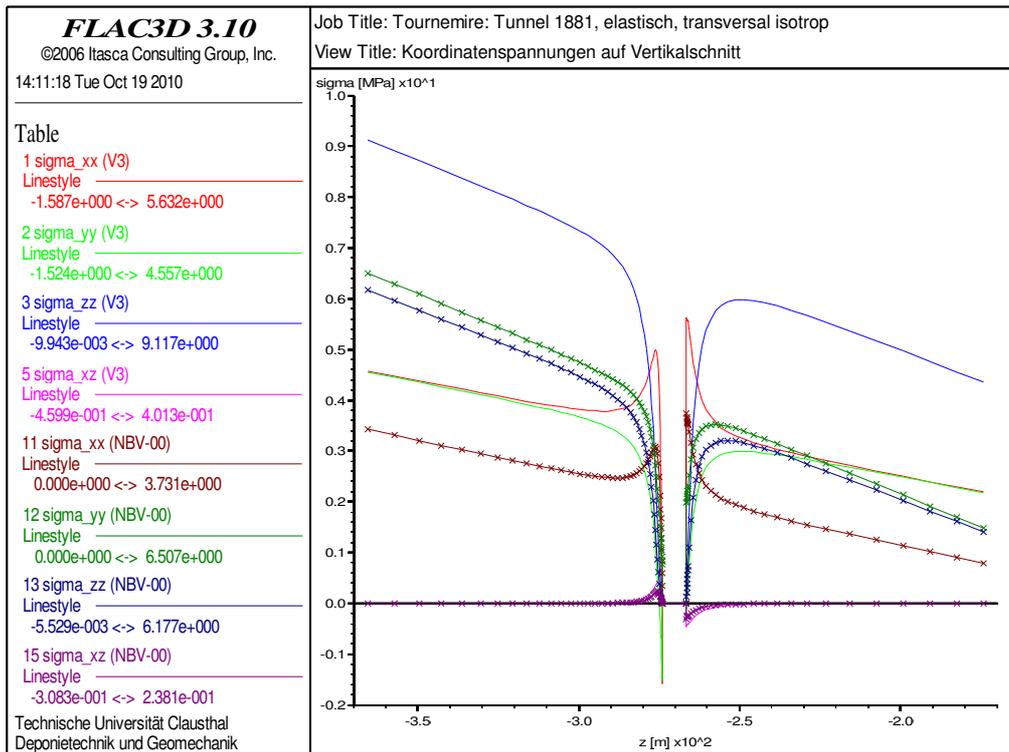


Bild 8.71: Koordinatenspannungen entlang des Vertikalschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich mit Berechnungsvariation V3

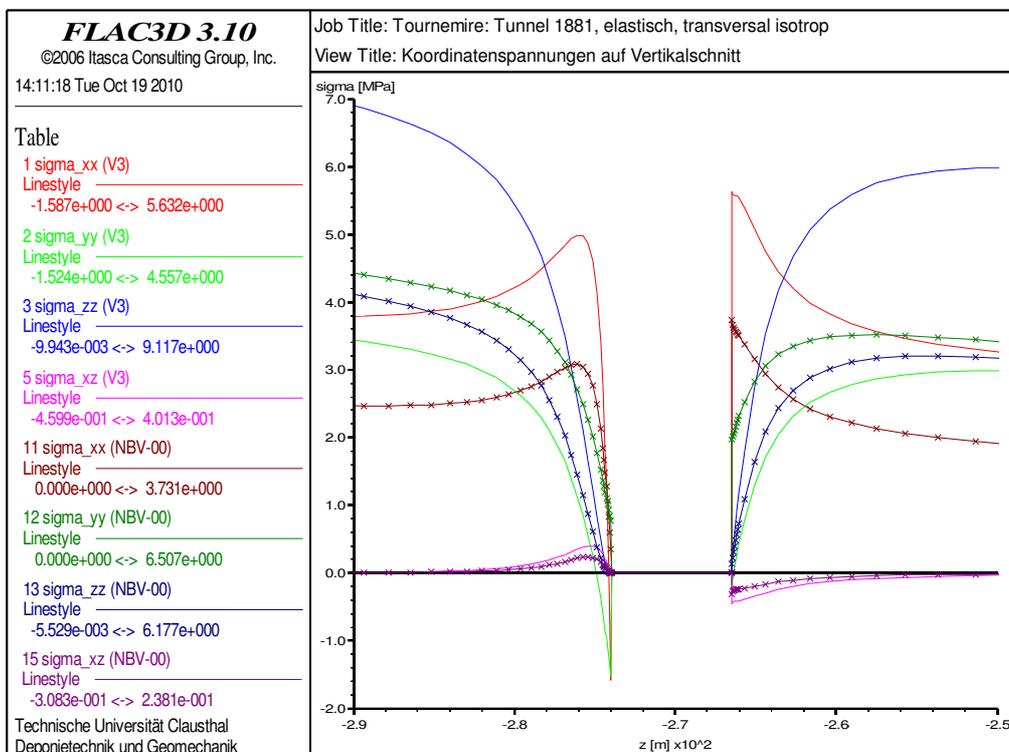


Bild 8.72: Koordinatenspannungen entlang des Vertikalschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich mit Berechnungsvariation V3

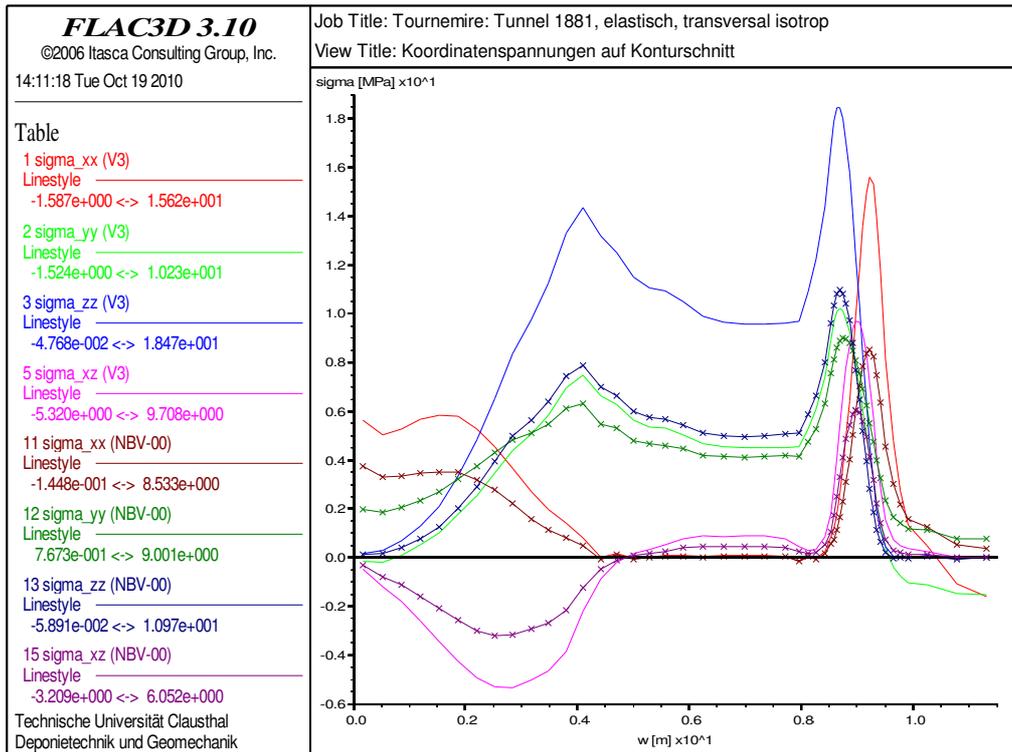


Bild 8.73: Koordinatenspannungen entlang des Konturschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich mit Berechnungsvariation V3

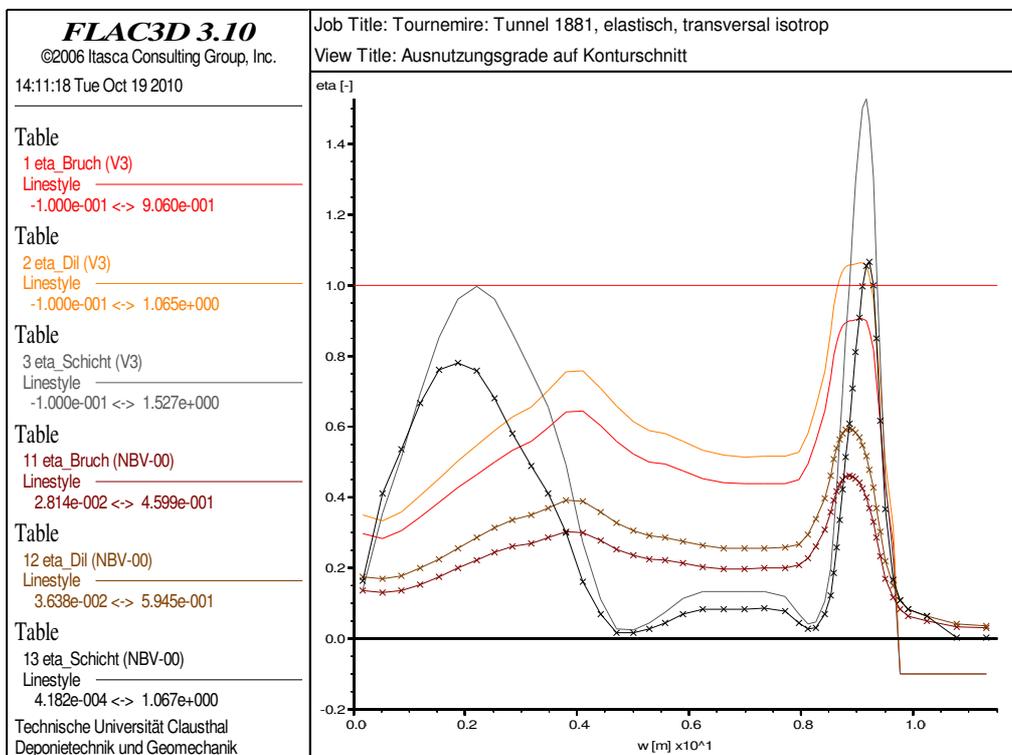


Bild 8.74: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich mit Berechnungsvariation V3

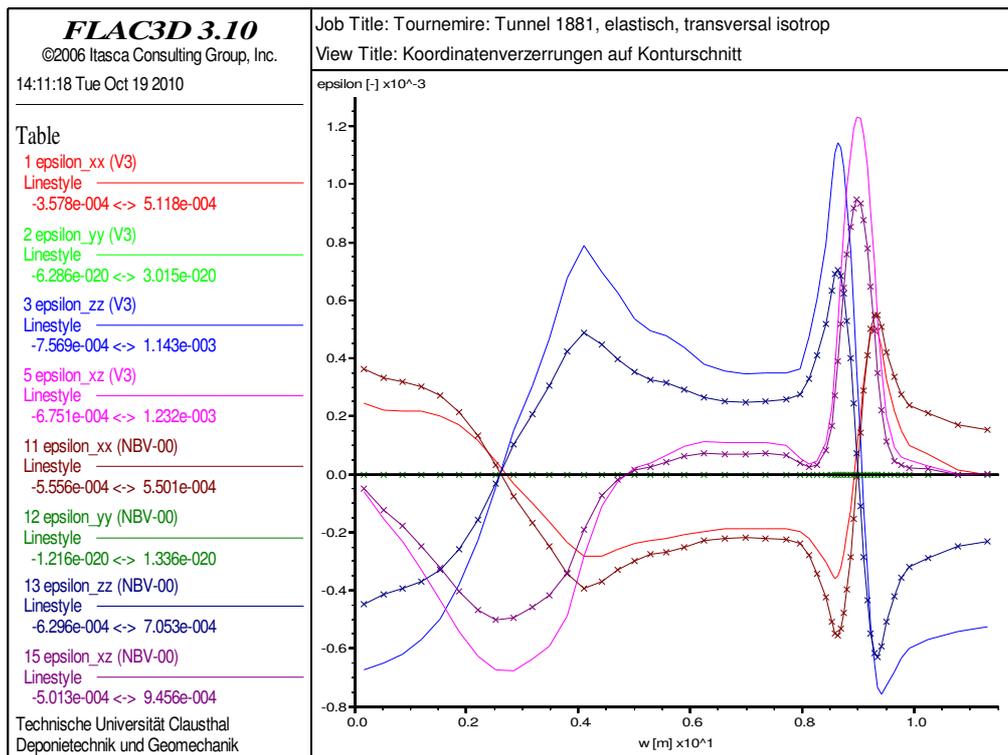


Bild 8.75: Koordinatenverzerrungen entlang des Konturschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich mit Berechnungsvariation V3

etwas geringer, und zudem wirkt ihnen die entsprechend den neuen Schichtungsscherparametern verminderte Schichtungsfestigkeit entgegen. Im Endeffekt ergibt sich hier zwar ein Rückgang der Schichtungsbruchgefahr gegenüber Variation V3, jedoch wäre bei einem Ansatz des der Gesteinswichte entsprechenden lithostatischen Teufendrucks anstelle des in situ erfassten Primärspannungszustands die Ausbildung mehrerer Bruchzonen zu erwarten, wenngleich nicht konturumfassend. Abschließend veranschaulicht ein Blick auf die Koordinatenverzerrungen in Bild 8.75 den Effekt des geänderten Parametersatzes für die elastischen Materialeigenschaften. Die Primärspannungsabsenkung führt zwar bei dem verwendeten linear-elastischen Stoffmodell auch zu einer Absenkung der berechneten Verzerrungen im Vergleich zu Variation V3, jedoch zieht demgegenüber die durch die Verwendung des neuen Parametersatzes verursachte Absenkung der Verformungsmoduli größere Verzerrungen nach sich, wobei insbesondere die relativ starke Absenkung von $E_{V_{||}}$ von $E_{V_{||}} = 27.680 \text{ MPa}$ auf $E_{V_{||}} = 13.300 \text{ MPa}$ in der Variation NBV-00 insgesamt einen Anstieg der entsprechenden Verzerrung in der schichtungsparallelen x-Richtung gegenüber Variation V3 zur Folge hat.



Ein Vergleich der Spannungs- und Versagenszustände hinsichtlich der Streckenquerschnitte lässt wie eingangs erwähnt keine signifikant unterschiedlichen Entwicklungen für die Querstellen 1996 und 2003 und für den Haupttunnel 1881 erwarten. Es folgt:

- Der wesentliche Unterschied in den Charakteristika zwischen der Variation NBV-00 und der für den Vergleich ausgewählten Variation G aus Abschnitt 8.1 besteht in der Verwendung eines transversal-isotrop-elastischen bzw. eines isotrop-elastischen Stoffmodells. Die den unterschiedlichen Strecken zugeordneten Bilder 8.23 und 8.64 zeigen jedoch – wenngleich für einen anderen Primärspannungsansatz – dass der Einfluss dieser Wahl des elastischen Stoffmodells auf die Ausnutzungsgrade eher marginal ist.
- Der wesentliche Unterschied in den Charakteristika bezogen auf die verschiedenen Strecken besteht in der (An-)Isotropie des Primärspannungszustandes. Aus den Bildern 8.17 und 8.57 ist jedoch zu sehen, dass sich die Zahlenwerte für die Ausnutzungsgrade in Bezug auf Matrixbruch und Gefügeschädigung bei einem isotropen Primärspannungszustand in annähernd derselben Größenordnung befinden wie bei einem anisotropen Primärspannungszustand. In Bezug auf Schichtungsbruch hingegen ist bei einem isotropen Primärspannungszustand ein Anstieg des Ausnutzungsgrades im Eckbereich und im oberen Ulmenbereich zu erkennen.
- Auch der Unterschied in der Querschnittsgeometrie selbst fällt nicht signifikant ins Gewicht. Der querschnittsbezogene Vergleich der Ausnutzungsgrade in den Bildern 8.54/8.55 und der Hauptspannungen in den Bildern 8.46/8.47 für die Berechnungsvariation G zeigt in beiden Fällen, dass sich auch hier die Zahlenwerte jeweils in denselben Größenordnungen bewegen.

Einen Unterschied liefert lediglich der in stollenaxialer Richtung im Vergleich zur Variation G nur halb so große Seitendruckbeiwert, welcher zwar nicht zu einer signifikanten Änderung in der Vergleichsspannung und damit auch nicht zu einer signifikanten Änderung in den Ausnutzungsgraden bzgl. Matrixbruch und Matrixgefügeschädigung führt, aber sohlennah für die Hauptspannungen Zahlenwerte im Zugspannungsbereich nach sich zieht, Bild 8.76.

Insgesamt sind für die beiden Querstellen also Ausnutzungsgrade bezüglich Matrixbruch und Gefügeschädigung in der Größenordnung der Ausnutzungsgrade des Haupttunnels aus Bild 8.74 zu erwarten, während bezüglich des Schichtungsflächenversagens im Eckbereich und im oberen Ulmenbereich durchaus ein Beanspruchungsanstieg in diesen beiden Auffah-



rungen möglich ist, induziert durch den in der Modellebene isotropen Primärspannungszustand. Bild 8.77 zeigt schließlich für die Querstollen tatsächlich im Vergleich zu Bild 8.74 nur leicht angehobene Ausnutzungsgrade bezüglich Matrixbruch und Gefügeschädigung, während der Ausnutzungsgrad bezüglich Schichtungsbruch in den genannten Bereichen den Zahlenwert 1 überschreitet und dort größer ist als in den entsprechenden Bereichen des Haupttunnels.

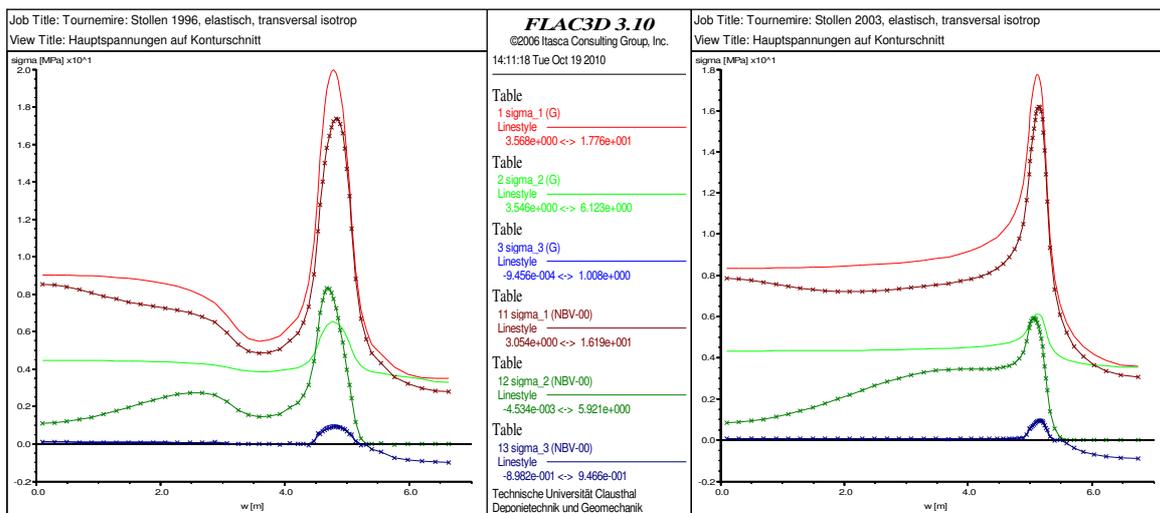


Bild 8.76: Hauptspannungen entlang der Konturschnitte der Stollen 1996 und 2003 – Vergleich mit Berechnungsvariation G

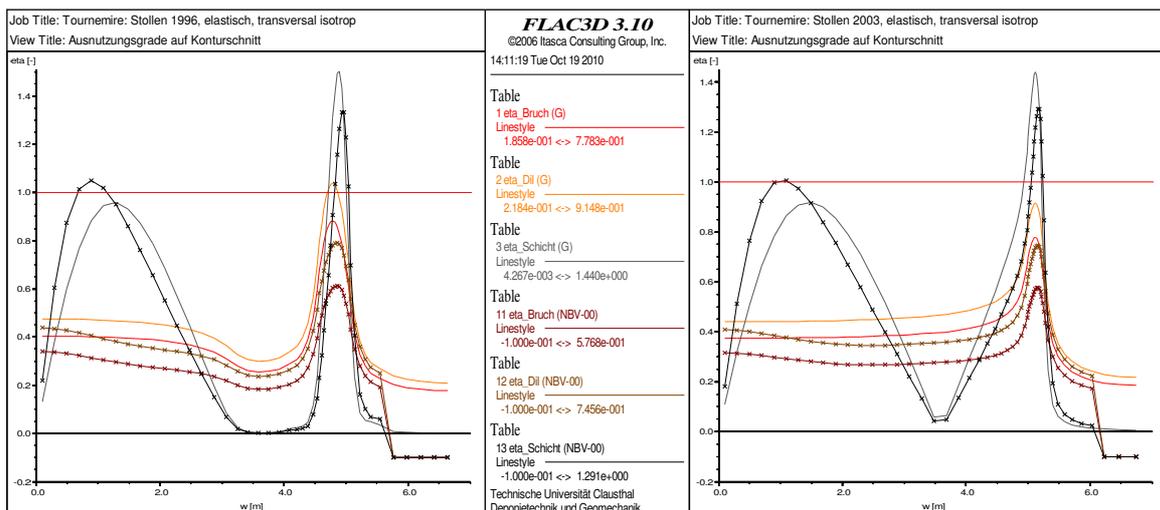


Bild 8.77: Ausnutzungsgrade entlang der Konturschnitte der Stollen 1996 und 2003 – Vergleich mit Berechnungsvariation G

8.2.3 Variationssituationen

(a) Berechnungsannahmen

Bei der Formulierung der acht Variationssituationen NBV-01 bis NBV-08 sind auch die *Poissonzahlen* verändert worden, die am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik lediglich über Dehnwellenmessungen ermittelt werden konnten (\rightarrow Grundsituation) und sich von den Angaben aus *Rejeb (1999)* deutlich unterscheiden (Tabelle 8.9). Hierbei wurden neben der Verwendung der Literaturangaben für $\nu_{\parallel}; \nu_{\perp}$ auch extremere Zahlenwerte eingesetzt, um den Einfluss der Variation dieser Parameter einschätzen zu können, wobei innerhalb der vorliegenden Rahmenbedingungen ein Ansatz von $\nu_{\parallel} = \nu_{\perp} > 0,40$ bei der verwendeten FDM-Software zu numerischen Problemen führte und damit nicht möglich war.

In weiteren Variationen wurden bei der Formulierung der Variationssituationen die verschiedenen Scherparameter $c_s; \varphi_s$ für die Schichtflächenbruchfestigkeit eingesetzt, die sich im Rahmen der Überlegungen hinsichtlich ihrer Ableitung in Abschnitt 6.3.2.1(b) ergeben haben. Hierzu gehören die aus den laborativen TC/UC-Messdaten visuell-konservativ abgeschätzte Schichtflächenbruchgrenze mit ihren Scherparametern und die über den orangefarbenen Weg aus Bild 6.11, d.h. durch Regression der Bruchdaten im $\sigma_1 - \sigma_3$ -Diagramm und anschließender Transformation der erhaltenen Bruchgrenzgeraden in ein $\tau - \sigma$ -Diagramm berechneten Scherparameter. Zu Vergleichszwecken wurden auch die Schichtflächenscherparameter sowohl aus *Rejeb (1999)* wie auch aus den direkten Scherversuchen aus Abschnitt 5.4 mit aufgenommen. In der letzten Variationssituation NBV-08 wird anstelle der aus den Ent- und Wiederbelastungsschleifen der Kurzzeitversuche abgeleiteten Verformungsmoduli das Pendant aus der Erstverformung verwendet. Tabelle 8.9 liefert eine Übersicht über die variierten *Poissonzahlen* und Schichtflächenscherparameter.

(b) Berechnungsergebnisse und Diskussion

Die Variationsanalyse zeigt, dass sich die Variation der *Poissonzahlen* in den Berechnungsergebnissen für die Spannungen und für die Ausnutzungsgrade eher weniger bemerkbar macht. Als hauptsächlicher Unterschied in den Ergebnissen der Variationen untereinander ist die streckenaxiale Sekundärspannung hervorzuheben. In Bild 8.78 sind die Koordinatenspannun-



Berechn.- variation	$E_{V\parallel}$ [MPa]	$E_{V\perp}$ [MPa]	ν_{\parallel} [-]	ν_{\perp} [-]	G_{\perp} [MPa]	c_s [MPa]	φ_s [°]	Anmerkungen
NBV-00	13.300	7.800	0,34	0,41	3.200	1,8	36,4	Grundsituation
NBV-01	13.300	7.800	0,17	0,20	3.900	1,8	36,4	$\nu_{\parallel}; \nu_{\perp}$ lt. <i>Rejeb</i>
NBV-02	13.300	7.800	0,40	0,40	3.300	1,8	36,4	$\nu_{\parallel}; \nu_{\perp}$ groß
NBV-03	13.300	7.800	0,10	0,10	4.400	1,8	36,4	$\nu_{\parallel}; \nu_{\perp}$ klein
NBV-04	13.300	7.800	0,34	0,41	3.200	1,0	35,8	$c_s; \varphi_s$ konserv.
NBV-05	13.300	7.800	0,34	0,41	3.200	6,7	20,0	$c_s; \varphi_s$ lt. <i>Rejeb</i>
NBV-06	13.300	7.800	0,34	0,41	3.200	2,2	22,5	$c_s; \varphi_s$ Schervrs.
NBV-07	13.300	7.800	0,34	0,41	3.200	2,9	32,7	$c_s; \varphi_s$ „or.Weg“
NBV-08	9.700	5.400	0,17	0,20	2.800	1,8	36,4	Erstverf.+ <i>Rejeb</i>

Tabelle 8.9: Zusammenstellung der Variationsparameter mit in grüner Farbe hervorgehobenen Zahlenwertänderungen gegenüber der Grundsituation NBV-00

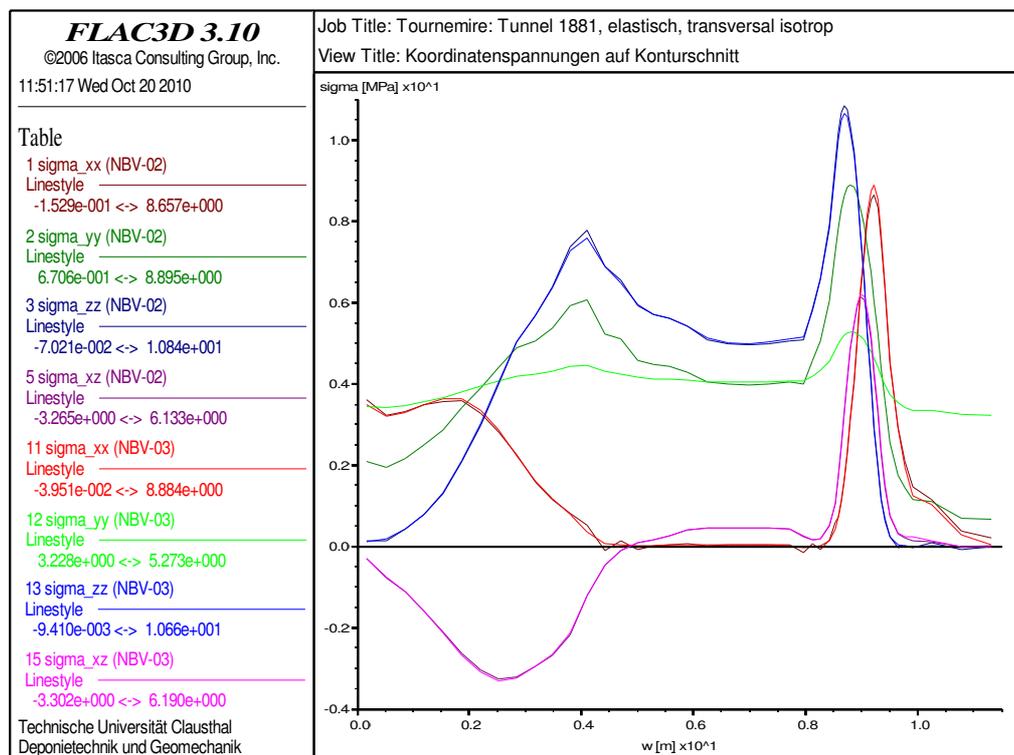


Bild 8.78: Koordinatenspannungen entlang des Konturschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich der Variationen NBV-02 mit großen Poissonzahlen $\nu_{\parallel}; \nu_{\perp}$ (dunkle Linien) und NBV-03 mit kleinen Poissonzahlen $\nu_{\parallel}; \nu_{\perp}$ (farbintensive Linien)

gen stellvertretend für die Berechnungsvariationen NBV-02 und NBV-03 mit extremal großen bzw. kleinen Zahlenwerten für die *Poisson*zahlen gegenübergestellt. Es ist erkennbar, dass große *Poisson*zahlen mit Blick auf den angesetzten ebenen Verzerrungszustand des zweidimensionalen Scheibenmodells zu einer Verstärkung der positiven wie der negativen Axialspannungsabweichungen vom Grundwert einer axialen Primärspannung von $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$ führen, während geringe Zahlenwerte für $\nu_{\parallel}; \nu_{\perp}$ diese Abweichungen gering halten. Der aus dieser variierenden Axialspannung resultierende Einfluss auf die Vergleichsspannungen und somit auf die in Bild 8.79 gezeigten Ausnutzungsgrade hinsichtlich Matrixbruch und Gefügeschädigung ist hingegen wiederum gering und führt lediglich im Sohlenbereich zu erhöhten Zahlenwerten, welche aber ebenfalls keinen herausragenden Einfluss auf das Gesamtbild mit Blick auf zusätzliche Bruchzonen oder eine umfangsbezogen gleichmäßige Ausprägung des Bruchversagens („Zwiebelschalen“) ausüben. Der in Bild 8.79 ebenfalls gezeigte Ausnutzungsgrad bezüglich des Schichtflächenversagens wird aufgrund der im Modell als horizontal angenommenen Schichtflächenorientierung über Schub- und Normalspannungen in der Modellebene berechnet, so dass die Variationen in der axialen und somit orthogonal zum Modell gerichteten Sekundärspannung nicht in diese Berechnung eingehen und folglich auch keine Änderung dieses Ausnutzungsgrades direkt induzieren. Lediglich die minimalen Änderungen in den übrigen Sekundärspannungen werden im Ausnutzungsgrad bezüglich des Schichtflächenversagens sichtbar.

Bild 8.80 zeigt den Verlauf der Ausnutzungsgrade vergleichend für die Variationssituationen NBV-00, NBV-01 und NBV-08. Die beiden letztgenannten Variationssituationen beinhalten die eher kleinen *Poisson*zahlen nach *Rejeb (1999)* – die Ausnutzungsgrade hinsichtlich Matrixbruch und Dilatanz weisen im Sohlenbereich wie zuvor beschrieben entsprechend angehoebene Zahlenwerte auf – und unterscheiden sich damit nur in den angesetzten Verformungsmoduli voneinander. Der Effekt der Variation der Verformungsmoduli auf die Ausnutzungsgrade ist Bild 8.80 zufolge allerdings noch geringer als der Effekt der Variation der *Poisson*zahlen mit der Folge, dass die Kurven für die Ausnutzungsgrade zu den Variationen NBV-01 und NBV-08 größtenteils fast aufeinander liegen.

Abschließend wird ein Blick auf die Ergebnisse der Berechnungsvariationen NBV-04 bis NBV-07 geworfen, in denen die verschiedenen Schichtflächenscherparameter gemäß Tabelle 8.9 angesetzt worden sind. Da die Bewertung der Berechnungsergebnisse hinsichtlich eines

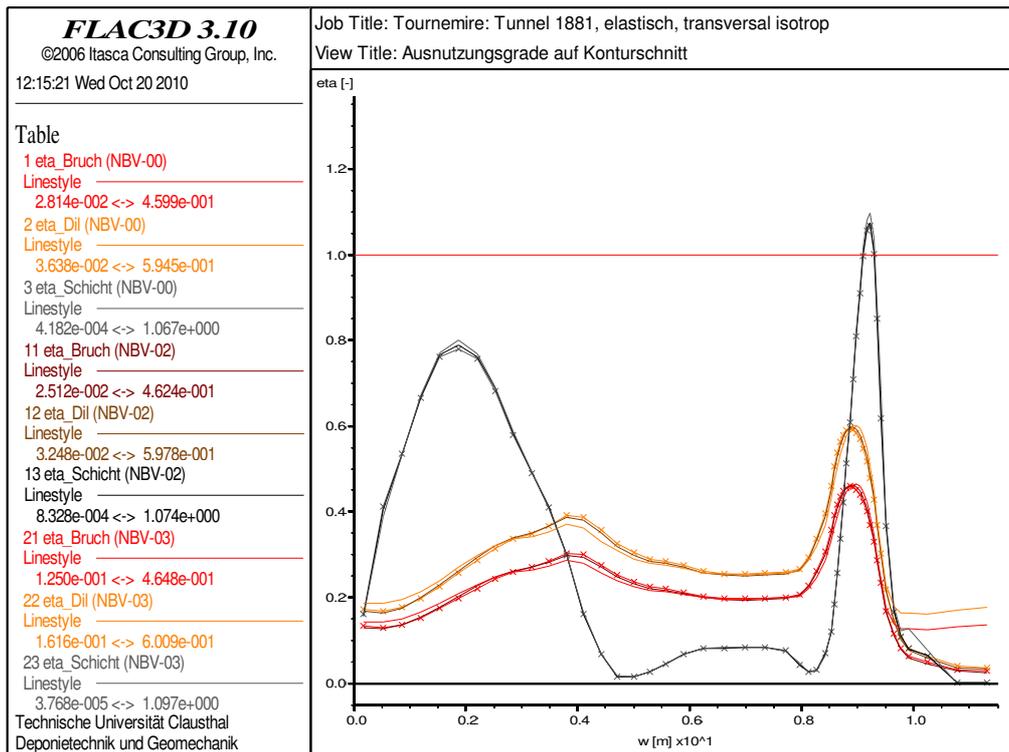


Bild 8.79: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich der Variationen NBV-00 (Linien mit Kreuzen), NBV-02 mit großen $v_{\parallel}; v_{\perp}$ (dunkle Linien) und NBV-03 mit kleinen $v_{\parallel}; v_{\perp}$ (helle Linien)

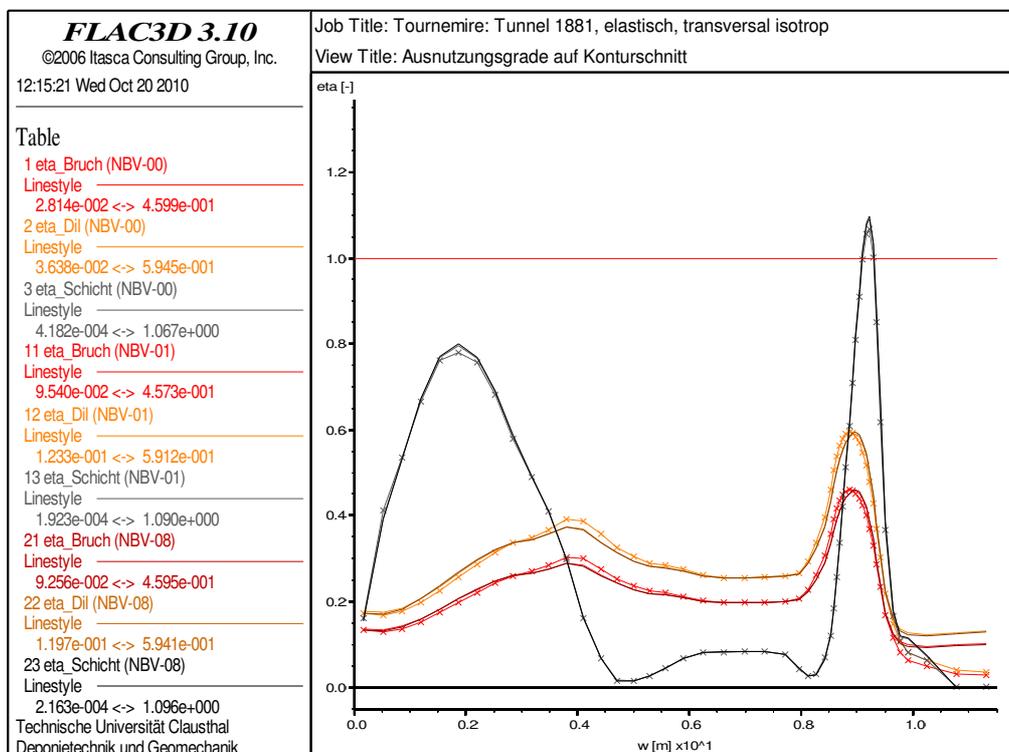


Bild 8.80: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich von NBV-00 (Linien mit Kreuzen), NBV-01 mit $v_{\parallel}; v_{\perp}$ nach Rejeb (helle Linien) und NBV-08 mit Erstverformungsmoduli (dunkle Linien)

pseudo-plastischen Gebirgsverhaltens mittels eines Nachlaufprogramms geschieht und im Fall von Bruchversagen keine Spannungsumlagerungen vorgenommen werden, unterscheiden sich die berechneten Spannungen und Verzerrungen dieser Variationen nicht von denen der NBV-00, so dass hier lediglich die Ausnutzungsgrade bezüglich des Schichtflächenversagens miteinander zu vergleichen sind. In Bild 8.81 wird dieser Vergleich grafisch vorgenommen, wobei die zu den Scherparametersätzen der fünf Berechnungsvariationen gehörenden Scherfestigkeitsgeraden nach *Mohr/Coulomb* in Bild 8.82 aufgetragen sind. Dort ist ferner ein *Mohr*-scher Hauptspannungskreis zum Sekundärspannungszustand im oberen Ulmenbereich der Tunnelkontur eingezeichnet, welcher sich nach Bild 8.78 aus den Spannungskomponenten $\sigma_1 \approx 5 \text{ MPa}$ und $\sigma_3 = 0 \text{ MPa}$ ergibt.

Der Vergleich der Ausnutzungsgrade in Verbindung mit den Schichtflächenscherfestigkeitsgeraden zeigt, dass ein Schichtflächenbruchversagen im oberen Ulmenbereich des Tunnels 1881 bei Ansatz von Scherparametern, die vorwiegend aus laborativen Versuchen unter Spannungsrandbedingungen von moderater und im Vergleich zu *Niandou et al. (1997)* eher lokationsrepräsentativer Größe abgeleitet wurden, rechnerisch als durchaus möglich zu bewerten ist. Der in Bild 8.82 eingezeichnete *Mohr*-sche Hauptspannungskreis überschreitet dort zumindest die konservativ angesetzte Scherfestigkeitsgrenze für Winkel zwischen Maximalspannungs- und Schichtflächennormalenrichtung von etwa $\theta \approx 60^\circ$, d.h. bereits am Rand des Firstbereichs – ein Befund, der mit den Ergebnissen aus Bild 8.81 übereinstimmt. Hierzu ist anzumerken: Der *Mohr*-sche Hauptspannungskreis erweckt zunächst den Eindruck, dass auch für größere Winkel $\theta > 60^\circ$ mit Bruchversagen zu rechnen sein müsste, jedoch fallen die Maximalspannungen in Richtung größerer Winkel und damit in Richtung Firste auch auf Zahlenwerte $\sigma_1 < 5 \text{ MPa}$ ab.

Unter der Variationssituation NBV-05, in der die Scherparameter aus *Rejeb (1999)* verwendet werden, werden die geringsten Ausnutzungsgrade bezüglich Schichtflächenbruch erhalten. Sowohl bei *Rejeb (1999)* als auch bei der Auswertung der laborativen Untersuchungen des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik wurde das *Mohr/Coulombsche* Bruchkriterium für die Schichtflächenbruchgrenze eingesetzt. Dabei wird die Annahme getroffen, dass die Bruchgrenze durch eine Gerade dargestellt werden kann – ein Verlauf, der Bild 6.13 zufolge genau genommen jedoch nicht zutrifft. Während die *lineare* Regression am Lehrstuhl lediglich über einen Bereich der Normalspannungen vorgenommen wurde, für den die Bruch-

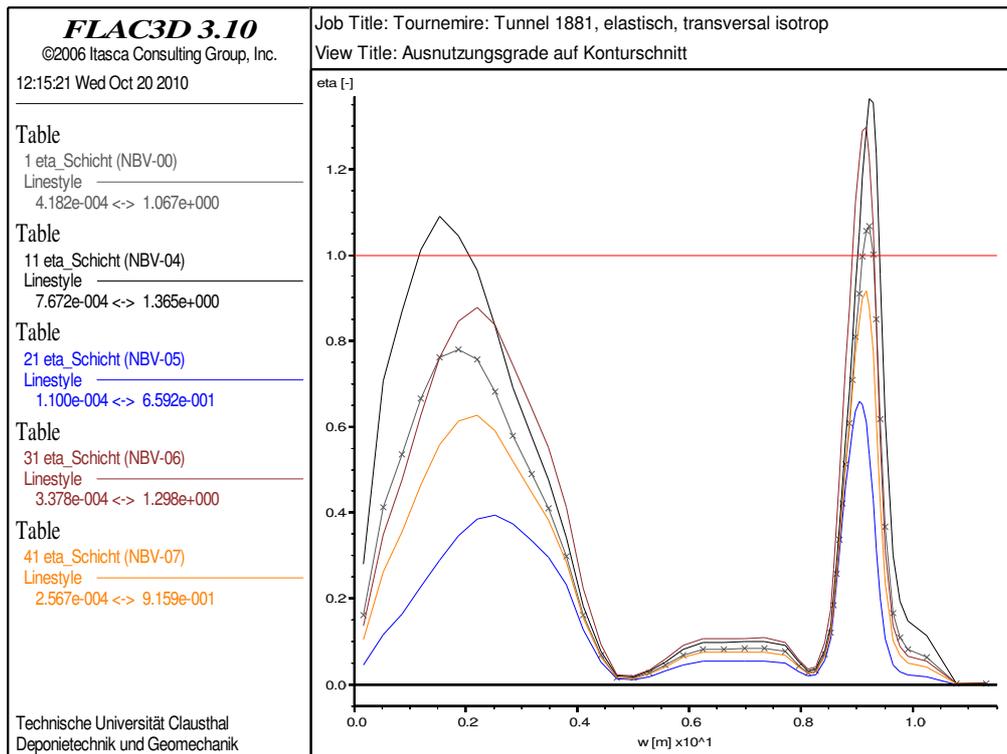


Bild 8.81: Ausnutzungsgrad bzgl. Schichtflächenbruchversagen entlang des Konturschnitts des Tunnels 1881 – Vergleich der Variationen NBV-00 (Linie mit Kreuzen), NBV-04 mit konservativen Scherparametern (schwarz), NBV-05 mit Scherparametern nach Rejeb (blau), NBV-06 mit Scherparametern aus den DS-Versuchen (braun) und NBV-07 mit Scherparametern gemäß orangefarbigem Weg aus Bild 6.11 (orange)

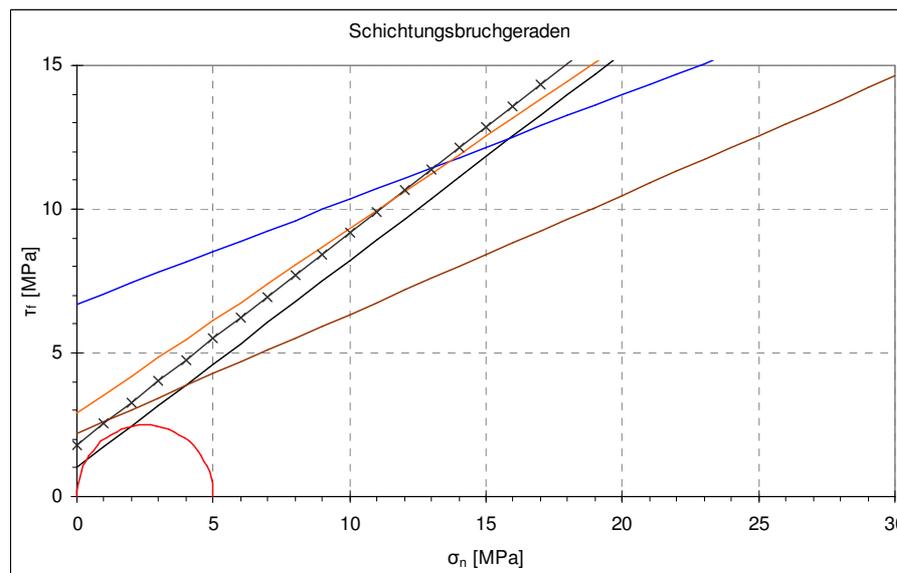


Bild 8.82: Schichtungsbruchgrenzgeraden für NBV-00 (Linie mit Kreuzen), NBV-04 (schwarz), NBV-05 (blau), NBV-06 (braun) und NBV-07 (orange), vgl. Bild 6.13, sowie Mohrscher Hauptspannungskreis

grenzkurve tatsächlich als annähernd linear angesehen werden kann, führt eine lineare Regression über einen größeren Normalspannungsbereich entsprechend *Rejeb (1999)* zu einer Überschätzung der Scherbruchfestigkeit für geringere Normalspannungen $\sigma_n < 10 \text{ MPa}$ und in der Folge zu einer Unterschätzung des zugehörigen Ausnutzungsgrades, d.h. hier zu den deutlich geringeren rechnerisch ermittelten Ausnutzungsgraden in Bild 8.81 im Vergleich zu den anderen Variationssituationen. Aus der Bruchfestigkeitsüberschätzung ergibt sich schließlich auch eine Unterschätzung der Gefahr von potenziellen Abschaltungen im oberen Ulmen- bzw. seitlichen Firstbereich.

8.3 Modellierung und Simulation eines zeitabhängigen Deformationsverhaltens unter Verwendung von Materialparametern aus der Literatur

8.3.1 Übersicht

Nach Auffahrung des ersten Querstollens im Jahr 1996 sind an verschiedenen Stellen dieses Stollens Messquerschnitte festgelegt und Messbolzen zur Durchführung von Konvergenzmessungen installiert worden, *Rejeb (2003)*. Bild 8.83 zeigt einen Lageplan der Messquerschnitte sowie die Konvergenzmessstrecken mit den Bezeichnungen der Messbolzen. Durch den westlichen Teil des Stollens verläuft in Höhe der Querschnitte C3 und S1 eine geogen angelegte Störungszone, durch die die Messergebnisse und damit das Verformungsverhalten des Gebirges stark beeinflusst werden. Da der Fokus in dieser Arbeit jedoch nicht auf die Analyse des

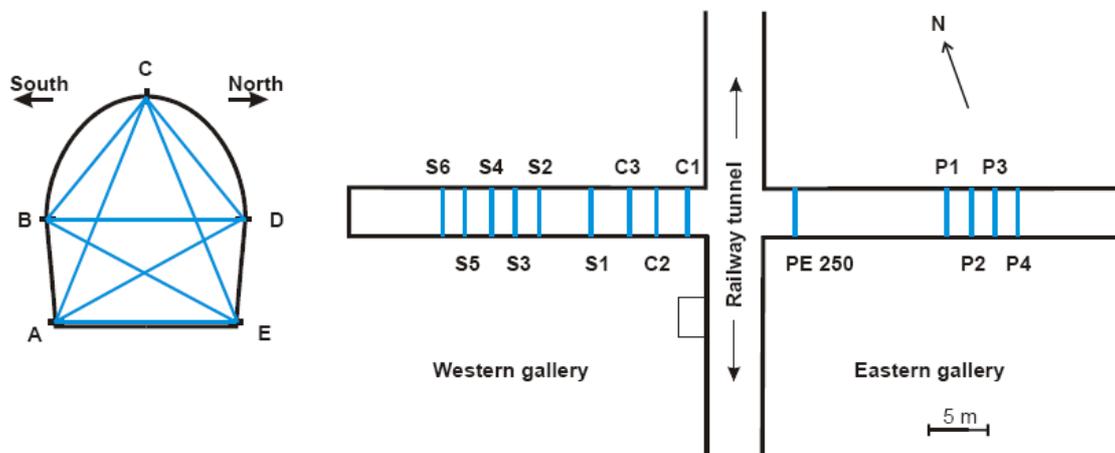


Bild 8.83: Lage der Konvergenzmessquerschnitte im Querstollen 1996 und der Konvergenzmessstrecken in einem Messquerschnitt, *Rejeb (2003)*

mechanischen Einflusses von Schwächezonen ausgerichtet ist, werden zur numerischen Simulation des Tragverhaltens des Tournemire-Tonsteingebirges folglich die Messdaten eines Querschnittes des östlichen Teils des Stollens 1996 herangezogen. Dieser Gebirgsbereich ist als von der Störungszone unbeeinflusst anzusehen.

Die Ergebnisse der Deformationsmessungen im Stollen 1996 zeigen, dass die konvergenten Gebirgsbewegungen nach Beendigung des Vortriebs nicht zum Erliegen kommen und dass sich die Stollenkontur auch nach mehreren Jahren noch in den Hohlraum hinein verschiebt. Dieser Deformationsprozess wird insbesondere anhand der Messquerschnitte P2 und S2 deutlich, in welchen die Konvergenzen in einem verlängerten Zeitraum von etwa fünf Jahren gemessen wurden. Der im von der Schwächezone minder beeinflussten östlichen Teil befindliche Messquerschnitt P2, dessen Konvergenzmessergebnisse in Bild 8.84 für einen ungefähr vierjährigen Zeitraum dargestellt sind, erscheint für eine retrospektive Analyse mit der Zielsetzung einer Validation des Simulationsinstrumentariums somit sehr gut geeignet.

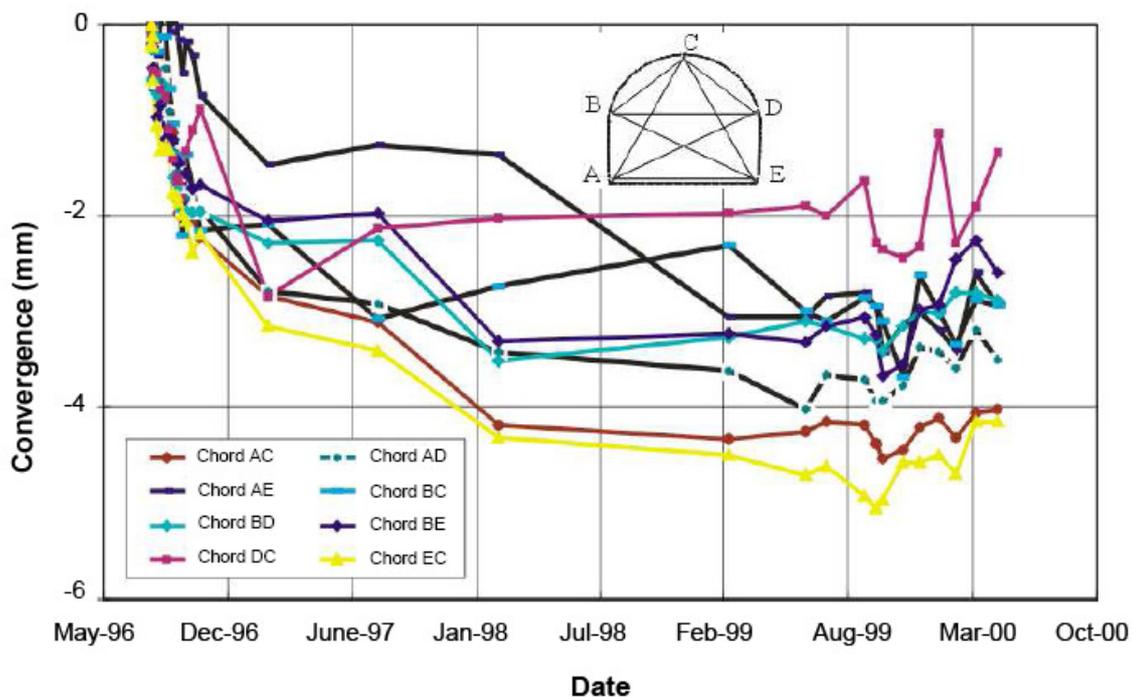


Bild 8.84: Konvergenzmessungen im östlichen Teil des Stollens 1996 (P2), Rejeb (2003)

Als Ursache für die zeitabhängigen Konvergenzen wird Rejeb (2003) zufolge ein Kriechverhalten des Tonsteins angenommen. Unter Verwendung des in Abschnitt 6.2.5 beschriebenen viskosen Stoffmodells *Lubby2* mit den in Abschnitt 6.3.2.2 hergeleiteten Parametern ist hier nun zu Vergleichszwecken zunächst eine weitere Berechnungsvariation V5 für die Strecken-



modelle in Anlehnung an Abschnitt 8.1.1.1(c) und Tabelle 8.2 entwickelt worden, bevor zu der zeitabhängigen Simulation der Messstreckenverformungen und ersten Analysen zum Verlauf der Konvergenzmesskurven in Verbindung mit dem am Tunnel 1881 beobachteten flächenhaften Konturbruchversagen übergegangen werden soll.

Im folgenden Abschnitt 8.3.2 wird kurz auf zeitabhängige Deformationen im Tongestein und die Bedeutung von viskosen Stoffmodellen in diesem Kontext eingegangen, während Abschnitt 8.3.3 die Variationssituation 5 und den Vergleich zu der ihr am nächsten liegenden Berechnungsvariation des Abschnitts 8.1 behandelt. In den Abschnitten 8.3.4 bis 8.3.6 werden dann die Resultate der rechnerischen Simulationen zum Deformationsverhalten des Gebirges im Bereich der Konvergenzmessstrecken (für die Validierung anhand der Befunde Stollen 1996) und zur Gebirgsbeanspruchung in Form der Spannungen und Verzerrungen in unmittelbarer Nähe der Streckenkontur (für die Validierung anhand der Befunde Tunnel 1881) präsentiert, jeweils unter Einbeziehung weiterer geomechanischer und geohydraulischer Aspekte, d.h. unter Variation von Parametern und auch Modellierungsansätzen. Diese Resultate werden schließlich in Abschnitt 9 mit den Messergebnissen aus Bild 8.84 und den Beobachtungen am Haupttunnel verglichen.

8.3.2 Zeitabhängige Deformationen

Zeitabhängige Deformationen im Tongestein können auf unterschiedlichen Mechanismen beruhen. Zu nennen sind hier auffahrungsbedingte Deformationen, die auf erhöhten deviatorischen Beanspruchungszuständen beruhen (3D-Tragsystem), Deformationen infolge eines Porenwasserdruckabbaus (Konsolidation), Deformationen infolge Gesteinsentfestigung (Dilatanz) sowie Deformationen infolge von stetigen Veränderungen im Mineralkorngefüge bei deviatorischer Beanspruchung ohne Gefügeschädigungen (viskoses Materialverhalten, Kriechen). Während diese Mechanismen unisono phänomenologisch zu einer Zunahme der Verformungen im Lauf der Zeit führen, ist schließlich auch noch der Mechanismus zu bedenken, der nunmehr allerdings zu einer Abnahme von Deformationen führt – die z.B. bewetterungsbedingte Entsättigung des Porenraumes mit der Ausbildung von Saugspannungen (Verfestigung). Tatsächlich wird es daher so sein, dass je nach standortbezogen vorliegenden Verhältnissen und aktueller Situation auch mehrere Mechanismen gleichzeitig wirksam sind, sodass im Folgenden zunächst grundsätzlich von zeitabhängigen Deformationen gesprochen wird



und danach versucht wird, soweit möglich einzelne Prozesse zu identifizieren, die diese zeitabhängigen Deformationen bedingen könnten.

Allerdings ist es auch möglich, die beobachteten zeitabhängigen Deformationen generell und pauschal als Kriechdeformationen anzusehen und phänomenologisch ohne weitere Differenzierung mit den Stoffmodellen für viskoses Materialverhalten (transient, stationär) abzubilden.

8.3.3 Variationssituation 5: Ansatz eines elastisch-viskosen Stoffmodells – Tunnel 1881

Die vorliegende Berechnungsvariation verwendet das elastisch-viskose Stoffmodell für Tonstein aus Abschnitt 6.2.5. Hierbei wird die Gesamtverzerrung des Gesteins/Gebirges als additive Überlagerung eines elastischen und eines viskosen Verzerrungsanteils erhalten, wobei der viskose Verzerrungsanteil durch das im genannten Abschnitt vorgestellte Stoffmodell *Lubby2* und der elastische Anteil durch das *Hookesche* Stoffmodell beschrieben werden. Unter den zuvor durchgeführten Berechnungsvariationen mit dem *Hookeschen* Stoffmodell bietet Variationssituation 2 mit dem Ansatz eines isotrop-elastischen Materialverhaltens die adäquateste Basis für die aktuelle Variation, da die vorliegende *Lubby2*-Implementierung ihren Ursprung in der numerischen Simulation im Salinargestein hat und aufgrund des dort fehlenden bzw. mechanisch weniger signifikanten Schichtungsgefüges kein transversal-isotropes Verformungsverhalten des elastischen Teilmodells unterstützt, so dass der Konsistenz halber auch die vortriebsinduzierte elastische Verformung mit einem isotropen Modellansatz simuliert wird. Bei der Festlegung der zugehörigen Materialparameter wird auf diejenigen Parameter zurückgegriffen, die sich auf die schichtungsorthogonale Richtung beziehen ($E_{v\perp}; \nu_{\perp}$) und somit die größeren Verzerrungen bedingen, so dass bei den folgenden Berechnungen zumindest in den schichtungsparallelen Richtungen von einer Überschätzung der Verformungen auszugehen ist. Auf die Kopplung der geomechanischen Prozesse mit den geohydraulischen Prozessen wird aufgrund des extrem anwachsenden Rechenaufwandes bei einer unter den vorliegenden Randbedingungen doch eher als sehr gering eingeschätzten Wirksamkeit entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 8.1.1.5 verzichtet. Die Materialparameter des viskosen Teilmodells sind wie in Abschnitt 6.3.2.2 beschrieben aus einer als repräsentativ angesehenen und aus *Rejeb (2003)* entnommenen Messkurve eines TCC-Versuchs abgeleitet worden. Tabelle 8.10 gibt eine Übersicht über die relevanten Parameter der Variationssituation 5;

nicht aufgeführte Zahlenwerte bleiben dabei unverändert gegenüber der Berechnungsvariation V2.

Berechnungsvariation	Primärspannungszustand		mech. Stoffmodell	elastisches Stoffmodell (Hooke)	Parameter des elastischen Stoffmodells
	Wichte $\gamma_{tot} \left[\frac{MPa}{m} \right]$	Seitendruckbeiwert $K_0 [-]$			
V2	0,025 ⁽¹⁾	0,5 (anisotrop)	elastisch	isotrop	$E_{V_{\parallel}} = 27.680 \text{ MPa}$ $\nu_{\parallel} = 0,17$
V5	0,025 ⁽¹⁾	0,5 (anisotrop)	el.-viskos (Lubby2)	isotrop	$E_{V_{\perp}} = 9.000 \text{ MPa}$ $\nu_{\perp} = 0,20$
Parameter des viskosen Stoffmodells ⁽²⁾					
$\bar{G}_K^* = 2,2 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ $\bar{\eta}_K^* = 5,0 \cdot 10^4 \text{ MPa} \cdot d$ $\bar{\eta}_M^* = 10^7 \text{ MPa} \cdot d$ $k_1 = -0,01 \text{ MPa}^{-1}$ $k_2 = -0,01 \text{ MPa}^{-1}$ $m = -0,03 \text{ MPa}^{-1}$					

Tabelle 8.10: Parameter der Variationssituation 5 im Vergleich zur korrespondierenden Variationssituation des Abschnitts 8.1; auch Grundlage aller weiteren Berechnungsvariationen mit viskosem Materialverhalten

⁽¹⁾ Wichte laborativ ermittelt

⁽²⁾ aus TCC-Versuchskurve aus Rejeb (2003) abgeleitet

Für den Tunnel 1881 zeigt Bild 8.85 zunächst die Entwicklung der Vergleichsverzerrung ε_{vM} entlang der Tunnelkontur zu ausgewählten Zeitpunkten, während aus Bild 8.86 die Veränderung der für die Ermittlung der Ausnutzungsgrade bezüglich der Bruch- und Gefügefestigkeit relevanten Vergleichsspannung σ_{vM} zu denselben Zeitpunkten zu ersehen ist. In diesen Bildern sind die Kurven der elastisch-viskosen Variation mit Kreuz-Zeichen dargestellt, wobei die grauen Kurven die Zahlenwerte nach einem Berechnungszeitraum von 5 Jahren und die schwarzen diejenigen nach einem Berechnungszeitraum von 123 Jahren und damit also für das Jahr 2004 wiedergeben. Im Jahr 2004 wurden die Bohrlöcher erstellt, mit deren Hilfe die Ausbreitung der EDZ im Gebirge ermittelt wurde, Rejeb (2006). In Abschnitt 9 werden diese Befunde zur Validierung der Berechnungsergebnisse herangezogen. Die grauen Kurven ohne Kreuz-Zeichen in den beiden Bildern stellen die Vergleichsverzerrung ε_{vM} bzw. die Vergleichsspannung σ_{vM} aus der linear-elastischen Berechnungsvariation V2 dar. Diese Zustandsgrößenverläufe stellen gleichzeitig auch die Anfangsdeformations- und Spannungs-

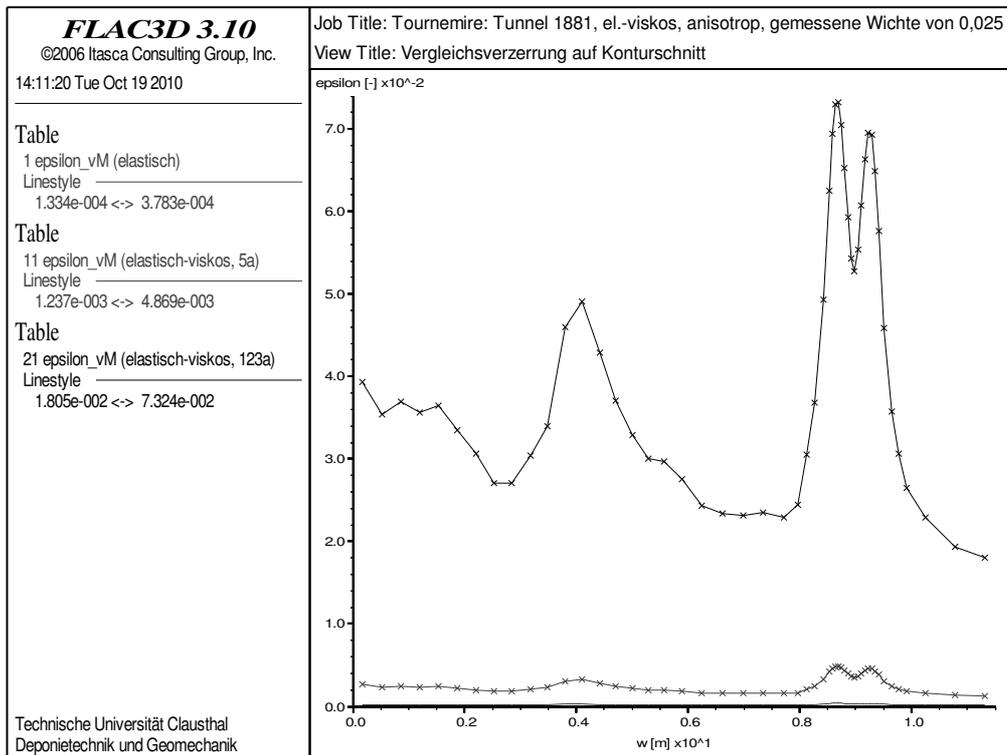


Bild 8.85: Vergleichsverzerrung entlang des Konturschnitts nach 5 und nach 123 Jahren – Vergleich mit Variationssituation 2

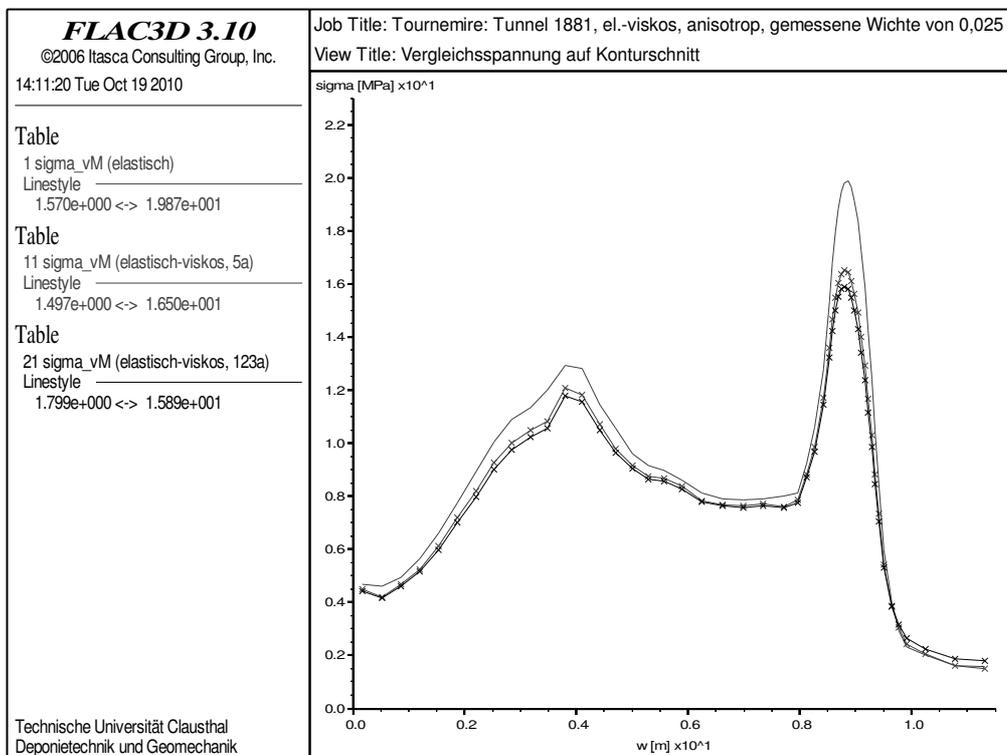


Bild 8.86: Vergleichsspannung entlang des Konturschnitts nach 5 und nach 123 Jahren – Vergleich mit Variationssituation 2

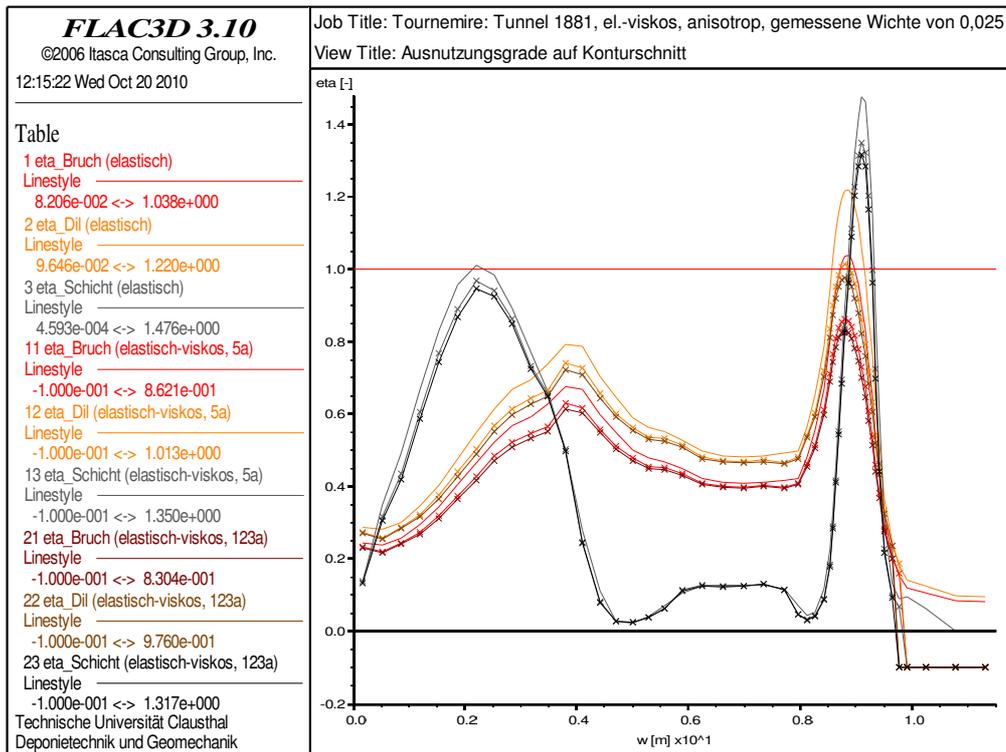


Bild 8.87: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts nach 5 und nach 123 Jahren – Vergleich mit Variationssituation 2

zustände für die viskosen Berechnungen dar. In Bild 8.85 liegen die linear-elastischen Vergleichsverzerrungen mit Zahlenwerten im Bereich von nur $\varepsilon_{vM} \approx 0,03\%$ nahe der Abszisse, während nach 5 Jahren Kriechen Vergleichsverzerrungen von $\varepsilon_{vM} \approx 0,1$ bis $0,5\%$ und nach 123 Jahren sogar Vergleichsverzerrungen von $\varepsilon_{vM} \approx 2$ bis 7% erreicht werden. Die starke zeitliche Verformungszunahme ist verbunden mit einem sich verringernden Gebirgsbeanspruchungszustand, dessen Änderung jedoch schon nach wenigen Jahren deutlich reduziert ist, Bild 8.86. So wird ein annähernd stationärer Beanspruchungszustand bereits nach etwa 10 Jahren erreicht.

Sowohl die Umlagerung der Spannungen von der Tunnelkontur in etwas tiefer liegende Gebirgsbereiche als auch die starke Verzerrungszunahme sind typische Phänomene des viskosen Materialverhaltens. Aus Bild 8.87 kann dabei ersehen werden, dass an der Kontur mit der Vergleichsspannung auch die genannten Ausnutzungsgrade im Lauf der Zeit abnehmen. Ebenso ist zeitbezogen eine Abnahme des Ausnutzungsgrads bezüglich der Schichtungsflächenfestigkeit zu beobachten, so dass – abgesehen von einem möglichen Zugbruchversagen im Sohlenbereich – bei dem verwendeten spannungsbasierten Bruchkriterium nach

Mohr/Coulomb und den zugehörigen laborativ ermittelten Scherparametern aufgrund der rechnerischen Befunde im Lauf der Zeit keine Verschlechterung des Gebirgstragverhaltens zu erwarten ist.

Es kann damit schließlich insgesamt festgehalten werden, dass es in keiner der bisher behandelten Variationssituationen und auch im Fall des Ansatzes eines elastisch-viskosen Stoffmodells für keinen Zeitpunkt möglich war, ein sich über den gesamten Konturbereich des Eisenbahntunnels 1881 erstreckendes Bruchversagen über den berechneten Sekundärspannungszustand zu identifizieren.

8.3.4 Berechnungsvariationen zur Simulation des Gebirgsdeformationsverhaltens im Bereich des Konvergenzmessquerschnittes P2 im Querstollen 1996

8.3.4.1 Vorbemerkungen

In diesem Abschnitt werden die Berechnungsvariationen mit Ansatz eines elastisch-viskosen Materialverhaltens vorgestellt und in ihren Ergebnissen miteinander verglichen. Diese Berechnungen beziehen sich ausschließlich auf die Analyse der im Stollen 1996 gemessenen Konvergenzen und lassen das beobachtete Bruchversagen des Tunnels 1881 außer Acht. Bild 8.88 zeigt erneut die Konvergenzmessdaten für den Messquerschnitt P2 aus *Rejeb (2003)*, vgl. Bild 8.84. Die einzelnen Konvergenzmessdaten sind dabei allerdings in einer Färbung aufgetragen, die eine einfachere Zuordnung zu den ebenfalls abgebildeten Messstrecken des Querschnitts und zu den jeweilig aus Symmetriegründen zugeordneten Messstrecken

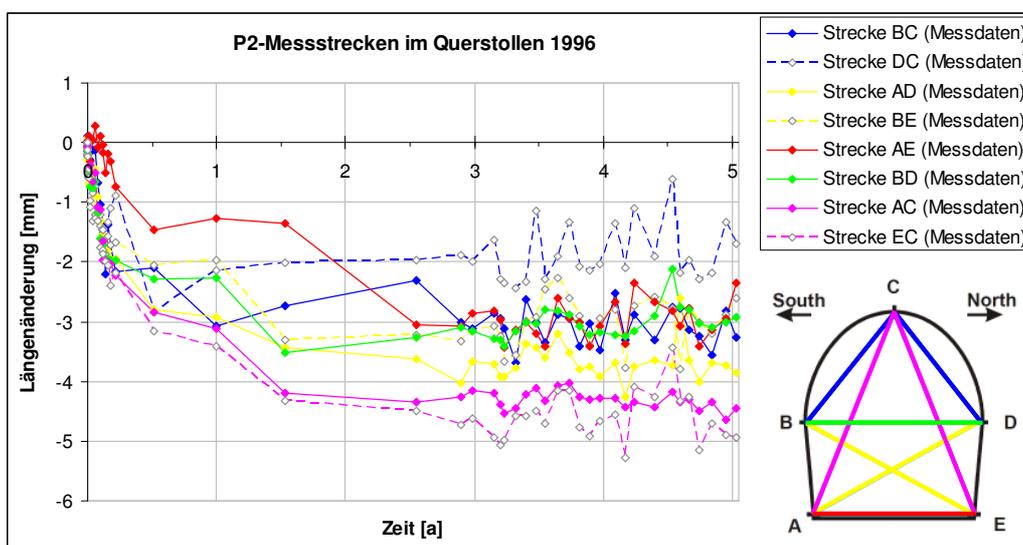


Bild 8.88: Messstreckenverformungen und Bezeichnungen der Messstrecken

ermöglicht. Die gewählte farbliche Zuordnung zieht sich fortan konsequent durch die weiteren Abbildungen.

Aufgrund der vereinfachenden Annahme von zu der vertikalen y-z-Ebene symmetrischen Gebirgseigenschaften und der darauf basierten Modellierung von nur halben Streckenquerschnitten entsprechend den Bildern 7.3, 7.5 und 7.6 werden die symmetrisch angeordneten Messstreckenpaare AD und BE, BC und DC sowie AC und EC jeweils mit einer gemeinsamen Messstrecke der Bezeichnung „AD“ bzw. „BC“ bzw. „AC“ assoziiert. Bild 8.89 zeigt die Definitionen der damit insgesamt fünf Messstrecken über ihre Endpunkte im rechnerischen Stollenmodell.

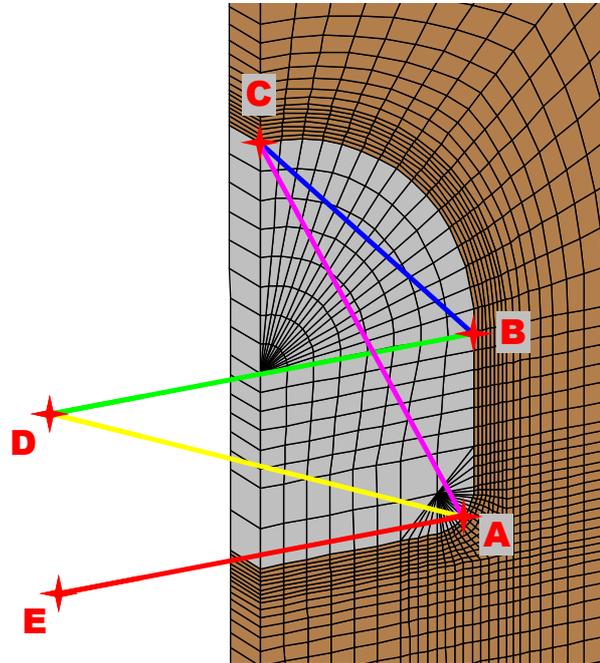


Bild 8.89: Definition der Messstrecken im rechnerischen Querstollenmodell

Berechnet und aufgezeichnet werden dabei als Konvergenz die Längenänderungen dieser Messstrecken, d.h. die euklidischen Abstände der Messstreckenendpunkte voneinander abzüglich ihrer Abstände zu Beginn des Simulationsprozesses. Um die wesentlichen Resultate hervorzuheben, werden in den meisten Fällen nur die Messstrecken AC/EC (annähernd vertikal, magenta) und BD (horizontal, grün) betrachtet.

8.3.4.2 Vergleich verschiedener primärer Gebirgsbeanspruchungszustände

Aufgrund von Dichtemessungen an Prüfkörpern der Lokation Tournemire ist in Abschnitt 8.1.1.3 ein gegenüber der in situ ermittelten Primärspannung um etwa 52% erhöhtes Gebirgsspannungsniveau eingeführt worden. Mit diesem extremalen Ansatz konnte gezeigt werden, dass selbst bei einer derart starken Anhebung der primären Gebirgsspannungen ein flächenhaftes Versagen des Gebirges im Bereich der Tunnelkontur rechnerisch nicht nachweisbar ist. Im Sinn einer möglichst realitätsgetreuen Modellierung und Simulation der im Stollen 1996 gemessenen Deformationen erscheint es jedoch sinnvoll, zum Ansatz der Primärspannungen entsprechend dem messtechnisch erfassten Primärspannungsniveau zurückzukehren.

Eine unter diesem Ansatz durchgeführte Vergleichsberechnung auf der Basis der Parameter der Variationssituation 5, Tabelle 8.10, mit entsprechender Anpassung der Wichte auf $\gamma = \bar{\gamma} = 0,0164 \text{ MPa/m}$ zeigt, dass die Abweichung der Zahlenwerte für die Messstreckendeformationen von den entsprechenden Zahlenwerten aus der Berechnungsvariation V5 mit etwa 55% zu einem Simulationszeitpunkt, zu dem der Großteil der transienten Kriechverformung abgelaufen ist (zwei Wochen), und mit bis zu 58% nach Ablauf des Messzeitraumes von 5 Jahren mehr als die vorgenannte Gebirgsspannungsdiskrepanz von etwa 52% beträgt. Bild 8.90 zeigt die Längenänderungen und damit Konvergenzen der vertikalen und horizontalen Messstrecken AC bzw. BD im Verlauf der Zeit. Der gegenüber der Gebirgsspannungsdiskrepanz erhöhte Unterschied zwischen den Verformungen der beiden Primärspannungsvariationen hat seine Ursache in der Nichtlinearität der Spannungs-Verzerrungs-Beziehung des Stoffmodells *Lubby2*, Gln. (6.15) bis (6.20) in Abschnitt 6.2.5, in welcher neben dem linear in die Verzerrung eingehenden Deviatorspannungsterm s_{ij} die Vergleichsspannung σ_{vM} die drei Viskositäts-Materialparameter G_K , η_K und η_M exponentiell und damit überlinear verändert.

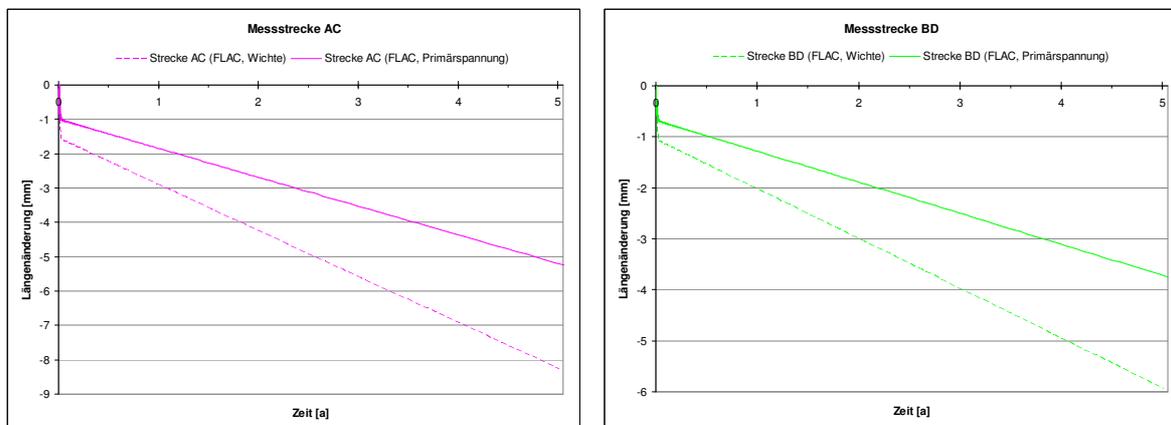


Bild 8.90: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke über die Zeit bei Ansatz der gemessenen Wichte zur Abschätzung des Primärspannungszustandes (gestrichelte Linien) und dem gemessenen Primärspannungszustand (durchgezogene Linien)

8.3.4.3 Präzisierung der Seitendruckbeiwerte

In allen vorangegangenen Berechnungsvariationen, die die Anisotropie des Primärspannungszustandes berücksichtigt haben, sind die Horizontalspannungen sowohl in der zweidimensionalen Modellebene wie auch in axialer Richtung gegenüber den vertikalen primären Gebirgs-

spannungen um den Faktor $K_0 = 0,5$ abgesenkt worden, d.h. innerhalb der horizontalen x-y-Ebene wurde keine Hauptspannungsrichtung explizit hervorgehoben. Dieser Ansatz entspricht nicht den in situ erfassten Primärspannungen nach *Rejeb (2006)*, die durch die Zahlenwerte $\sigma_v = 3,8 \text{ MPa}$, $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$ und $\sigma_h = 2,1 \text{ MPa}$ gekennzeichnet sind, wobei σ_H tendenziell in Nord-Süd-Richtung, also näherungsweise in Axialrichtung des Eisenbahntunnels wirkt, während die Richtung von σ_h etwa mit der Vortriebsrichtung der Querstollen übereinstimmt. Zu einem weiteren Vergleich ist auch noch eine Berechnung mit einem isotropen Primärspannungszustand durchgeführt worden, da die primären Vertikal- und Horizontalspannungen in der Ebene der Stollenquerschnitte eher mit einem Seitendruckbeiwert von $K_0 = 1,0$ als mit einem Seitendruckbeiwert von $K_0 = 0,5$ charakterisiert werden können. Die Schemata auf der rechten Seite des Bildes 8.91, welche dieselbe räumliche Orientierung wie das Berechnungsmodell in Bild 8.89 aufweisen, verdeutlichen diese primären Gebirgsspannungszustände.

Als Grundlage für die aktuellen Variationen dient die Variationssituation aus dem vorangegangenen Abschnitt mit einem Primärspannungszustand gemäß den in situ erfassten primären Gebirgsspannungen, wobei für die Berechnung unter isotropem Primärspannungszustand der Seitendruckbeiwert zu $K_0 = 1,0$ angesetzt wurde und für die Berechnung mit Vorgabe des realitätsnahen Primärspannungszustandes die Gebirgswichte und die Seitendruckbeiwerte aus den obigen Gebirgsspannungswerten errechnet wurden.

Der Vergleich der elastischen Berechnungsvariationen G und V1 bei isotropem bzw. anisotropem Materialverhalten in Abschnitt 8.1.1.2 hat anhand des Verschiebungsfeldes nach Bild 8.15 gezeigt, dass in der dort vorliegenden Situation (Querschnittsgeometrie, Seitendruckbeiwert) unter einem anisotropen Primärspannungszustand die Konturkonvergenzen im Stoßbereich gegenüber denen im First- und Sohlenbereich deutlich abgemindert sind, was unter einem isotropen Primärspannungszustand nicht der Fall ist. Ursächlich hierfür sind die im First- und Sohlenbereich im Vergleich zum Stoßbereich erhöhten radialen Umlagerungsspannungen, die in ähnlicher, allerdings nichtlinearer Weise entsprechend den Gln. (6.15) bis (6.20) auch die viskosen Deformationen beeinflussen. Bild 8.91 zeigt die berechneten Deformationen der Messstrecken AC und BD. Aus den Berechnungsdaten ist erwartungsgemäß zu erkennen, dass sich die horizontale Messstrecke BD unter einem anisotropen Primärspannungszustand deutlich weniger verformt als unter einem isotropen Primärspannungszustand,

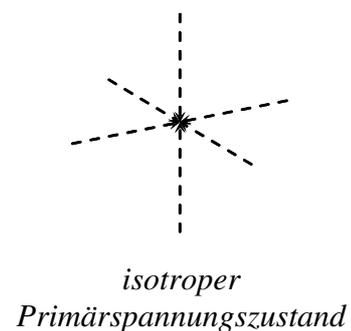
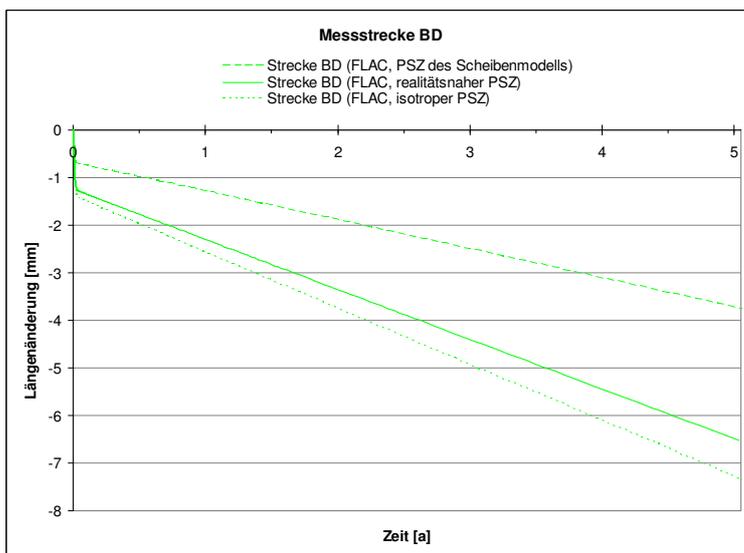
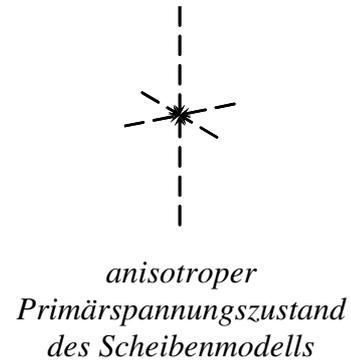
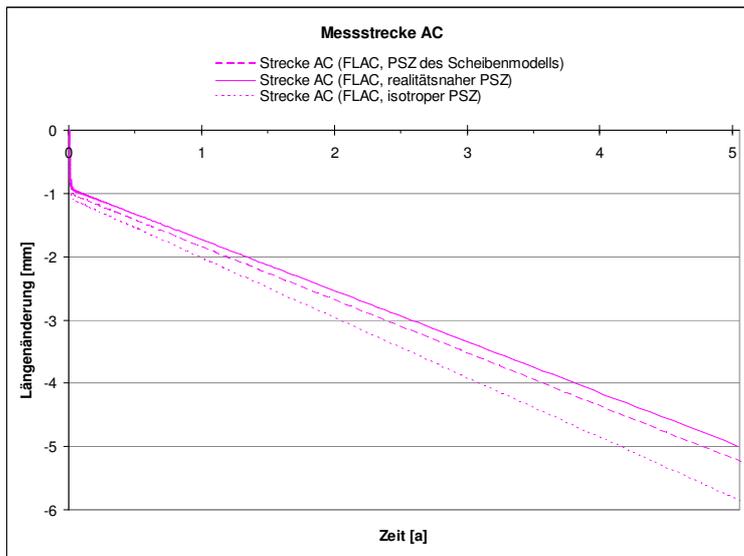


Bild 8.91: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke über die Zeit bei unterschiedlichen Primärspannungszuständen (siehe Grafik rechts)

während der Unterschied bei der vertikalen Messstrecke AC deutlich geringer ausfällt. Diese Beobachtung trifft dabei sowohl auf die transienten wie auch auf die stationären Kriechverformungen zu. In Prozentzahlen ausgedrückt belaufen sich nach Ablauf von 5 Jahren die gesamten Kriechverformungen der Messstrecke BD aus der anisotropen Berechnung auf 51% der Verformungen aus der isotropen Berechnung, während dieser prozentuale Verformungsanteil bezüglich der Messstrecke AC noch 89% beträgt. Von der vertikalen Konvergenz wäre in Analogie zu Bild 8.15 zu erwarten gewesen, dass sie unter einem anisotropen primären



Spannungszustand stärker ausgeprägt ist als unter einem isotropen. An dieser Stelle ist allerdings zu beachten, dass sich der untere Endpunkt der Messstrecke AC nicht in der Stollensohle, sondern in der Stollenecke befindet. Hier wird infolge einer geringeren Gebirgsverschiebung auch eine geringere Streckenkonvergenz erhalten. Ein Vergleich mit der Variationssituation des oben aufgeführten realitätsnäheren Primärspannungszustandes liefert ein ähnliches Deformationsverhalten zur Variationssituation des isotropen Primärspannungszustandes, jedoch mit einer Abnahme der Konvergenzen auf 84 bis 90%.

8.3.4.4 Berücksichtigung der elastischen Vorverformung

In den vorangehenden Berechnungsvariationen wurden lediglich die viskosen Deformationsanteile der Messstreckenkonvergenzen ausgewertet und einander gegenübergestellt, während die linear-elastischen Deformationsanteile unberücksichtigt geblieben sind. Die Messwerte für die Messstreckenkonvergenzen beinhalten jedoch auch elastisch-instantane Verformungsanteile, die durch die Fortführung des Stollenvortriebs in den ersten Wochen der Messungen induziert worden sind. Werden nun die elastischen Deformationsanteile aus der numerischen Simulation in die Vergleiche der gemessenen und der berechneten Konvergenzen zusätzlich mit einbezogen, so sind in die Messdaten konsequenterweise auch die zu diesen Deformationsanteilen beitragenden, jedoch mit den Messstrecken nicht erfassbaren instantanen Vorverformungen mit aufzunehmen. Grundsätzliche Erfahrungen aus 3D-Simulationen haben gezeigt, dass in diesem Fall ein Ansatz der Vorverformungen in der Größenordnung von 200% der gemessenen elastischen und transient-viskosen Deformationen nach Beginn der Messungen geeignet ist, die real aufgetretenen und messtechnisch nicht erfassbaren Vorverformungen in der Größenordnung abzuschätzen. Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse der aktuellen Berechnungsvariation mit den um die auf diese Weise eingeschätzten Vorverformungen angehobenen Konvergenzmessergebnissen erfolgt in Abschnitt 9.2.2.

Mit dem Ansatz der Berücksichtigung der elastischen Vorverformung wird keine grundsätzlich neue Variationssituation eingeführt. Vielmehr wird lediglich die Deformation aus der elastischen Ausbalancierung des Berechnungsmodells in die Berechnung der Abstände der Messpunkte der Messstrecken mit einbezogen, d.h. die Rechenvorschriften zur Ermittlung der Konvergenzen werden jeweils um eine Konstante ergänzt. Die betrachtete Berechnungsvaria-

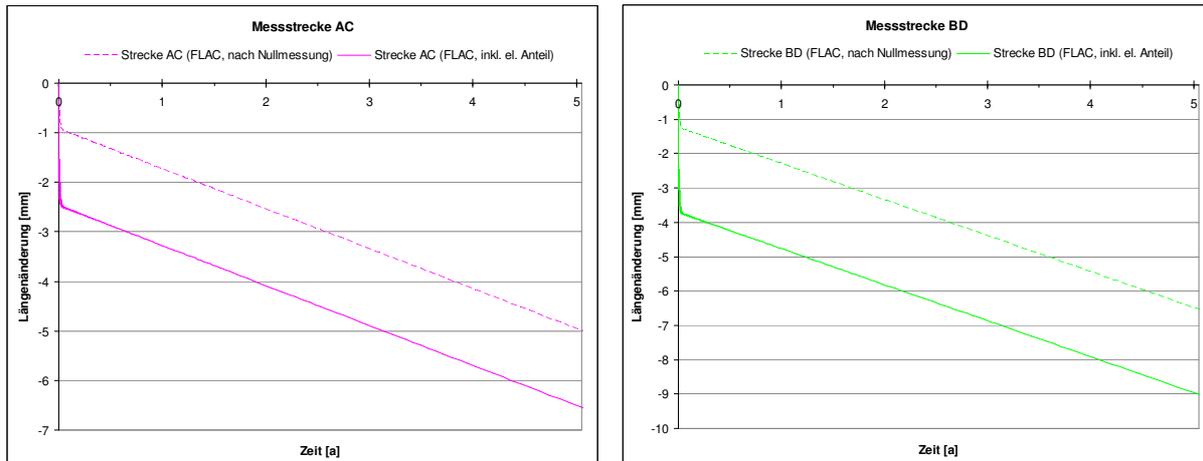


Bild 8.92: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke über die Zeit nach Nullmessung (gestrichelte Linien) und unter Einbeziehung der aus der elastischen Ausbalancierung resultierenden Deformationsanteile (durchgezogene Linien)

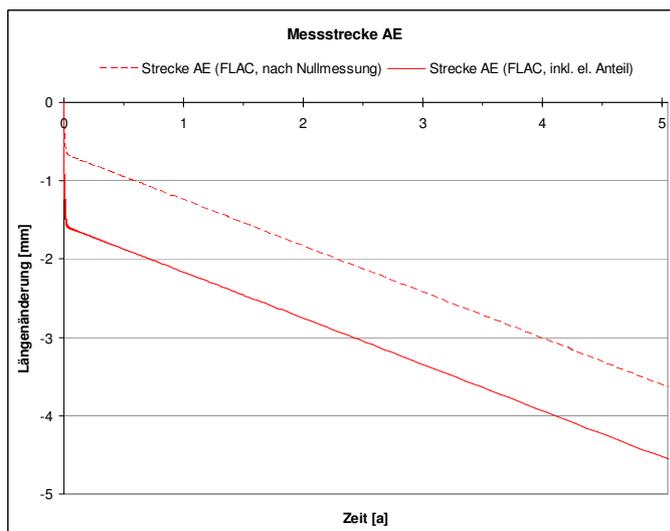


Bild 8.93: Berechnete Deformationen in Richtung der sohlennahen horizontalen Messstrecke über die Zeit nach Nullmessung (gestrichelte Linie) und unter Einbeziehung der aus der elastischen Ausbalancierung resultierenden Deformationsanteile (durchgezogene Linie)

tion ist dabei diejenige, für die im vorangegangenen Abschnitt ein realitätsnaher Primärspannungszustand angesetzt worden ist. In den Bildern 8.92 und 8.93 werden die Resultate einander gegenübergestellt, wobei im Vergleich aller Messstrecken die Strecke BD die größten Konvergenzen und die sohlennahe horizontale Strecke AE die geringsten Konvergenzen aufweist.

Auf den Abbildungen ist zu erkennen, dass die linear-elastische Verformung größer ist als der transiente Anteil der Kriechverformung und

dass die Größe der Verformung zudem von der Orientierung und der Position der Messstrecke abhängig ist. Der elastische Anteil an der kurzfristigen Verformung nach einem Simulationszeitraum von zwei Wochen – d.h. an der Summe aus elastischer und transienter Verformung – beträgt zwischen 57% (Messstrecke AE zwischen den Eckbereichen) und 66% (Messstrecke



BD zwischen den Ulmenbereichen). Der elastische Anteil an der Gesamtverformung nach einem Simulationszeitraum von 5 Jahren, die dann auch die stationären Kriechdeformationen enthält, beträgt zwischen 20% (AE) und 28% (BD). Damit verformen sich die Eckbereiche zwar insgesamt am wenigsten, ihre Deformation wird aber prozentual mehr als die der anderen Bereiche durch viskoses Materialverhalten hervorgerufen. Umgekehrt ist die Konvergenz in der horizontalen Messstrecke zwischen den Ulmenbereichen in dieser Variationssituation am größten und ist auch am stärksten durch elastische Verformungen geprägt. Dabei sollte noch einmal darauf hingewiesen werden, dass aufgrund der in Abschnitt 8.3.3 erläuterten Wahl eines isotrop-elastischen Stoffmodells mit den zu der vertikalen Richtung gehörenden Parametern $E_{V\perp}$; ν_{\perp} die Horizontalverformungen überschätzt werden.

Diese ausschließlich auf Messwerten und Gesteinskennwerten aus den Literaturquellen basierende Berechnungsvariation wird im Folgenden mit der Abkürzung MV für „Messwert-Variationssituation“ bezeichnet.

8.3.4.5 Berücksichtigung eines Trennflächengefüges

Zum Zweck einer vereinfachten Modellierung für eine wenig zeitaufwendige numerische Simulation wurde das Gebirge bislang im Wesentlichen als schichtungsflächen- und trennflächenfrei angenommen. Lediglich für die sich an die abgeschlossene Berechnung anschließende Auswertung des Beanspruchungszustandes im Hinblick auf die Identifizierung von Möglichkeiten zum Auftreten von Schichtflächenbruchversagen und im Kontext eines transversal isotropen Materialverhaltens wurde das Vorhandensein eines Schichtflächengefüges berücksichtigt. Das real möglicherweise auch vorhandene Trennflächengefüge hat hingegen noch keinen Eingang in das physikalische Modell gefunden, obwohl es einen signifikanten Einfluss auf das Verformungsverhalten des Gebirges ausüben kann.

Eine Variation der Stoffmodellparameter im Kontext einer Verschmierung des Trennflächengefügeinflusses betrifft in erster Linie die kurzfristigen Verformungen, also sowohl den elastischen wie auch den transienten Deformationsanteil, wohingegen einer Veränderung der stationären Kriechrate zu diesem Zeitpunkt nur eine untergeordnete Bedeutung beigemessen wird. Vor dem Hintergrund der durch das Trennflächengefüge gesteigerten Gebirgsdeformabilität werden daher die verschmierten, d.h. hier im gesamten Modell gültigen und ortsunabhängigen Parameter E_V und \bar{G}_K^* (Stoffmodell *Hooke* bzw. *Lubby2*) zur Berechnung der line-

ar-elastischen bzw. transient-viskosen Verzerrungs-/Verformungsanteile abgesenkt. In einem ersten Ansatz wird für die Modifikation der beiden Gebirgsparameter der Faktor $1/2$ zur entsprechenden Anhebung der kurzfristigen Verformungen um den Faktor 2 verwendet, so dass das durch die bisher durchgeführten Berechnungsvariationen justierte Modell nun einen Verformungsmodul von $E_V = 4.500 \text{ MPa}$ und einen Kelvin-Schubmodul-Grundwert von $\bar{G}_K^* = 1,1 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ aufweist, vergleiche Tabelle 8.10.

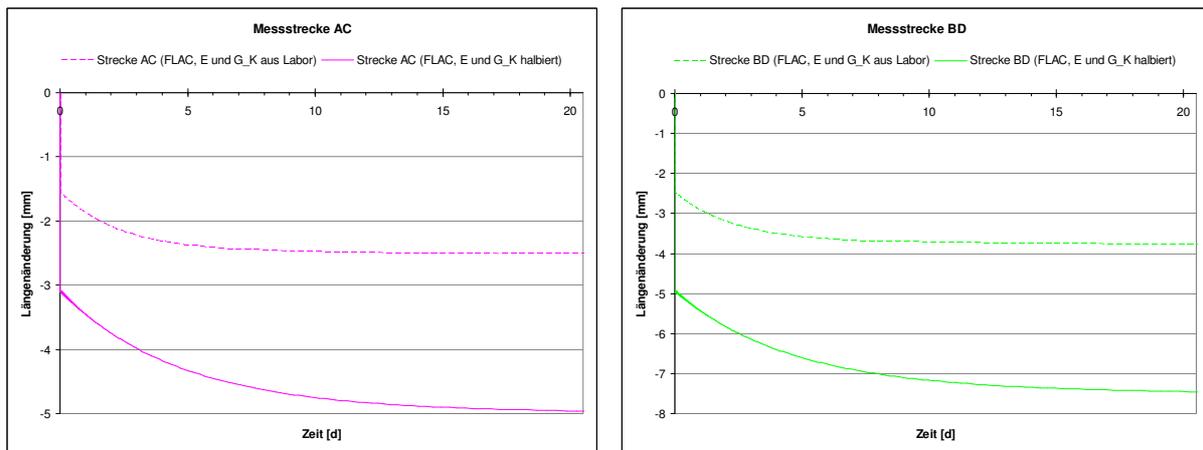


Bild 8.94: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke über die Zeit bei Ansatz der aus den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Materialparameter (gestrichelte Linien) und unter Berücksichtigung des Trennflächengefüges durch Reduzierung von E und G_K (durchgezogene Linien)

Bild 8.94 zeigt das Resultat der aktuellen Berechnung im Vergleich zu dem Resultat aus der Berechnung mit den gegenüber den Gesteinskennwerten unveränderten Zahlenwerten für E_V und \bar{G}_K^* . Die Zeitachse wurde dabei auf den relevanten Zeitraum von zwei bis drei Wochen nach Stollenausbruch eingeschränkt. Da nach diesem Zeitraum nur noch stationäre Kriechdeformationen stattfinden, die von der Parameteränderung unberührt bleiben, verlaufen die Kurven jeder Messstrecke nach diesen ersten Wochen linear und parallel zueinander. Zu erkennen ist an den Graphen zum einen, dass sich der Faktor 2 in den kurzfristigen Gebirgsdeformationen auch auf die instantane Konvergenz und in ihrer Gesamtheit auch auf die transiente Konvergenz überträgt. Zwar besteht grundsätzlich kein linearer Zusammenhang zwischen den Messstreckenkonvergenzen und den nicht an die Richtungen der Messstrecken gebundenen Gebirgsdeformationen, jedoch können diese beiden Zustandsgrößen aufgrund der im Vergleich zu den Hohlraumabmessungen sehr geringen Gebirgsdeformationen in guter Näherung

als proportional angesehen werden. Bild 8.95 veranschaulicht die grundsätzliche Nichtlinearität dieser beiden Zustandsgrößen.

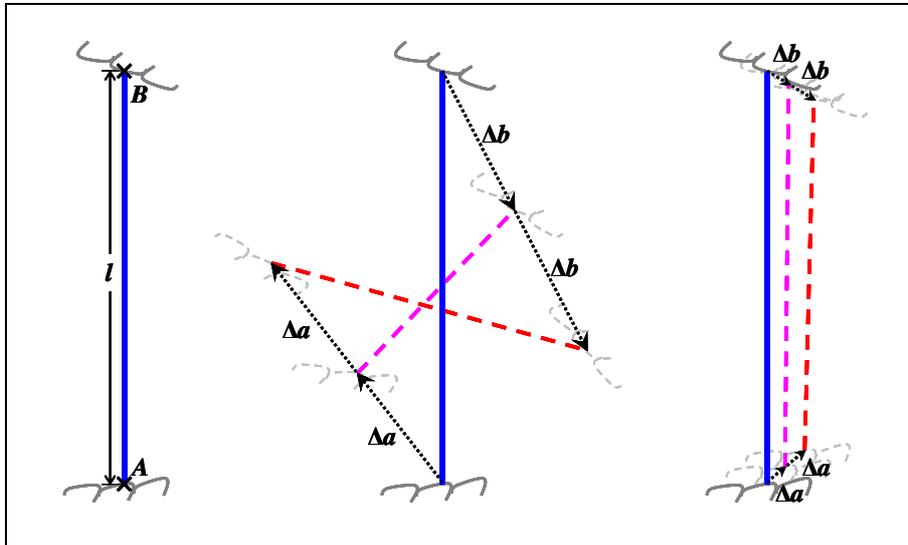


Bild 8.95: Veränderung der Messstreckenlänge (links) bei Verdoppelung der Deformationen ($\Delta a \rightarrow 2\Delta a; \Delta b \rightarrow 2\Delta b$): überzeichnetes Beispiel (Mitte) und unter Annahme geringer Gebirgsdeformationen (kleiner Verschiebungen) (rechts)

Des Weiteren fällt in Bild 8.94 auf, dass sich die Zeitspanne des transienten Kriechens erhöht, und zwar anscheinend ebenfalls mit dem Faktor 2. Gl. (8.22) zeigt den Formelteil aus dem Stoffmodell *Lubby2* für die transiente Kriechverzerrung mit dem Proportionalitätsfaktor $1/\bar{G}_K = 1/(3G_K)$:

$$\tilde{\epsilon}_{v;trans}(t) = \frac{3}{2} \left(\frac{1}{\bar{G}_K(\sigma)} \left(1 - e^{-\frac{\bar{G}_K(\sigma) t}{\bar{\eta}_K(\sigma)}} \right) \right) M_2 \tilde{\sigma} \quad (8.22)$$

Dieser Faktor tritt zusätzlich im Exponenten der Exponentialfunktion auf und nimmt dort Einfluss auf die Rate der transienten Kriechverformung. Für einen höheren Zahlenwert von \bar{G}_K konvergiert der Exponentialterm schneller gegen 0 und die Verzerrung schneller gegen ihren Grenzwert. Insbesondere führt eine n -telung des Exponenten mathematisch zu einem Erreichen desselben Verzerrungszustands nach Ablauf des n -fachen Zeitraumes, woraus sich schließlich die mit dem Faktor 2 erhöhte Dauer des transienten Kriechens erklärt.

Im folgenden Abschnitt werden die beiden Moduli E_v und \bar{G}_K^* ein weiteres Mal variiert.

8.3.4.6 Berücksichtigung einer Teilsättigungszone im Streckennahfeld

Der Konvergenzverlauf der Messstrecken aus Bild 8.88 weist auf eine mit der Zeit abnehmende Verformung der Stollenkontur hin. Demzufolge verringert sich die Deformationsrate je nach Messstrecke nach Ablauf von 0,5 bis 2,5 Jahren nach Auffahrung signifikant. Grund hierfür könnte sein die bewetterungsbedingte Abgabe von Porenwasser an die Hohlraumluft mit der Folge einer Entsättigung des konturnahen Gesteins und einer saugspannungsbedingten Verfestigung. Für die vorrangig betrachteten Messstrecken AC/EC und BD beträgt dieser Zeitraum der Abbildung zufolge etwa 1,5 Jahre. In einem vereinfachten Ansatz mit ersten Schätzungen kann dieser entsättigungsbedingte Verfestigungsprozess somit durch ein Absenken der stationären Kriechrate nach den ersten 1,5 Jahren im Stollennahfeld modelliert werden, realisiert durch eine entsprechende Erhöhung des *Maxwell*-Viskositätsmoduls über den *Maxwell*-Viskositätsgrundwert $\bar{\eta}_M^*$ in Gl. (6.17), Stoffmodell *Lubby2*. Als Modifikation für diesen Gesteinsparameter wird ein Faktor von 10 gewählt, d.h. die stationäre Kriechrate nach Porenwasserdruckabbau und Entsättigung soll eine Zehnerpotenz unter der Rate aus dem vorangehenden Zeitraum liegen. Die von der Stollenkontur an gezählte Tiefe des von der Teilsättigung betroffenen Nahfeldes wird, ausgehend von der von *Rejeb & Cabrera (2006)* beobachteten Reichweite der Entsättigungsrisse ins Gebirgsinnere des Querstollens 1996, auf 1 m aufgerundet angesetzt. Bild 8.96 zeigt den betroffenen Bereich des diskretisierten Berechnungsmodells.

Um die Qualität der angeschätzten Zahlenwerte zur Modellierung der Einflüsse aus der Entsättigung und aus dem Trennflächengefüge (siehe voriger Abschnitt) anhand der gemessenen Konvergenzen einschätzen zu können, werden mehrere Berechnungsvariationen auf Basis der Variationssituation aus Abschnitt 8.3.4.5 formuliert. Die variierten Parameter sind in Tabelle 8.11 zusammengestellt, wobei der angegebene Faktor beschreibt, wie sich in der Theorie gemäß den Gln. (6.1) und (6.15) die Parameteränderung auf die Verformungen gegenüber Variation MV auswirkt. Bild 8.97 zeigt die daraus resultierenden Konvergenzen in den Messstrecken.

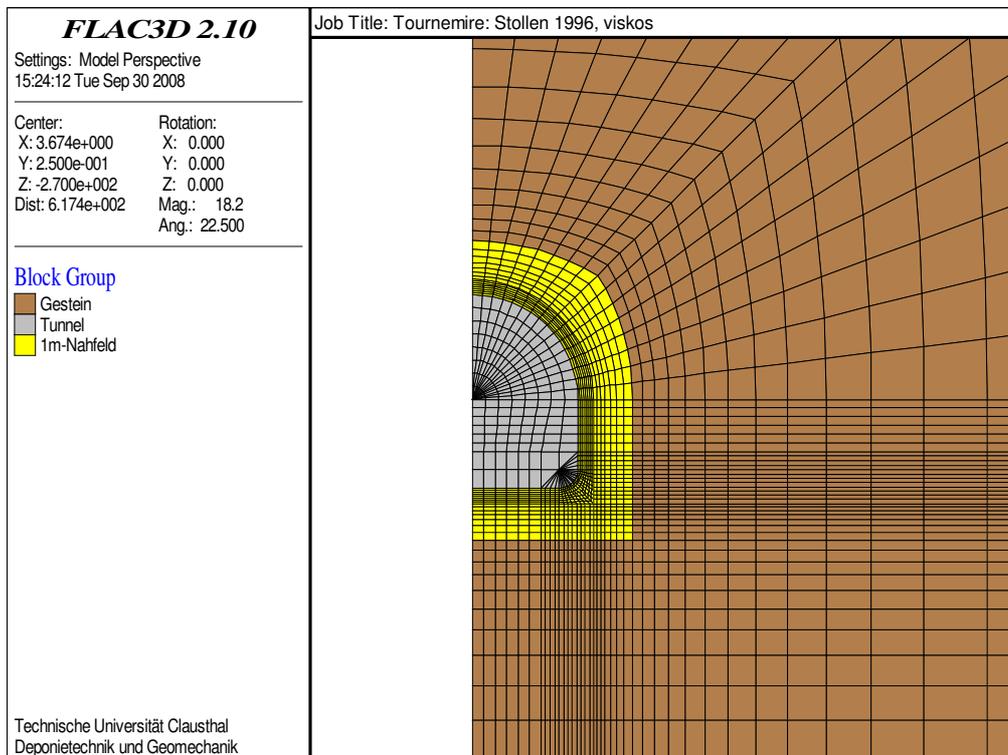


Bild 8.96: Definition des 1m-Nahfeldes des Querstollens 1996 im diskretisierten Berechnungsmodell

Berechnungs-variation	Verformungs-modul	Kelvin-Schubmodul (Grundwert)	Maxwell-Viskositäts-modul ($t \leq 1,5 a$) (Grundwert)
MV	$E_V = 9.000 \text{ MPa}$	$\bar{G}_K^* = 2,2 \cdot 10^4 \text{ MPa}$	$\bar{\eta}_M^* = 1,0 \cdot 10^7 \text{ MPa} \cdot d$
B (Basis)	$E_V = 4.500 \text{ MPa}$ (Faktor 2)	$\bar{G}_K^* = 1,1 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ (Faktor 2)	$\bar{\eta}_M^* = 1,0 \cdot 10^7 \text{ MPa} \cdot d$
st	$E_V = 4.500 \text{ MPa}$ (Faktor 2)	$\bar{G}_K^* = 1,1 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ (Faktor 2)	$\bar{\eta}_M^* = 6,6 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot d$ (Faktor 1,5)
el/tr	$E_V = 3.600 \text{ MPa}$ (Faktor 2,5)	$\bar{G}_K^* = 8,8 \cdot 10^3 \text{ MPa}$ (Faktor 2,5)	$\bar{\eta}_M^* = 1,0 \cdot 10^7 \text{ MPa} \cdot d$
el/tr/st	$E_V = 3.600 \text{ MPa}$ (Faktor 2,5)	$\bar{G}_K^* = 8,8 \cdot 10^3 \text{ MPa}$ (Faktor 2,5)	$\bar{\eta}_M^* = 6,6 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot d$ (Faktor 1,5)

Tabelle 8.11: Parameter der Berechnungsvariationen bezüglich der Berücksichtigung von Entsättigung und Trennflächengefüge

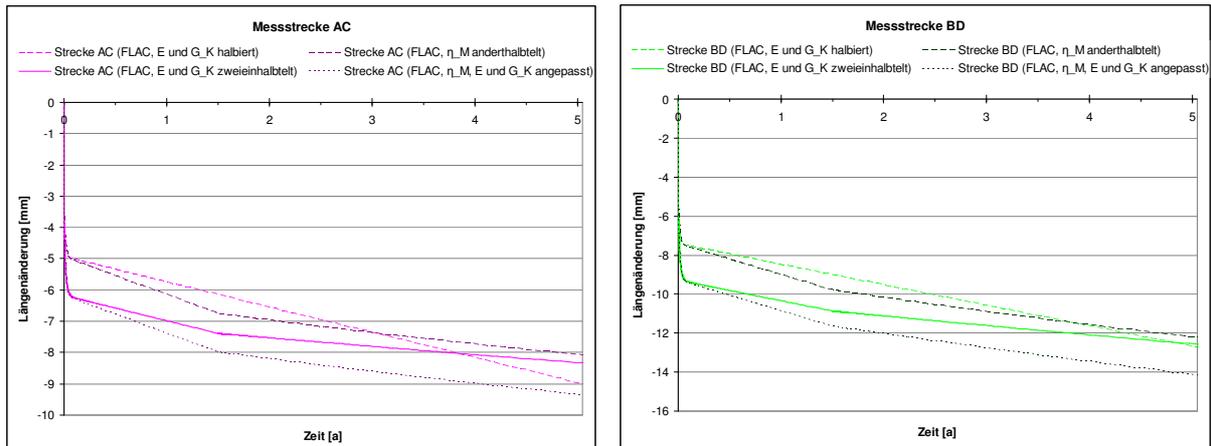


Bild 8.97: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke über die Zeit aus den Berechnungsvariationen B (helle gestrichelte Linien), st (dunkle gestrichelte Linien), el/tr (helle durchgezogene Linien) und el/tr/st (dunkle gepunktete Linien)

Zu sehen ist, dass in den Variationen, die die Abkürzung „el/tr“ in der Bezeichnung enthalten, die elastische und die transiente Verformung wie erwartet um etwa 25% zunehmen, und dass in den Variationen mit der Abkürzung „st“ die stationäre Kriechverformungsrate in den ersten 1,5 Jahren wie erwartet um etwa 50% angestiegen ist. Im weiteren zeitlichen Verlauf fällt diese Rate an der Stollenkontur in allen drei Variationen allerdings nicht auf ein Zehntel der jeweils vorhergehenden Kriechrate ab, was damit zu begründen ist, dass sie außerhalb des Stollennahfeldes unverändert geblieben ist. So finden abseits des Nahfeldes nach wie vor verstärkt Kriechdeformationen statt, die Bild 8.98 zufolge Spannungsumlagerungen in das Nahfeld hinein mit sich bringen. In dem Bild sind am Beispiel der Variation el/tr die Vergleichsspannungen in der Umgebung des Querstollens zu verschiedenen Zeitpunkten nach dessen Auffahrung dargestellt, und es ist erkennbar, dass die Spannungen nach Ablauf der ersten 1,5 Jahre außerhalb des durch die magentafarbige Linie markierten Nahfeldes abgebaut werden, wohingegen sie sich innerhalb des Nahfeldes akkumulieren. Diese Spannungsumlagerungen führen ihrerseits wiederum zu einer höheren Beanspruchung des Tonsteins im Nahfeld, so dass das stationäre Kriechverhalten dort ausgeprägter ist als es die Zehntelung der stationären Kriechrate vermuten lässt, wenngleich es noch immer schwächer als im übrigen Gebirge ist. Ferner beeinflusst die Höhe der stationären Kriechrate außerhalb des Stollennahfeldes über die Spannungsumlagerungen auch die Höhe der stationären Kriechrate innerhalb des Nahfeldes, wie aus Bild 8.97 weiter hervorgeht.

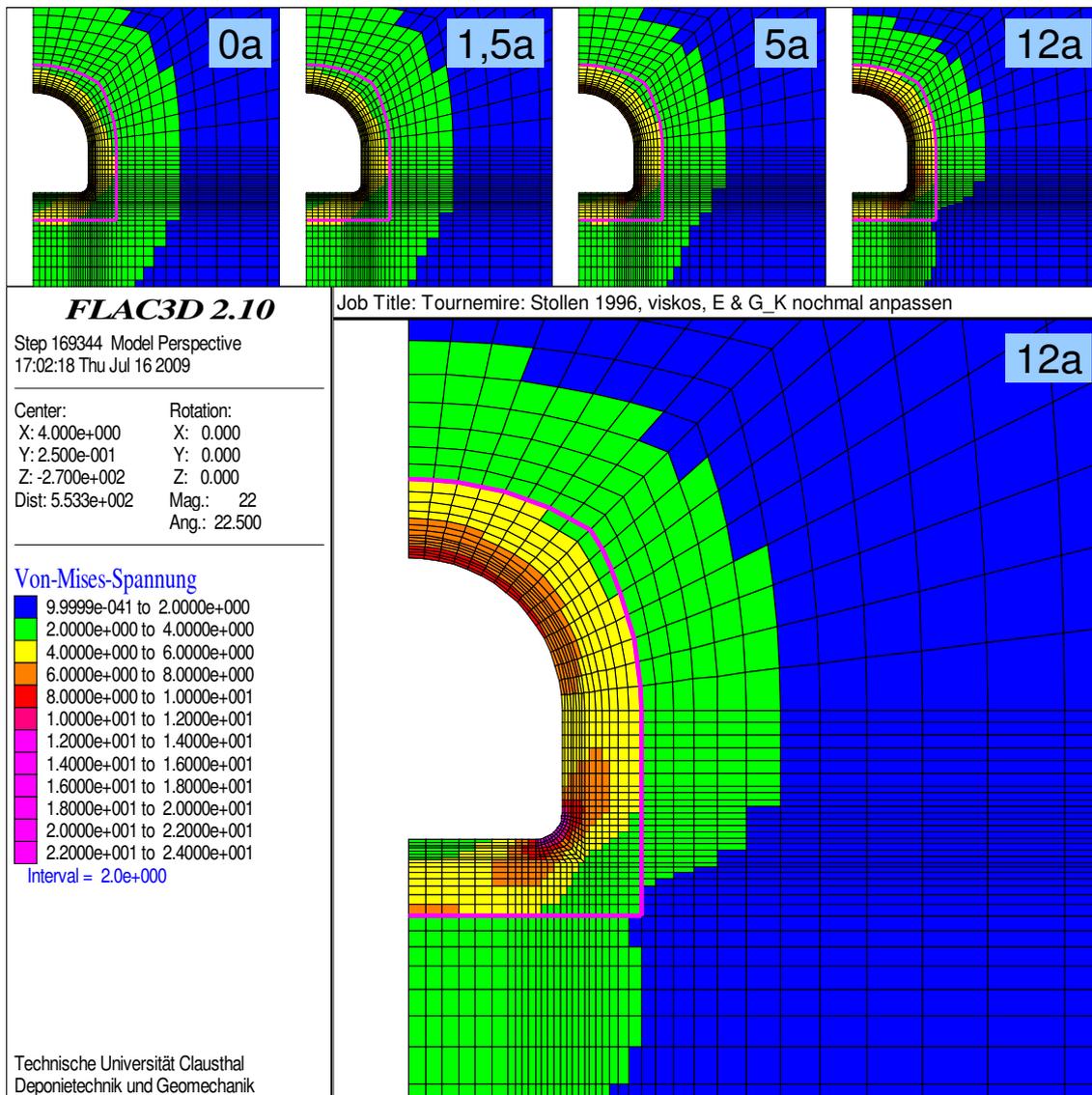


Bild 8.98: Vergleichsspannung in der Umgebung des Stollens 1996 nach verschiedenen Berechnungszeiträumen mit der Variation el/tr

8.3.4.7 Variation der Verformungsmoduli mit Blick auf die Transversal-Isotropie

Wie in Abschnitt 8.3.3 beschrieben ist aus Konsistenzgründen ein isotropes Materialverhalten mit den zu der schichtungsorthogonalen Richtung gehörenden Parametern $E_{v\perp}; \nu_{\perp}$ für die Modellierung des elastischen Deformationsanteils verwendet worden, was eine Überschätzung der Verformungen in horizontaler Richtung erwarten lässt. Für eine Validierung des vorliegenden elastisch-viskosen Modells anhand der Messkurven der horizontalen Messstrecken ist es sinnvoll, eine Berechnung mit den Parametern $E_{v\parallel}; \nu_{\parallel}$ der Schichtungsrichtung

sowie eine Berechnung unter transversal-isotrop-elastischer Ausbalancierung zur besseren Einschätzung der Einflüsse dieser anfänglichen Ausbalancierung und der Einflüsse aus der Änderung der elastischen Verformungen durch den Kriechprozess durchzuführen. Im ersten Fall ist folglich von einer Unterschätzung der Vertikalverformungen auszugehen. Tabelle 8.12 gibt eine Übersicht über die verwendeten Verformungsparameter auf der Grundlage der Variationssituation el/tr aus dem vorangehenden Abschnitt. Der Faktor $2/5$, mit welchem der laborativ ermittelte Verformungsmodul $E_V = E_{V\perp}$ dort multipliziert wurde, verändert in gleicher Weise und mit derselben Begründung auch den Parameter $E_V = E_{V\parallel}$ bzw. die Parameter $E_{V\parallel}$, $E_{V\perp}$ und G_{\perp} in den beiden neu formulierten Variationssituationen.

elastischer Prozess- teil	Ansatz eines isotropen Stoffmodells ($E_{V\perp}$; ν_{\perp})	Ansatz eines isotropen Stoffmodells ($E_{V\parallel}$; ν_{\parallel})	Ansatz eines transversal isotropen Stoffmo- dells
Ausbalancierung nach Vortrieb (<i>Hooke</i>)	$E_V = 3.600 \text{ MPa}$; $\nu = 0,20$	$E_V = 10.800 \text{ MPa}$; $\nu = 0,17$	$E_{V\parallel} = 10.800 \text{ MPa}$; $E_{V\perp} = 3.600 \text{ MPa}$; $\nu_{\parallel} = 0,17$; $\nu_{\perp} = 0,20$; $G_{\perp} = 1.600 \text{ MPa}$
elastische Verfor- mungen während des Kriechvorgangs (<i>Hooke in Lubby2</i>)	$E_V = 3.600 \text{ MPa}$; $\nu = 0,20$	$E_V = 10.800 \text{ MPa}$; $\nu = 0,17$	$E_V = 3.600 \text{ MPa}$; $\nu = 0,20$

Tabelle 8.12: Parameter für die elastischen Deformationsprozessanteile der aktuellen elastisch-viskosen Berechnungsvariationen

Die Resultate der Berechnungen sind in den Konvergenzplots in Bild 8.99 dargestellt, wobei die Zeitachse in derselben Weise wie in Bild 8.94 aufgrund der Irrelevanz des stationären Kriechens für diesen Variationsvergleich eingeschränkt wurde. Deutlich zu sehen im Vergleich der beiden Variationen unter isotropem Materialverhalten ist die Drittelung des elastischen Konvergenzanteils durch die Anhebung des Verformungsmoduls von dem zur schichtungsorthogonalen Richtung auf den zur schichtungsparallelen Richtung gehörenden Zahlenwert, d.h. dessen Verdreifachung. Die Berechnungsvariation mit transversal isotropem Stoffmodell für die instantane elastische Ausbalancierung direkt nach dem Vortrieb verwendet für die kriechprozessinduzierte Änderung der elastischen Verformungen den auf die schichtungsorthogonale Richtung bezogenen Parametersatz $E_{V\perp}$; ν_{\perp} . Somit ist eine annähernde Übereinstimmung der berechneten Kurven mit denen der entsprechenden isotropen Variation zumin-

dest für die näherungsweise schichtungsorthogonal verlaufende, also näherungsweise vertikale Messstrecke AC zu erwarten, während sich die Effekte der verschiedenen Parametersätze für die schichtungsparallele Richtung bei der horizontalen Messstrecke BD vermischen müssten. Beide Erwartungen werden Bild 8.99 zufolge erfüllt, wobei bei der Strecke BD offensichtlich der Anteil der anfänglichen Ausbalancierung mit etwa 69% zu 31% überwiegt. Auch wenn es inkonsistent ist, so ist es diesem Ergebnis nach doch sinnvoll, die vortriebsinduzierte elastische Ausbalancierung mit einem transversal isotropen Stoffmodell durchzuführen, da der Einfluss dieser Modellierung auf die Deformationssimulation beträchtlich ist.

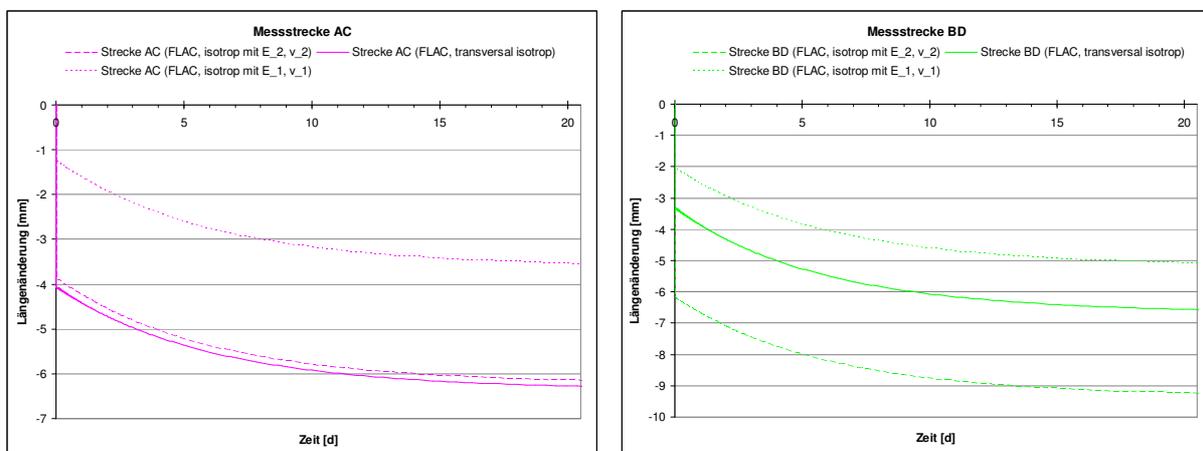


Bild 8.99: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke über die Zeit mit isotropem elastischen Stoffmodellanteil mit den Parametern $E_{V\perp}; \nu_{\perp}$ (gestrichelte Linien) und $E_{V\parallel}; \nu_{\parallel}$ (gepunktete Linien) sowie mit transversal isotroper elastischer Ausbalancierung (durchgezogene Linien)

Mit der Distanzierung von einem lediglich elastischen Stoffmodell für die numerischen Simulationen zum Tragverhalten der verschiedenen Auffahrungen im Streckensystem Tournemire und der Weiterentwicklung zu einem zeitabhängigen viskosen Stoffmodell wurde sukzessive eine Variationssituation erarbeitet, mit der

- unter Benutzung realitätsnäherer Ansätze bezüglich der Auflast und der Primärspannungen sowie
- unter Berücksichtigung wichtiger gebirgsmechanischer und geohydraulischer Eigenschaften wie das transversal isotrope Materialverhalten, das Vorhandensein eines Trennflächengefüges und die Porenwasser-Teilsättigung des konturnahen Gebirgsbereiches

eine hinreichend gute Approximation der gemessenen Streckenkonvergenzen ermöglicht wird. Die Ergebnisse hierzu werden in Abschnitt 9 vorgestellt und diskutiert. Damit wird das



Thema der Simulation der Messstreckendeformationen zunächst abgeschlossen. Die letzte Berechnungsvariation aus diesem Abschnitt mit dem Ansatz der transversal-isotrop-elastischen Ausbalancierung wird im Folgenden mit der Abkürzung VS1996 bezeichnet. Diese Abkürzung steht für „Variationssituation Stollen 1996“.

Der nächste Abschnitt 8.3.5 widmet sich den rechnerischen Simulationen zur Validierung der Beobachtungen an der Kontur des Tunnels 1881, bevor im darauffolgenden Abschnitt 8.3.6 erneut auf die gemessenen Konvergenzen im Stollen 1996 eingegangen wird.

8.3.5 Berechnungsvariationen zur Simulation des beobachteten Bruchversagens am Tunnel 1881

8.3.5.1 Übersicht

Nachdem im vorhergehenden Abschnitt 8.3.4 eine Variationssituation hergeleitet wurde, mit der sich die in situ erfassten Deformationen der Messstrecken des Messquerschnitts P2 im östlichen Teil des Querstollens 1996 rechnerisch approximieren lassen, werden in diesem Abschnitt rechnerische Simulationen zur Analyse des Bruchverhaltens im Konturbereich des Haupttunnels durchgeführt. Grundlage für die Bewertung sind die ermittelten Spannungen und Verzerrungen im Konturbereich des Tunnels 1881. Es sei an dieser Stelle noch einmal daran erinnert, dass sich im Lauf der Jahre Auflockerungszonen im Bereich der Tunnelkontur ausgebildet haben, die nach Messungen bis zu 85 cm – in der Größenordnung also 1 m – in das Gebirge hineinreichen. Die vorstehend in Abschnitt 8.3.4.7 erwähnte Berechnungsvariation VS1996 dient zwar als Basis für die rechnerischen Simulationen, die Approximationsgüte der Konvergenzmesswerte aus dem Querstollen 1996 wird in diesem Abschnitt jedoch nicht weiter verfolgt.

Im Hinblick auf eine zahlenmäßige Beurteilung der Deformationen der Tunnelkontur werden für den Tunnel fiktive Messstrecken gemäß Bild 8.100 in Analogie zu den realen Messstrecken des Querstollens 1996 nach Bild 8.89 definiert. Auf diese Weise können die aus der rechnerischen Simulation erhaltenen Konvergenzen des Querstollens 1996 denen des Tunnels 1881 gegenübergestellt werden. Da hier jedoch aufgrund der beabsichtigten Identifizierung von Auflockerungszonen hinsichtlich ihres grundsätzlichen Auftretens und ihrer Ausdehnung in das Gebirge hinein nicht nur das Deformations- und das Versagensverhalten des Gebirges unmittelbar an der Tunnelkontur untersucht werden soll, sondern auch im Nahbereich des

Tunnels, werden in den folgenden Abschnitten zusätzlich zu den Verläufen der Konvergenzen diverse Flächenplots mit den Zustandsgrößen in dem den Tunnel umgebenden Gebirgsbereich vorgestellt, mit denen die rechnerisch ermittelten Befunde in ihrem räumlich-zeitlichen Verlauf visualisiert werden.

Angesichts der bisherigen Resultate mit den hier verwendeten Stoffmodellen und Materialparametern, denen zufolge die Entstehung der in situ beobachteten Auflockerungszonen im Konturbereich des Tunnels nicht durch das Überschreiten einer Bruchspannungsgrenze verursacht werden kann, wird der Fokus in den folgenden Abschnitten verstärkt auf die berechneten Verzerrungen gerichtet sein. In diesem Kontext werden die Flächenplots hauptsächlich die berechneten Vergleichsverzerrungen sowie die durch sie induzierten Bruchzonen und Verformungszeiträume bis zum Erreichen einer Gefügeentfestigung aufzeigen.

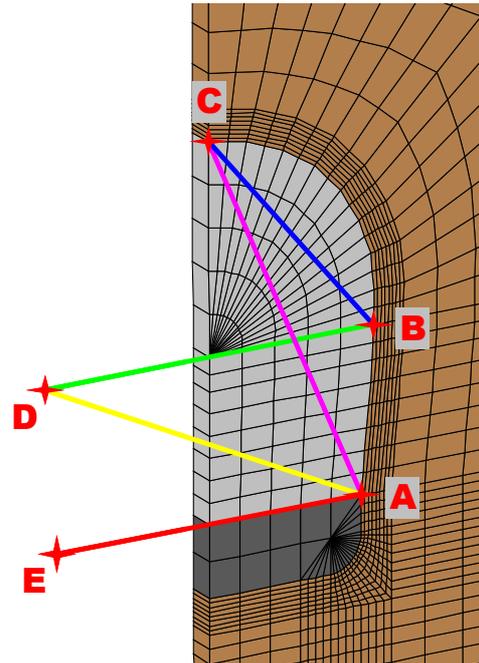


Bild 8.100: Übertragung der Messstrecken des Stollens 1996 auf den Tunnel 1881

8.3.5.2 Übertragung der für den Stollen 1996 ausgearbeiteten Berechnungsvariation auf den Tunnel 1881

Bevor weitere Berechnungsvariationen zur Simulation des Tragverhaltens des Haupttunnels formuliert werden, wird die Variation VS1996 als Ausgangsszenario für den Tunnel 1881 übernommen. Bild 8.101 zeigt den Bereich des von der Teilsättigung betroffenen Tunnelnahfeldes, der wie im Fall des Stollens 1996 bis in eine Tiefe von etwa 1 m in das Gebirge hineinreicht, vergleiche Bild 8.96. Die einzige Modifikation bei dieser Grundvariation VS1996 wird bezüglich des Primärspannungszustandes vorgenommen, da der Haupttunnel um 90° gegenüber dem Querstollen im Primärspannungsfeld gedreht ist. Dann gilt für die Teufenlage des Tunnels, dass $\sigma_h = 2,1 \text{ MPa}$ die primäre Horizontalspannung in der Modellebene (x-Richtung des Berechnungsmodells) und $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$ die primäre Horizontalspannung in tunnelaxialer Richtung (y-Richtung des Berechnungsmodells) darstellen.

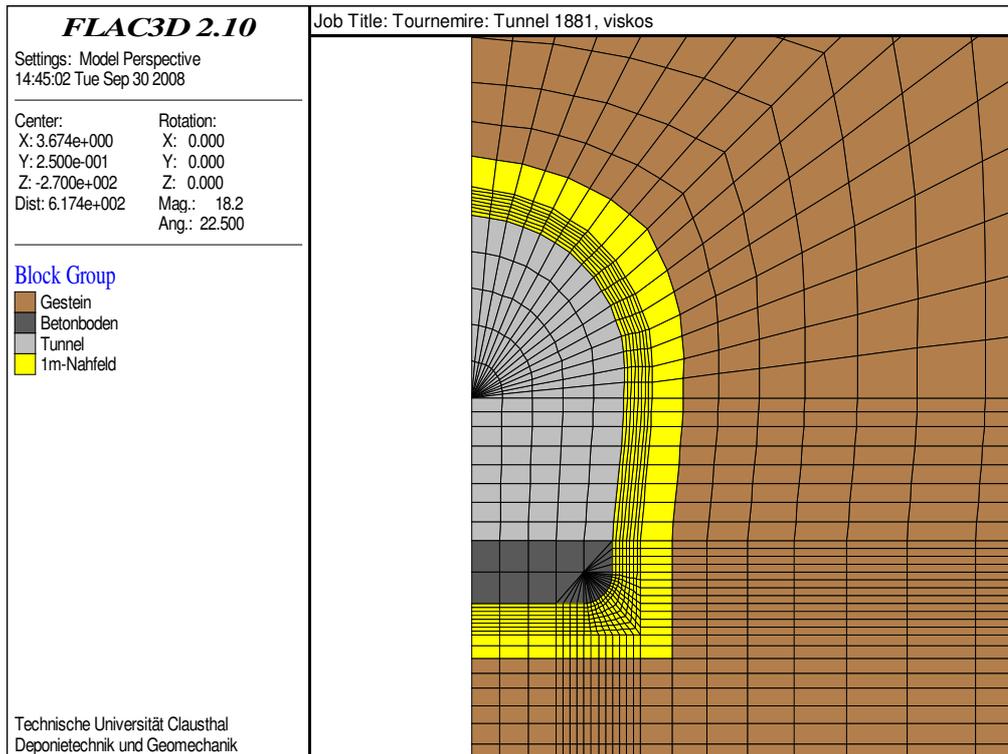


Bild 8.101: Definition des 1m-Nahfeldes des Tunnels 1881 im diskretisierten Berechnungsmodell

Zunächst ist festzustellen, dass bei dieser Variationssituation numerisch tatsächlich keine kritischen Beanspruchungszustände in auf die Modellebene bezogen flächenhafter Ausdehnung vorliegen, d.h. dass die Bruchfestigkeiten für Matrix und Schichtungsbruch nach *Mohr/Coulomb* mit den konservativ angesetzten Scherparametern aus *Rejeb (1999)* entsprechend Abschnitt 6.3.1 nur lokal erreicht werden. Obwohl Spannungsumlagerungen in das teilgesättigte Tunnelnahfeld hinein ähnlich wie in Bild 8.98 erfolgen und die Ausnutzungsgrade im Laufe der Jahre anwachsen lassen, sind Versagenszustände wie bisher lediglich im unteren Eckbereich und im oberen Ulmenbereich des Tunnels sowie potenzielles Zugbruchversagen im Sohlenbereich zu finden. Die Bilder 8.102 und 8.103 zeigen die rechnerisch ermittelten geschädigten Zonen zu verschiedenen Zeitpunkten sowie die Ausnutzungsgrade für Matrix- und Schichtungsbruch entlang der Tunnelkontur zu den Zeitpunkten $t = 10a$ und $t = 123a$ nach Tunnelausbruch. Der zweite Zeitpunkt ist identisch mit dem Jahr 2004, in welchem vom IRSN das in situ-Programm zur Bestimmung und Kartografierung der EDZ im Streckensystem Tournemire durchgeführt wurde, *Rejeb (2006)*.

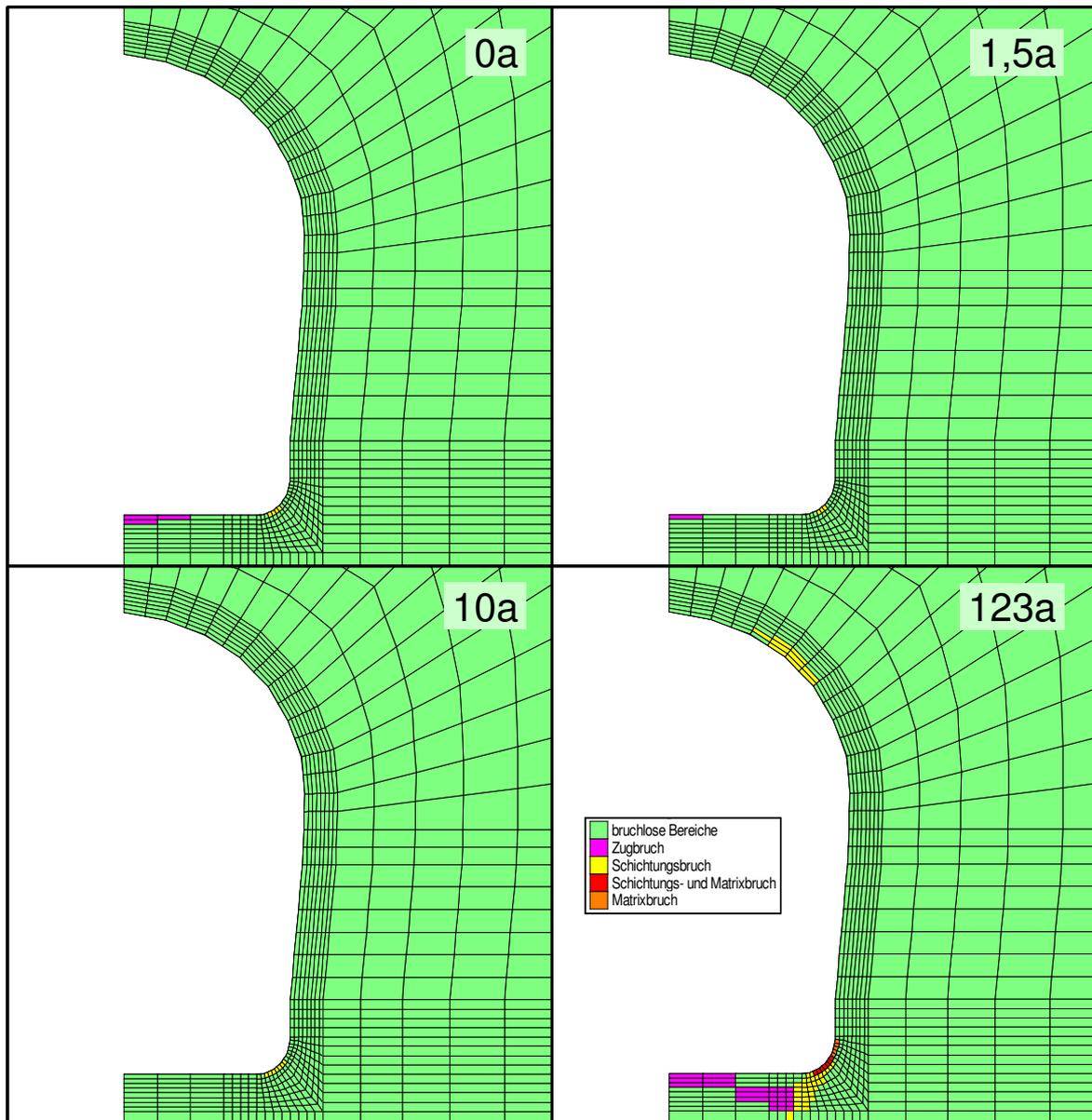


Bild 8.102: Schädigungsdiagramme des Tunnels 1881 nach 0; 1,5; 10 und 123 Jahren Standzeit bei einem spannungsabhängigen Bruchkriterium nach Mohr/Coulomb für Matrix- und Schichtungsbruch

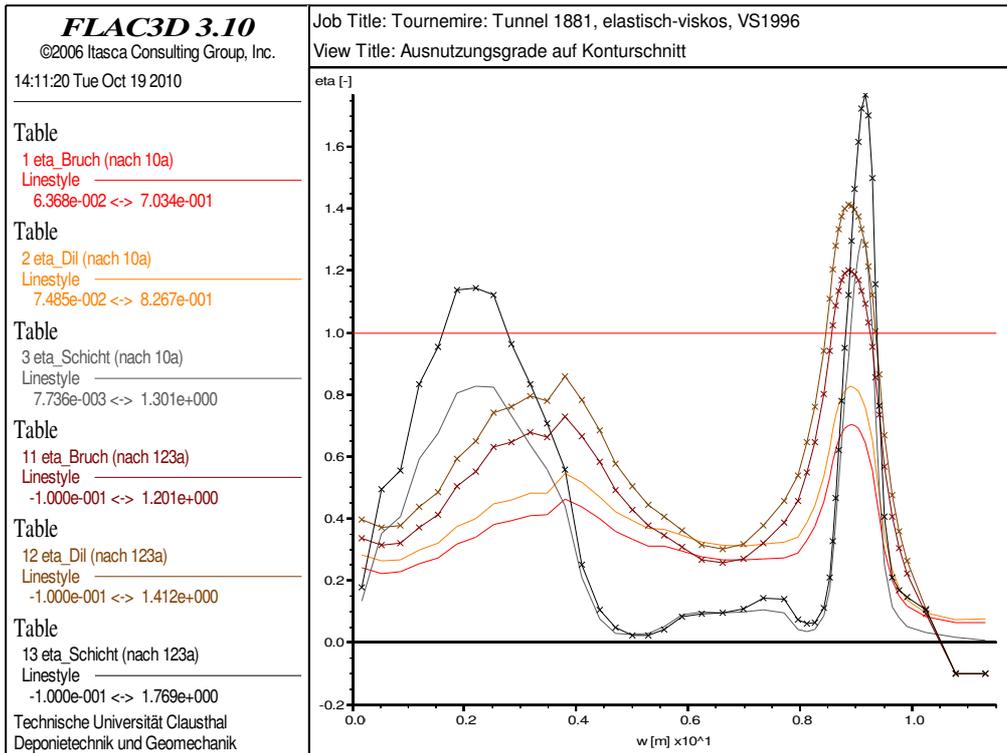


Bild 8.103: Ausnutzungsgrade entlang des Konturschnitts des Tunnels 1881 nach 10 und 123 Jahren Standzeit

Bei Gesteinen, die ein viskoses Materialverhalten aufweisen und über längere Zeit beansprucht werden, gibt es neben der Versagensform Überschreitung der Kurzzeitbruchfestigkeit auch die Versagensform Kriechbruch, wobei die ertragbaren Kriechverzerrungen abhängen u.a. von der jeweiligen Minimalspannung. Liegt die Beanspruchungsintensität oberhalb der Schädigungsfestigkeit, ist bei Salinargestein ein Kriechbruchversagen unausweichlich. Ob bei Tongesteinen gleiche Versagensmechanismen (Schädigung, Dilatanz, Mikrorissbildung, Risspropagation, akzelerierte Deformationsraten) vorliegen, ist noch offen.

Hier sollen die rechnerisch ermittelten Kriechverzerrungen den aus den Kurzzeitversuchen erhaltenen Bruchverzerrungen gegenübergestellt werden. Systematische Kriechbruchuntersuchungen fehlen noch.

Die Vergleichsverzerrungen in dem den Tunnel umgebenden Gebirge erreichen im Gegensatz zu den Vergleichsspannungen in deutlich größeren Konturbereichen Zahlenwerte, bei denen in laborativen Untersuchungen Tonsteinprüfkörper der Lokation Tournemire nach entsprechender Ausbildung von Makrorissen zerbrochen sind. Eine erste grobe Veranschlagung der Bruchverzerrung mit $\varepsilon_{v,f} = 0,5\%$ unabhängig von Schichtungsflächenorientierung und Mi-

nimalspannung liefert entsprechend Bild 8.104 bereits im Firstbereich, im oberen Stoßbereich sowie im Eckbereich konturnahe Bruchzonen sowie im First-, Stoß- und Sohlenbereich auch tiefer im Gebirge liegende Bruchzonen jenseits des Teilsättigungsbereiches, Bild 8.105.

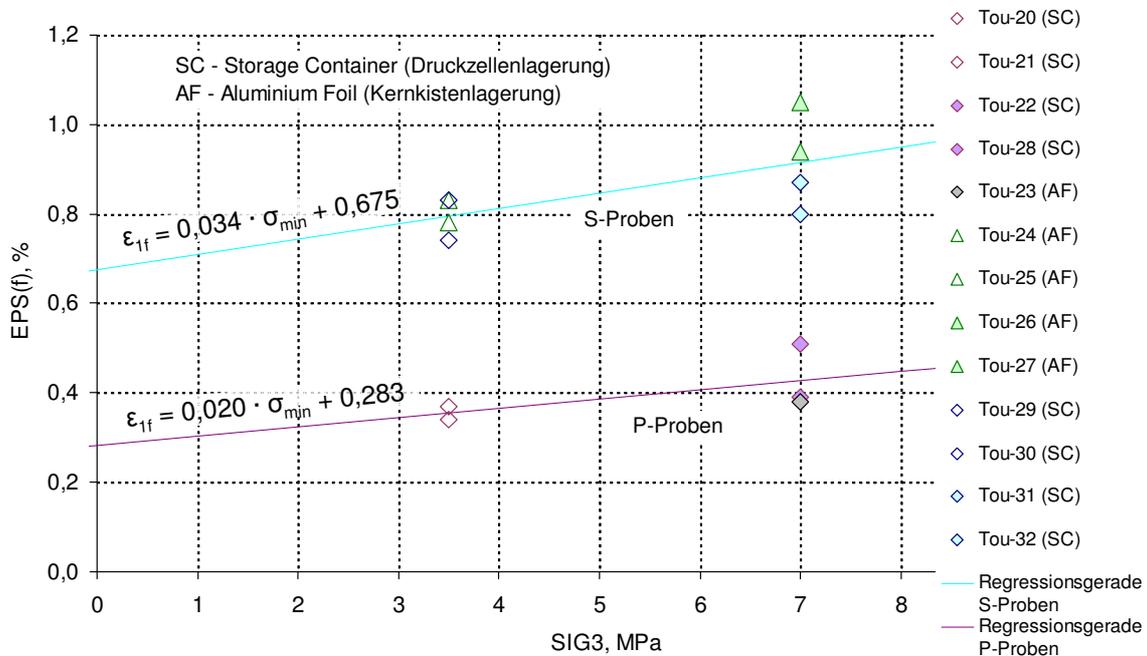


Bild 8.104: Bruchverzerrungen in Abhängigkeit der Minimalspannung, Abschnitt 5.3.3
Bild 5.13

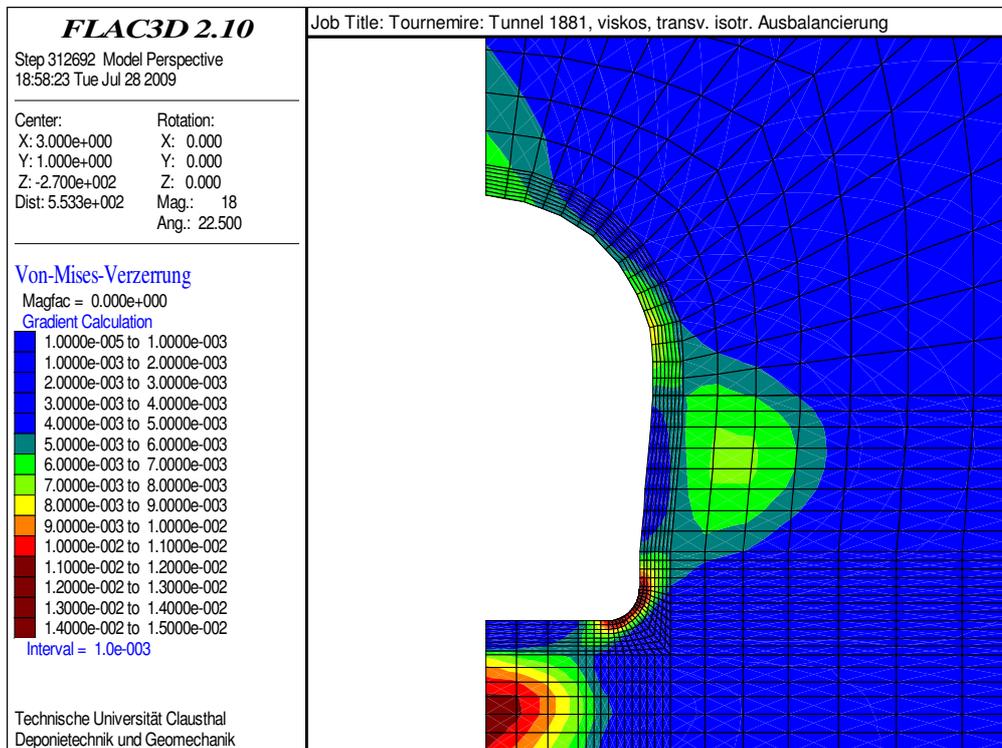


Bild 8.105: Vergleichsverzerrung in der Umgebung des Tunnels 1881 nach
123 Jahren Standzeit



Die Vergleichsverzerrungen in dem den Tunnel umgebenden Gebirge erreichen im Gegensatz zu den Vergleichsspannungen in deutlich größeren Konturbereichen Zahlenwerte, bei denen in laborativen Untersuchungen Tonsteinprüfkörper der Lokation Tournemire nach entsprechender Ausbildung von Makrorissen zerbrochen sind. Eine erste grobe Veranschlagung der Bruchverzerrung mit $\varepsilon_{v,f} = 0,5\%$ unabhängig von Schichtungsflächenorientierung und Minimalspannung liefert entsprechend Bild 8.104 bereits im Firstbereich, im oberen Stoßbereich sowie im Eckbereich konturnahe Bruchzonen sowie im First-, Stoß- und Sohlenbereich auch tiefer im Gebirge liegende Bruchzonen jenseits des Teilsättigungsbereiches, Bild 8.105.

Schließlich sind bei einer Übertragung der Berechnungsvariation vom Querstollen 1996 auf den Haupttunnel 1881 die Resultate bezüglich dieser beiden Strecken gegenüberzustellen. Bild 8.106 zeigt die rechnerischen Konvergenzen der Messstrecken des Stollens und die rechnerischen Konvergenzen der fiktiven Messstrecken des Tunnels. Ihre Unterschiede beruhen zum einen auf der veränderten Streckenquerschnittsgeometrie und zum anderen auf der Modifikation des primären Spannungszustandes. Die Vertauschung der Seitendruckbeiwerte hat bei Vernachlässigung der Hauptspannung in Vortriebsrichtung den im Querschnitt näherungsweise isotropen Primärspannungszustand in einen anisotropen Primärspannungszustand mit $K_0 \approx 0,5$ umgewandelt, so dass, ähnlich wie in Abschnitt 8.3.4.3, eine Reduktion der horizontalen Konvergenzen zu erwarten ist (Messstrecken AE, BD, AD). Aus Bild 8.106 und Tabelle 8.13 ist zwar zu ersehen, dass die berechneten Konvergenzen in Richtung dieser Messstrecken erhöht gegenüber den Konvergenzen aus dem Stollen 1996 sind – ein Befund, der den Erwartungen auf den ersten Blick widerspricht. Jedoch ist auch zu erkennen, dass sich die diagonalen bis annähernd vertikalen Messstrecken BC und AC in einem zumindest gegenüber zwei der drei tendenziell horizontalen Messstrecken deutlich stärkeren Maße konvergent deformieren. Die Reduktion der horizontalen Konvergenzen wird damit also von einem generellen Anstieg aller Konvergenzen überlagert. Der generelle Konvergenzanstieg ist dabei auf die größeren Abmessungen des Haupttunnels 1881 zurückzuführen. Weiterhin hat der außerordentlich starke Zuwachs bei der Konvergenz der sohlennahen horizontalen Messstrecke AE seine Ursache in der veränderten Position der Messbolzen, welche sich im Tunnel 1881 nicht mehr im sich in diagonalen Richtung verformenden Eckbereich befinden, sondern etwas höher im sich eher horizontal verformenden unteren Ulmenbereich, Bilder 8.100 und 8.89.

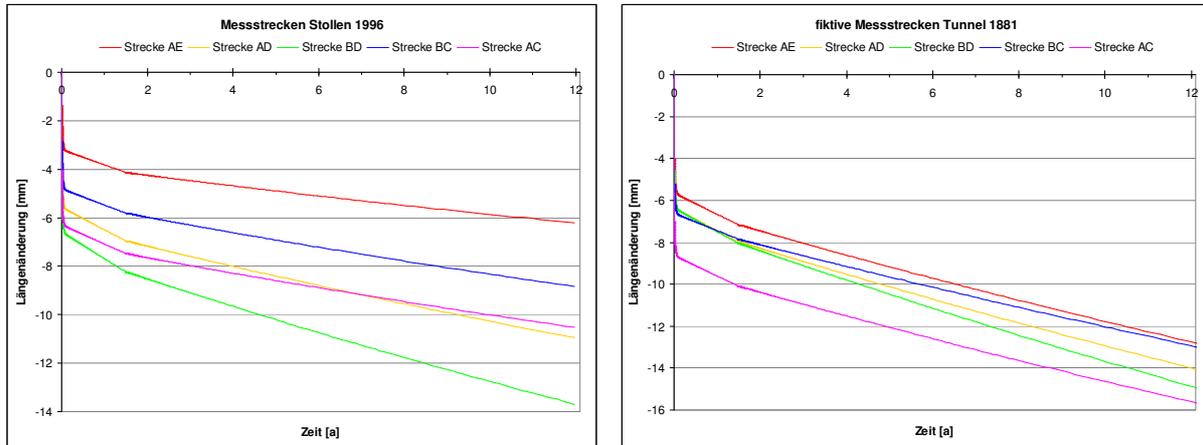


Bild 8.106: Berechnete Konvergenzen in Richtung der Messstrecken des Stollens 1996 (links) und der fiktiven Messstrecken des Tunnels 1881 (rechts) über eine Standzeit von 12 Jahren

Konvergenzen		AE	AD	BD	BC	AC
elastisch	Stollen 1996 [mm]	3,072	5,393	6,364	4,665	6,134
+ transient	Tunnel 1881 [mm]	5,424	6,146	6,124	6,407	8,393
	[%]	77	14	-4	37	37
stationär	Stollen 1996 [$\frac{mm}{a}$]	0,196	0,379	0,518	0,286	0,288
	Tunnel 1881 [$\frac{mm}{a}$]	0,529	0,571	0,648	0,481	0,522
	[%]	170	51	25	68	81

Tabelle 8.13: Zunahme der Konvergenzen in Richtung der fiktiven Messstrecken im Tunnel 1881 gegenüber den Messstrecken im Querstollen 1996 nach 12 Jahren Standzeit

8.3.5.3 Variation der Verzerrungsrate des stationären Kriechens

Die Anisotropie des Primärspannungszustandes und der annähernd horizontale Verlauf der Schichtung haben zur Folge, dass das Gebirge in schichtungorthogonaler Richtung stärker belastet wird als in schichtungsparalleler Richtung. Im Vergleich zu den Prüfkörpern aus den laborativen Untersuchungen und der Art der Lastaufbringung bei TC-Versuchen kommt dieser in situ-Zustand am ehesten dem Prüfkörperzustand bei einem TC-Versuch an einem S-Prüfkörper, d.h. einem Prüfkörper eines senkrecht zur Schichtungsrichtung erbohrten Bohrkerns, nahe. Die Wahl eines Zahlenwertes von $\varepsilon_{v,f} = 0,5\%$ für die Bruchverzerrung aus dem vorigen Abschnitt scheint damit bei Betrachtung der aus Laborversuchen abgeleiteten und in Bild 8.104 zusammengestellten Bruchverzerrungen zu tief gegriffen und kann minimalspan-



nungsabhängig auf den Zahlenwert gemäß der in diesem Bild gezeigten Ausgleichsgerade für S-Prüfkörper heraufgesetzt werden (auf Zahlenwerte um $\varepsilon_{v,f} \approx 0,7\%$). Wie in Bild 8.105 zu sehen ist, wird dieser Grenzwert jedoch in nur wenigen Bereichen des Gebirges erreicht, so dass die in Abschnitt 8.3.4.6 eingeführte Reduktion der stationären Kriechrate aufgrund der Ausbildung eines teilgesättigten und dadurch verfestigten Nahfeldbereiches mit Blick auf die Erklärung der beobachteten Entfestigungen als zu stark eingeschätzt werden kann. Der eingeschätzte Vorfaktor 10 für den Grundwert $\bar{\eta}_M^*$ des *Maxwell*-Viskositätsmoduls wird somit in zwei neuen Berechnungsvariationen auf die Zahlenwerte 5 bzw. 1 abgemindert, so dass die auf diese Weise erhöhte stationäre Kriechrate zu größeren Verzerrungen führen wird, die möglicherweise imstande sind, entlang größerer Konturbereiche ein Kriechbruchversagen herbeizuführen. Die Variation des Vorfaktors auf den Zahlenwert 1 ist dabei als Vernachlässigung des teilsättigungsinduzierten Verfestigungseffektes zu interpretieren und ist nur zu Vergleichszwecken in die Analyse einbezogen worden.

Bild 8.107 zeigt die berechneten Konvergenzen in Richtung der fiktiven Messstrecken des Haupttunnels bei den unterschiedlich angesetzten stationären Kriechverzerrungsraten entsprechend den drei Variationssituationen. Die physikalisch modellierte Verfestigung des Gebirges im Tunnelkonturbereich nach 1,5 Jahren reduziert die Gebirgsverformungen deutlich – ersichtlich aus den Zahlenwerten der Konvergenzraten in Tabelle 8.14. Besonders von dieser Deformationsreduktion betroffen sind mit einer Reduktion auf 41-44% bzw. 26-28% die vom Messbolzen A ausgehenden Messstrecken. Daraus folgt, dass sich die Verfestigung des Nahfeldgebirges im Eckbereich in einem erhöhten Maß in Form einer Erhöhung der Steifigkeit auswirkt.

Berechnungsvariation ($\bar{\eta}_M^*$ -Vorfaktor)		AE	AD	BD	BC	AC
1	$[\frac{mm}{a}]$	0,958	1,021	1,066	0,824	1,010
5	$[\frac{mm}{a}]$	0,411	0,445	0,509	0,388	0,418
	[%]	43	44	48	47	41
10	$[\frac{mm}{a}]$	0,256	0,283	0,344	0,260	0,259
	[%]	27	28	32	32	26

Tabelle 8.14: Konvergenzraten in Richtung der fiktiven Messstrecken des Tunnels 1881 aus dem stationären Kriechprozess, absolut und relativ zur Variation mit Vorfaktor 1

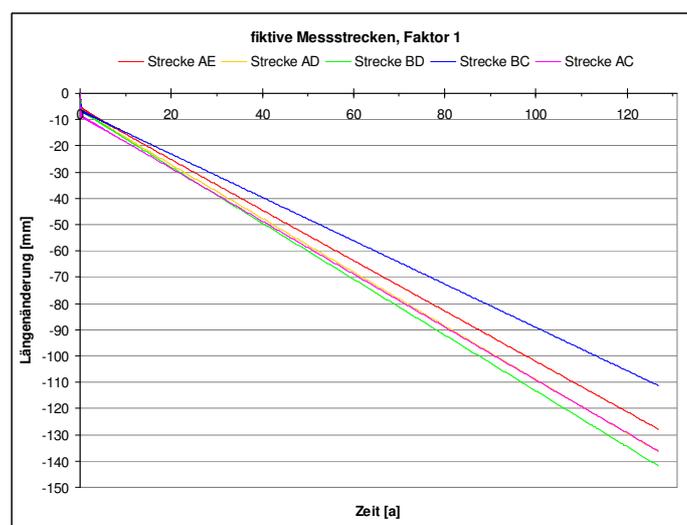
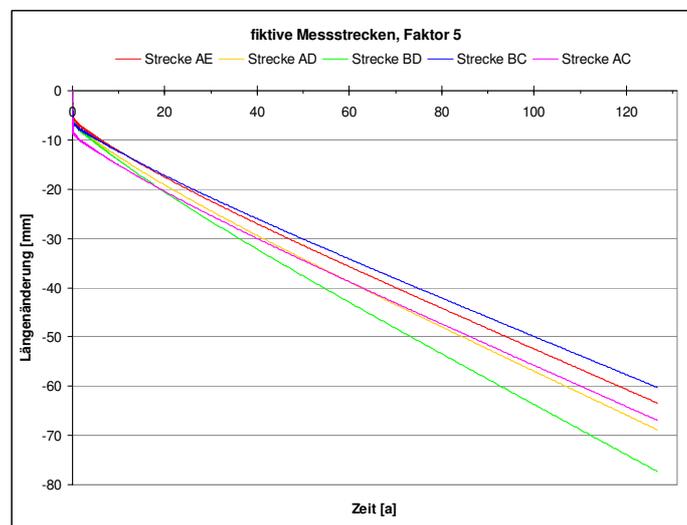
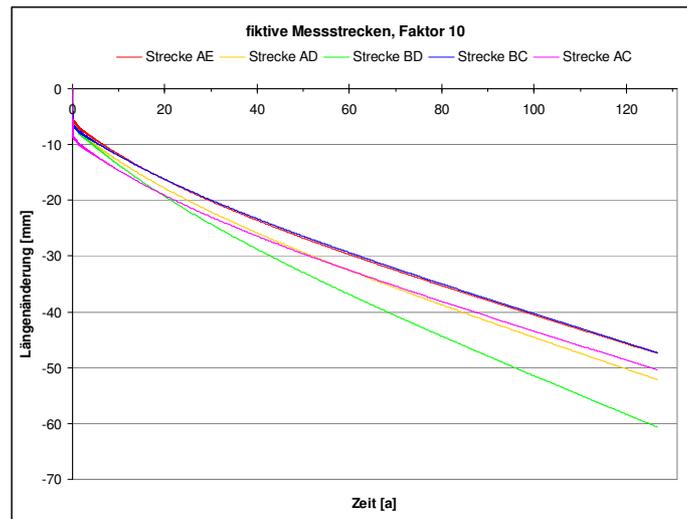


Bild 8.107: Berechnete Konvergenzen in Richtung der fiktiven Messstrecken des Tunnels 1881 bei Variation der Vorfaktoren für den Viskositätsbeiwert (oben: 10; Mitte: 5; unten: 1)

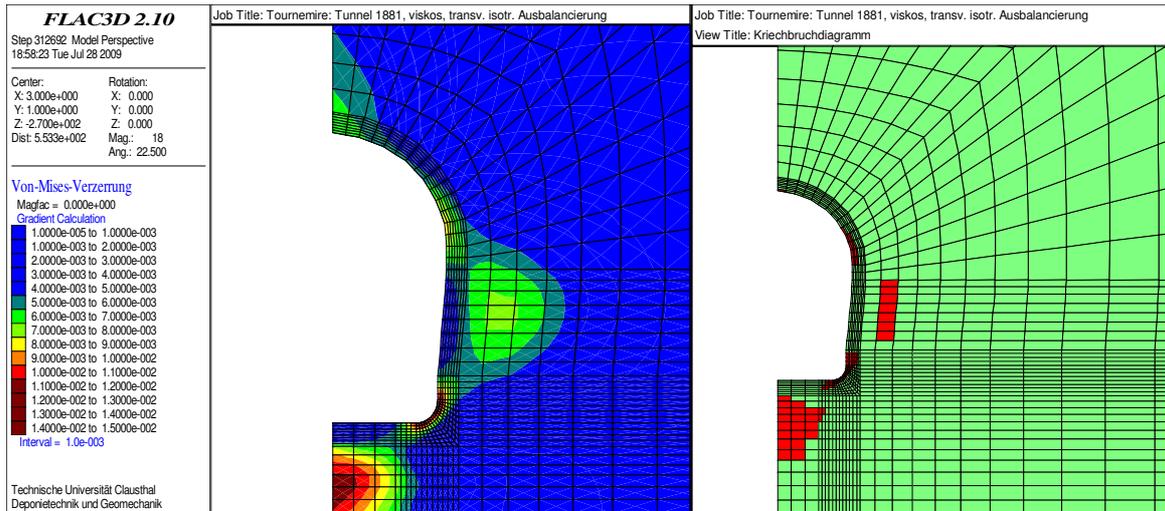


Bild 8.108: Vergleichsverzerrungsplot und Schädigungsdiagramm, Variation mit Vorfaktor 10

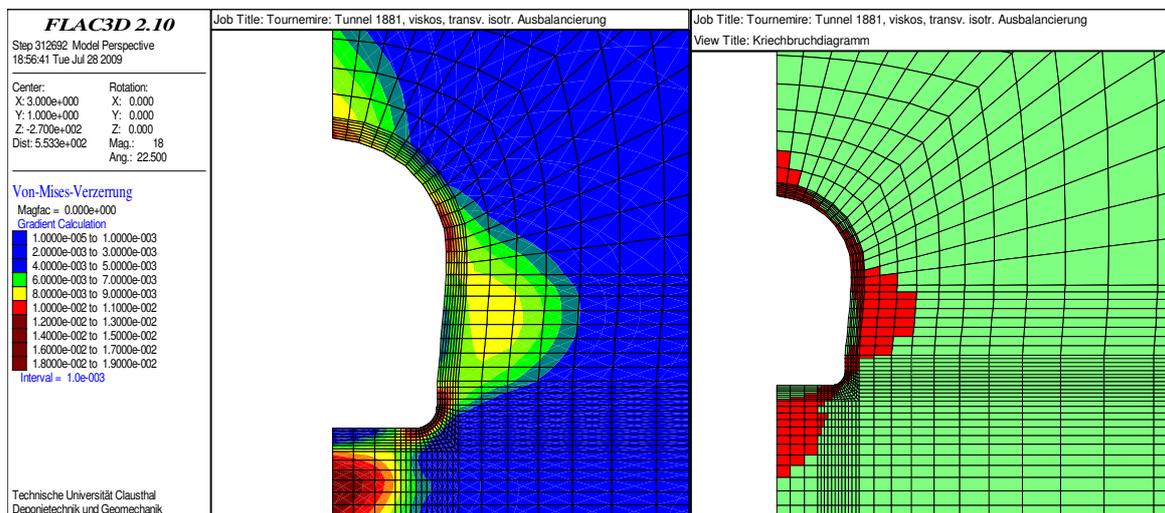


Bild 8.109: Vergleichsverzerrungsplot und Schädigungsdiagramm, Variation mit Vorfaktor 5

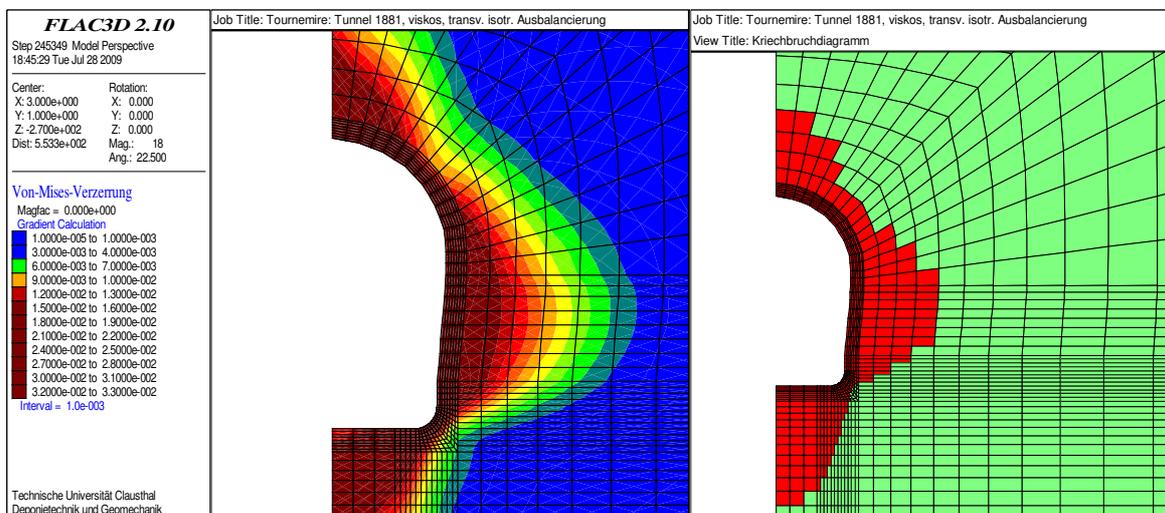


Bild 8.110: Vergleichsverzerrungsplot und Schädigungsdiagramm, Variation mit Vorfaktor 1



Die Bilder 8.108 bis 8.110 zeigen die berechneten Vergleichsverzerrungen und die daraus mit Ansatz der Bruchverzerrungsgrenze aus Bild 8.104 erhaltenen Bruchzonen nach einer Standzeit von 123 Jahren. Zu erkennen ist grundsätzlich eine Zunahme von Ausbreitung und Intensität der Kriechverzerrungen mit der Abnahme des Vorfaktors für den Grundwert $\bar{\eta}_M^*$ des *Maxwell*-Viskositätsmoduls. Damit verbunden ist eine Ausbreitung der Bruchzonen bis an die Tunnelkontur, die allerdings erst bei einem Vorfaktor von unter 5 die gesamte Kontur betrifft. Zudem entsteht der Kriechbruch in allen Berechnungsvariationen nicht in überall gleichmäßigem Abstand zur Kontur; vielmehr steigen die Vergleichsverzerrungen verstärkt im First-, Stoß- und Sohlenbereich an, so dass im Gegensatz zum Befund hinsichtlich der Ausdehnung der Bruchzonen eine deutliche Erhöhung des Faktors erforderlich wäre, um in diesen Konturbereichen eine Ausbildung von Bruchzonen im Umfang der in situ beobachteten Auflockerungszonen zu erhalten. Inwieweit die mit einer Variation des Vorfaktors einhergehende Verstärkung bzw. Abschwächung des Effekts der Porenwasserentsättigung auf das mechanische Tragverhalten jedoch realitätsnah ist, ist anhand weiterer laborativer Untersuchungen, Modell- und Parametervariationen und Gegenüberstellung von Berechnungsergebnissen und Beobachtungen zu klären.

Aus diesem Grund wird in den folgenden Abschnitten an dem Vorfaktor 10 aus der Berechnungsvariation VS1996 für den Grundwert $\bar{\eta}_M^*$ des *Maxwell*-Viskositätsmoduls bei entsättigungsbedingten Verfestigungen von Gebirgsbereichen festgehalten.

8.3.5.4 Ansatz der zonal dilatanzinduzierten Entsättigung

Den vorangegangenen Abschnitten zufolge hat die Einführung des Kriechbruchkriteriums auf Basis einer Kriechverzerrungsgrenze in Verbindung mit der Übernahme der Parameter- und Modellanpassungen aus den Konvergenzsimulationen des Querstollens 1996 zwar mit der numerischen Erlangung größerer Bruchzonen einen Ansatz zur Erklärung der in situ beobachteten Gebirgsentfestigungen geliefert, aber die Ausdehnung der von einem Kriechbruchversagen betroffenen Gebirgsbereiche ist diesbezüglich bislang zu gering ausgefallen. Im letzten Abschnitt ist in dieser Hinsicht die verstärkende Auswirkung einer Anhebung der stationären Kriechverzerrungsrate auf das Kriechbruchverhalten des Gebirges untersucht worden, führte jedoch zu keinem befriedigenden Ergebnis. Eine weitere Möglichkeit zur Erhöhung der Kriechverzerrungen im Rahmen des Kriechprozesses im Verlauf der Zeit besteht noch darin,



den von der Teilsättigung betroffenen Gebirgsbereich zu verkleinern. Laborative Messungen haben eine für Tonstein relativ geringe Porosität von $\phi = 9\%$ und eine für Tonstein ebenfalls relativ geringe Permeabilität von $K = 10^{-19} \text{ m}^2$ (entspricht $k_f = 10^{-12} \text{ m/s}$) ergeben, so dass trotz einer bewetterungsbedingten Porenwasserverdunstung an der Tunnelkontur ein nur sehr langsam ablaufender Prozess des verdunstungsbedingten Porendruckabbaus im dahinter befindlichen Gebirge, einhergehend mit einer dort nur langsam fortschreitenden Entsättigung des Gesteins, plausibel erscheint.

Es gäbe an dieser Stelle die Möglichkeit, den entsprechend Bild 8.101 fiktiv verfestigten Gebirgsbereich manuell zu verkleinern. Eine Glättung der unregelmäßigen Form der deformationsbasiert identifizierten Bruchbereiche wäre dabei allerdings nicht zu erwarten – es sei denn, die Form des von der Teilsättigung betroffenen Nahfeldes würde in einer ähnlichen Art und Weise festgelegt wie die Verteilung der Vergleichsspannungen und der Bruchzonen in den Bildern 8.108 bis 8.110, so dass an Stellen mit bis dato tiefergehenden Bruchbereichen ein breiterer Verfestigungsbereich zu einer großräumigeren und damit stärkeren Verzögerung des Kriechprozesses führte. Die Form des Verfestigungsbereiches müsste zu diesem Zweck jedoch willkürlich festgelegt werden, und es bestünde kein oder nur ein unzureichender Bezug zu Messbefunden, *Rejeb (2006)*, Simulationsergebnissen oder Erfahrungswerten, so dass diese Möglichkeit als zu spekulativ angesehen werden kann.

Eine unkompliziertere und plausiblere Option besteht hingegen darin, den Viskositätsgrundwert $\bar{\eta}_M^*$ während der Berechnung in jedem Element des numerischen Modells genau zu dem Zeitpunkt mit dem Faktor 10 zu multiplizieren und dadurch dort eine Verfestigung herbeizuführen, zu dem von einer Intensivierung des Entsättigungsprozesses etwa durch Ausbildung von Mikrofissuren auszugehen ist. Die Bestimmung dieses Zeitpunktes erfolgt dabei über die Einführung einer Grenze für die kritischen Verzerrungen, die das Auftreten dilatanter Verzerrungen charakterisiert. Diese Dilatanzverzerrungsgrenze wird in einem ersten Ansatz auf $\varepsilon_{v,s} = 0,5\%$ festgelegt. Wird in einem Element also nunmehr die Dilatanzverzerrungsgrenze erreicht, begünstigen der Modellvorstellung zufolge die entstehenden Mikrorisse den Porenwasserdruckabbau und Porenwasserfluss in Richtung des Tunnels. Außerdem wird das Porenvolumen vergrößert. Beide Mechanismen haben zur Folge die Ausbildung einer Teilsättigung in diesem geschädigten Element und damit auch eine saugspannungsbedingte Verfestigung des dort anstehenden Gesteins. Physikalisch wird diese Veränderung in den Materialeigen-

schaften durch die Herabsetzung der stationären Kriechrate, d.h. Verzehnfachung des *Maxwell*-Viskositätsgrundwertes, modelliert. Mit dieser Berechnungsvariation mit automatisierter Generierung dilatanter Zonen wird indirekt ein Prozess simuliert, der ergebnisbezogen der zuvor beschriebenen Möglichkeit der manuellen Festlegung von Verfestigungsbereichen ähnelt, da in Gebirgsbereichen mit bis dato tiefergehenden Bruchzonen die Dilatanzverzerrungsgrenze schneller erreicht wird und dort somit eine vorzeitige Ausweisung von Teilsättigungszonen sowie eine Verfestigung resultieren. Damit folgt dann eine Verlangsamung des Kriechprozesses.

Da bei der letzten Variationssituation nach einem Berechnungszeitraum von 1,5 Jahren entsprechend Bild 8.111 noch in keinem Gebirgsэлеment die Dilatanzverzerrungsgrenze erreicht wurde und somit auch die angesetzte Breite von 1 m im bisher verfolgten Ansatz des sich nach 1,5 Jahren ausbildenden Teilsättigungsbereiches entsprechend Bild 8.111 deutlich zu hoch gegriffen scheint, ist von einer Verzögerung des Entsättigungsverfestigungsprozesses auszugehen. Aufgrund der damit jedoch einhergehenden verstärkten Kriechdeformationen wird – trotz der zwischenzeitlichen teilsättigungsbedingten Materialverfestigung – schneller die Kriechbruchverzerrungsgrenze erreicht, so dass auch eine früher eintretende Materialentfestigung mit der Folge größerer Versagensbereiche zu erwarten ist.

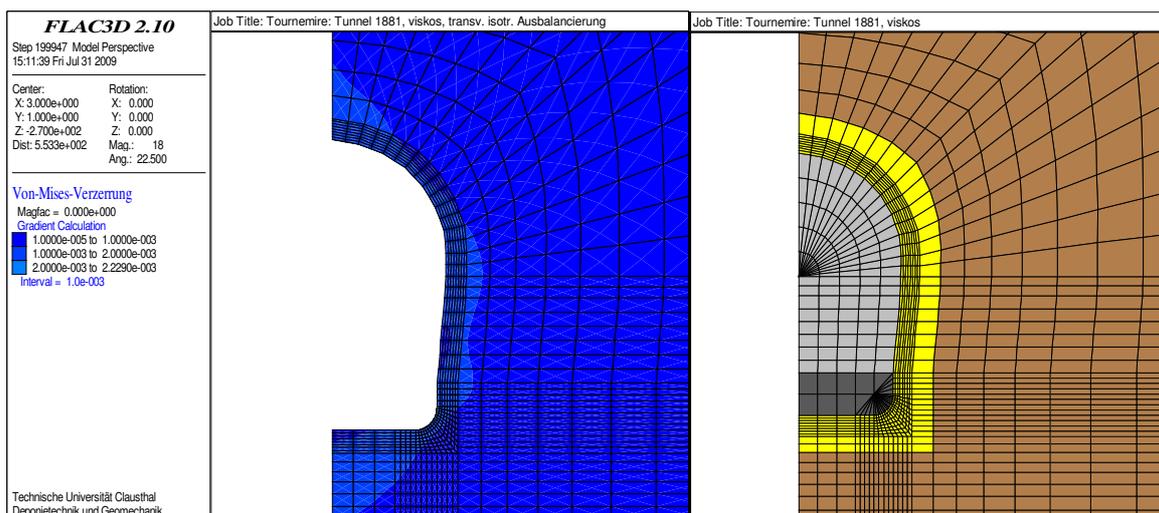


Bild 8.111: Vergleichsverzerrungen nach 1,5 Jahren Standzeit mit Kriechprozess (links) im Vergleich zu der Definition des Entsättigungsbereiches der vorhergehenden Variationen (rechts)

Die Bilder 8.112 bis 8.115 zeigen die Konvergenzen in Richtung der fiktiven Messstrecken sowie die zugehörigen Konvergenzraten über die Zeit für die vorhergehende und für die aktuelle Berechnungsvariation. Dabei wird jeweils ein Ausschnitt der berechneten Kurve über die ersten drei Jahre vergrößert angezeigt. In Tabelle 8.15 sind die Messstrecken-Konvergenzen aus den beiden Berechnungsvariationen einander gegenübergestellt.

Konvergenzen	Entsättigungsbereich	AE	AD	BD	BC	AC
elastisch	<i>1m-Nahfeld</i> [mm]	5,424	6,146	6,124	6,407	8,393
+ transient	dilatanzinduziert [mm]	5,424	6,146	6,124	6,407	8,393
	[%]	0	0	0	0	0
stationär	<i>1m-Nahfeld</i> [mm]	42,006	46,014	54,556	40,913	42,007
	dilatanzinduziert [mm]	59,376	64,754	68,046	52,263	63,997
	[%]	41	41	25	28	52

Tabelle 8.15: Zunahme der berechneten Konvergenzen in Richtung der fiktiven Messstrecken bei dilatanzinduzierter Entsättigung gegenüber dem fest vorgegebenem Entsättigungsbereich

Ein Vergleich der Konvergenzkurven und der Zahlenwerte zeigt einen deutlichen Anstieg der berechneten stationären Kriechverformung bei Ansatz des Dilatanzkriteriums um 25-52%, wobei die überproportionale Zunahme der vom unteren Ulmenbereich des Tunnels ausgehenden Messstrecken AE, AD und AC bereits als ein Hinweis auf eine Glättung in der Ausdehnung der Bruchbereiche interpretiert werden kann. In den ersten 1,5 Jahren unterscheiden sich dabei die Zahlenwerte aufgrund der in beiden Variationen fehlenden Ausbildung von Dilatanzzonen nicht, so dass insbesondere kein Anstieg der Messstrecken-Konvergenzen aus den elastischen und transienten Verformungen vorliegt. Der Wegfall des nach Ablauf von 1,5 Jahren fest vorgegebenen Teilsättigungs- und damit Verfestigungsbereiches wird besonders deutlich ersichtlich in den vergrößerten Ausschnitten in den vier Abbildungen durch einen nunmehr glatten Verlauf der Konvergenzraten.

Eine signifikante Änderung der Größenordnung dieser Konvergenzraten tritt in der aktuellen Berechnungsvariation erst nach Ablauf von etwa 20 Jahren auf. Die Größenordnung der Konvergenzraten aus der letzten Berechnungsvariation direkt nach der Festlegung bzw. Aktivierung des Teilsättigungs- bzw. Verfestigungsbereiches wird erst nach etwa 40 Jahren erreicht. Somit benötigt das Gebirge im Tunnelnahbereich bei der Simulation unter dilatanzinduzierter Entsättigung ungefähr 40 Jahre, um zumindest im Bereich der fiktiven Messbolzen einen

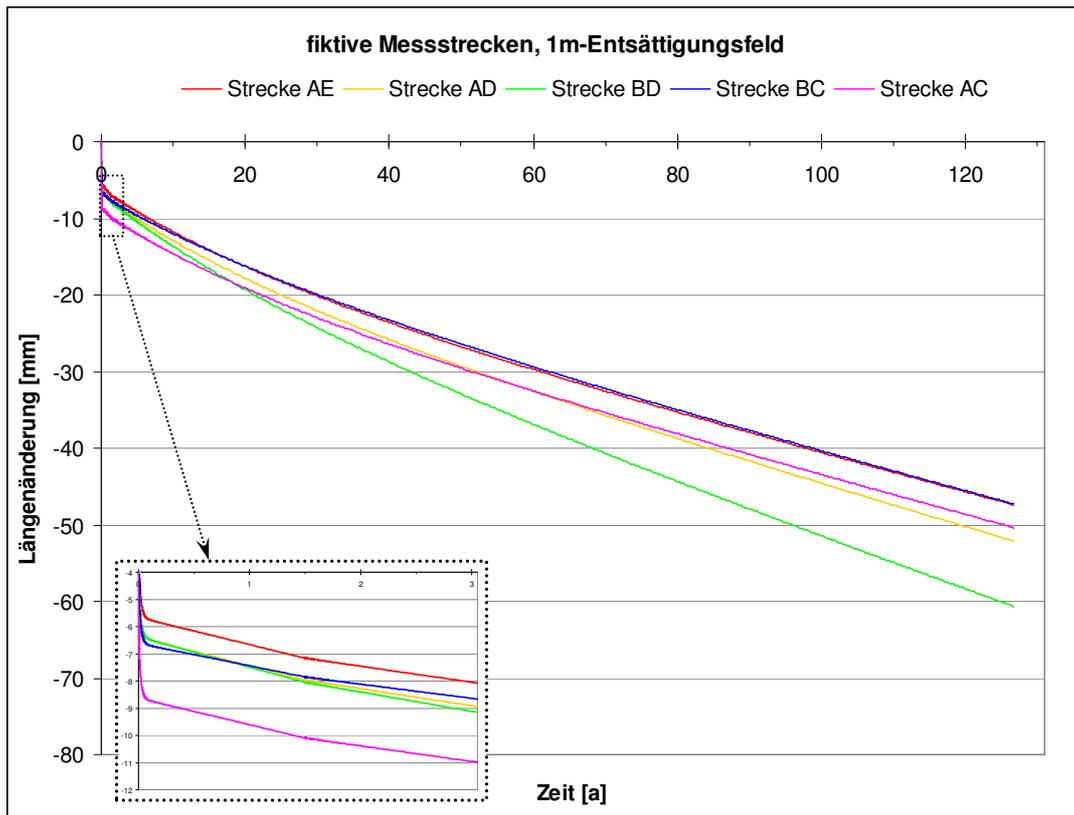


Bild 8.112: Berechnete Konvergenzen in Richtung der Messstrecken bei fest vorgegebenem Entsättigungsbereich

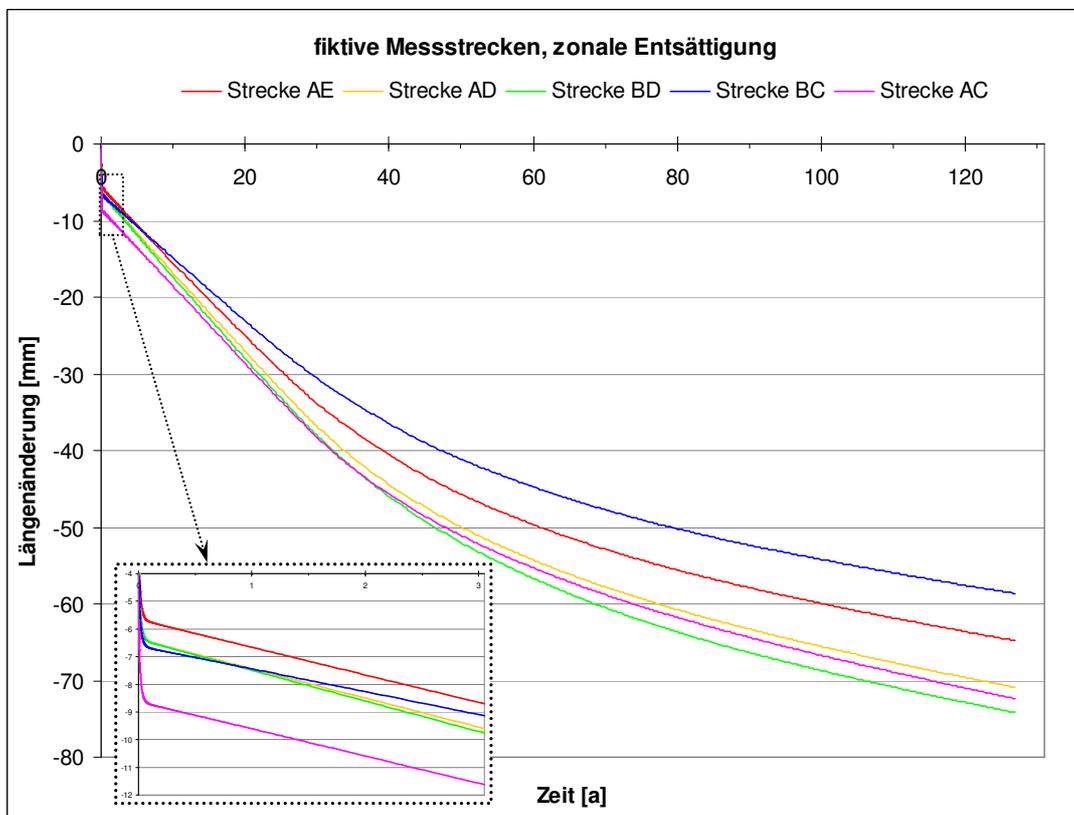


Bild 8.113: Berechnete Konvergenzen in Richtung der Messstrecken bei Ansatz der dilatanzinduzierten Entsättigung

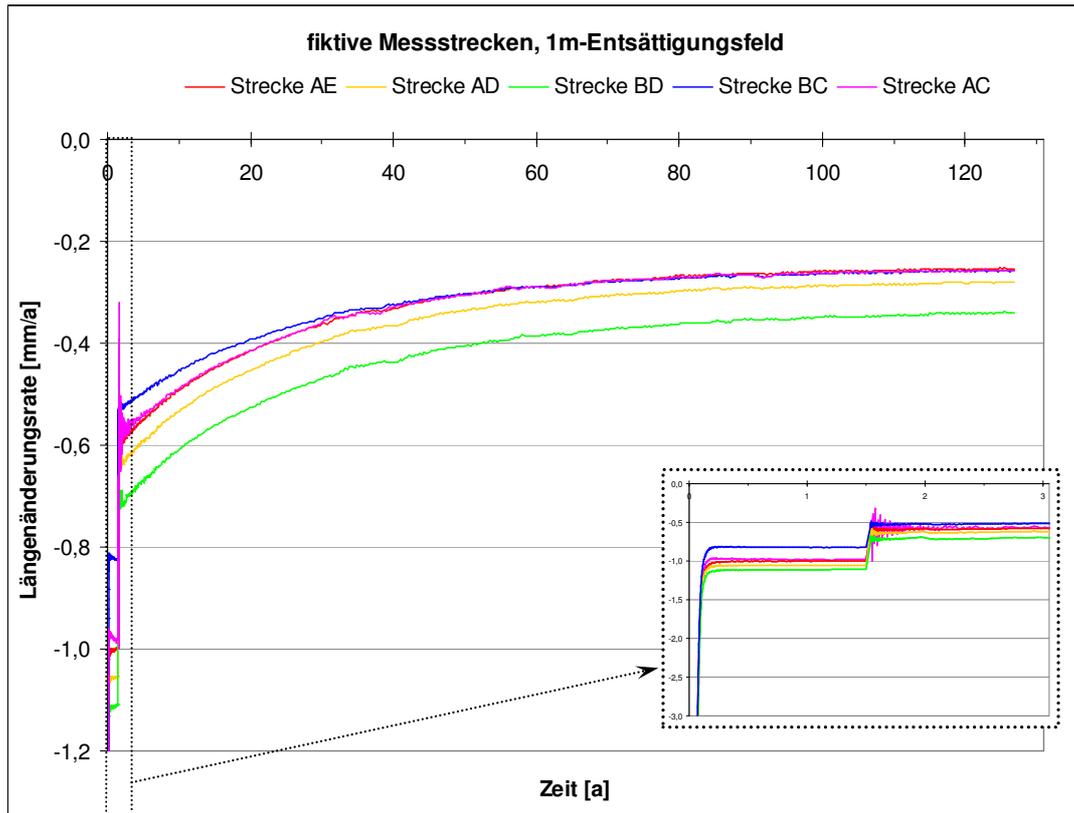


Bild 8.114: Berechnete Konvergenzraten bei fest vorgegebenem Entsättigungsbe-
reich

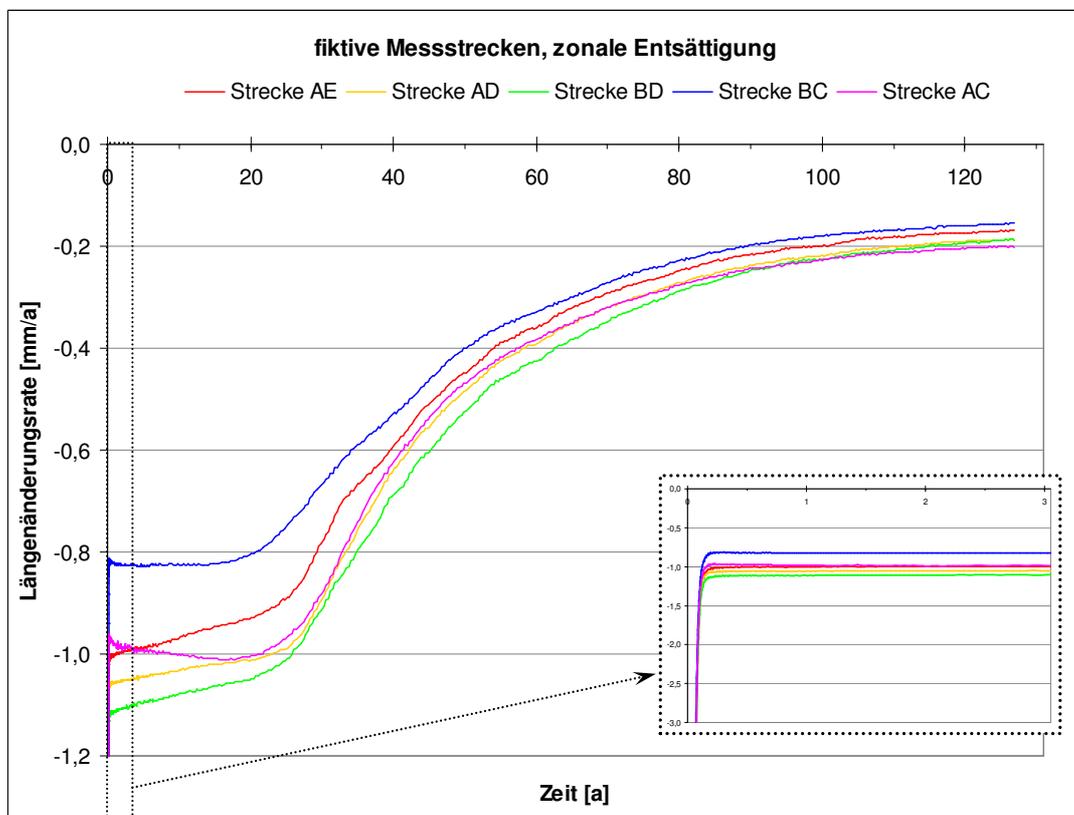


Bild 8.115: Berechnete Konvergenzraten bei Ansatz der dilatanzinduzierten Entsät-
tigung

Teilsättigungsbereich in der Ausdehnung entsprechend Bild 8.111 auszubilden. Folglich kann sich dort das Gebirge mindestens über diesen Zeitraum hinweg stärker deformieren als bei der Simulation mit dem fest vorgegebenen Teilsättigungsbereich. Die weitere Ausbreitung des Teilsättigungsbereiches in der aktuellen Variation führt allerdings zu einer schnelleren Abnahme der Konvergenzrate, so dass ab einem Zeitpunkt von etwa $t \approx 65 a$ nach Tunnelausbruch der Deformationsprozess langsamer abläuft als in der letzten Variation. Die Gesamtdeformation nach Ablauf der kompletten Simulationszeit von 127 Jahren fällt dabei zwar immer noch größer aus als in der letzten Variation, langfristig würde sich dieses Verhältnis jedoch umkehren.

Bild 8.116 zeigt die Zeiten, zu denen in den einzelnen Elementen des Berechnungsmodells die mit der Ausbildung von Mikrorissen assoziierte Vergleichsverzerrung von $\varepsilon_{v,s} = 0,5\%$ erreicht wird. Es ist erkennbar, dass die Ausbildung dilatanter Zonen im Firstbereich, im oberen Ulmenbereich und im Eckbereich beginnt und sich von dort aus gleichmäßig in das Gebirge hinein fortentwickelt. Bestätigt wird ferner, dass der im Bild magentafarbig gekennzeichnete dilatant beanspruchte Gebirgsbereich nach Ablauf von 40 Jahren in Höhe der fiktiven Mess-

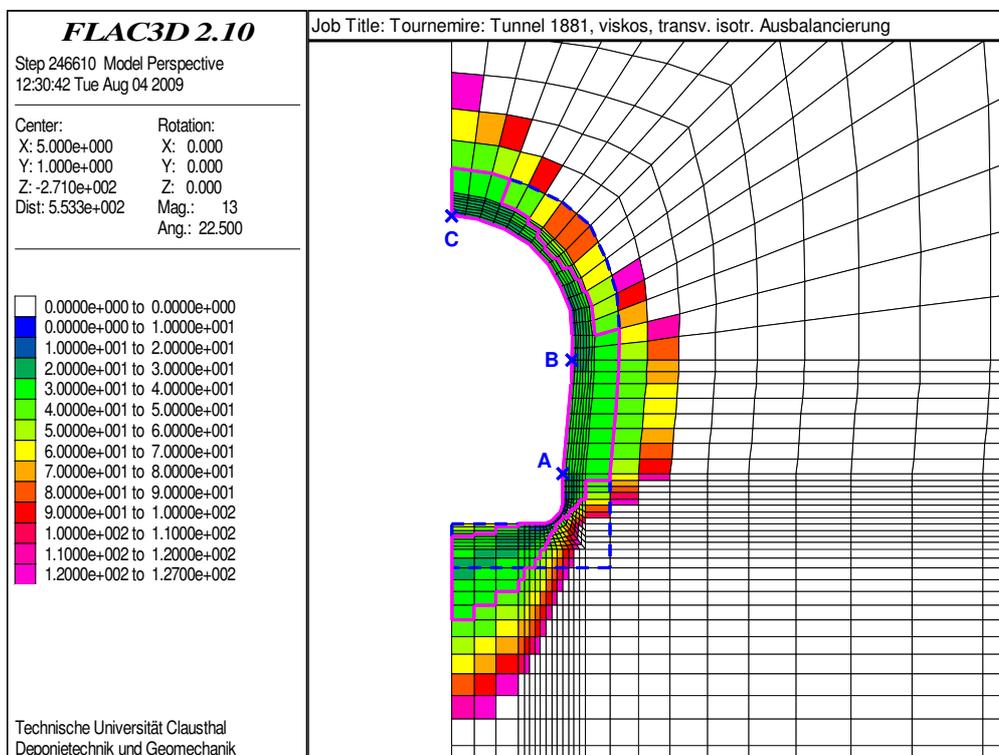


Bild 8.116: Zeitabhängige Entwicklung des Erreichens der Dilatanzverzerrungsgrenze in der Variation mit dem Ansatz der dilatanzinduzierten Entsättigung

bolzen die Ausdehnung der in der letzten Berechnungsvariation vorgegebenen Dilatanzzone (= Verfestigungszone) erreicht. Dieser Gebirgsbereich ist durch eine blaue gestrichelte Linie umrandet, vergleiche Bilder 8.100 und 8.111.

Des Weiteren ist aus Bild 8.117 im Vergleich zu den Bildern 8.108 bis 8.110 ein gleichförmiger Verlauf der Vergleichsverzerrungen zu ersehen, der entsprechend dem Versagenskriterium (= Entfestigungskriterium) ebenfalls eine gleichförmigere Ausbreitung der Entfestigungszonen zur Folge hat. Dem Maßstab aus Bild 8.118 zufolge erreichen die geschädigten Gebirgsbereiche etwa Mächtigkeiten von $0,60\text{ m}$ im Firstbereich, von $0,30\text{ m}$ bis 1 m im UImenbereich und von $0,25\text{ m}$ im Eckbereich bis hin zu $1,40\text{ m}$ im Sohlenbereich. Sie befinden sich im Gegensatz zu den geschädigten Gebirgsbereichen der vorherigen Berechnungsvariationen relativ nah an der im Eisenbahntunnel in situ beobachteten Ausdehnung der Gebirgsentfestigungen zwischen 40 cm und 85 cm , Rejeb (2006).

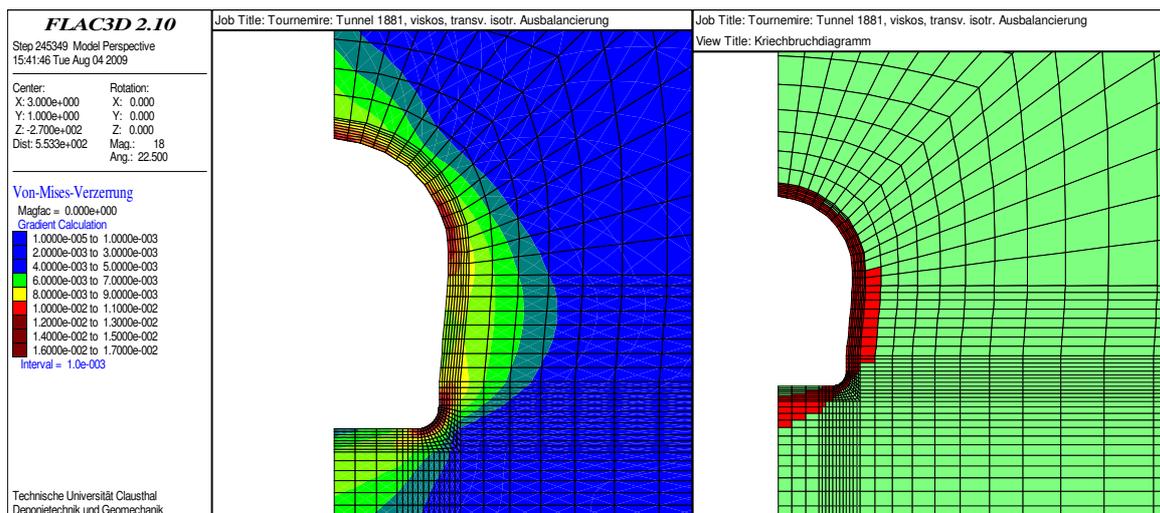


Bild 8.117: Vergleichsverzerrungsplot und Schädigungsdiagramm der Berechnungsvariation mit Ansatz der dilatanzinduzierten Entsättigung

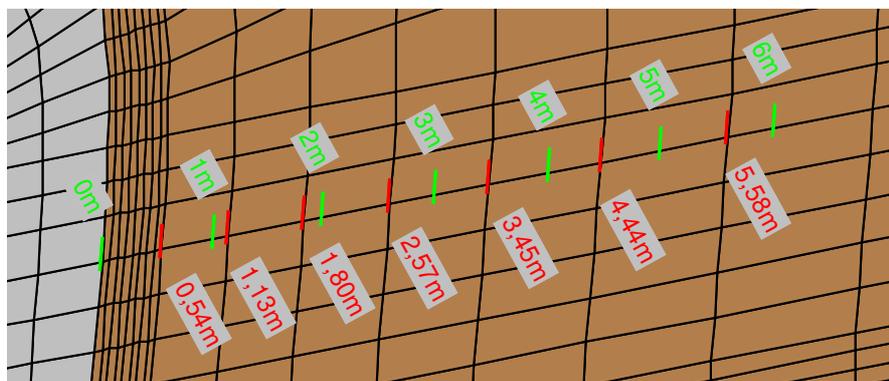


Bild 8.118: Maßangaben zum diskretisierten Modell des Tunnels 1881 (Stoßbereich)



Mit der Einführung des verzerrungsabhängigen Kriechbruchkriteriums und der Kopplung des hydraulischen Prozesses der Porenwasserentsättigung an den mechanischen Prozess der Ausbildung von Mikrofissuren (Volumendilatanz) bei Erreichen eines bestimmten prozentualen Anteils dieser Kriechbruchverzerrung (= Schädigungsgrenze) ist es vorerst gelungen, einen qualitativen und in einem gewissen Rahmen auch quantitativen Erklärungsansatz für die im Konturbereich des Haupttunnels 1881 festgestellten Auflockerungszonen zu finden. Daher wird die aktuelle Berechnungsvariation im Folgenden mit VT1881 bezeichnet. Diese Abkürzung steht für „Variationssituation Tunnel 1881“.

In den kommenden Abschnitten wird diese Berechnungsvariation auf den Querstollen 1996 zurückübertragen, und es werden weitere Anpassungen am Berechnungsmodell und seiner Parameter basierend auf Resultaten aus laborativen Untersuchungen, Simulationen und Einschätzungen vorgenommen.

8.3.6 Berechnungsvariationen zur gleichzeitigen Simulation von Konvergenz und Konturbruchverhalten

8.3.6.1 Übersicht

Die vorangehenden Abschnitte 8.3.4 und 8.3.5 haben sich mit der Modifikation eines zunächst nach laborativen Erkenntnissen aufgebauten physikalischen Modells befasst. Dazu sind real ablaufende Prozesse grob physikalisch modelliert worden, um eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen rechnerischen Befunden und den Befunden aus in situ-Messungen und -Beobachtungen zu erreichen. In beiden Abschnitten war es möglich, auf diese Weise ein Simulationsmodell zu entwickeln, mit dem die jeweilige Zielsetzung in einem hinreichenden Maß erfüllt werden konnte. Die Synthese dieser Modelle könnte jedoch durchaus weitere Fragestellungen und Unstimmigkeiten hervorrufen, die es dann zu beheben gäbe. Möglicherweise sind Gesteinskennwerte zwar im Rahmen ihrer laborativ belegten Streubreite abgeleitet worden, charakterisieren aber auch in Verbindung mit den gebirgsmechanisch für erforderlich gehaltenen Modifikationen dennoch das Gebirgsverhalten nicht hinreichend zutreffend. Nicht auszuschließen ist, dass auch noch weitere bis dato unberücksichtigt gebliebene Effekte auf das Gebirge einwirken, deren Berücksichtigung dann letztendlich zu zufriedenstellenden rechnerischen Befunden führen könnte.



Zunächst wird wie bereits auch in Abschnitt 8.3.5.2 das für die eine Auffahrungssituation präzisierte Berechnungsmodell an den Befunden der anderen Auffahrungssituation überprüft, d.h. hier konkret, dass die Parameter und Ansätze aus der Berechnungsvariation VT1881 auf den Querstollen 1996 zurückübertragen werden und das Ergebnis mit dem Ergebnis aus der Variation VS1996 verglichen wird. In den darauffolgenden Abschnitten 8.3.6.3 und 8.3.6.4 werden eine weitere Adaption des Bruchverzerrungskriteriums vor dem Hintergrund des anisotropen Materialverhaltens und mit Blick auf die Dilatanzverzerrungsgrenze sowie Variationen der stationären Kriechrate diskutiert.

8.3.6.2 Rückübertragung der für den Tunnel 1881 ausgearbeiteten Berechnungsvariation auf den Stollen 1996

Nach der Ausarbeitung der Berechnungsvariation VS1996 ist diese unter Vertauschung der Seitendruckbeiwerte auf den Haupttunnel übertragen und mit wenigen weiteren Modifikationen in die Variation VT1881 überführt worden. Die einzige Modifikation, die sich bei der Rückübertragung der Variation VT1881 auf den Querstollen 1996 bei Rücktauschung der Seitendruckbeiwerte auf den Verlauf der Konvergenzen in Richtung der Messstrecken auswirken kann, ist die zonal dilatanzinduzierte Entsättigung mit entsprechender kriteriengesteuerter lokal-dynamischer Entwicklung der Verfestigungszone an Stelle des von vornherein fest vorgegebenen Verfestigungsbereiches. Die Bilder 8.119 und 8.120 zeigen die aus der rechnerischen Simulation erhaltenen Konvergenzen der beiden Messstrecken AC und BD aus den Berechnungsvariationen VS1996 und VT1881 sowie ihre Raten im Vergleich.

Davon ausgehend, dass die Ergebnisse der Variation VS1996 bereits gute Approximationen an die entsprechenden in situ gemessenen Konvergenzen der Messstrecken AC und BD darstellen, ist leider zu konstatieren, dass sich in der zurückübertragenen Variationssituation die rechnerisch ermittelten Konvergenzen wieder von den Messwerten entfernen, die Konvergenzrate nur langsam abnimmt. Wie nach den Resultaten aus Abschnitt 8.3.5.4 zu erwarten ist, ist der Berechnungszeitraum von 12 Jahren, der den realen, seit der Auffahrung verstrichenen Zeitraum bis zum Jahr 2008 repräsentiert, zu kurz für eine hinreichend starke Ausbildung von Teilsättigungszonen, die dann zu einer Verfestigung von Gebirgsbereichen und in der Folge zu einer Verlangsamung des Kriechprozesses und somit zu einer Verringerung der

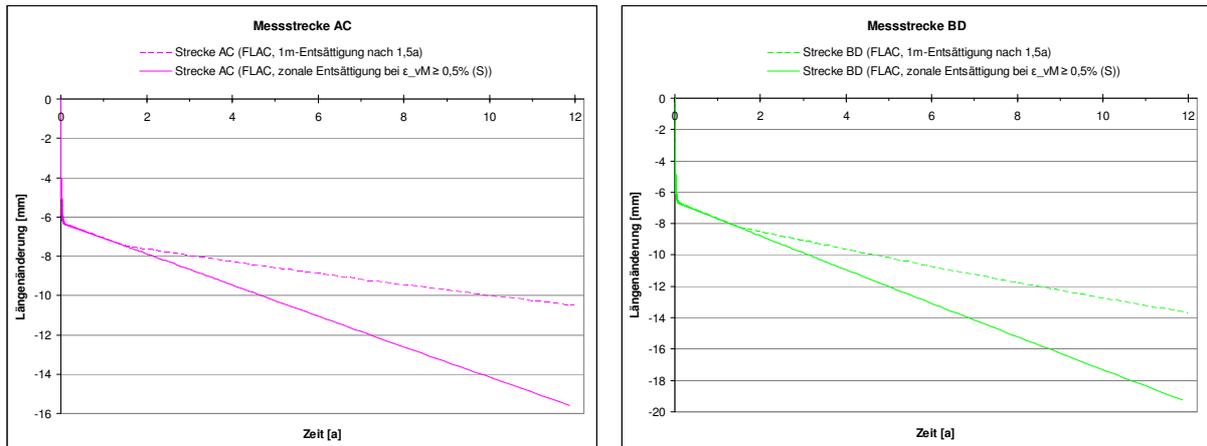


Bild 8.119: Berechnete Konvergenzen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke des Stollens 1996 über die Zeit bei fest definiertem Entsättigungsbereich (gestrichelte Linien) und bei dilatanzinduzierter Entsättigung (durchgezogene Linien)

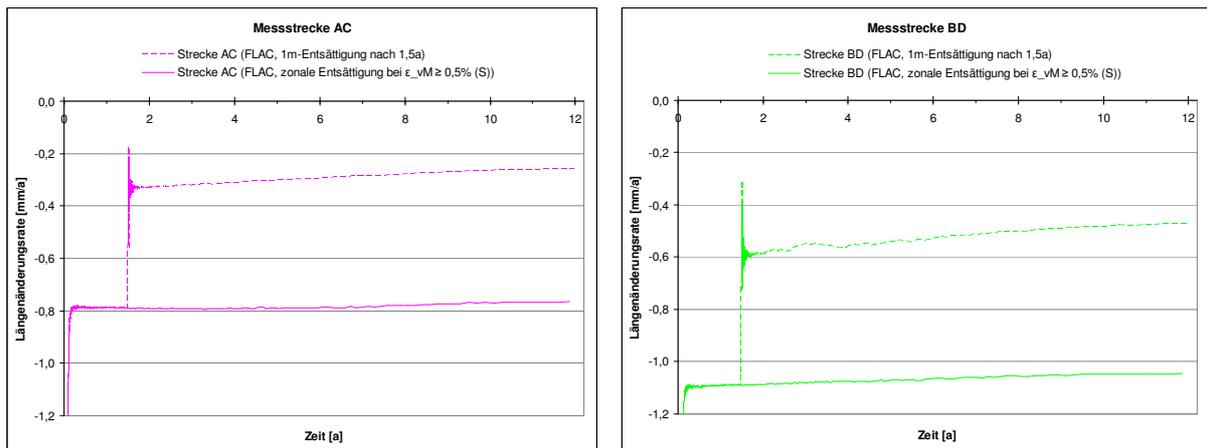


Bild 8.120: Berechnete Konvergenzraten in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke des Stollens 1996 über die Zeit bei fest definiertem Entsättigungsbereich (gestrichelte Linien) und bei dilatanzinduzierter Entsättigung (durchgezogene Linien)

Messstrecken-Konvergenzen nach dem aus Bild 8.88 ersichtlichen Zeitraum von 0,5 bis 2,5 Jahren imstande wäre. Bild 8.121 zeigt die rechnerisch von der Teilsättigung betroffenen Gebirgselemente – analog zu Bild 8.116 gestaffelt nach den Zeiträumen, die jeweils zum Erreichen der Dilatanzverzerrung erforderlich waren. Zu sehen ist nach einer Standzeit von 12 Jahren lediglich der Beginn einer Ausbildung von dilatanten Zonen im First- und Eckbereich.

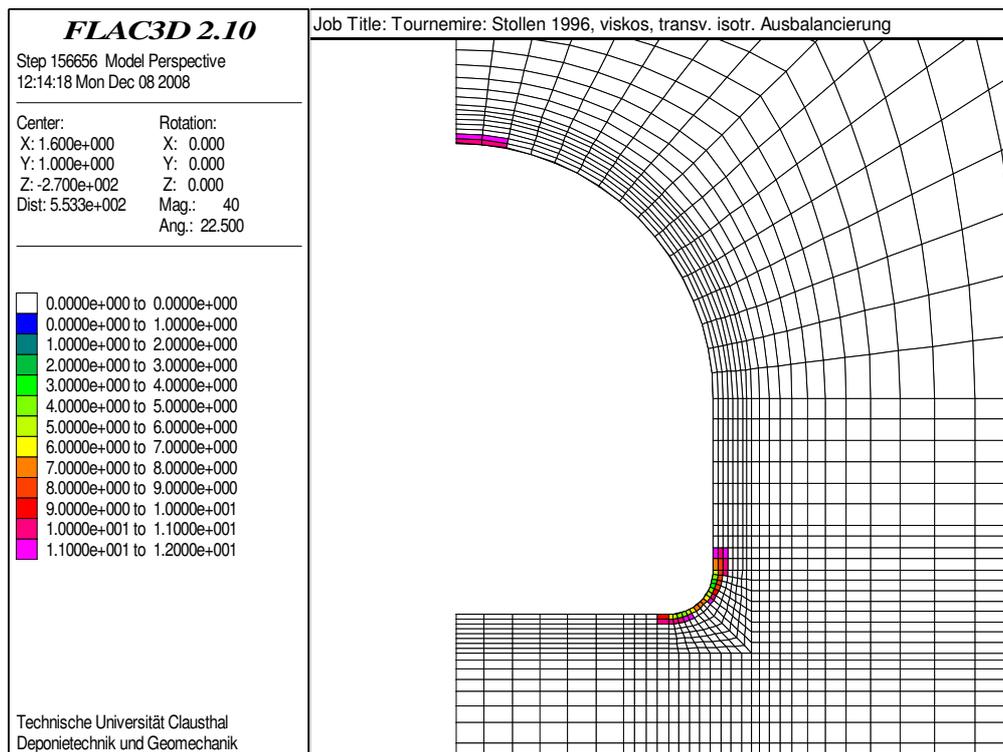


Bild 8.121: Zeitabhängige Entwicklung beim Erreichen der Dilatanzverzerrungsgrenze in dem den Querstollen 1996 umgebenden Gebirge in der Berechnungsvariation VT1881

8.3.6.3 Berücksichtigung der Maximalspannungsorientierung bezüglich der Schichtung

In Abschnitt 8.3.5.3 ist die Anwendung der Regressionsgeraden für die Ableitung der Kriechbruchverzerrungen aus den laborativen Untersuchungen an S-Prüfkörpern (hergestellt aus Bohrkernen, die senkrecht zur Schichtungsrichtung erbohrt wurden) gemäß Bild 8.104 mit der Orientierung der primären Maximalspannung gegenüber der Schichtungsflächen begründet worden. Die Richtung der tatsächlich vorhandenen sekundären Maximalspannung wird jedoch in Hohlraumnähe signifikant durch den Hohlraum beeinflusst, so dass hier entgegen diesem Ansatz das Gestein im First- und Sohlenbereich des Hohlräumens, wo die Maximalspannungen näherungsweise in Schichtungsrichtung verlaufen, in seinem Beanspruchungszustand eher einem P-Prüfkörper (hergestellt aus schichtungsparallel erbohrten Bohrkernen) während eines TC-Versuchs entspricht. In Bild 8.122 werden diese Relationen anschaulich dargestellt.

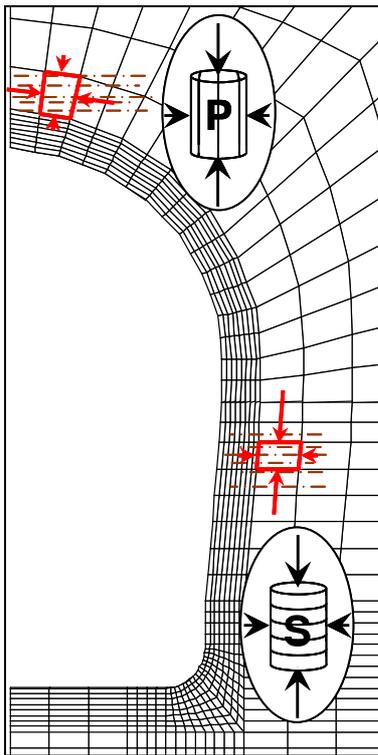


Bild 8.122: Assoziation des Beanspruchungszustands in situ mit Laborversuch

Bild 8.104 zufolge sind in den laborativen Untersuchungen aber auch Bruchverzerrungen aus TC-Versuchen an P-Prüfkörpern ermittelt worden, deren Regressionsgerade mit Zahlenwerten von $\varepsilon_{v,f} \approx 0,3\%$ deutlich unterhalb der den S-Prüfkörpern zugehörigen Regressionsgeraden mit Zahlenwerten von $\varepsilon_{v,f} \approx 0,7\%$ liegt. Bei einer Implementierung dieses differenzierten Kriechbruchansatzes in das bestehende physikalische Modell ist auch eine Anpassung der Dilatanzverzerrungsgrenze von bis dato $\varepsilon_{v,s} = 0,5\%$ erforderlich, die in Analogie zu der Festlegung der Dilatanzgrenze bei Kurzzeitversuchen auf 80% der Kriechbruchgrenze aus Bild 8.104 festgelegt worden ist. Eine Berücksichtigung dieses Sachverhalts kann möglicherweise aufgrund des früheren Erreichens der Dilatanzverzerrungsgrenze im Firstbereich mit der daraus folgenden Gesteinsverfestigung zu einer Verlangsamung des Kriechprozesses und damit zu einem stärkeren Rückgang einiger

Konvergenzraten nach kürzerer Zeit für den Stollen 1996 führen, während für den Tunnel 1881 dann das ebenso frühere Erreichen der Bruchverzerrungsgrenze längerfristig zu einer ähnlich starken Ausbildung von Bruchzonen wie in der Berechnungsvariation VT1881 führen würde, Bild 8.117.

Die Unterteilung des die Strecke umgebenden Gebirges in Bereiche mit Beanspruchungszuständen, die näherungsweise den Beanspruchungszuständen von S-Prüfkörpern auf der einen Seite und von P-Prüfkörpern auf der anderen Seite entsprechen und daher im Folgenden kurz mit „S-Bereiche“ bzw. „P-Bereiche“ (Bereiche mit einer Maximalspannungsrichtung näherungsweise senkrecht bzw. näherungsweise parallel zur Schichtungsrichtung) bezeichnet werden, ist in Bild 8.123 sowohl für den Haupttunnel 1881 wie auch für den Querstollen 1996 dargestellt. Für diese Unterteilung sind in jedem Element des Simulationsmodells die Hauptspannungen in der Berechnungsebene vor Beginn des Kriechprozesses, aber nach der Berechnung der elastischen Verformungen betrachtet und der Winkel der größeren dieser beiden Spannungen bezüglich der x-Achse zur Unterscheidung herangezogen worden: Liegt dieser

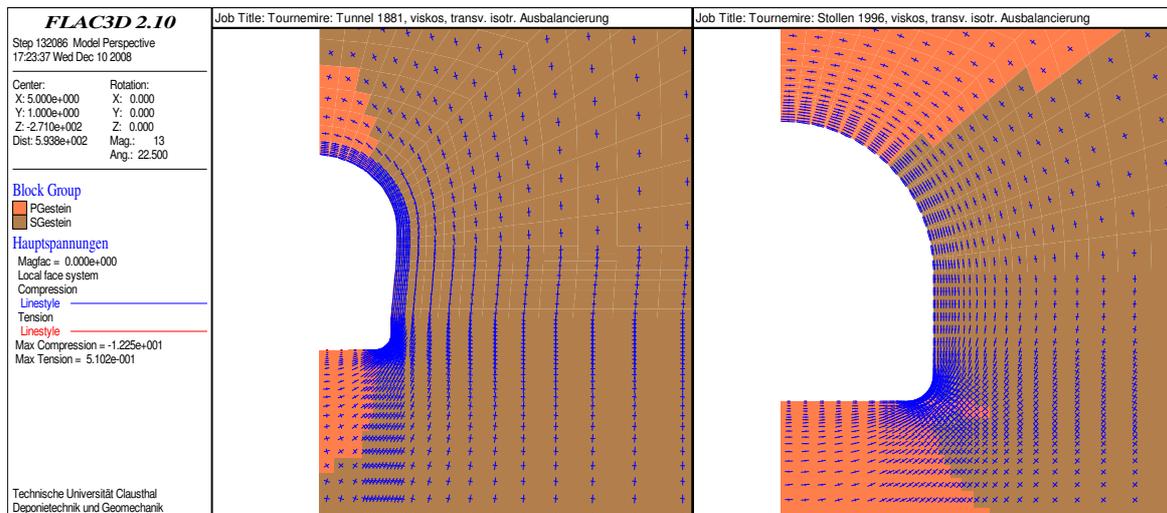


Bild 8.123: Unterteilung des Gebirgsurfeldes des Tunnels 1881 (links) und des Stollens 1996 (rechts) in S- und P-Bereiche (braun bzw. orange)

Winkel zwischen maximaler Hauptspannung und Schichtung im Bereich von 45° bis 135° , befindet sich das Element in einem S-Bereich, liegt der Winkel zwischen 0° und 45° oder zwischen 135° und 180° , befindet sich das Element in einem P-Bereich. Dabei fällt auf, dass die Maximalspannung außerhalb des unmittelbaren Nahfeldes des Haupttunnels 1881 tendenziell vertikal verläuft – ein Befund, der sich mit der Anforderung deckt, dass mit zunehmender Entfernung vom Hohlraum der anisotrope Primärspannungszustand zunehmend durch das sekundäre Spannungsfeld approximiert wird. Im Gegensatz dazu sind in der weiteren Umgebung des Querstollens 1996 beide Arten von Bereichen vertreten – ein Befund, der mit dem quasi isotropen Primärspannungszustand in der Modellebene dieses Berechnungsmodells mit $\sigma_v = 3,8 \text{ MPa}$ und $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$ zusammenhängt. (Anmerkung: Aufgrund der geringen, aber doch vorhandenen Diskrepanz dieser beiden Zahlenwerte wird das Stollenfernfeld als P-Bereich eingestuft.)

Bild 8.126 zeigt die Ergebnisse der rechnerischen Simulation für die annähernd vertikale Messstrecke AC und für die horizontale Messstrecke BD aus der Berechnungsvariation VT1881 und ihrer Abwandlung durch die S-und-P-Bereichsunterteilung. Zu sehen ist, dass der Einfluss der abgesenkten Bruch- und Dilatanzverzerrungsgrenzen auf die Messstrecken-Konvergenzen sehr gering ist und die in situ gemessenen Konvergenzen nach Bild 8.88 nicht zu erklären vermag. Die Bilder 8.124 und 8.125 sowie die Bilder 8.127 und 8.128 hingegen zeigen, dass in den P-Bereichen rechnerisch deutlich früher eine Ausbildung von Teilsätti-

gungszonen erfolgt und damit auch deutlich früher ein Kriechbruchversagen vorliegt. Auch im Querstollen 1996 werden nun Kriechbruchzonen im First- und im Eckbereich erhalten. Es ist also festzuhalten, dass die zu erwartenden Effekte hinsichtlich der Konvergenzrate und des Kriechbruchverhaltens in der Tat auftreten, jedoch gebirgsbereichsbezogen leider in einer Intensität, die im Hinblick auf die Befunde aus den Messungen und Beobachtungen gerade so nicht wünschenswert gewesen ist.

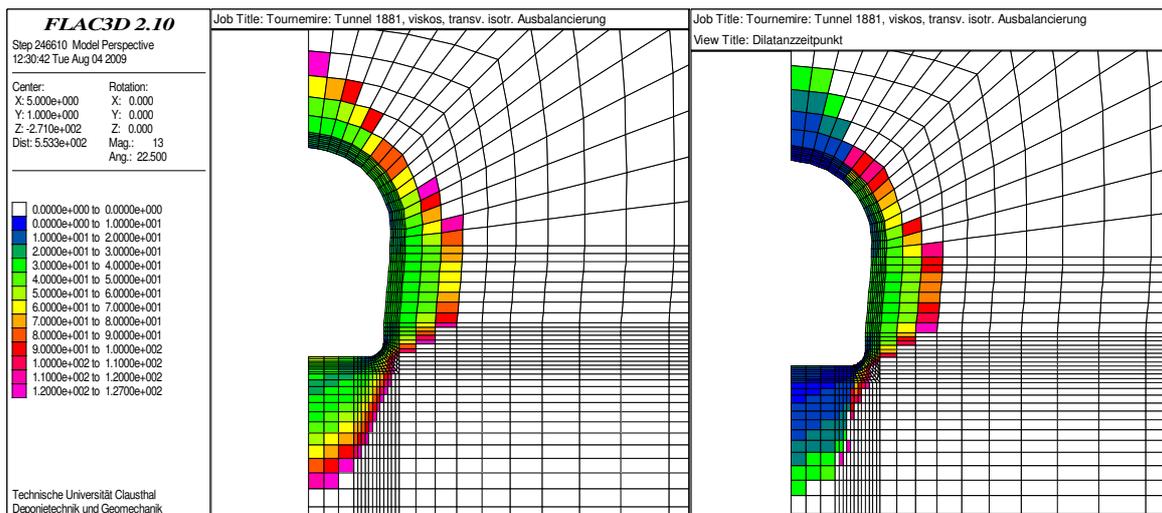


Bild 8.124: Zeitabhängige Entwicklung des Erreichens der Dilatanzverzerrungsgrenze im Nahfeld des Tunnels 1881 ohne (links) und mit (rechts) Unterteilung des Gebirges in S- und P-Bereiche

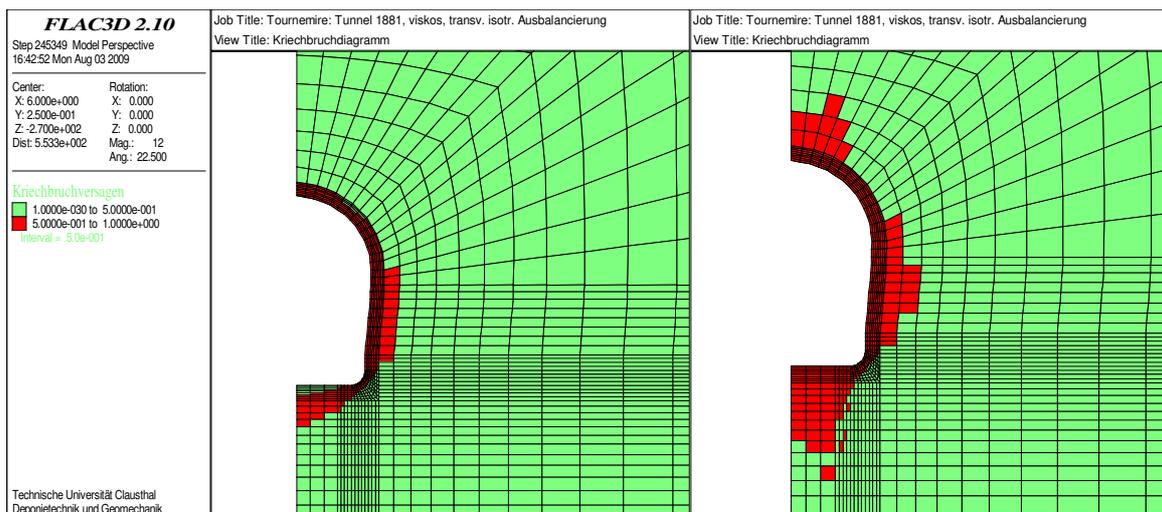


Bild 8.125: Kriechbruchzonen im Nahfeld des Tunnels 1881 ohne (links) und mit (rechts) S-P-Unterteilung

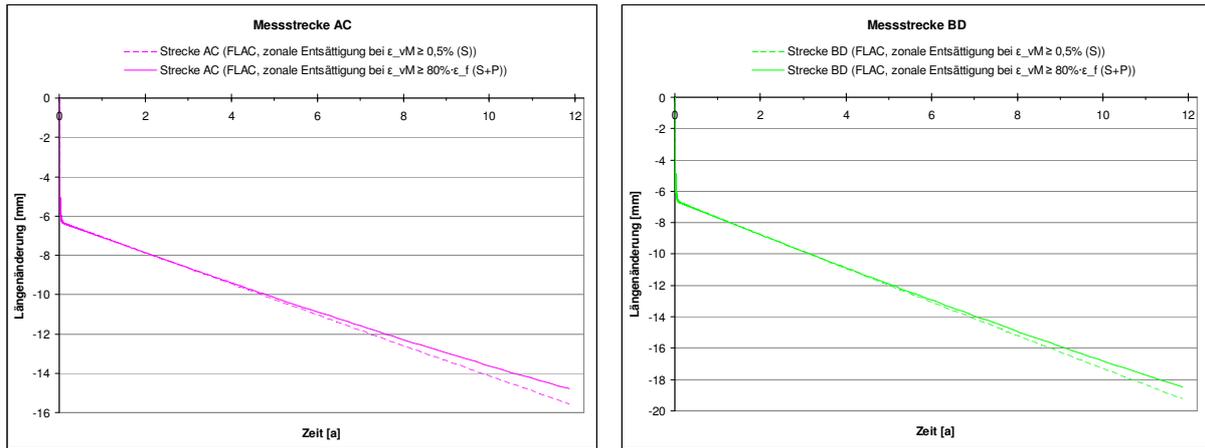


Bild 8.126: Berechnete Konvergenzen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke des Querstollens 1996 über die Zeit ohne (gestrichelte Linien) und mit (durchgezogene Linien) Unterteilung des Gebirges in S- und P-Bereiche

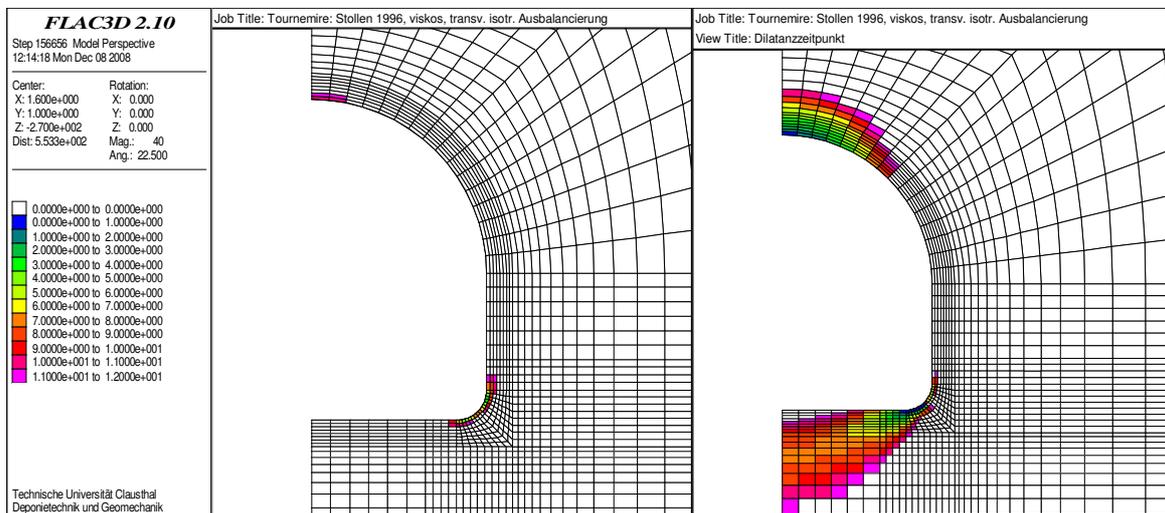


Bild 8.127: Zeitabhängige Entwicklung des Erreichens der Dilatanzverzerrungsgrenze im Nahfeld des Stollens 1996 ohne (links) und mit (rechts) Unterteilung des Gebirges in S- und P-Bereiche

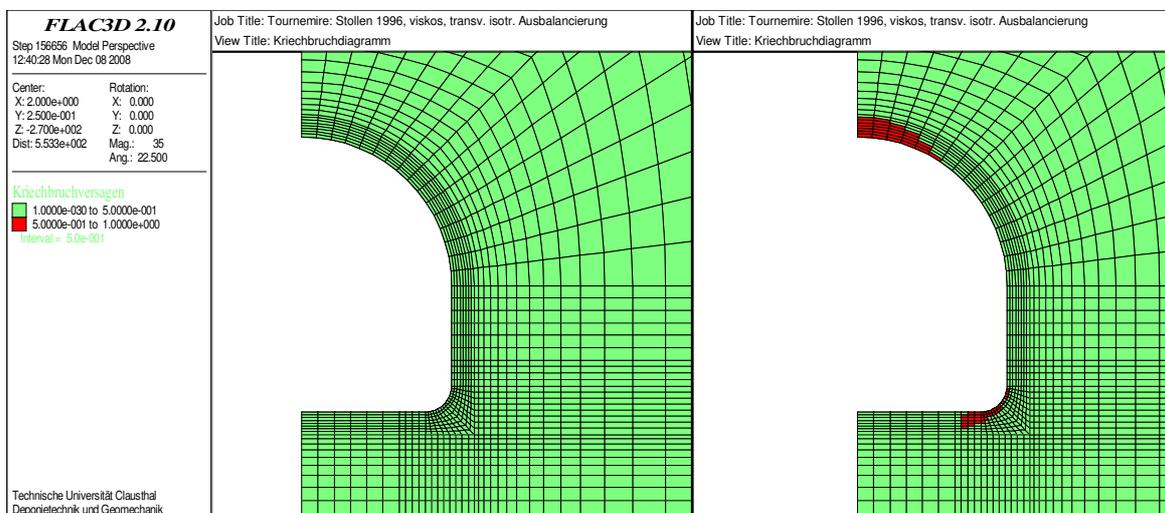


Bild 8.128: Kriechbruchzonen im Nahfeld des Stollens 1996 ohne (links) und mit (rechts) S-P-Unterteilung

8.3.6.4 Weitere Variationen der Verzerrungsrate des stationären Kriechens

In der letzten Berechnungsvariation ist es nicht gelungen, mittels laborativ und gesteinsmechanisch begründbarer Modifikationen des Berechnungsmodells den insbesondere stationären Kriechprozess des Gebirges in hinreichendem Maß so zu beeinflussen, dass einerseits die Konvergenzen in Richtung der Messstrecken des Stollens 1996 adäquat simuliert werden können und dass andererseits gleichfalls bei der Re-Analyse des Tragverhaltens des Tunnels 1881 eine Erklärung für die Auflockerungszonen erhalten wird. Eine weitere Möglichkeit zur Modifikation besteht darin, direkt die stationäre Kriechverzerrungsrate durch Einführung eines Variationsbeiwertes abzusenken. Für diesen mit dem Grundwert $\bar{\eta}_M^*$ des *Maxwell*-Viskositätsmoduls multiplikativ verknüpften Variationsbeiwert werden Zahlenwerte von 2 und 10 gewählt. Da der auf diese Weise variierte Gebirgsparameter hierbei jedoch durch seine nach Erreichen der Dilatanzverzerrungsgrenze erfolgende Verzehnfachung zu stark von dem aus den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Gesteinskennwert abweicht, werden zwei weitere Berechnungsvariationen formuliert, in denen der Viskositätsgrundwert nach Erreichen der Dilatanzverzerrungsgrenze auf den zehnfachen Gesteinskennwert gesetzt wird. Die Variationen werden entsprechend der jeweils verwendeten Variationsbeiwerte für den Gesteinskennwert mit V2/20, V10/100, V2/10 und V10/10 sowie mit V1/10 für die im vorherigen Abschnitt erstellte Berechnungsvariation bezeichnet.

Die aus den rechnerischen Simulationen erhaltenen Konvergenzen in Richtung der Messstrecken AC und BD sind in Bild 8.129 dargestellt. Aus Bild 8.129 ist zu ersehen, dass sich der Variationsbeiwert 2 bzw. 10 mit einer Verminderung der stationären Kriechdeformationen auf etwa 53% bzw. 11% nahezu im umgekehrten Verhältnis in den stationären Kriechdeformationen niederschlägt. Auffällig ist ferner, dass der Ansatz des zehnfachen Gesteinskennwertes für $\bar{\eta}_M^*$ bei Überschreitung der Dilatanzgrenze zumindest nach einem Berechnungszeitraum von 12 Jahren keinen Unterschied zum Ansatz des zehnfachen angepassten Gebirgs-kennwertes für $\bar{\eta}_M^*$ ergibt. Nach Ablauf der Standzeit von 127 Jahren des Haupttunnels hingegen wirkt sich diese Variation entsprechend Bild 8.130 in allerdings nur geringem Maß auf die stationären Kriechdeformationen des Tunnels aus. Zudem sorgt am Tunnel 1881 eine über die Variationsfaktoren 2 bzw. 10 verminderte stationäre Kriechrate für eine verlangsamte Ausbreitung der Teilsättigungsbereiche, so dass die verfestigungsbedingte Reduktion der Kriechrate in den

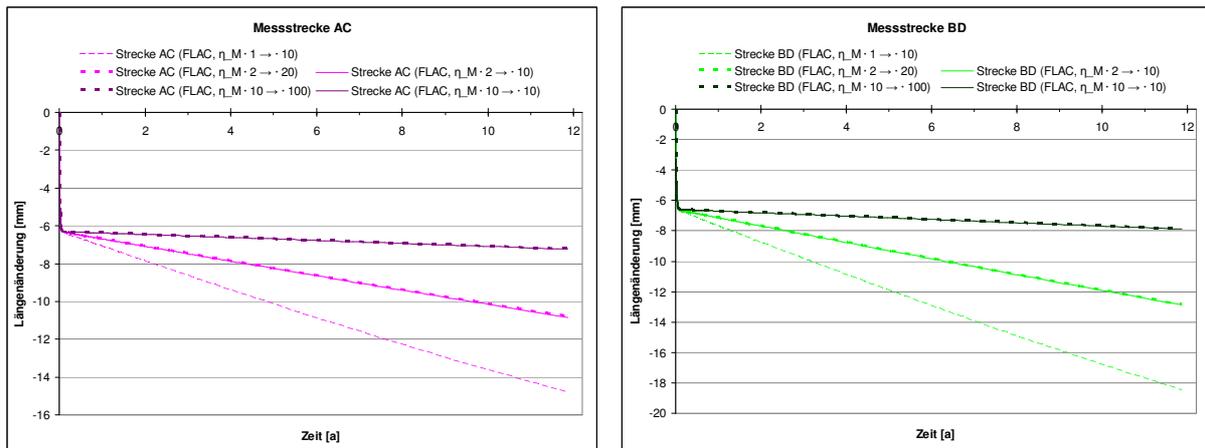


Bild 8.129: Berechnete Gebirgsdeformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke des Stollens 1996 über die Zeit aus den Variationen V1/10 (hell, gestrichelt), V2/20 (hell, dick gepunktet), V2/10 (hell, durchgezogen), V10/100 (dunkel, dick gepunktet), V10/10 (dunkel, durchgezogen)

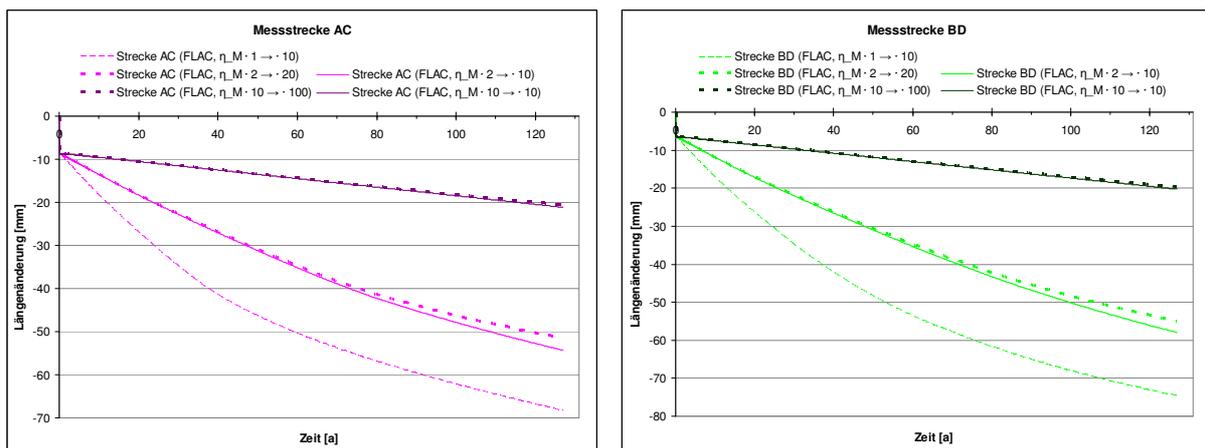


Bild 8.130: Berechnete Gebirgsdeformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen fiktiven Messstrecke des Tunnels 1881 über die Zeit aus den Variationen V1/10 (hell, gestrichelt), V2/20 (hell, dick gepunktet), V2/10 (hell, durchgezogen), V10/100 (dunkel, dick gepunktet), V10/10 (dunkel, durchgezogen)

Variationen V2/20, V2/10 und V10/100 später eintritt als in der Ausgangsvariation V1/10. Der Verlauf der Konvergenzen in der Berechnungsvariation V10/10 bleibt dabei auch langfristig unreduziert linear, da hier der Viskositätsmodul bei Erreichen der Dilatanzverzerrungsgrenze nicht verändert wurde.

Bild 8.131 zeigt die Zonen im konturnahen Gebirge, in denen in den verschiedenen Variationsituationen Kriechbruchversagen über das Verzerrungskriterium erhalten worden ist. Unter Vernachlässigung der beiden Berechnungsvariationen, in denen der Grundwert $\bar{\eta}_M^*$ des Maxwell-Viskositätsmoduls mit dem Variationsfaktor 10 multipliziert wurde und folglich sowohl

die rechnerisch simulierten Konvergenzen wie auch der berechnete Kriechbruchbereich zu gering ausfallen, lässt sich feststellen, dass sich der Trend zur ungleichmäßigen Ausbreitung der Bruchzonen in den Variationen V2/20 und V2/10 gegenüber der Variation V1/10 noch verstärkt. Während die relativ große Ausdehnung der Bruchzonen in First- und Sohlenbereich erhalten bleibt, fällt ihre Ausdehnung im Stoßbereich auf unter 60 cm herab.

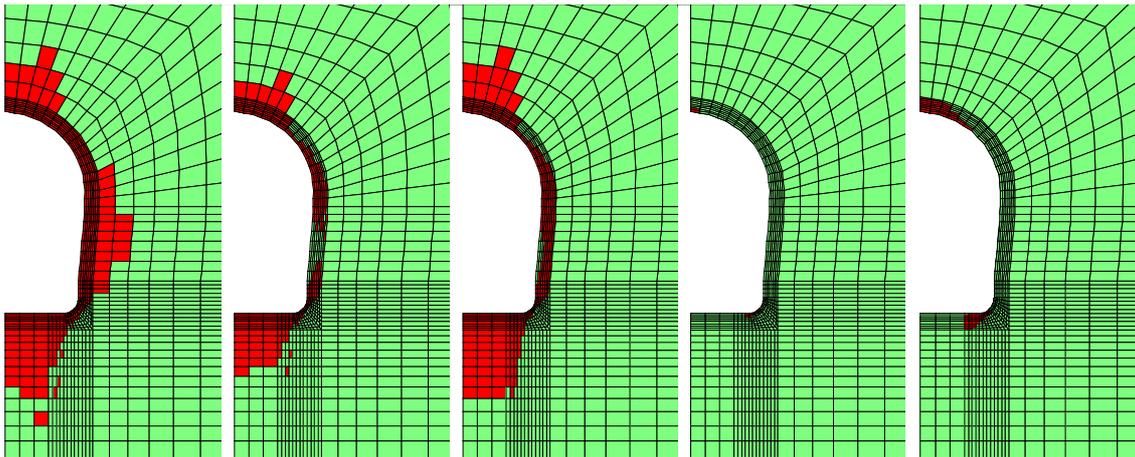


Bild 8.131: Bruchzonen am Tunnel 1881 (v.l.n.r.: V1/10, V2/20, V2/10, V10/100, V10/10)

Das Ziel dieses Abschnitts 8.3.6, sowohl die gemessenen Streckenkonvergenzen im Querstollen 1996 wie auch die die gesamte Hohlraumkontur erfassende Ausbildung von Entfestigungs-/Bruchzonen im Haupttunnel 1881 gleichzeitig mit demselben physikalischen Modell zu simulieren, ist also nicht in einem zufriedenstellenden Maß erreicht worden. Im Rahmen der laborativen Untersuchungen an Tonsteinmaterial der Lokation Tournemire haben die üblicherweise angewendeten Kriterien zur Identifizierung dilatanter Verformungen (anhand der kontinuierlich gemessenen Volumenverzerrung und Ultraschallwellengeschwindigkeit) Dilatanzfestigkeiten in unmittelbarer Nähe der gemessenen Bruchfestigkeiten ergeben, vgl. Abschnitt 5.3. Daher konnte trotz weiterer Variationen und der Berücksichtigung anisotroper Effekte in der Modellierung der augenscheinliche Widerspruch in der Simulation einerseits eines frühzeitigen Erreichens der Dilatanzverzerrungsgrenze (verfrühte Ausbildung von Teilsättigungszonen zur Reduktion der Messstreckenkonvergenzen innerhalb weniger Jahre) und andererseits eines späteren Erreichens der Bruchverzerrungsgrenze (verzögerte Ausbildung von Kriechbruchzonen sowohl im Tunnel 1881 wie auch im Querstollen 1996) nicht aufgelöst werden. Die Berechnungsvariation V2/10 stellt unter allen fünf Berechnungsvariationen des letzten Abschnitts 8.3.6.4 hierbei noch den geeignetsten Kompromiss in der Simulation eines



begrenzten Entfestigungs-/Bruchversagens im Konturbereich des Tunnels 1881 und von verzögerten Messstreckenkonvergenzen im Querstollen 1996 dar.

Zusammenfassend kann aus diesem Abschnitt 8.3 festgehalten werden, dass es zwar gelungen ist, die in situ beobachteten Phänomene der sich innerhalb weniger Jahre deutlich verzögernden Hohlraumkonvergenzen und der Ausbildung von zwiebelschalenförmigen Rissbildungen erst nach Ablauf deutlich längerer Zeiträume jeweils für sich genommen auf akzeptable Weise rechnerisch nachzuvollziehen. Die Ableitung eines einheitlichen Stoffmodells mit zufriedenstellender rechnerischer Simulation beider Phänomene konnte jedoch nicht erreicht werden.

8.4 Modellierung und Simulation eines zeitabhängigen Deformationsverhaltens unter Verwendung der aus den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Materialparameter

8.4.1 Vorbemerkung

Im vorstehenden Abschnitt 8.3 sind die Ergebnisse von elastisch-viskosen Berechnungsvariationen ausgehend von den in Abschnitt 6.3.2.2(a) aus laborativen Untersuchungen aus *Rejeb (2003)* abgeleiteten Materialparametern für das viskose Stoffmodell *Lubby2* mit Blick auf die in situ erhaltenen Mess- und Beobachtungsergebnisse analysiert worden. Dagegen werden in diesem Abschnitt 8.4 die Ergebnisse elastisch-viskoser Berechnungsvariationen auf der Grundlage der aus Langzeitversuchen am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik abgeleiteten Materialparameter diskutiert und den Berechnungsergebnissen aus den vorangegangenen Variationen gegenübergestellt. Eine detaillierte Beschäftigung mit Ansätzen für grundlegende Lokationskennwerte und Modellcharakteristika wie dem Primärspannungszustand hinsichtlich seiner zahlenmäßigen Größe und des Grades der Anisotropie oder hinsichtlich der Ausprägung des elastischen Stoffmodells (isotrop oder transversal isotrop) ist bereits im vorangehenden Abschnitt erfolgt und kann hier weitestgehend entfallen.



8.4.2 Grundsituation

(a) Berechnungsannahmen

Die verwendeten elastischen und viskosen Stoffmodelle für die im Rahmen dieses Abschnittes durchgeführten Simulationen zum Deformationsverhalten des Querstollens 1996 und zum Tragverhalten des Haupttunnels 1881 sind wie schon zuvor auch das verallgemeinerte *Hooke*-sche Stoffmodell sowie das viskose Stoffmodell *Lubby2*. Auch wird wie bisher das numerische Modell mit Diskretisierung und Randbedingungen aus Abschnitt 7.1 eingesetzt. Wie bereits in Abschnitt 8.2 werden die Rahmenbedingungen für das physikalische Modell im Sinn einer möglichst realitätsgetreuen Modellierung gewählt, d.h. ein anisotroper Primärspannungszustand gemäß HTPF-Messung und ein transversal-isotrop-elastisches Verformungsverhalten zur Beschreibung der instantanen Gebirgsreaktion auf den Hohlraumausbruch. Einflüsse von weiteren Phänomenen wie einer verschmierten Berücksichtigung des im Gebirge vorhandenen Trennflächengefüges oder einer dilatanzinduzierten Entsättigungsverfestigung werden zugunsten einer Bewertung der sich doch deutlich von den bisher verwendeten Zahlenwerten unterscheidenden viskosen Stoffmodellparameter zunächst nicht berücksichtigt.

Die Materialkennwerte für das linear-elastische Stoffmodell sind dieselben wie für die bereits in Abschnitt 8.2.2 eingeführte Grundsituation bezüglich der elastoplastischen Berechnungen auf Basis der am Lehrstuhl durchgeführten laborativen Gesteinsuntersuchungen, wobei wie bereits zuvor für die Ermittlung der aus den kriechinduzierten Spannungsumlagerungen resultierenden isotrop-elastischen Verformungen die Parameter $E_{v\perp}; \nu_{\perp}$ eingesetzt werden. Hier werden nun auch die Materialkennwerte für das viskose Stoffmodell *Lubby2* angesetzt, die aus TUC-Gesteinsuntersuchungen abgeleitet worden sind. Dabei wird aus den verschiedenen Arten der Parameterableitung gemäß Abschnitt 6.3.2.2 und dem daraus resultierenden Kollektiv an Parametersätzen wiederum eine Grundsituation definiert, der die übrigen Parametersätze als weitere Variationssituationen gegenübergestellt werden. Da die hier zu definierende Grundsituation der elastoviskosen Berechnungen sich hinsichtlich der verwendeten Materialparameter und Rahmenbedingungen nicht von der Grundsituation der elastoplastischen Berechnungen des Abschnittes 8.2 unterscheidet, kann für sie die ihren grundlegenden Charakter unterstreichende Bezeichnung NBV-00 verwendet werden (neue Berechnungvariation Nr. 00). Entsprechend werden die weiteren Berechnungsvariationen mit den sich in der Nummerierung den dortigen Berechnungsvariationen anschließenden Abkürzungen NBV-09 bis NBV-11 bezeichnet. Tabelle 8.16 zeigt die für die Grundsituation NBV-00 verwendeten Ma-

terialparameter und Primärspannungen, während eine Übersicht über die in den Berechnungsvariationen NBV-09 bis NBV-11 verwendeten Viskositätsparameter in Abschnitt 8.4.3 zu finden ist.

Stoffmodell <i>Hooke</i>	Verformungsmoduli	Poissonzahlen	Schubmodul
· transversal isotrop	$E_{v\parallel} = 13.300 \text{ MPa}$	$\nu_{\parallel} = 0,34$	$G_{\perp} = 3.200 \text{ MPa}$
	$E_{v\perp} = 7.800 \text{ MPa}$	$\nu_{\perp} = 0,41$	
Stoffmodell <i>Lubby2</i> – Parameter			
	$\bar{G}_K^* = 2,71 \cdot 10^4 \text{ MPa}$	$\bar{\eta}_K^* = 1,74 \cdot 10^4 \text{ MPa} \cdot d$	$\bar{\eta}_M^* = 2,18 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot d$
	$k_1 = +0,04 \text{ MPa}^{-1}$	$k_2 = +0,12 \text{ MPa}^{-1}$	$m = +0,16 \text{ MPa}^{-1}$
Primärzustand	Spannungen $\sigma_{v,h,H}$		konstante Größen
· an der Modelloberseite	1,3 / 0,7 / 1,4 MPa		$\gamma \approx 0,025 \text{ MPa} / m$
· im Tunnelachsenbereich	3,8 / 2,1 / 4,0 MPa		$\rho \approx 2.550 \text{ kg} / m^3$
· an der Modellunterseite	6,3 / 3,5 / 6,6 MPa		$g = 9,81 \text{ m} / s^2$

Tabelle 8.16: Berechnungsparameter der elastoviskosen Grundsituation NBV-00

In Tabelle 8.17 sind die Viskositätsparameter für die viskose Grundsituation NBV-00 den aus dem in Bild 6.14 dargestellten TCc-Versuchsergebnis nach *Rejeb (2003)* abgeleiteten Zahlenwerten für diese Parameter sowie einigen ausgewählten Parametersätzen von Berechnungsvariationen aus dem vorigen Abschnitt 8.3 gegenübergestellt. Zur Erinnerung: VS1996 bezeichnet eine Berechnungsvariation, mit der die über mehrere Jahre in situ aufgezeichneten Messstreckenkonvergenzen aus dem Stollen 1996 unter Berücksichtigung von Effekten des Trennflächengefüges (u.a. Absenkung des *Kelvin*-Schubmodul-Grundwertes \bar{G}_K^* von ursprünglich 22.000 MPa auf 8.800 MPa) und mit einer ersten Modellierung einer Entsättigungsverfestigung auf zunächst sehr zufriedenstellende Weise approximiert werden konnten. VT1881 ist eine Weiterentwicklung der Variation VS1996, mittels welcher mithilfe des kombinierten Bruch- und Dilatanzverzerrungskriteriums ein gleichmäßiges und ringförmiges Bruchversagen rings um den Tunnel 1881 erhalten werden konnte. Variation V2/10 bildet schließlich unter zusätzlicher Berücksichtigung der Schichtflächenorientierung und einer Variation des Grundwertes $\bar{\eta}_M^*$ des *Maxwell*-Viskositätsmoduls die unter den in Abschnitt 8.3 vorgenommenen Ansätzen bestmögliche Kompromisslösung mit Blick sowohl auf Konvergenzen wie auch auf Bruchversagen.

Berechnungs- variation	\bar{G}_K^* [MPa]	k_1 [MPa ⁻¹]	$\bar{\eta}_K^*$ [MPa · d]	k_2 [MPa ⁻¹]	$\bar{\eta}_M^*$ [MPa · d]	Faktor bei Ent- sättigung	m [MPa ⁻¹]
abgeleitete Para- meter (<i>Rejeb-K.</i>)	22.000	-0,01	50.000	-0,01	10.000.000	–	-0,03
VS1996	8.800	-0,01	50.000	-0,01	10.000.000	10 ⁽¹⁾	-0,03
VT1881	8.800	-0,01	50.000	-0,01	10.000.000	10 ⁽²⁾	-0,03
V2/10	8.800	-0,01	50.000	-0,01	20.000.000	5 ⁽²⁾	-0,03
NBV-00	27.100	+0,04	17.400	+0,12	218.000	1 ⁽³⁾	+0,16

Tabelle 8.17: Gegenüberstellung der Viskositätsparameter der zentralen Berechnungsvariationen aus Abschnitt 8.3 und der aktuellen viskosen Grundsituation NBV-00

⁽¹⁾ entsättigungsinduzierte Materialverfestigung nach 1,5a im 1m-Stollennahfeld

⁽²⁾ entsättigungsinduzierte Materialverfestigung gemäß Dilatanzverzerrungskriterium

⁽³⁾ keine Betrachtung einer Entsättigungsverfestigung

Für das transiente Kriechverhalten unter der viskosen Grundsituation NBV-00 ist den in Tabelle 8.17 aufgelisteten Grundwerten für den *Kelvin*-Viskositätsmodul $\bar{\eta}_K^*$ und den *Kelvin*-Schubmodul \bar{G}_K^* entsprechend im Vergleich zu den Variationssituationen des Abschnittes 8.3 ein beschleunigter Verlauf des Kriechprozesses mit einer geringeren, den zuvor als deformationsanhebend eingeschätzten Einfluss des Trennflächengefüges wieder aufhebenden transienten Gesamtverformung zu erwarten. Mit Blick auf die über mehrere Jahre gemessenen und zu simulierenden Stollenkonvergenzen liegt der signifikanteste Unterschied in den verwendeten Materialparametern jedoch offensichtlich in den um den Faktor 50-100 auseinanderliegenden Zahlenwerten für den *Maxwell*-Viskositätsmodul-Grundwert $\bar{\eta}_M^*$, wohingegen die zuvor erwähnte Variation von $\bar{\eta}_M^*$ in Berechnungsvariation V2/10 mit dem Faktor 2 eher bescheiden wirkt.

Zum Vergleich der über Primärspannungszustand und (An-)Isotropie des linear-elastischen Stoffmodells hinausgehenden Merkmale der Berechnungsvariationen aus Abschnitt 8.3 mit denen der Berechnungsvariation NBV-00 sind nachfolgend die in den Abschnitten 8.3.4 bis 8.3.6 diskutierten Anpassungen und Parametervariationen stichpunktartig zusammengefasst:

– Berücksichtigung der linear-elastischen Vorverformung (Abschnitt 8.3.4.4):

Im Hinblick auf den in Abschnitt 9 vorzunehmenden Vergleich mit den Messwerten sind die vortriebsinduzierten linear-elastischen Deformationsanteile vor der Messstreckeninstal-

lation seit Abschnitt 8.3.4.4 in die berechneten Ergebnisse aufgenommen worden. Konsequenterweise werden diese Vorverformungen auch in die Resultate der neuen elastovisko-sen Berechnungsvariationen mit einbezogen.

- Berücksichtigung eines Trennflächengefüges (Abschnitt 8.3.4.5) und Variationen der Verzerrungsrate des stationären Kriechens (Abschnitte 8.3.5.3 und 8.3.6.4):

Wie bereits im ersten Absatz dieses Abschnitts erwähnt wird das Trennflächengefüge der Lokation und damit die Absenkung der Modellparameter $E_{V\parallel}; E_{\perp}; G_{\perp}; \bar{G}_K^*$ mit dem Faktor 2,5 in den NB-Variationen nicht mitberücksichtigt, um die abgeleiteten Materialparameter unverfälscht bewerten zu können. Gleiches gilt für den die stationäre Kriechverzerrungsrate beeinflussenden Grundwert $\bar{\eta}_M^*$ des *Maxwell*-Viskositätsmoduls.

- Berücksichtigung einer Teilsättigungszone im Streckennahfeld (zeitlich und räumlich fixiert oder über das Dilatanzverzerrungskriterium dynamisiert, Abschnitte 8.3.4.6, 8.3.5.4 und 8.3.6.3):

Auch dieses Phänomen wird zunächst nicht in die aktuelle Modellierung aufgenommen. Ein Anstieg der stationären Kriechverformungen gemäß den Erwartungen für die aktuellen Simulationsergebnisse entsprechend Tabelle 8.17 kann jedoch die Formulierung zusätzlicher Berechnungsvariationen unter dem Aspekt einer dilatanzinduzierten Entsättigungsverfestigung mit Blick auf ihre den Kriechdeformationsprozess abmindernde Wirkung erforderlich werden lassen. Eine differenzierte Festlegung der mit dem kombinierten Bruch- und Dilatanzverzerrungskriterium verbundenen Parameter gemäß der Spannung-Schichtflächen-Orientierung wird im Hinblick auf eine möglichst realitätsgetreue Modellierung in die zusätzlichen Berechnungsvariationen einbezogen.

(b) Berechnungsergebnisse und Diskussion

In Bild 8.132 sind die aus der rechnerischen Simulation erhaltenen Messstreckenkonvergenzen für die annähernd vertikale Messstrecke AC (magenta) und für die horizontale Messstrecke BD (grün) des Messquerschnitts P2 aus dem Querstollen 1996 für ausgewählte Berechnungsvariationen aus Abschnitt 8.3 sowie für die aktuelle Variation NBV-00 aufgetragen. Die oberen beiden Einzeldiagramme zeigen hierbei die absoluten Verschiebungen über einen Simulationszeitraum von 30 Tagen, welcher dem Standardzeitraum für die Laststufe eines tria-

xialen Kriechversuchs entspricht. Die infolge der tabellarischen Gegenüberstellung der Viskositätsparameter in Unterpunkt (a) dieses Abschnittes aufgestellten Prognosen zu den Ergebnissen der rechnerischen Simulationen von in kürzeren Zeiten ablaufenden und quantitativ geringeren transienten Kriechdeformationen sowie einer deutlich angehobenen stationären Kriechrate treffen zu. Dabei ist im Zusammenhang mit der Berücksichtigung des Trennflächengefüges in den Variationssituationen des vorangegangenen Abschnittes zu beachten, dass der dort entstandene Faktor 2,5 in den instantanen und transienten Deformationen beim aktuellen Vergleich keine Gültigkeit mehr besitzt aufgrund der mittlerweile auch abgeänderten Verformungsmoduli.

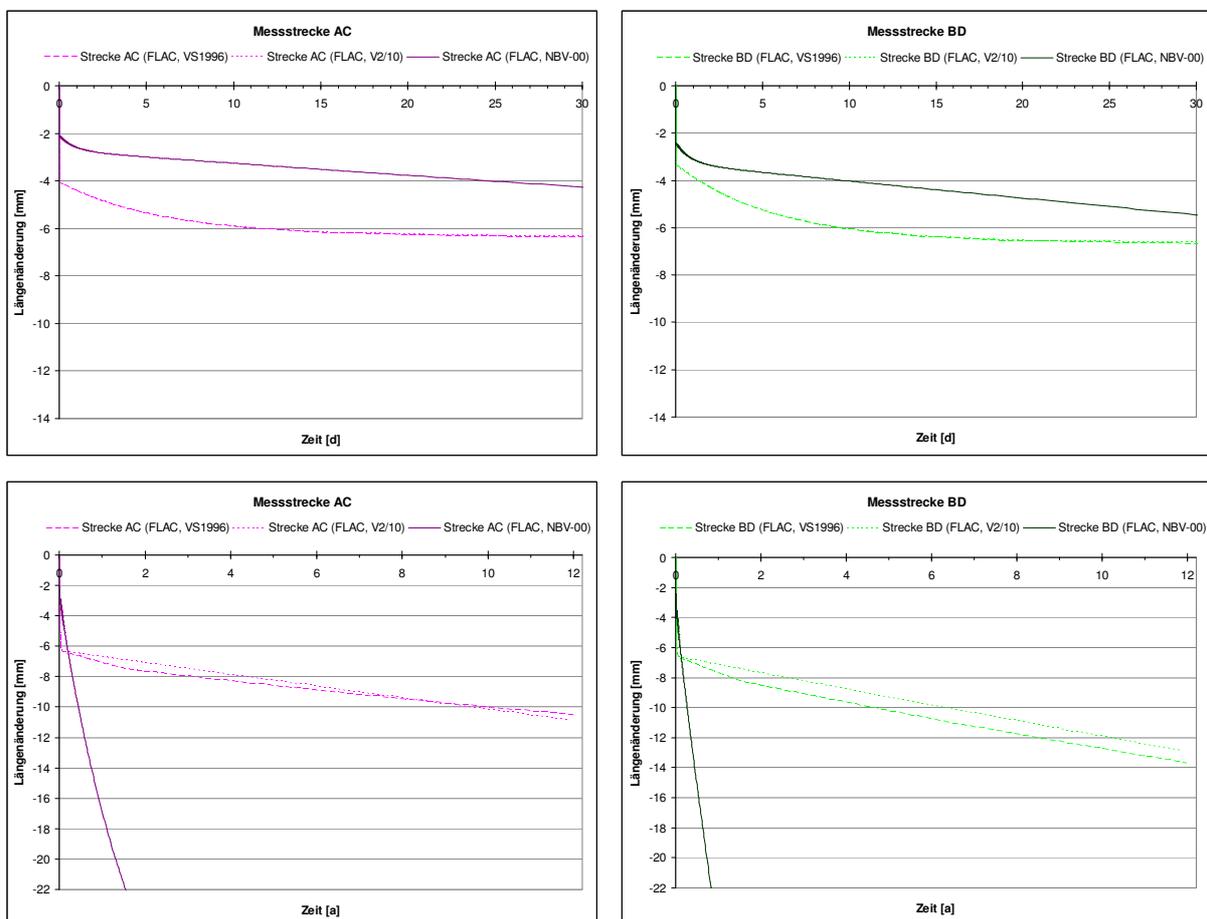


Bild 8.132: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke des Stollens 1996 über eine für laborative Langzeitversuche typische Zeitspanne (obere Zeile, $t = 30d$) und über einen realistischen Beobachtungszeitraum (untere Zeile, $t = 12a$) für die Variationen VS1996 (hell, gestrichelt), V2/10 (hell, gepunktet) und NBV-00 (dunkel, durchgezogen)

Was diese den Erwartungen entsprechenden Prognosen und insbesondere der starke Unterschied in der stationären Kriechrate für das langzeitige Deformationsverhalten bedeuten, ist in den unteren beiden Einzeldiagrammen aus Bild 8.132 zu erkennen: Sind die in Berechnungsvariation VS1996 erhaltenen Deformationen eine gute Approximation an die tatsächlichen Konvergenzmessungen gewesen, so haben die Ergebnisse der mit dem neuen Parametersatz für das viskose Stoffmodell *Lubby2* durchgeführten Berechnungen deutlich an Realitätsbezug verloren. Da die Ursache für diese Diskrepanz hauptsächlich in der der realen Situation augenscheinlich unangemessenen Beschreibung des Langzeitdeformationsverhaltens liegt, wäre folglich selbst bei Wiedereinführung einer Trennflächenberücksichtigung keine Besserung der Ergebnisse in dieser Hinsicht zu erwarten.

Auch die aus der rechnerischen Simulation erhaltenen und in Bild 8.133 dargestellten Gebirgszonen mit Bruchversagen im Nahfeld des Eisenbahntunnels sind in der aktuellen Variation NBV-00 im Vergleich zu VT1881 und sogar im Vergleich zu V2/10 räumlich deutlich zu weit ausgedehnt. Im Fall der Variation NBV-00 wurde zur Identifizierung der Bruchversagenszonen das Bruchverzerrungskriterium nach Abschnitt 8.3.5.3 eingesetzt (minimalspannungsabhängig entsprechend der laborativ erhaltenen Bruchverzerrungskurve für S-Prüfkörper).

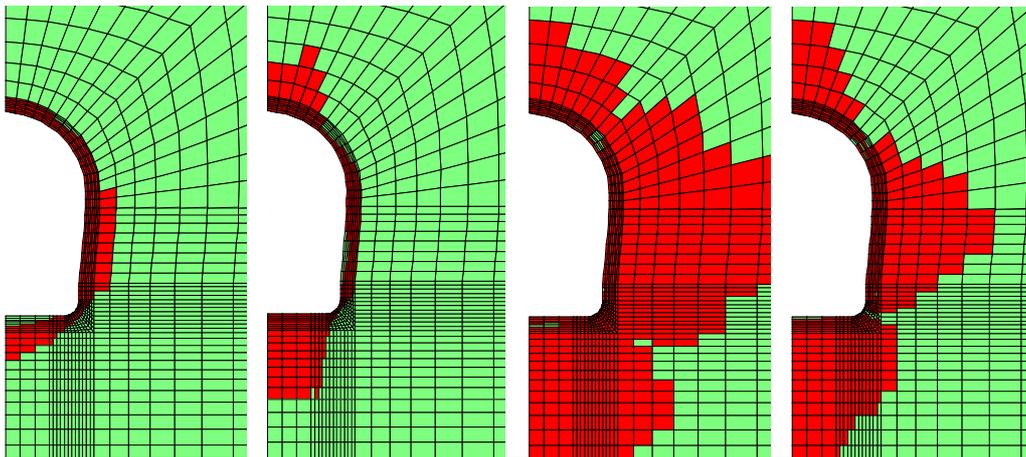


Bild 8.133: Bruchzonen (rot) im Nahbereich des Tunnels 1881 für die Berechnungsvariationen VT1881, V2/10, NBV-00 und NBV-00 (v.l.n.r.)*

Diese Resultate für die Berechnungsvariation NBV-00 geben die Veranlassung zu einer weiteren Berechnung mit Einbau des Dilatanzverzerrungskriteriums, welches möglicherweise imstande ist, die starken Kriechdeformationen durch die dilatanzbedingte konturnahe Materi-

alverfestigung abzuschwächen. Die Berücksichtigung der Schichtflächenorientierung beim nun wieder kombinierten Bruch- und Dilatanzverzerrungskriterium könnte zusätzlich analog zu vorangegangenen Berechnungsszenarien dazu führen, dass die Deformationen im First- und Sohlenbereich (P-Bereiche entsprechend Bild 8.122) weniger stark zurückgehen als im Stoßbereich (S-Bereich), was angesichts der in Variation NBV-00 im Stoßbereich verstärkten Ausprägung von Bruchzonen wünschenswert wäre. Die resultierende Nebenvariation, die ansonsten aus den Parametern und Charakteristika der Variation NBV-00 besteht, wird mit der Bezeichnung NBV-00* versehen.

Im vorangegangenen Bild 8.133 ist bereits ein Flächenplot zu den über die Variation NBV-00* erhaltenen Bruchzonen im Gebirge zu sehen. Eine Einschränkung des Bruch- bzw. Entfestigungsbereiches kann zwar beobachtet werden, jedoch ist dieser im Hinblick auf die in situ nur weniger als 1m sich in das Gebirge ausdehnenden Entfestigungszonen (EDZ) des Haupttunnels nach wie vor zu groß. Bild 8.134 zeigt weiter, dass der Anstieg der Vergleichsverzerrung über die Dilatanzverzerrungsgrenze in den P-Bereichen, welche geringere Grenzverzerrungen aufweisen als die S-Bereiche (Bild 8.104), innerhalb des ersten Simulationsjahres und damit relativ schnell im Vergleich zur Variation VT1881 erfolgt. Im Firstbereich bilden sich anschließend aufgrund eines geringeren weiteren Anstieges der Verzerrungen für längere Zeit keine weiteren dilatanten Zonen.

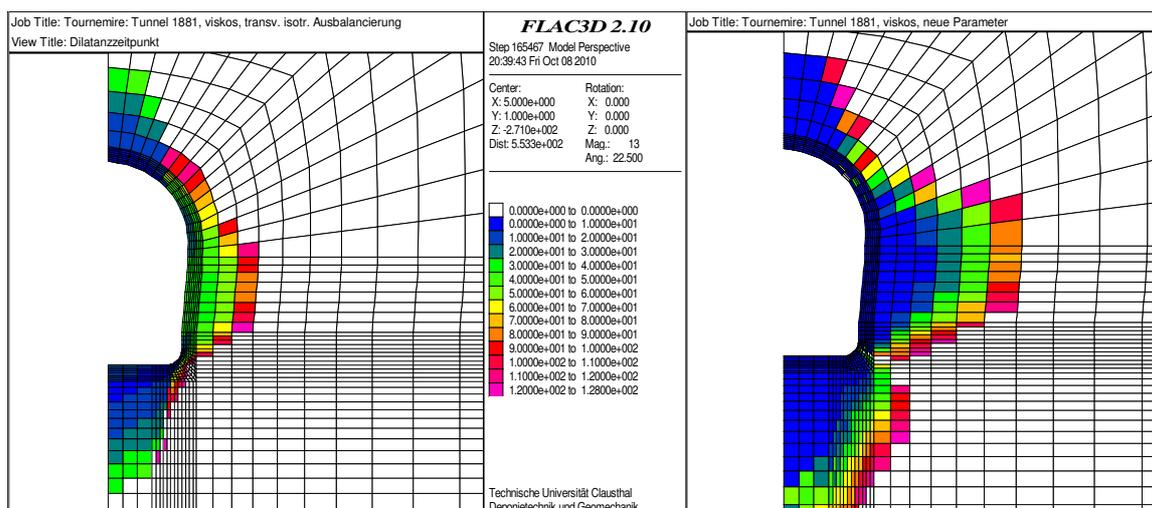


Bild 8.134: Zeitpunkt des Erreichens der Dilatanzverzerrungsgrenze im konturnahen Gebirge des Tunnels 1881 für die Berechnungsvariationen VT1881 (links) und NBV-00* (rechts)

Ein weiteres Phänomen in den Berechnungsergebnissen der Variation NBV-00* (und auch bereits der Variation NBV-00) ist in Bild 8.135 und den folgenden Bildern 8.136 bis 8.138 zu beobachten. Dargestellt ist in allen vier Bildern ein Flächenplot der Vergleichsspannung, und zwar im ersten Bild nach einem Simulationszeitraum von 123 Jahren und in den folgenden Bildern, jeweils bei einem Zahlenwert von $\sigma_{vM} = 6 \text{ MPa}$ gedeckelt, nach Simulationszeiträumen von 1, 10 und 123 Jahren. Erkennbar ist hier, dass sich die Extremalbeanspruchungen im Lauf der Zeit ringförmig um den Hohlraum anordnen und sich dort auch akkumulieren. Dieser Prozess ist auf die hier für das Tongestein als positiv abgeleiteten Viskositätsparameter m und k_2 zurückzuführen, vergleiche dazu Abschnitt 6.3.2.2(b). Beide positiven Viskositätsparameter führen dazu, dass sich mit steigender Vergleichsspannung σ_{vM} die Kriechgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}^{v,st}$ bzw. $\dot{\epsilon}^{v,tr}$ verringert. In der Folge finden in Gebirgsbereichen höherer Beanspruchungen nur noch vermindert Spannungsumlagerungen und somit ein Abbau von Beanspruchungsspitzen statt, während in direkt angrenzenden Bereichen mit geringeren Beanspruchungen diese Beanspruchungen ihrerseits in Richtung der Beanspruchungsspitzen umgelagert werden und sich auf diese Weise dort akkumulieren und lokal konzentrieren kön-

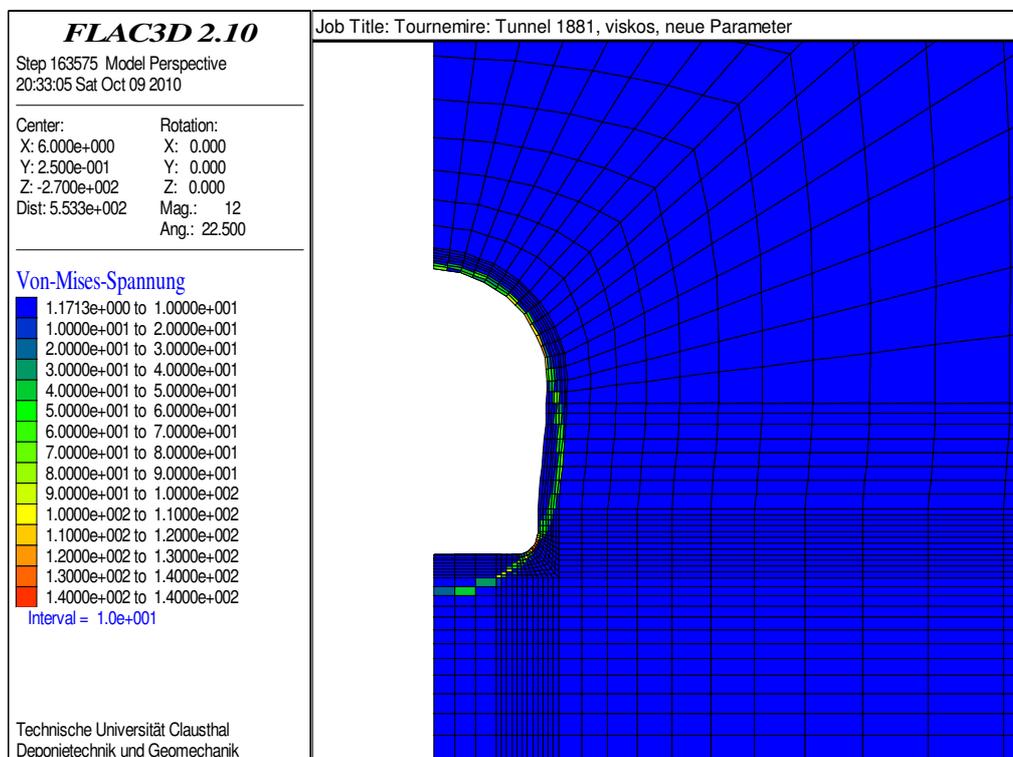


Bild 8.135: Vergleichsspannungen im Nahfeld des Tunnels 1881 unter Berechnungsvariation NBV-00* nach 123 Jahren

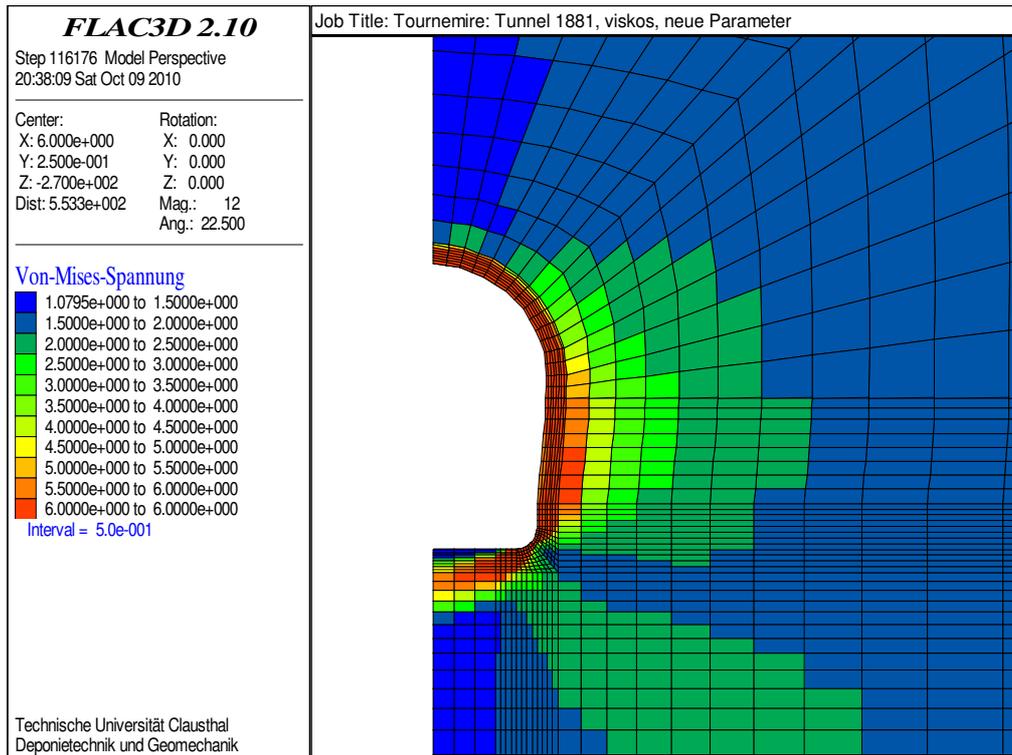


Bild 8.136: Vergleichsspannungen im Nahfeld des Tunnels 1881 unter Berechnungsvariation NBV-00* nach 1 Jahr, gedeckelt bei $\sigma_{vM} = 6 \text{ MPa}$

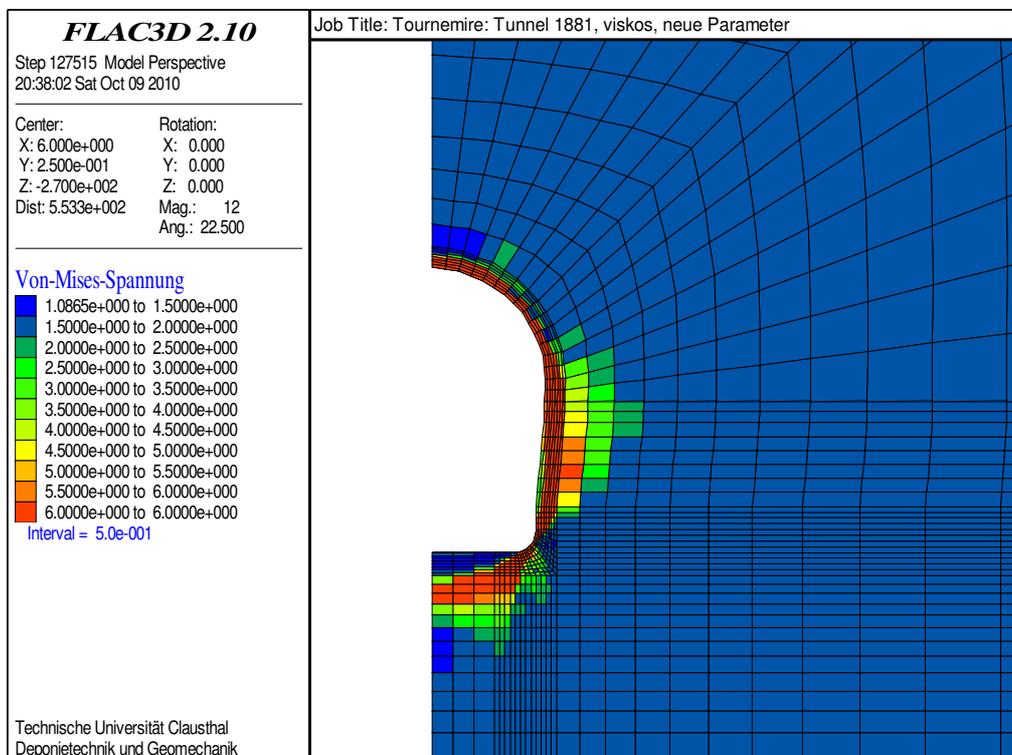


Bild 8.137: Vergleichsspannungen im Nahfeld des Tunnels 1881 unter Berechnungsvariation NBV-00* nach 10 Jahren, gedeckelt bei $\sigma_{vM} = 6 \text{ MPa}$

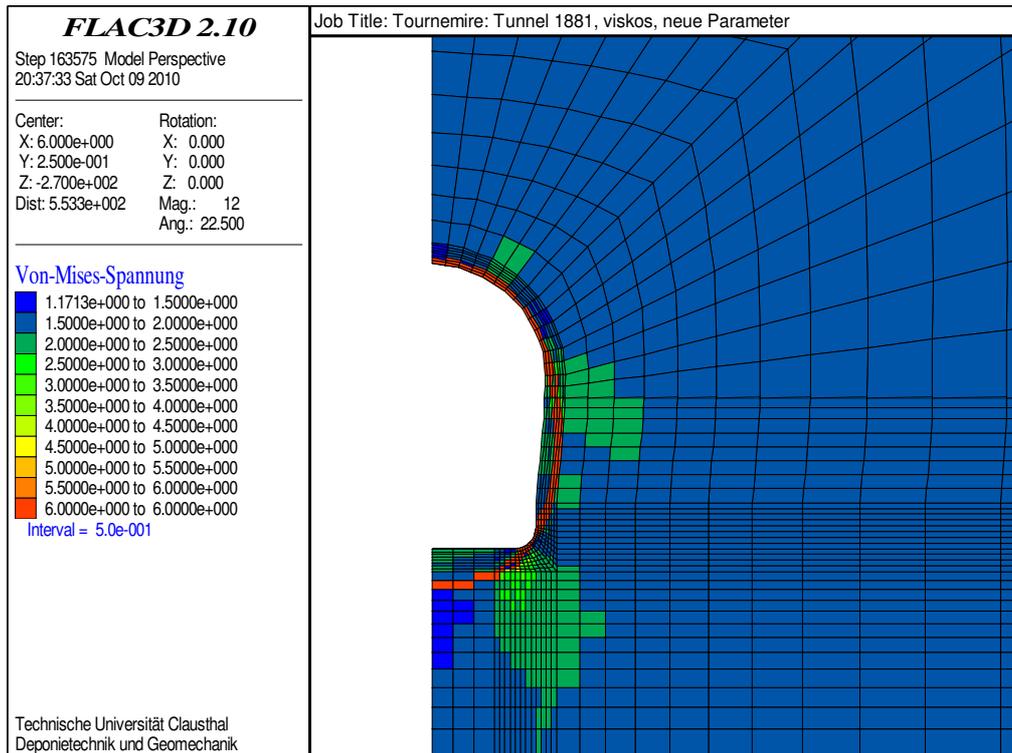


Bild 8.138: Vergleichsspannungen im Nahfeld des Tunnels 1881 unter Berechnungsvariation NBV-00 nach 123 Jahren, gedeckelt bei $\sigma_{vM} = 6 \text{ MPa}$*

nen. An dieser Stelle sei ausdrücklich darauf hingewiesen, dass es sich bei dieser Ausbildung einer Art Tragring lediglich um ein simulationsbezogenes aufgetretenes Phänomen handelt, welches in der Realität weder in irgendeiner Form nachgewiesen noch (derzeit?) vorstellbar oder gar begründbar ist und welches somit die Unzulänglichkeiten bei der hier angewandten Methode der Parameterableitung hervorhebt.

Eine letzte Betrachtung der in der Variation NBV-00* berechneten Messstreckenkonvergenzen des Stollens 1996 in Bild 8.139 zeigt, dass auch hier das Dilatanzverzerrungskriterium durch seine kriechdeformationsreduzierende Wirkung die Simulationsergebnisse in Richtung der Simulationsergebnisse der Variationen aus dem vorigen Abschnitt 8.3 und damit in Richtung der tatsächlichen Konvergenzmesswerte bewegt. Jedoch fallen die Deformationen auch in diesem Vergleich noch signifikant zu groß aus.

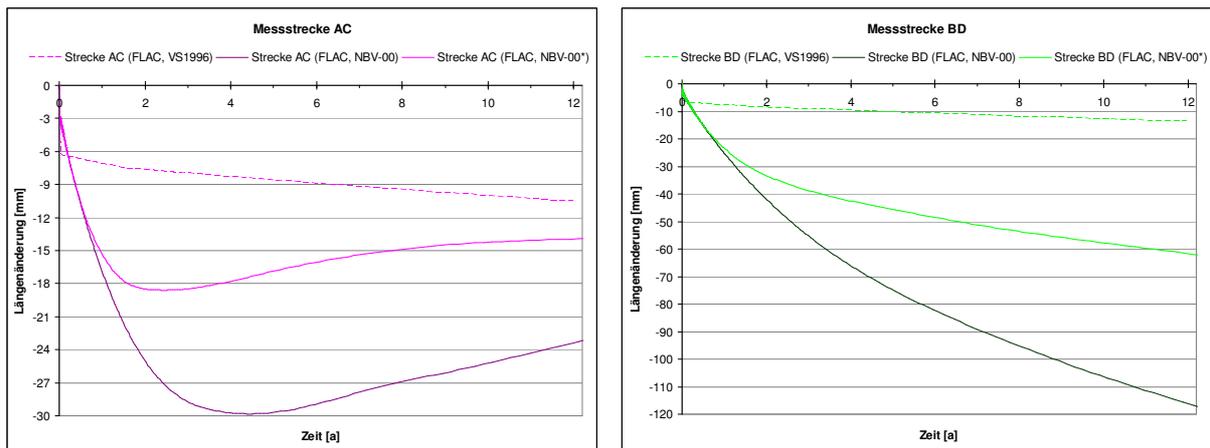


Bild 8.139: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke des Stollens 1996 über die Zeit für die Variationen VS1996 (hell, gestrichelt), NBV-00 (dunkel, durchgezogen) und NBV-00* (hell, durchgezogen)

8.4.3 Variationssituationen

(a) Berechnungsannahmen

Die viskosen Variationssituationen basieren auf den in Abschnitt 6.3.2.2 in Unterpunkt (b) erläuterten verschiedenen Herangehensweisen an die Ableitung der viskosen Materialparameter aus den ε_1 - t -Diagrammen der laborativen Langzeituntersuchungen. Tabelle 8.18 gibt eine Übersicht über die im genannten Abschnitt ermittelten Parametersätze. Für die Grundsituation NBV-00 wurde im vorigen Abschnitt der erste Parametersatz herangezogen, welcher den Ausführungen in Abschnitt 6.3.2.2 zufolge als zur Beschreibung des viskosen Materialverhaltens geeignet erscheint. Variation NBV-09 beinhaltet die durch eine abweichende Einschätzung der stationären Kriechrate in einer der Versuchskurven sowie durch Mittelung über die Prüfkörper erhaltene Parametermodifikation, während für die beiden übrigen Variationen NBV-10 und NBV-11 von einem sich auf Dauer einstellenden und somit lediglich transienten Kriechvorgang mit auf unterschiedlicher Weise eingeschätzter viskoser Gesamtdeformation ausgegangen wird.

Berechn.- variation	\bar{G}_K^* [MPa]	k_1 [MPa ⁻¹]	$\bar{\eta}_K^*$ [MPa · d]	k_2 [MPa ⁻¹]	$\bar{\eta}_M^*$ [MPa · d]	m [MPa ⁻¹]	Anmerkungen
NBV-00	27.100	+0,04	17.400	+0,12	218.000	+0,16	Grundsituation
NBV-09	12.900	+0,08	54.600	+0,06	691.000	+0,09	PK-Mittelung
NBV-10	1.910	+0,10	183.000	+0,08	10 ³⁰	0,00	nur trans./MbT
NBV-11	4.120	+0,09	164.000	+0,07	10 ³⁰	0,00	nur trans./50%

Tabelle 8.18: Zusammenstellung der Variationsparameter

Zur Bewertung des Einflusses des Dilatanzverzerrungskriteriums wird auch für die Berechnungsvariation NBV-09 analog zum vorangehenden Abschnitt eine Nebenvariation unter Verwendung des Dilatanzverzerrungskriteriums erstellt und mit NBV-09* bezeichnet. Für die Variationen NBV-10 und NBV-11, bei welchen der stationäre Kriechanteil fehlt, ist eine solche Nebenvariation allerdings redundant, da eine dilatanzinduzierte Verzehnfachung von $\bar{\eta}_M^* = \infty$ keine Auswirkung auf die Variationssituation hätte und somit auf dasselbe Berechnungsergebnis führen würde.

(b) Berechnungsergebnisse und Diskussion

Die Berechnungsergebnisse zu den Gebirgskonvergenzen im Stollen 1996 für die Variations-situation NBV-09 werden in Bild 8.140 u.a. den Resultaten für die viskose Grundsituation NBV-00 gegenübergestellt (dunkle Linien). Den Viskositätsparametern aus Tabelle 8.18 zufolge ist in Variation NBV-09 beim kurzzeitigen Deformationsverhalten in den ersten Tagen aufgrund des erhöhten *Kelvin*-Viskositätsgrundwertes $\bar{\eta}_K^*$ mit einem verlangsamten Prozess des transienten Kriechens zu rechnen, der zwar wegen des geringeren *Kelvin*-Schubmodul-Grundwertes \bar{G}_K^* auf kurzfristig erhöhte Zahlenwerte für die Konvergenzen führt, welche jedoch auf längere Sicht bedingt durch den wiederum erhöhten *Maxwell*-Viskositätsgrundwert $\bar{\eta}_M^*$ und einer somit verminderten stationären Kriechverformungsrate hinter den berechneten Zahlenwerten für die Konvergenzen für die Variation NBV-00 zurückbleiben. Die vier Diagramme aus Bild 8.140 bestätigen genau diese Erwartung.

Auch zur Variation NBV-09 wurde eine Nebenvariation NBV-09* formuliert, deren Ergebnisse zusammen mit den Ergebnissen aus der Variation NBV-00* ebenfalls in den oberen beiden Diagrammen des Bildes 8.140 in Form der hellen Linien aufgetragen sind. Im Vergleich mit der eigentlichen Variation NBV-09 lässt sich analog zu NBV-00* und NBV-00 feststellen, dass bereits nach wenigen Jahren eine Abminderung der rechnerischen Konvergenzen durch das Dilatanzverzerrungskriterium erfolgt. Jedoch sind auch in diesem Fall die Zahlenwerte für die Konvergenzen gemessen an den als Richtwert zu betrachtenden berechneten Kurven für die Berechnungsvariationen VS1996 und V2/10 aus Bild 8.132 noch deutlich zu hoch.

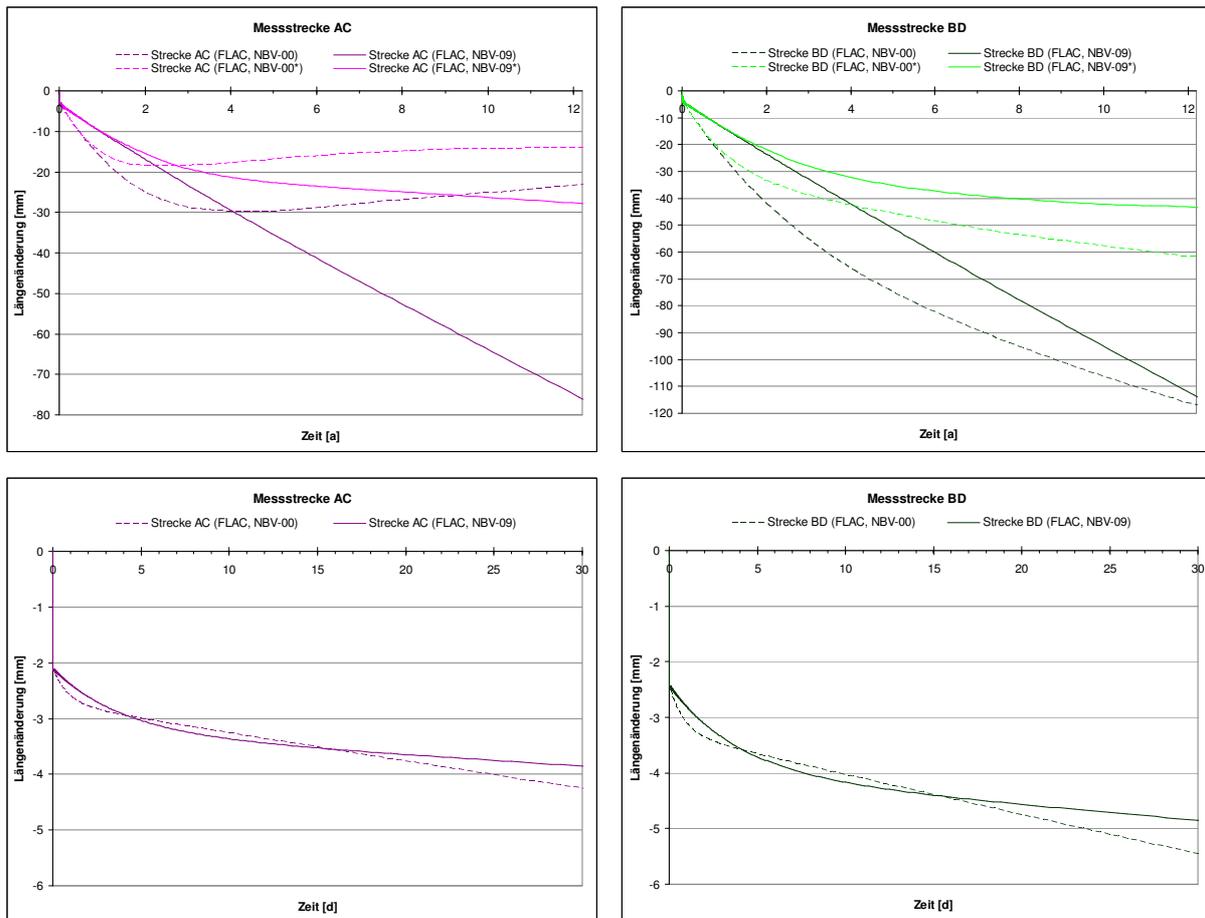


Bild 8.140: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke des Stollens 1996 über die Zeit (obere Zeile: $t = 12$ a, untere Zeile: $t = 30$ d) für die Variationen NBV-00 (dunkel, gestrichelt), NBV-00* (hell, gestrichelt), NBV-09 (dunkel, durchgezogen) und NBV-09* (hell, durchgezogen)

Eine Auffälligkeit an den Berechnungskurven aus der Variation NBV-09 im Vergleich zu denjenigen der Variation NBV-00 ist ihr fast linearer Verlauf, welcher seinerseits wiederum die durch die erhöhte stationäre Kriechrate in der Variation NBV-00 erhaltenen erhöhten, jedoch mit der Zeit abklingenden Zahlenwerte für die Konvergenzen übersteigt. Während also ein Umstand in der Variationssituation NBV-00 dafür sorgt, dass die berechneten Konvergenzraten im Stollen 1996 mit der Zeit abklingen und im Fall der nahezu vertikalen Messstrecke AC sogar ihr Vorzeichen ändern, d.h. eine Expansion erfolgt, ist eine derartige Reduzierung des Verformungsprozesses in Variation NBV-09 nicht oder zumindest nicht in einem vergleichbaren Maß zu finden. Die Ursache liegt offenbar in der bei der Variation NBV-00 beobachteten Ausbildung einer Art Tragring, d.h. in der kriechbedingten Umlagerung der Gebirgsbeanspruchungen in einen den Hohlraum ringförmig umgebenden Bereich extremerer

Beanspruchungen entsprechend den Bildern 8.136 bis 8.138. Die Bilder 8.141 bis 8.144 zeigen hierzu für die beiden genannten Berechnungsvariationen die zeitliche Entwicklung der Vergleichsspannungen (zahlenmäßig gedeckelt bei $\sigma_{vM} = 4 \text{ MPa}$) und der Vergleichsverzerrungen im Gebirge, d.h. Flächenplots dieser Größen zu simulierten Kriechzeiträumen von einem bzw. drei Jahren.

Der die Spannungsabhängigkeit des *Maxwell*-Viskositätsmoduls bestimmende Materialparameter m ist in der Variationssituation NBV-09 mit $m = 0,09$ deutlich kleiner als in der Variationssituation NBV-00 mit $m = 0,16$. Dieser Umstand hat gemäß den Ausführungen aus Abschnitt 6.3.2.2(b) mit Bild 6.18(a) in Verbindung mit den Ausführungen aus dem vorangegangenen Abschnitt zur Folge, dass der rechnerisch beobachtete Effekt des bei erhöhten Vergleichsspannungen verminderten stationären Kriechverhaltens bei Variation NBV-09 erst für erhöhte Beanspruchungen im Vergleich zu Variation NBV-00 stattfindet. Folglich ist die Bandbreite der Vergleichsspannungen, für die sich das stationäre Kriechverhalten in der üblichen Art und Weise entwickelt (Zunahme der stationären Kriechrate bei zunehmenden Spannungen), bei Variation NBV-09 größer als bei Variation NBV-00. Zusammen mit der insgesamt geringeren stationären Kriechrate aufgrund des angehobenen Zahlenwertes für $\bar{\eta}_M^*$ führt diese größere Bandbreite der Vergleichsspannungen mit dem üblichen Kriechverhalten dann insbesondere im Firstbereich dazu, dass die zu der ringförmig ausgebildeten Beanspruchungskonzentration führenden Spannungsumlagerungen in Variation NBV-09 deutlich langsamer erfolgen als in Variation NBV-00, Bilder 8.141 und 8.142. Auf diese Weise verbleibt ein deutlich längerer Zeitraum für ein relativ gleichförmiges Kriechverhalten, so dass sich die Verzerrungen im Firstbereich des Modells hinsichtlich ihrer Größenordnung im gleichen Maß entwickeln können wie im Stoß- und Sohlenbereich, Bild 8.144. Es erfolgt daher auch keine relativ abrupte Reduzierung oder Beendigung des Kriechprozesses aufgrund fehlender Bereiche mit kriechbegünstigenden Beanspruchungszuständen, Bild 8.143.

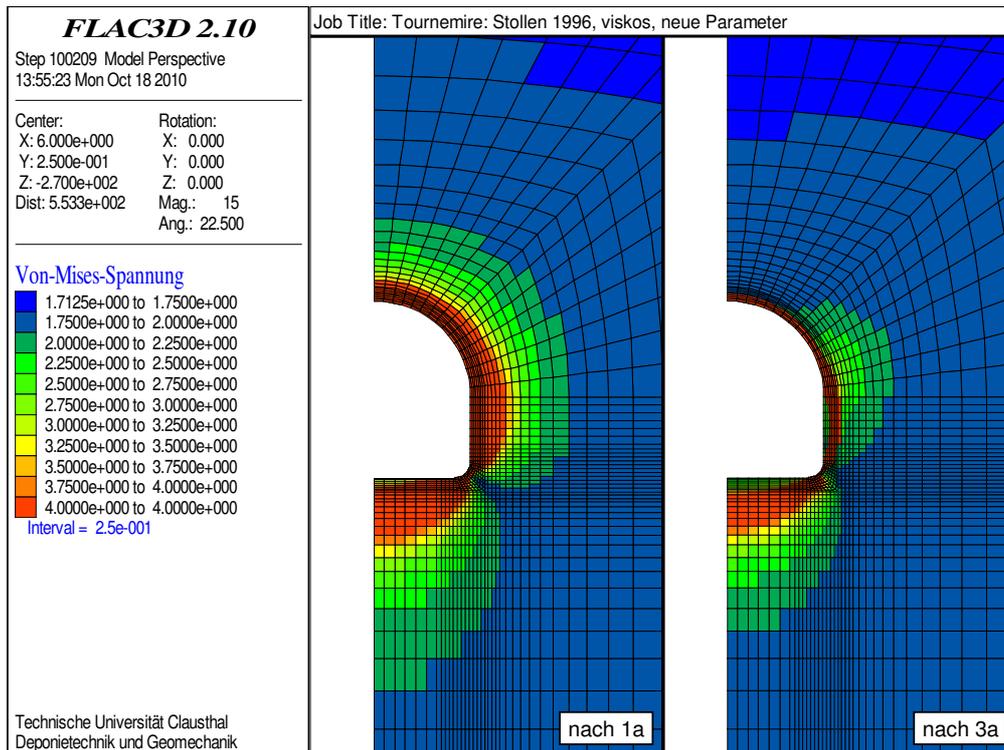


Bild 8.141: Zeitliche Entwicklung der Vergleichsspannungen im Nahfeld des Stollens 1996 unter Berechnungsvariation NBV-00, gedeckelt

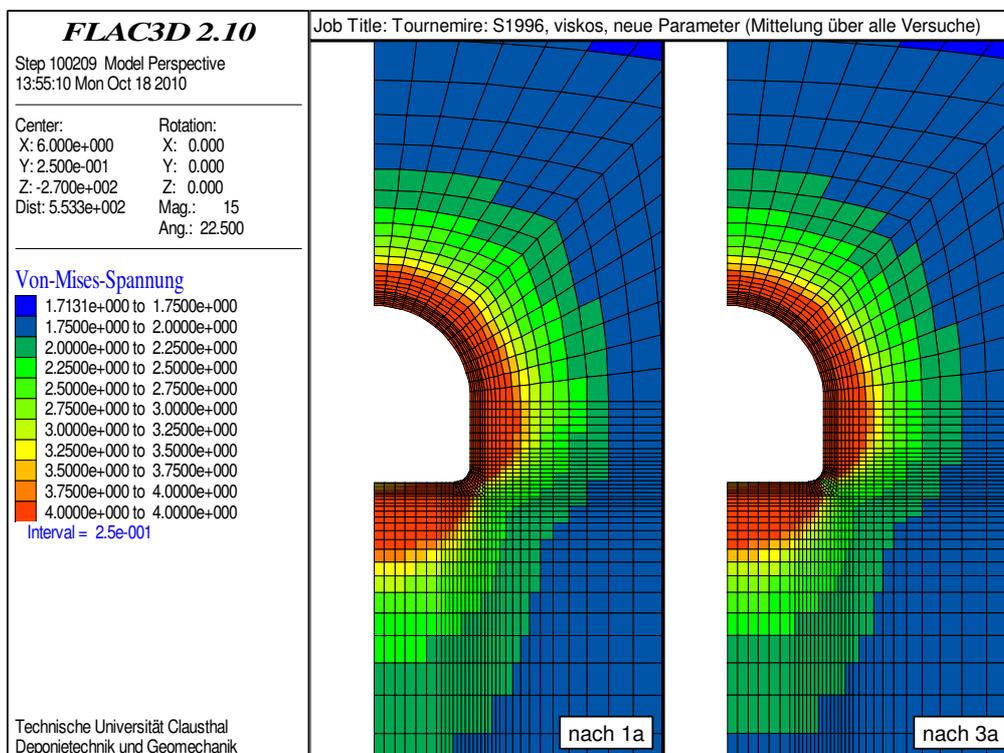


Bild 8.142: Zeitliche Entwicklung der Vergleichsspannungen im Nahfeld des Stollens 1996 unter Berechnungsvariation NBV-09, gedeckelt

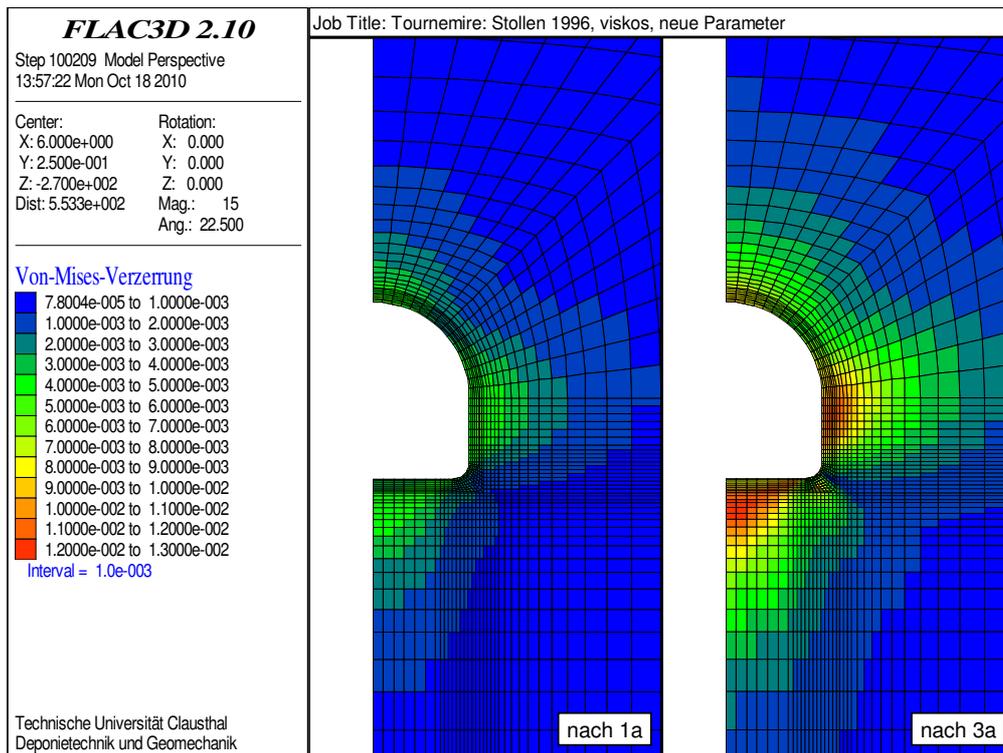


Bild 8.143: Zeitliche Entwicklung der Vergleichsverzerrungen im Nahfeld des Stollens 1996 unter Berechnungsvariation NBV-00

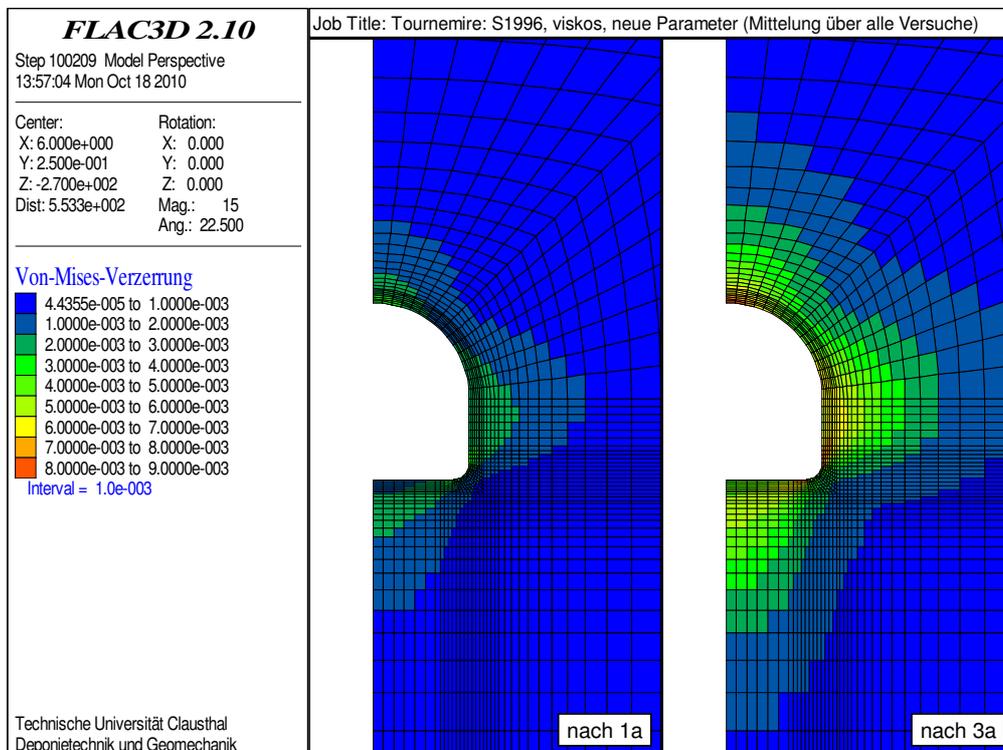


Bild 8.144: Zeitliche Entwicklung der Vergleichsverzerrungen im Nahfeld des Stollens 1996 unter Berechnungsvariation NBV-09

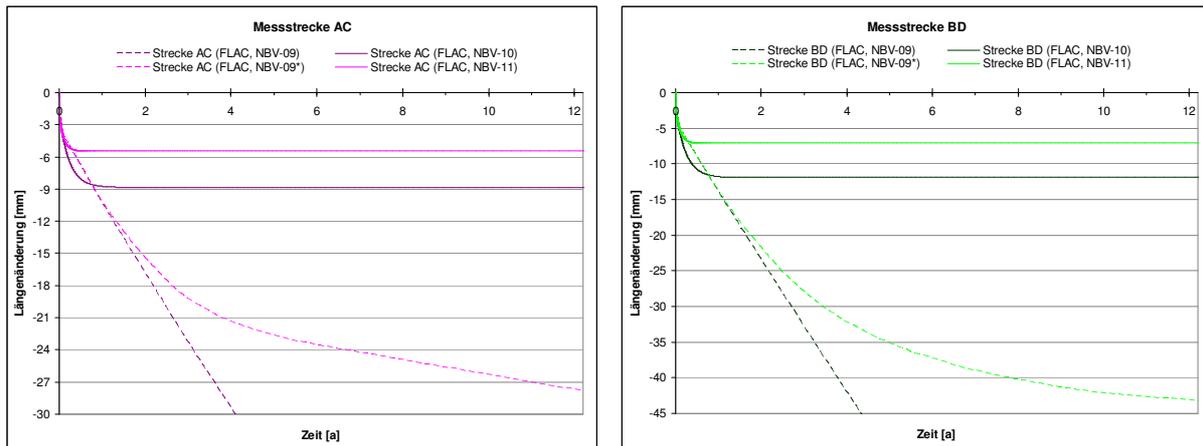


Bild 8.145: Berechnete Deformationen in Richtung der vertikalen und der horizontalen Messstrecke des Stollens 1996 über die Zeit aus den Variationen NBV-09 (dunkel, gestrichelt), NBV-09* (hell, gestrichelt), NBV-10 (dunkel, durchgezogen) und NBV-11 (hell, durchgezogen)

Die Berechnungsergebnisse für die Stollenkonvergenzen am Messquerschnitt P2 im Rahmen der zwei Berechnungsvariationen ohne stationären Kriechanteil unter der Bezeichnung NBV-10 und NBV-11 sind in Bild 8.145 den Ergebnissen der Variation NBV-09 und NBV-09* gegenübergestellt. Hier ist zu sehen, dass die Kurven der beiden Variationen mit lediglich transient-viskosem Kriechverhalten mit ihren Zahlenwerten wieder in betraglich niedrigeren Bereichen und damit in der Größenordnung entsprechend der Variationen VS1996 und V2/10 aus Bild 8.132 liegen.

Abschließend wird ein Blick auf die berechneten Bruchzonen im Konturbereich des Haupttunnels 1881 geworfen, Bilder 8.146 und 8.147. Die im betrachteten Simulationszeitraum von 12 Jahren unaufhörlich fast linear ansteigenden stationären Kriechdeformationen der Berechnungsvariation NBV-09, die bereits in Bild 8.140 beobachtet wurden, führen zu einer Überschreitung der aus laborativen Untersuchungen am Lehrstuhl abgeleiteten Bruchverzerrungsgrenze in großen Teilen des Nahfeldes des Tunnels 1881, so dass die aus Bild 8.133 ersichtliche Dimension des Bruchversagens aus der Variation NBV-00 noch bei weitem übertroffen wird. Damit ist die Berechnungsvariation NBV-09 hinsichtlich der Erklärung der zwiebel-schalenförmigen Rissbildung nahe der Tunnelkontur genauso wenig geeignet wie die zwei Berechnungsvariationen ohne stationären Kriechanteil. Mit den auf eigene laborative Untersuchungen und Langzeiteinschätzungen basierenden Variationen NBV-10 und NBV-11 konnten zwar die Messstreckenkonvergenzen des Stollens 1996 in ihrer Größenordnung zufriedenstellend abgebildet werden, jedoch hat sich Bild 8.147 zufolge keine einzige Bruchzone im Berechnungsmodell ausgebildet.

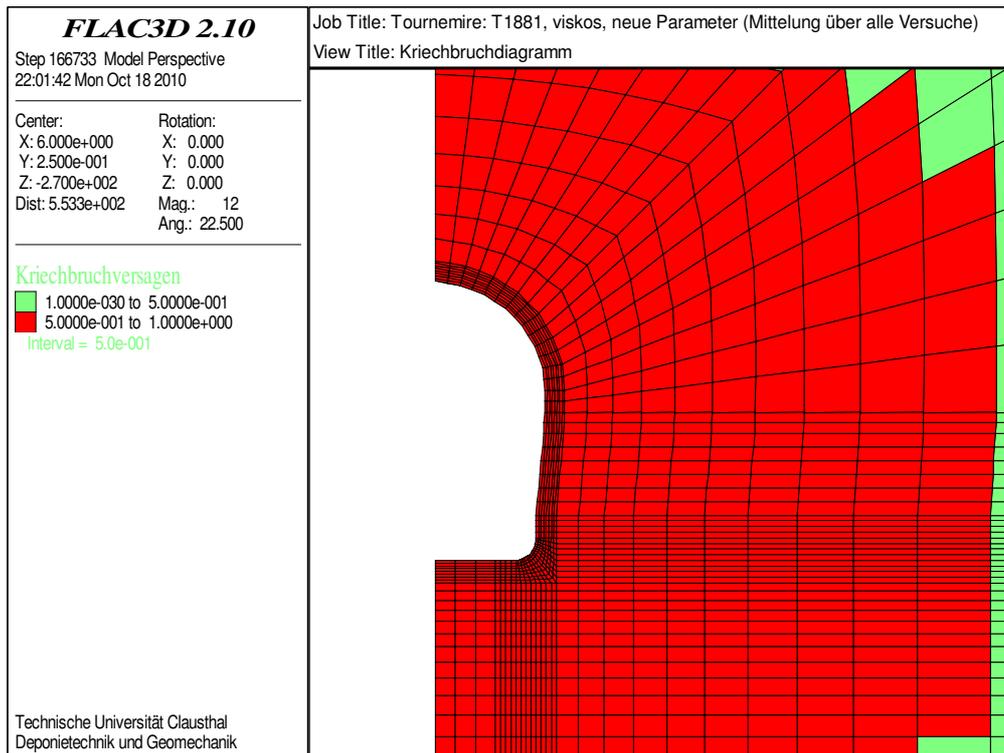


Bild 8.146: Bruchzonen (rot) am Tunnel 1881 nach einem Simulationszeitraum von 105 Jahren für die Berechnungsvariation NBV-09

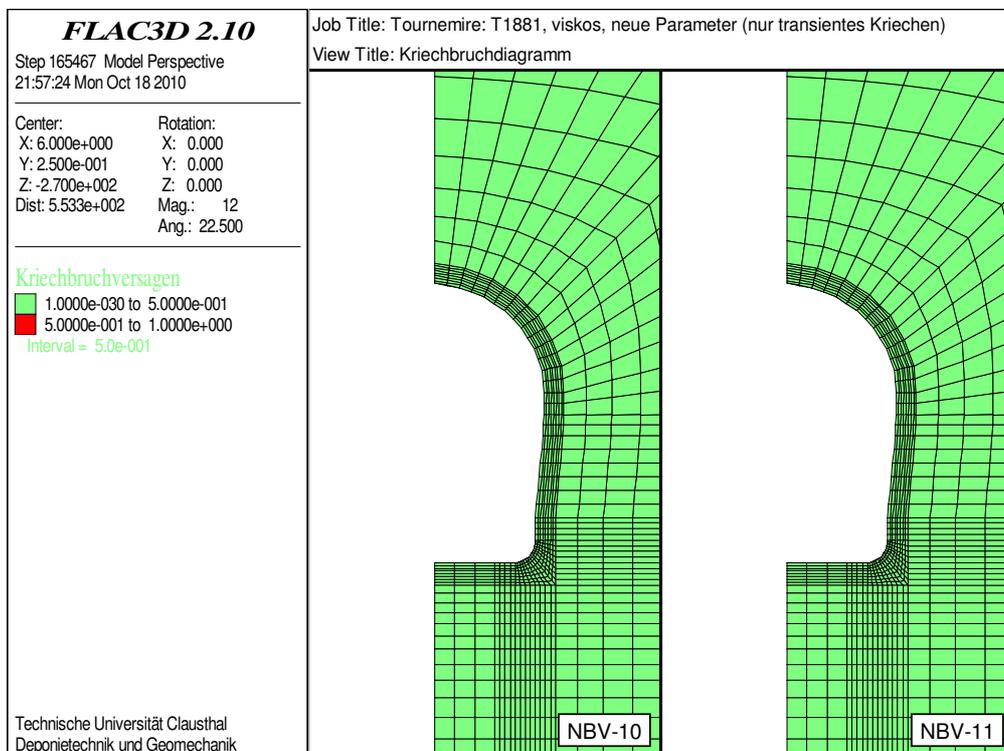


Bild 8.147: Bruchzonen am Tunnel 1881 nach einem Simulationszeitraum von 129 Jahren für die Berechnungsvariationen NBV-10 und NBV-11



8.5 Modellierung und Simulation des Mine-by-Tests unter Verwendung von Materialparametern aus der Literatur

8.5.1 Grundlagen

Bei der Auffahrung des Querstollens 2003 sind im Rahmen des in Abschnitt 2.3.4(c) näher erläuterten Mine-by-Tests unter anderem Deformationsmessungen im umliegenden und von der Auffahrung beeinflussten Gebirge vorgenommen worden. Zur Installation von Messgeräten ist das 35 m lange Bohrloch „M5“ südlich des Querstollens 2003 horizontal vom Haupttunnel ausgehend unter einem Winkel von 45° in das Gebirge in Richtung Querstollen abgeteuft und mit einem Fünffachextensometer ausgestattet worden. Die Erweiterung des bisher verwendeten 2D-Modells auf ein die Situation des Mine-by-Tests hinreichend erfassendes 3D-Modell sowie die Umsetzung der geometrischen und technischen Rahmenbedingungen des Mine-by-Experiments (Bohrloch M5, Extensometer) auf dieses 3D-Modell sind bereits in Abschnitt 7 erläutert und dort in Abschnitt 7.3 zu finden. In diesem Abschnitt 8.5 wird die Simulation der Auffahrung des Stollens 2003 unter räumlicher und zeitlicher Aufteilung des Vortriebsablaufs gemäß den tatsächlich vorliegenden Abschlagslängen und Abschlagsdauern vorgestellt. Danach werden die Ergebnisse dieser Berechnungen diskutiert. Dabei werden für das Gebirge sowohl ein elastisch-viskoses Materialverhalten wie auch insbesondere zum Vergleich und zur Einschätzung der Größe der viskosen Verformungsanteile ein lediglich linear-elastisches Stoffmodell angesetzt.

Die Simulation des Ausbruchs verläuft bei Ansatz beider Stoffmodelle grundsätzlich identisch. Zu Beginn werden im Auffahrungsbereich des Modells (hellgrauer Bereich in Bild 7.10) die Elemente bis zu einer festgelegten Tiefe statisch unwirksam gemacht. Darauf erfolgt eine zeitunabhängige Ausbalancierung der Spannungszustände unter dem elastischen Stoffmodell. Im Anschluss daran werden gegebenenfalls viskose Deformationen und dadurch bedingte Spannungsumlagerungen für die Dauer eines festgelegten Zeitraumes berechnet. Nach Ablauf dieses an den tatsächlichen Abschlagszeiten orientierten Zeitraumes wird der Simulationsprozess für die nachfolgenden Abschlüge wiederholt.

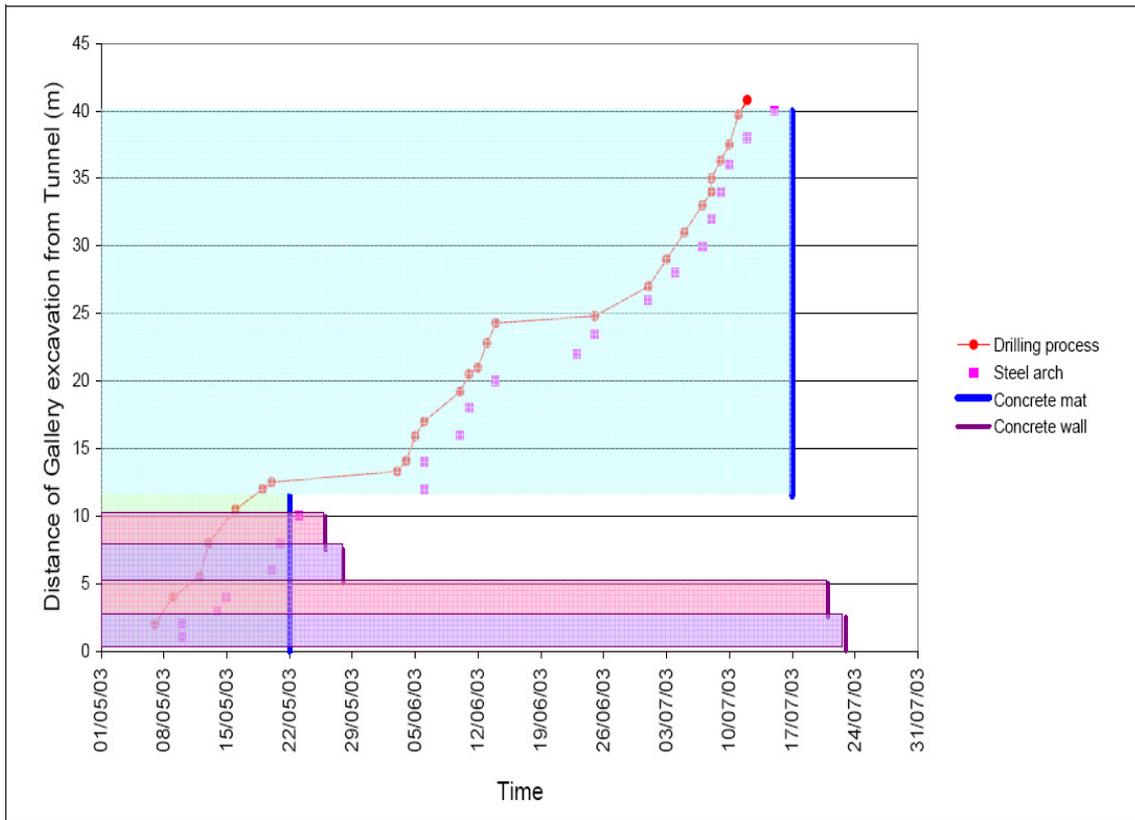


Bild 8.148: Dokumentation des Vortriebs des Stollens 2003 mit Aufzeichnung der Ausbruchstiefe und der Anordnung von Ausbaumitteln im Verlauf der Zeit, Rejeb et al. (2007)

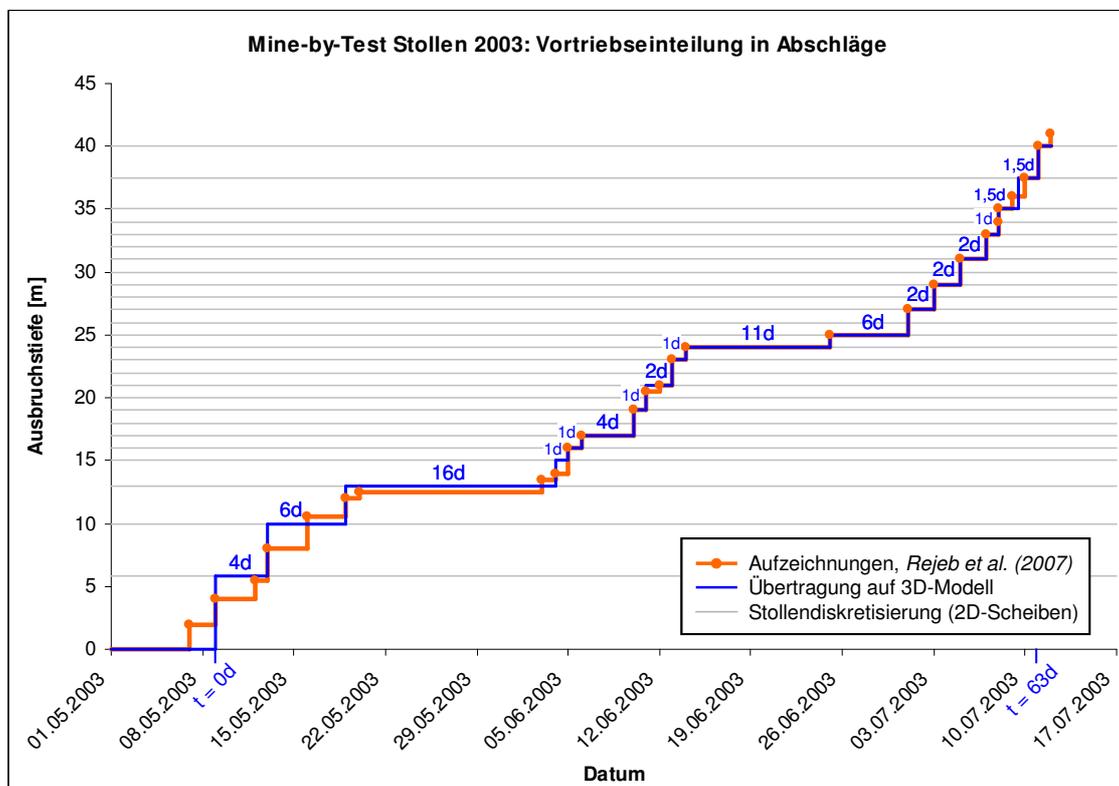


Bild 8.149: Übertragung der Abschlagslangen und Abschlagsdauern auf das 3D-Modell



In *Rejeb et al. (2007)* ist der Ablauf des Vortriebs in Form eines Diagramms dokumentiert, das in Bild 8.148 wiedergegeben ist. Diesem Diagramm sind neben den Zeitpunkten des Einbaus diverser Ausbaumittel auch die Abschlagslängen und Abschlagsdauern des Stollenvortriebs zu entnehmen. Unter Berücksichtigung der Einteilung der Modelldiskretisierung in Vortriebsrichtung wurden diese Vortriebscharakteristika gemäß Bild 8.149 auf das Simulationsmodell übertragen. Diese Übertragung war aufgrund der Wahl der Einteilung und der Diskretisierungen nach Abschnitt 7.3 in zufriedenstellender Weise möglich.

8.5.2 Simulation mit einem linear-elastischen Stoffmodell

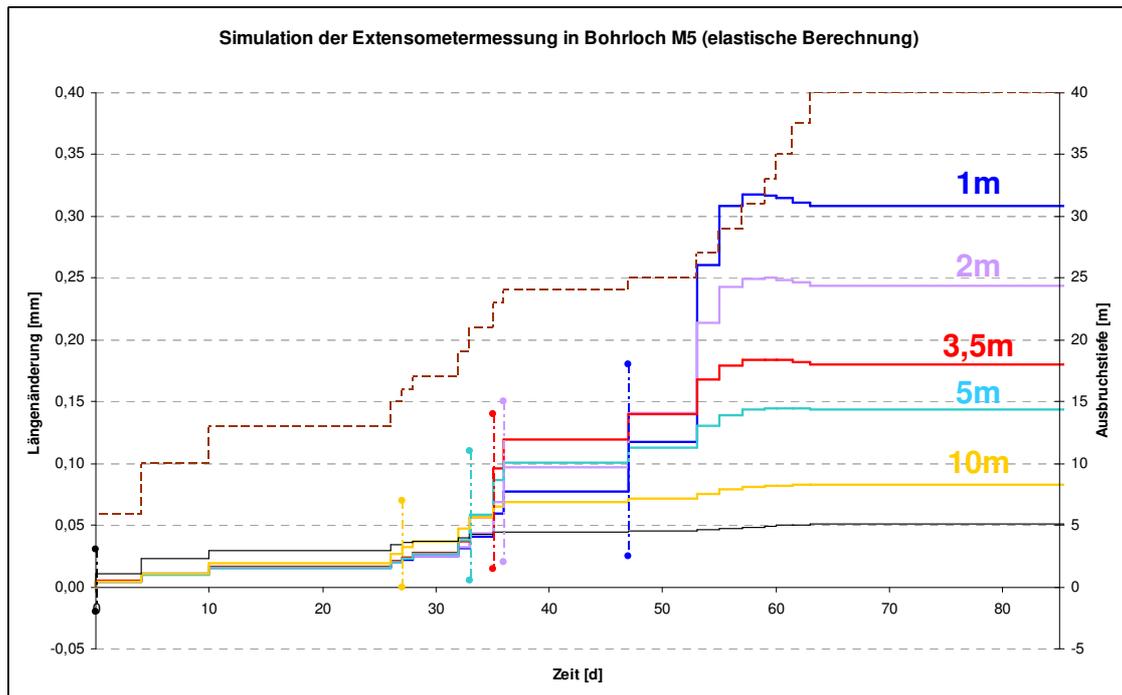
Die linear-elastische Vergleichsberechnung erfolgt mit dem *Hookeschen* Stoffmodell in einer den elastisch-viskosen Berechnungsvariationen aus Abschnitt 8.3 entsprechenden Modifikation. Ausgehend von der linear-elastischen Variationssituation 2 nach Tabelle 8.10 und unter den Anpassungen des primären Spannungszustandes (Unterabschnitte 8.3.4.2 und 8.3.4.3) und der Verformungsparameter (Unterabschnitt 8.3.4.7) an Laborbefunde und die Ergebnisse von in situ-Messungen werden die in Tabelle 8.19 unter der Variationsbezeichnung „3D-el“ aufgelisteten Eigenschaften und Zahlenwerte für die rechnerische Simulation erhalten. Zudem wird eine weitere Simulationsvariation mit der Bezeichnung „3D-el-2,5“ formuliert, bei der näherungsweise ein etwaiges Trennflächengefüge berücksichtigt wird, indem wie in Unterabschnitt 8.3.4.6 die Verformungsmoduli (Näherungswerte) mit dem Divisor 2,5 herabgesetzt werden.

Berechnungsvariation	Primärspannungszustand	mechanisches Stoffmodell	elastisches Stoffmodell (Hooke)	Parameter des elastischen Stoffmodells
3D-el	$\sigma_v = 3,8 \text{ MPa}$; $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$; $\sigma_h = 2,1 \text{ MPa}$	elastisch	transversal isotrop	$E_{v\parallel} = 27.680 \text{ MPa}$; $E_{v\perp} = 9.270 \text{ MPa}$; $\nu_{\parallel} = 0,17$; $\nu_{\perp} = 0,20$; $G_{\perp} = 3.940 \text{ MPa}$
3D-el-2,5	$\sigma_v = 3,8 \text{ MPa}$; $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$; $\sigma_h = 2,1 \text{ MPa}$	elastisch	transversal isotrop	$E_{v\parallel} = 10.800 \text{ MPa}$; $E_{v\perp} = 3.600 \text{ MPa}$; $\nu_{\parallel} = 0,17$; $\nu_{\perp} = 0,20$; $G_{\perp} = 1.600 \text{ MPa}$

Tabelle 8.19: Stoffmodellparameter für die Simulationsvariationen 3D-el und 3D-el-2,5

Die Bilder 8.150 und 8.151 zeigen die für die beiden Simulationsvariationen erhaltenen Resultate für die Verschiebungen der Extensometerstangen des Bohrlochs M5 im Verlauf der Zeit. Diese Extensometerverschiebungen sind nach der Beschreibung in Abschnitt 7.3(b) berechnet worden. Dabei sind die einzelnen Extensometerstangen über die Entfernungen ihrer Verankerungspunkte zur Kontur des Stollens 2003 zu identifizieren, Bild 7.12. Die in den nachfolgenden Bildern oben angeordneten Diagramme zeigen Deformationskurven für die Variation 3D-el, während die Deformationskurven für die Variation 3D-el-2,5 in den unteren Diagrammen zu finden sind. Der Fortschritt des Stollenvortriebs ist in allen Diagrammen als braun gestrichelte Linie zusätzlich eingezeichnet, und die farbigen vertikalen Markierungslinien heben die Zeitpunkte hervor, zu denen der Vortrieb einen Extensometerverankerungspunkt passiert hat, wobei die Zuordnung von Extensometerstange und Messkurve über eine jeweils gleiche Farbgebung erfolgt.

Ausgehend von einer nur sehr geringen Auswirkung des Querstollenvortriebs auf den etwa 26 m von der Querstollenkontur entfernten M5-Bohrlochmund wurde dieser zunächst für die Berechnung der Verschiebungen der Extensometerstangen näherungsweise als unverschieblich angenommen. Bild 8.150 zeigt die unter dieser Annahme berechneten Verschiebungen der Extensometerstangen für die beiden Berechnungsvariationen. Die schwarzen Kurven in diesem Bild quantifizieren dabei die berechneten Verschiebungen des Bohrlochmundes, welche im Vergleich zu den Verschiebungen der Verankerungspunkte der Extensometer zwar geringer ausfallen, aber dennoch nicht gänzlich zu vernachlässigen sind. Wenngleich die Aussagekraft der Zahlenwerte dieser Kurven aufgrund der im Modell fehlenden Einflüsse des Haupttunnels (Sekundärspannungsfeld) und des Querstollenausbaus (vgl. Abschnitt 7.3) nicht überschätzt werden sollte, so ist die Entfernung von 26 m dennoch zu gering für die oben getroffene Annahme, so dass eine erneute Berechnung zur Ermittlung der Verschiebungen der Extensometerstangen unter Berücksichtigung der Bohrlochmunddeformation sinnvoll erscheint. Die zugehörigen Kurven sind in Bild 8.151 zu finden.



$$E_v : 2,5$$

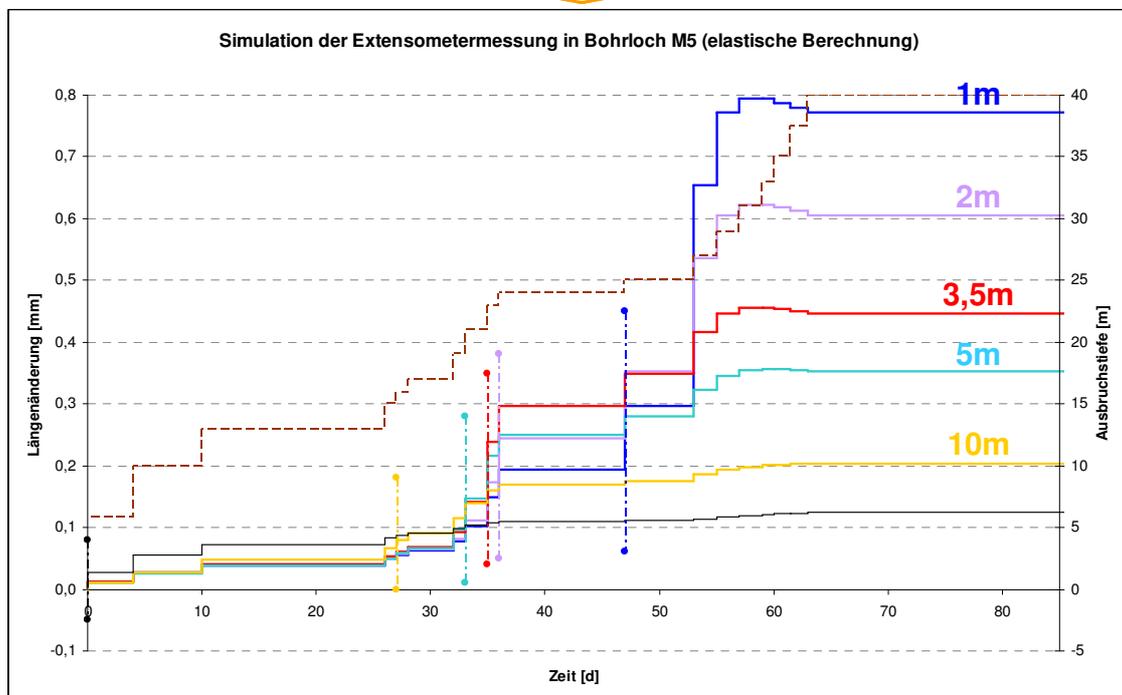
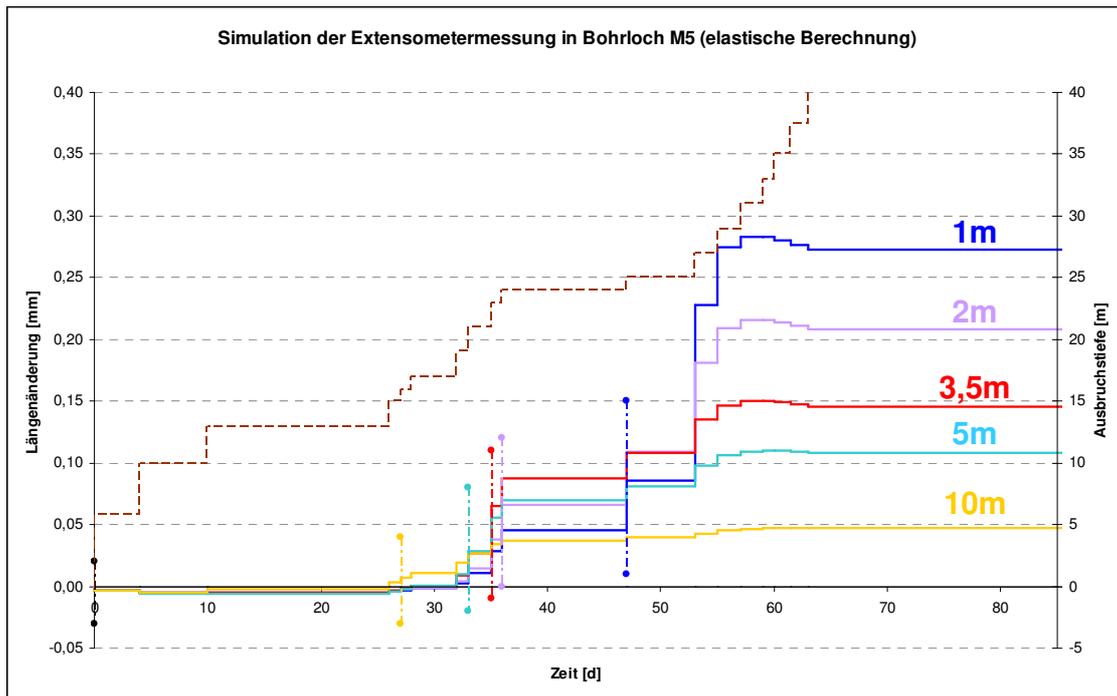


Bild 8.150: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometerstangen (Änderung der Streckenlängen) für die Variationssituationen 3D-el (oben) und 3D-el-2,5 (unten) unter der Annahme eines fixen M5-Bohrlochmundes. Zur Identifizierung der Extensometerstangen vgl. Bild 7.12.



$$E_v : 2,5$$

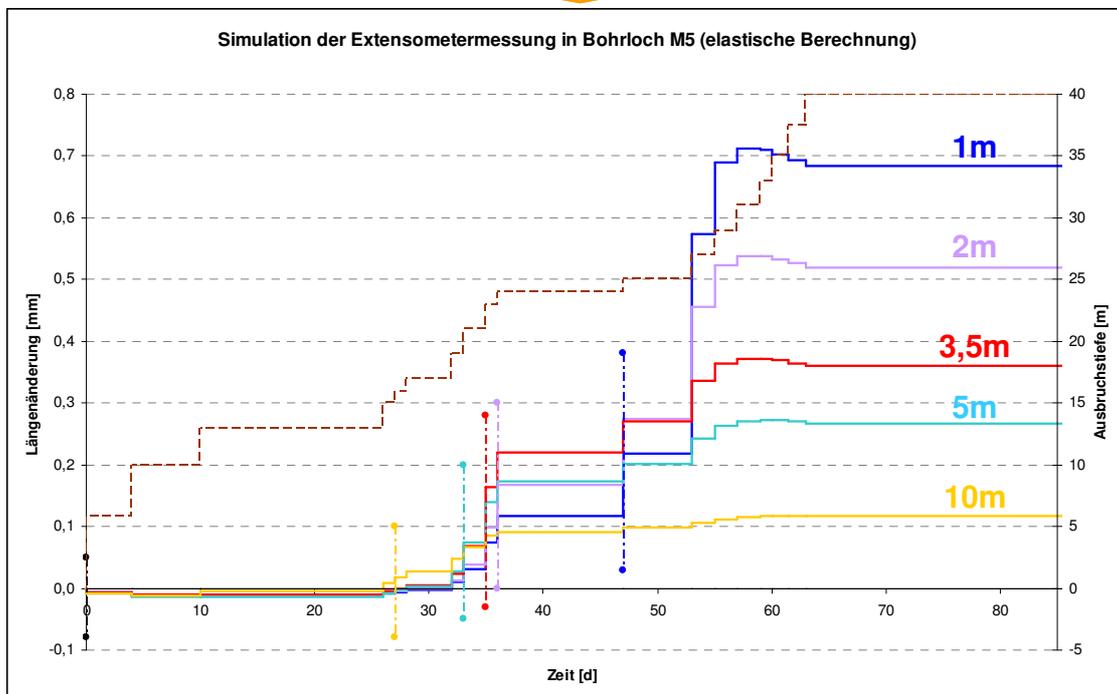


Bild 8.151: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometerstangen (Änderung der Streckenlängen) für die Variationssituationen 3D-el (oben) und 3D-el-2,5 (unten) unter Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen. Zur Identifizierung der Extensometerstangen vgl. Bild 7.12.

Zu erkennen ist in Bild 8.150 anhand der berechneten Verschiebungskurven, dass die Verschiebungen der Extensometerstangen kurz nach dem Passieren der Vortriebsfront stärker anwachsen als zu den anderen Zeiten und dass dieser zeitliche Unterschied in der Verschiebungsratesrate umso größer ist, je näher sich der zugehörige Verankerungspunkt an der Stollenkontur befindet. Die Rate der insgesamt geringeren Verformung des Bohrlochmundes ist zu Auffahrungsbeginn am höchsten, während der Vortrieb nach Erreichen der 25 m -Marke nach etwa 50 Tagen zu einer starken, in Richtung des Querstollens orientierten Verschiebung des dort nur 1 m hinter der Kontur liegenden Extensometerverankerungspunktes mit der Folge einer entsprechenden Verschiebung der dort verankerten Extensometerstange führt. Ferner fällt auf, dass bei fast allen berechneten Verschiebungskurven ein geringfügiger Rückgang der Deformationen nach etwa 60 Tagen zu verzeichnen ist. Eine zeitliche Analyse der Verschiebungen ergibt hierbei, dass sie zu Anfang gering und tendenziell in Vortriebsrichtung (positive y-Richtung) ausgerichtet sind, bei Annäherung der Ortsbrust eine querstollenwärts gerichtete Komponente (negative x-Richtung) hinzukommt, kurz nach dem Passieren der Vortriebsfront ein verstärkter Anstieg der Verschiebungen zu erkennen ist und bei Fortsetzung des Vortriebs die y-Komponenten gegen 0 konvergieren, ohne dass sich dabei die zahlenmäßige Größe der Deformationen wesentlich verändert, Bild 8.152. Die letzte Beobachtung, die einer Rotation des Verschiebungsvektors in Richtung der anfänglichen Lage der Extensometerstange entspricht, führt zu dem berechneten Deformationsrückgang. Schließlich ist noch zu sehen, dass die Herabsetzung des Verformungsmoduls über den Divisor 2,5 eine Zunahme der Deformationen um denselben Faktor nach sich zieht.

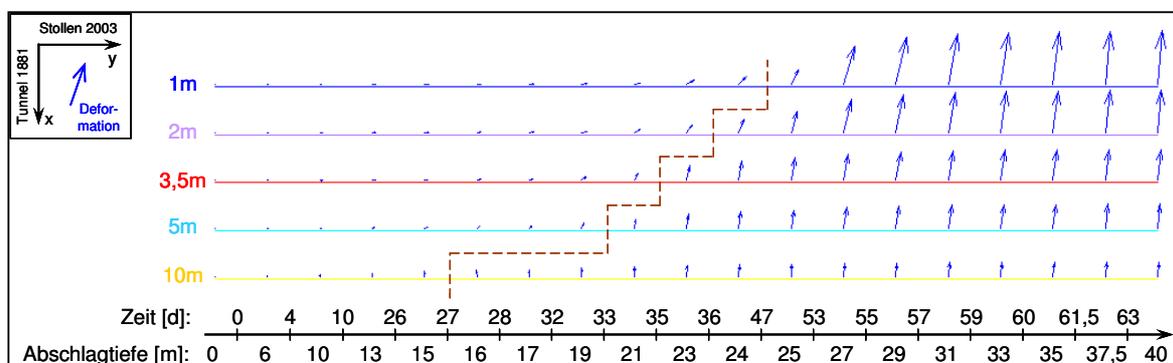


Bild 8.152: Berechnete Deformationen der Verankerungspunkte des M5-Extensometers im Verlauf der Zeit (die gestrichelte Linie markiert das Passieren der Vortriebsfront)



Die Berücksichtigung der Bohrlochmunddeformation liefert Bild 8.151 zufolge im Wesentlichen dieselben Resultate, und die Unterschiede zu Bild 8.150 sind eher quantitativer Art. Der Bohrlochmund verschiebt sich im Verlaufe der Vortriebssimulation in Richtung des Querstollens, so dass sich die Abstände des Extensometerkopfes zu den Verankerungspunkten verringern und die Deformationskurven damit unterhalb der Deformationskurven aus der Berechnung bei fixiertem Bohrlochmund liegen. Diese Reduktionen gehen soweit, dass vor den durch das Passieren der Ortsbrust induzierten verstärkten Zunahmen der Deformationen der Verankerungspunkte negative Zahlenwerte für die Deformationen entstehen und sich das Gebirge entlang der Extensometerstangen in diesem Zeitraum somit kontrahiert. An der Skalierung der Verschiebungen um den Faktor 2,5 beim Vergleich der Berechnungsvariation 3D-el-2,5 mit der Variation 3D-el ändert sich durch die Reduktion und die Kontraktion nichts.

8.5.3 Simulation mit einem linear-elastisch-viskosen Stoffmodell

(a) Linear-elastisch-viskose Grundsituation

In Abschnitt 8.3.6 ist versucht worden, aus den beiden Berechnungsvariationen bei Ansatz des linear-elastisch-viskosen Stoffmodells, die zu zufriedenstellenden Resultaten hinsichtlich der Übereinstimmung von Mess- und Beobachtungsdaten beim Haupttunnel 1881 bzw. beim Querstollen 1996 geführt haben, eine für das Tongestein der Lokation Tournemire übergreifend gültige Berechnungsvariation zu formulieren. Den bestmöglichen Kompromiss unter Beachtung der laborativen Ergebnisse und aller bis dato betrachteten Einflüsse stellt dabei die Variation V2/10 aus dem Unterabschnitt 8.3.6.4 dar, welche mit ihren Stoffmodellparametern nunmehr hier auf die dreidimensionale Simulation des Vortriebs des Querstollens 2003 unter der Abkürzung 3D-el/vi- $E_{V\perp}$ angewendet wird. Aufgrund der isotrop-elastischen Spannungs-Verzerrungs-Beziehung innerhalb der Implementierung des Stoffmodells *Lubby2* wird diese Simulation zusätzlich mit den Parametern $E_{V\parallel}; \nu_{\parallel}$ an Stelle der Parameter $E_{V\perp}; \nu_{\perp}$ durchgeführt. Die Parameter dieser beiden Variationssituationen 3D-el/vi- $E_{V\perp}$ und 3D-el/vi- $E_{V\parallel}$ sind in den Tabellen 8.20 und 8.21 aufgeführt (vgl. Tabelle 8.12).

Die Bilder 8.153 und 8.154 zeigen die Berechnungsergebnisse für die Extensometerschiebungen unter der Variation 3D-el/vi- $E_{V\perp}$ in den jeweils oberen Diagrammen und unter der Variation 3D-el/vi- $E_{V\parallel}$ in den jeweils unteren Diagrammen, wobei die Legenden unverändert



Berechnungs-variation	Primärspannungszustand	mechanisches Stoffmodell	elastische Stoffmodelle (<i>Hooke/Hooke in Lubby2</i>)	Parameter <i>Hooke in Lubby2</i>
3D-el/vi-E _{V⊥}	$\sigma_v = 3,8 \text{ MPa}$; $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$; $\sigma_h = 2,1 \text{ MPa}$	elastisch-viskos	transversal isotrop/ isotrop	$E_V = 3.600 \text{ MPa}$; $\nu = 0,20$
3D-el/vi-E _V	$\sigma_v = 3,8 \text{ MPa}$; $\sigma_H = 4,0 \text{ MPa}$; $\sigma_h = 2,1 \text{ MPa}$	elastisch-viskos	transversal isotrop/ isotrop	$E_V = 10.800 \text{ MPa}$; $\nu = 0,17$

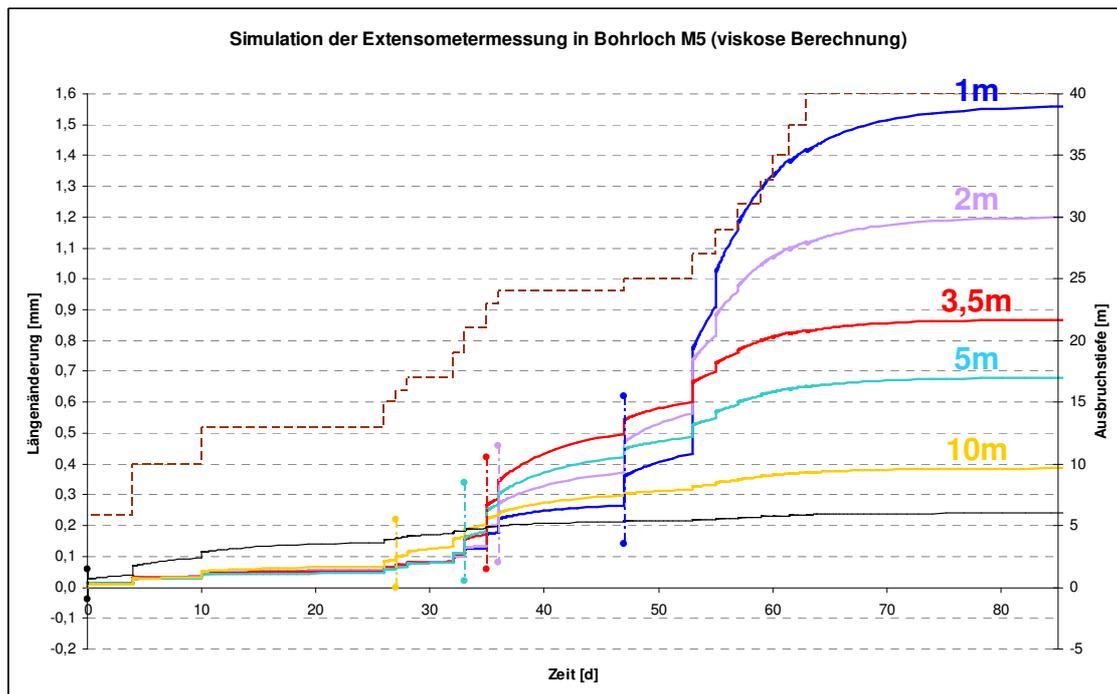
Tabelle 8.20: Charakteristika des Berechnungsmodells und Materialparameter für das Hookesche Stoffmodell für die aktuellen viskosen Berechnungsvariationen

Berechnungs-variation	\bar{G}_K^* [MPa]	k_1 [MPa ⁻¹]	$\bar{\eta}_K^*$ [MPa · d]	k_2 [MPa ⁻¹]	$\bar{\eta}_M^*$ [MPa · d]	Faktor bei Ent-sättigung	m [MPa ⁻¹]
abgeleitete Parameter (<i>Rejeb-K.</i>)	22.000	-0,01	50.000	-0,01	10.000.000	–	-0,03
3D-el/vi-E _{V⊥} (= V2/10) 3D-el/vi-E _V	8.800	-0,01	50.000	-0,01	20.000.000	5 ⁽¹⁾	-0,03

Tabelle 8.21: Viskositätsparameter für die aktuellen Berechnungsvariationen

⁽¹⁾ entsättigungsinduzierte Materialverfestigung gemäß Dilatanzverzerrungskriterium

gegenüber den entsprechenden Diagrammen in Bezug auf die elastischen Vergleichsberechnungen aus dem vorangegangenen Abschnitt 8.5.2 sind. Auch die Beobachtungen aus Abschnitt 8.5.2 treffen auf die hier vorliegenden Resultate aus den elastisch-viskosen Berechnungsvariationen zu, soweit anwendbar. Die berechneten Verschiebungen der Extensometerstangen aus den viskosen Gebirgsdeformationen hängen ebenso wie die Verschiebungen aus den elastischen Deformationen von der Position des Vortriebs und von der Distanz des zugehörigen Verankerungspunktes zur Stollenkontur ab, und die Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen übt nur einen eher geringfügigen und quantitativen Einfluss auf die Zahlenwerte aus. Des Weiteren sind die Auswirkungen der hier im Gegensatz zum vorangehenden Abschnitt betrachteten Variation der Materialparameter für die spannungsumlagebedingten elastischen Rebalancierungen während des Kriechprozesses zwischen den einzelnen Abschlügen zahlenmäßig sogar noch geringer als der Einfluss der Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen.



$$E_{V||}; v_{||}$$

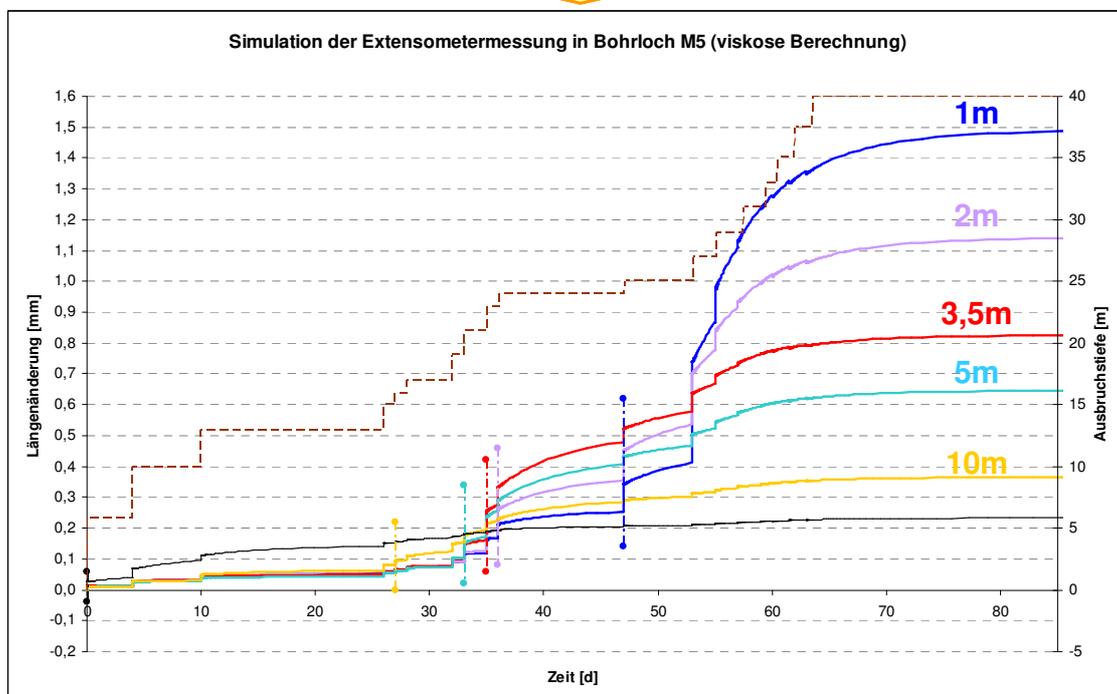
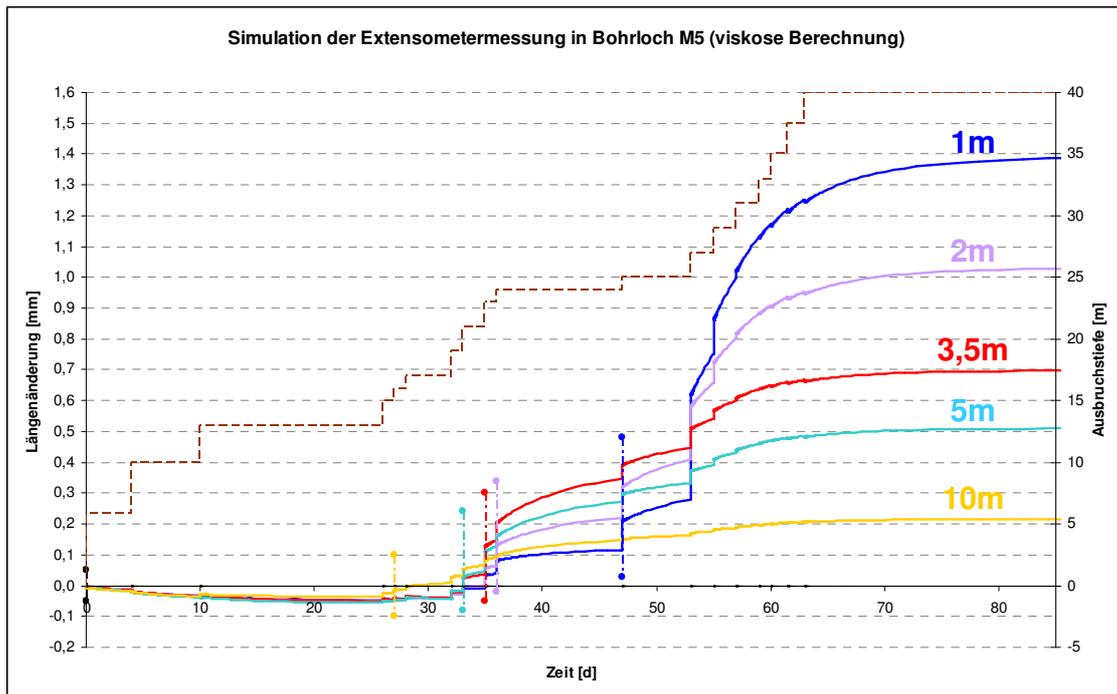


Bild 8.153: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometerstangen für die Variationssituationen 3D-el/vi- E_{VL} (oben) und 3D-el/vi- $E_{V||}$ (unten) unter der Annahme eines fixen M5-Bohrlochmundes



$$E_{v||}; v_{||}$$

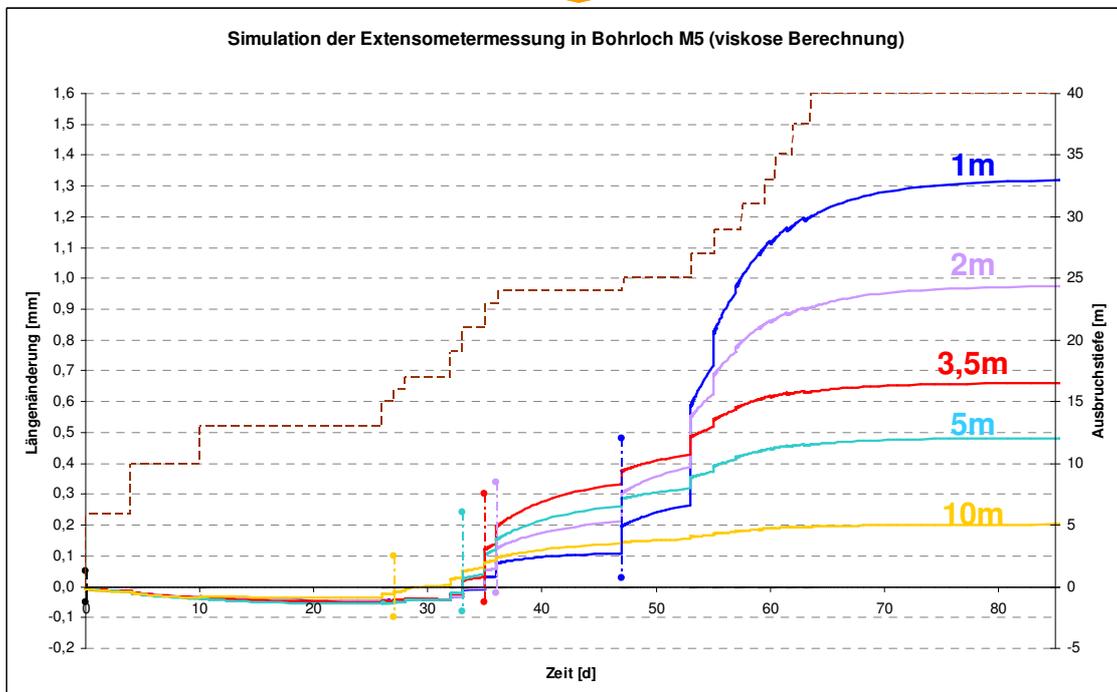


Bild 8.154: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometerstangen für die Variationssituationen 3D-el/vi- $E_{v\perp}$ (oben) und 3D-el/vi- $E_{v||}$ (unten) unter Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen

Zur Einschätzung des elastischen und des viskosen Gebirgsdeformationsanteils an der berechneten Gesamtverformung sei noch ein Vergleich zwischen den Resultaten der lediglich elastischen Berechnungsvariation 3D-el-2,5 und der elastisch-viskosen Berechnungsvariation 3D-el/vi- $E_{V\perp}$ gezogen. Beide Berechnungsvariationen beinhalten die den Effekt des Trennflächengefüges repräsentierende Absenkung der Verformungsmoduli und ggf. des *Kelvin*-Schubmoduls um den Faktor 2,5 und sind damit vergleichbar. Dem unteren Diagramm des Bildes 8.150 und dem oberen Diagramm des Bildes 8.153 kann entnommen werden, dass nach Ablauf des betrachteten Simulationszeitraums von 84 Tagen die elastischen Deformationen einen Anteil von etwa 50% an den elastisch-viskosen Gesamtdeformationen stellen. Wird von einem nur marginalen Anteil eines kriechinduzierten Spannungsabbaus und einer auf diese Weise entstehenden elastischen Rückverformung ausgegangen, so besteht die Möglichkeit, die Extensometerverformungen aus einer elastisch-viskosen Berechnungsvariation direkt in ihre elastischen und viskosen Anteile aufzuteilen. Bild 8.155 zeigt diese Aufteilung am Beispiel der Kurven aus dem oberen Diagramm des Bildes 8.154 für die Variation 3D-el/vi- $E_{V\perp}$ und bestätigt damit die vorgenannte Anteilseinschätzung.

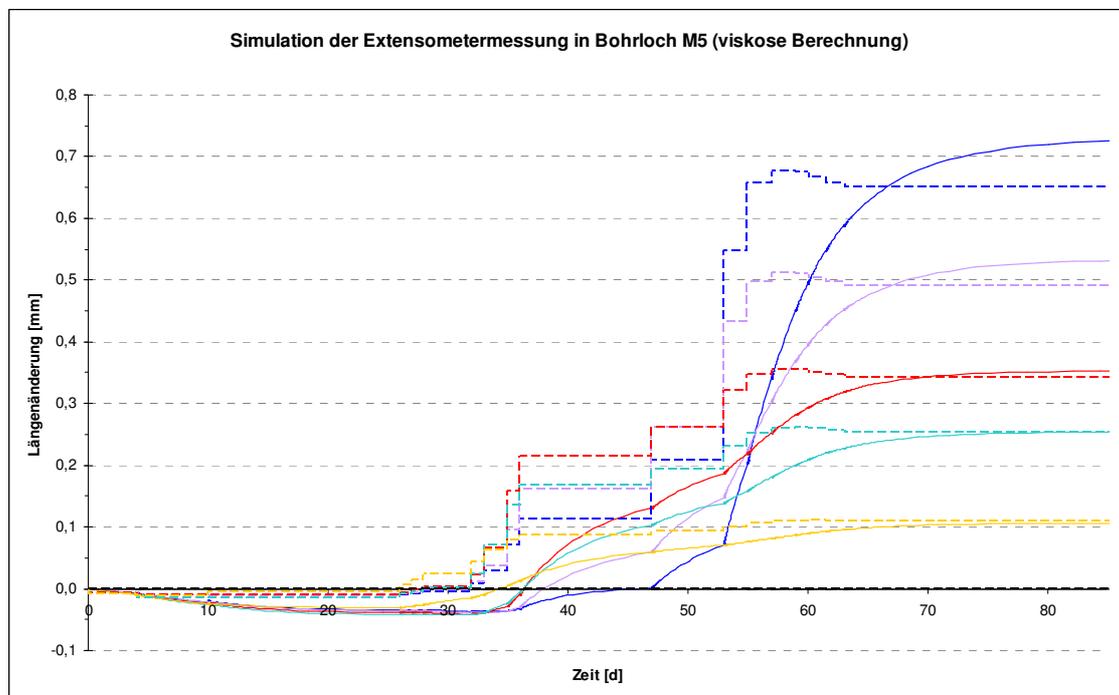


Bild 8.155: Mine-by-Test-Simulation: Aufteilung der 3D-el/vi- $E_{V\perp}$ -Simulationsergebnisse für die Extensometerverschiebungen aus Bild 8.154 oben in elastische (gestrichelt) und viskose Anteile (durchgezogen)



Die Berechnungsvariation VS1996 ist in der kurzen Zeitskala des Mine-by-Tests und dem somit marginalen Einfluss der stationären Kriechrate und des Dilatanzverzerrungskriteriums mit der aktuellen Berechnungsvariation 3D-el/vi- $E_{V\perp}$ vergleichbar. Ein Vergleich der mit der Variation VS1996 berechneten Konvergenzen für die vertikale Messstrecke des Stollens 1996 aus Bild 8.99 (durchgezogene Kurven) mit den mit der aktuellen Variation 3D-el/vi- $E_{V\perp}$ berechneten Deformationsmessungen im Rahmen des Mine-by-Tests zeigt, dass sich die hier getroffene Anteilseinschätzung durchaus mit bereits erhaltenen Simulationsergebnissen deckt.

(b) Linear-elastisch-viskose Variationssituationen

Die Größenordnungen der mit den linear-elastisch-viskosen Berechnungsvariationen erhaltenen Extensometerverschiebungen liegen im Millimeterbereich und damit im Vergleich mit den in situ gemessenen Zahlenwerten nach Bild 2.27(a) nicht weit von diesen Messwerten entfernt. Bei detaillierterer Betrachtung sind die berechneten Verschiebungen jedoch etwa um den Faktor 2 zu groß. Aus diesem Grund wurde eine weitere Berechnungsvariation formuliert, bei der der Einfluss des Trennflächengefüges aus den Berechnungsannahmen eliminiert wurde, d.h. die entsprechenden Materialparameter $E_v = E_{V\perp} \approx 9.000 \text{ MPa}$ und $\bar{G}_K^* = 22.000 \text{ MPa}$ aus der Literatur bzw. abgeleitet aus einem in der Literatur veröffentlichten Versuchsergebnis sind zum Einsatz gekommen. In Anlehnung an die Nomenklatur bei der linear-elastischen Vergleichsvariation 3D-el-2,5 aus Abschnitt 8.5.2 wird die neue linear-elastisch-viskose Variation mit „3D-el/vi-1“ bezeichnet.

Bild 8.156 zeigt die berechneten Extensometerdeformationen für diese neue Variation. Die Zahlenwerte approximieren die in situ-Messergebnisse hierbei zumindest für die Extensometerstangen, deren Verankerungspunkte sich relativ nah an der Stollenkontur befinden, augenscheinlich sehr gut, was in Bild 8.157 am Beispiel der konturnächsten Extensometerstange E5 noch klarer ersichtlich wird. Dargestellt ist dort die berechnete Deformationskurve für E5 aus Bild 8.156 zusammen mit der entsprechenden messtechnisch erhaltenen Deformationskurve und der braunen Kurve für den Vortriebsfortschritt aus *Rejeb et al. (2007)*.

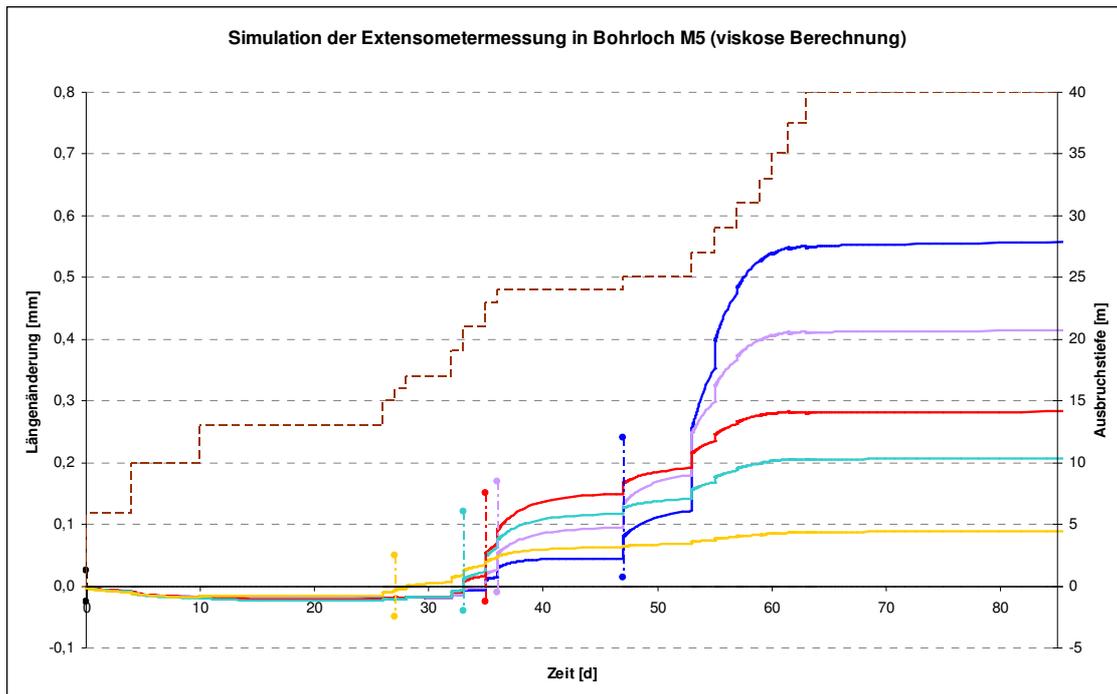


Bild 8.156: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometer für die Variationssituation 3D-el/vi-1 unter Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen

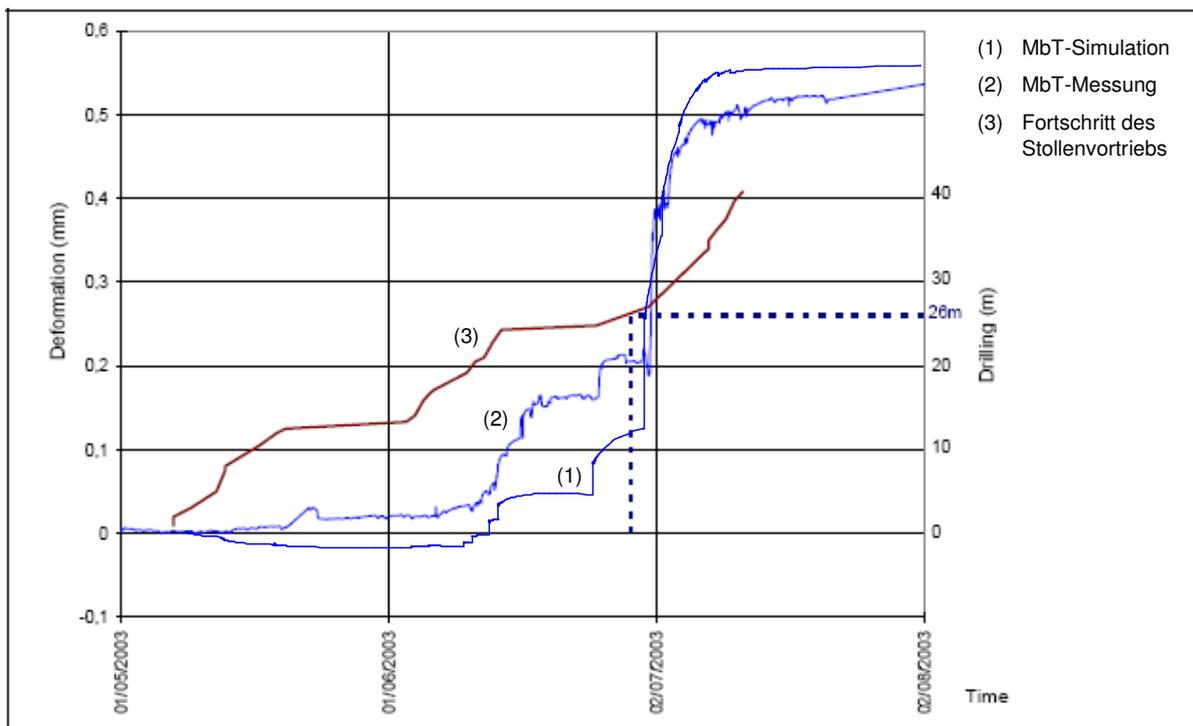


Bild 8.157: Vergleich der mit Variation 3D-el/vi-1 berechneten Deformationskurve mit der gemessenen Deformationskurve (Rejeb et al. (2007)) für die Extensometerstation E5 (MbT – Mine-by-Test)

Gewisse Diskrepanzen sind jedoch bei detaillierterer Betrachtung der Deformationskurven aus Bild 8.157 während des Vortriebs erkennbar. Während die berechneten Deformationen vor dem durch die gestrichelte Linie angedeuteten Passieren der Vortriebsfront gemessen an den in situ erfassten Daten zu gering sind, wird der durch das Passieren der Vortriebsfront induzierte verstärkte Verformungsanstieg durch die Simulation überschätzt. Der erste der beiden Befunde könnte dabei als Hinweis auf den in der Lokation Tournemire möglicherweise doch ausgeprägteren Einfluss des Trennflächengefüges auf die Deformationseigenschaften des Gebirges interpretiert werden.

Schließlich wurde eine vierte viskose Berechnung unter Verwendung der die Bruchzonen des Haupttunnels gut wiedergebenden Berechnungsvariation VT1881 aus Abschnitt 8.3.5.4 durchgeführt, deren Ergebnisse für die Extensometerverschiebungen in Bild 8.158 wiedergegeben sind. Im Verhältnis zur Grundsituation 3D-el/vi- $E_{V\perp}$ besteht allerdings aufgrund des bereits erwähnten marginalen Einflusses der Unterschiede zur Variation VS1996 und damit auch zur Variation VT1881 – welche sich von der Variation VS1996 lediglich durch den Einsatz des für die hier betrachteten Zeiträume irrelevanten Dilatanzverzerrungskriteriums unterscheidet – so gut wie gar kein Unterschied zu den dort erhaltenen Resultaten.

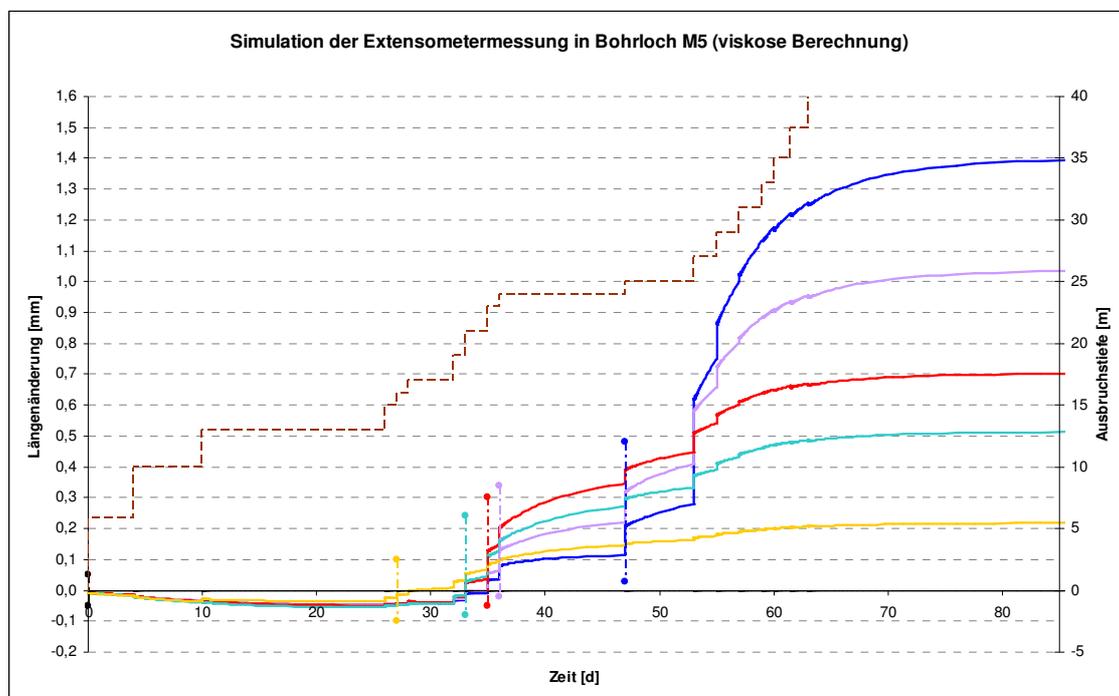


Bild 8.158: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometer für die Variationssituation VT1881 unter Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen



8.6 Modellierung und Simulation des Mine-by-Tests unter Verwendung der aus den laborativen Untersuchungen abgeleiteten Materialparameter

In diesem Abschnitt wird der Mine-by-Test im 3D-Berechnungsmodell mit den in Abschnitt 8.4 beschriebenen linear-elastisch-viskosen Variationen NBV-00 und NBV-09 bis NBV-11, welche auf den wie in Abschnitt 6.3 beschrieben am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik abgeleiteten Gesteins- bzw. dann bei Übertragung Gebirgskennwerten und getroffenen Einschätzungen für linear-elastisches und viskoses Deformationsverhalten fußen, simuliert. Zu diesem Zweck werden an dieser Stelle noch einmal wie bereits in Tabelle 8.18 die Materialparameter für das Stoffmodell *Lubby2* für die vier Berechnungsvariationen zusammenfassend gegenüberstellt, Tabelle 8.22. Zudem werden hier zum Vergleich die am Lehrstuhl aus der laborativen TCc-Versuchskurve aus *Rejeb (2003)* abgeleiteten Gesteinskennwerte sowie ihre Modifikationen für die Grundsituation 3D-el/vi-E_{v⊥} aus Abschnitt 8.5 in die Tabelle mit aufgenommen.

Berechnungs- variation	\bar{G}_K^* [MPa]	k_1 [MPa ⁻¹]	$\bar{\eta}_K^*$ [MPa · d]	k_2 [MPa ⁻¹]	$\bar{\eta}_M^*$ [MPa · d]	Faktor bei Ent- sättigung	m [MPa ⁻¹]
abgeleitete Para- meter (<i>Rejeb-K.</i>)	22.000	-0,01	50.000	-0,01	10.000.000	–	-0,03
3D-el/vi-E _{v⊥} (= V2/10)	8.800	-0,01	50.000	-0,01	20.000.000	5	-0,03
NBV-00	27.100	+0,04	17.400	+0,12	218.000	–	+0,16
NBV-09	12.900	+0,08	54.600	+0,06	691.000	–	+0,09
NBV-10	1.910	+0,10	183.000	+0,08	10 ³⁰	–	0,00
NBV-11	4.120	+0,09	164.000	+0,07	10 ³⁰	–	0,00

Tabelle 8.22: Zusammenstellung der Materialparameter für das viskose Stoffmodell *Lubby2*

Im Folgenden werden der Kürze halber nur noch die Berechnungsergebnisse unter Einbeziehung der mitberechneten Bohrlochmundverschiebung betrachtet und verglichen.

Die Berechnungsvariationen NBV-00 und NBV-09 haben bereits in Abschnitt 8.4.2 aufgrund des starken Anstiegs der stationären Kriechverformungsrate im Verhältnis zur Variation 3D-el/vi-E_{v⊥} zu einer Distanzierung der Berechnungsergebnisse für die Konvergenzen im Stollen 1996 von den zugehörigen in situ-Messergebnissen geführt, während aus dem nicht vorhandenen transienten Kriechprozess in den Berechnungsvariationen NBV-10 und NBV-11 dort

wieder akzeptable Resultate in dieser Hinsicht erhalten worden sind. Bei der Simulation der Extensometerverschiebungen im Rahmen des Mine-by-Tests liegt das Hauptaugenmerk jedoch auf den Beschreibungen der eher kurzzeitigen Verformungseigenschaften des Gebirges, sprich auf dem linear-elastischen und auf dem transient-viskosen Verformungsanteil. Hier ist den Parametern aus Tabelle 8.22 in Verbindung mit den im Gegensatz zu Abschnitt 8.5 angehobenen elastischen Verformungsmoduli ($E_{v\parallel} = 13.300 \text{ MPa}$ und $E_{v\perp} = 7.800 \text{ MPa}$ statt $E_{v\parallel}:2,5 \approx 10.800 \text{ MPa}$ und $E_{v\perp}:2,5 \approx 3.600 \text{ MPa}$) zufolge zu erwarten, dass die Zahlenwerte für die Deformationen aus den Variationen NBV-00 und NBV-09 geringer ausfallen als in Bild 8.154 und so möglicherweise hinsichtlich der tatsächlichen Messwerte ein besseres Ergebnis für den Zeitraum von 84 Tagen erzielt wird. Die Berechnungsvariation NBV-00 lässt dabei aufgrund des angehobenen Zahlenwertes für \bar{G}_k^* geringere transiente Kriechverformungsanteile erwarten, während bei der Variation NBV-09 mit Blick auf Bild 8.140 anscheinend wegen des angehobenen *Kelvin*-Viskositätsgrundwertes $\bar{\eta}_k^*$ insgesamt mit flacheren Kurvenverläufen für die transienten Kriechdeformationen zu rechnen ist.

Die Bilder 8.159 bis 8.162 zeigen die Berechnungsergebnisse für die Extensometerverschiebungen aus den Berechnungsvariationen NBV-00, NBV-09, NBV-10 bzw. NBV-11. Die Deformationen zu der Zeit des letzten Abschlags sind für die Variationen NBV-00 und NBV-09 tatsächlich geringer als für die Variation 3D-el/vi- $E_{v\perp}$, allerdings nur geringfügig. In Variation NBV-00 führt die erhöhte stationäre Kriechrate dann auch in dem relativ kurzen folgenden Zeitraum von 20 Tagen bereits zu einer Egalisierung der vortriebsinduziert geringer ausgefallenen Deformationen. Der Kurvenverlauf für die Variation NBV-09 ist mit Blick auf Bild 8.157 insbesondere für die Extensometerstange E5 qualitativ akzeptabel, jedoch sind die berechneten Zahlenwerte quantitativ immer noch zu hoch. Geringer sind noch die Zahlenwerte für die Extensometerdeformationen aus den Berechnungsvariationen NBV-10 und NBV-11 sowohl nach Auffahrungsende wie auch nach Ablauf des 20-tägigen Nachlaufzeitraums. Auch hier sind die Zahlenwerte für die Deformationen allerdings immer noch zu hoch, und auch die durch die Art der Parameterableitung geprägten Kurvenverläufe in den Bildern 8.160 und 8.161 haben wenig mit den tatsächlichen Deformationsmesskurven nach Bild 2.27(a) gemein.

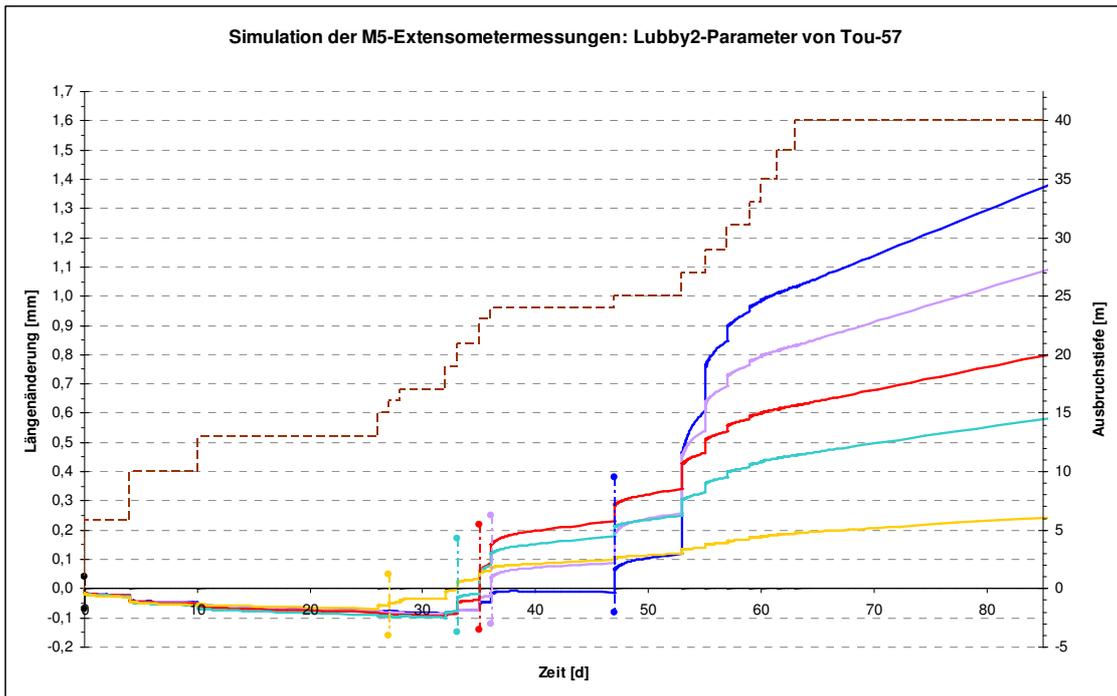


Bild 8.159: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometer für die Variationssituation NBV-00 unter Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen

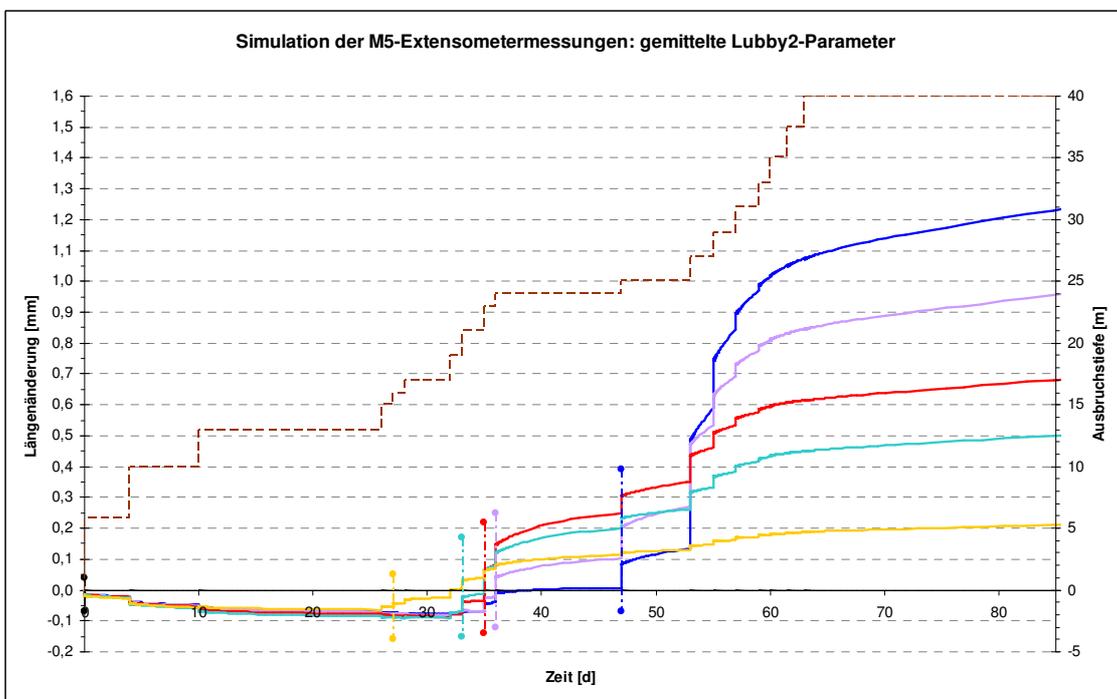


Bild 8.160: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometer für die Variationssituation NBV-09 unter Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen

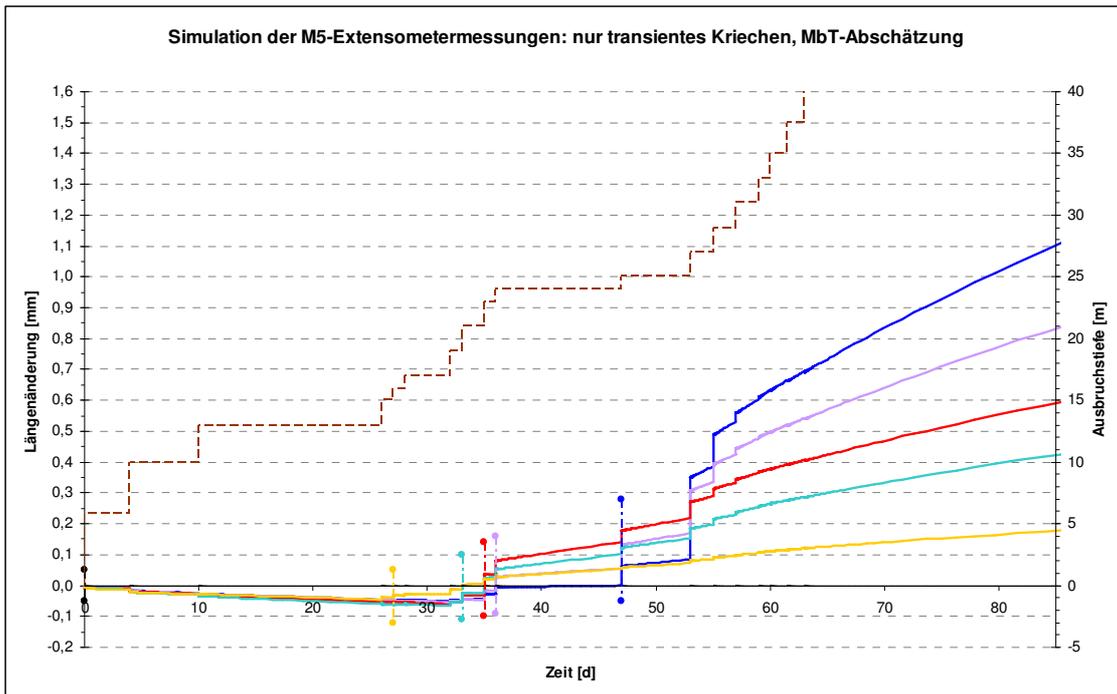


Bild 8.161: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometer für die Variationssituation NBV-10 unter Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen

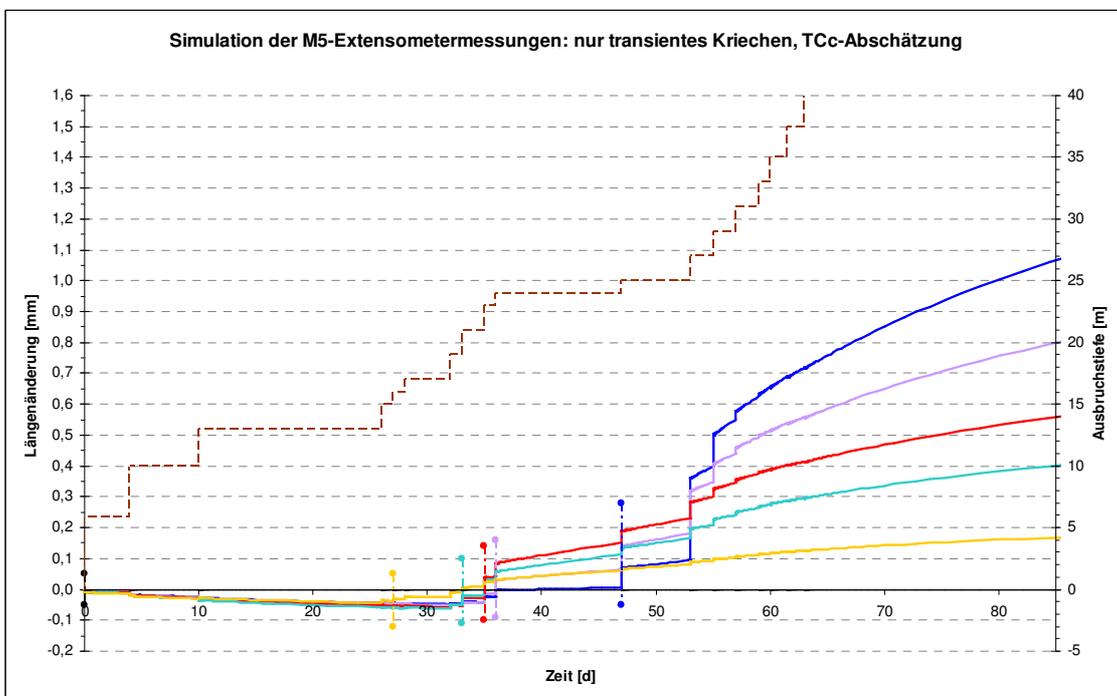


Bild 8.162: Mine-by-Test-Simulation: Stand des Ausbruchs (gestrichelte Linien) sowie Verschiebungen der Extensometer für die Variationssituation NBV-11 unter Berücksichtigung der Bohrlochmundverschiebungen

9 Gegenüberstellung von Mess- und Beobachtungsdaten mit den Ergebnissen der numerischen Simulationen

9.1 Tunnel 1881

9.1.1 Befunde zum Tragverhalten und Messergebnisse

Befunde zum Tragverhalten

Der Eisenbahntunnel 1881 des Streckensystems Tournemire ist über seine gesamte Länge bis in die heutige Zeit standfest geblieben. Diese Beobachtung umfasst auch die Tunnelabschnitte im Bereich der *main fault* und der *secondary fault*, welche sich beide nicht durch Gebirgsdruckwirkungen wie lokale Deformationen, Rissbildungen oder Abplatzungen am Kalksteinabbau bemerkbar machen, sowie die weiter nördlich kreuzende Cernon-Störung, in deren Bereich trotz ihrer Eigenschaft als Wegsamkeit für Gebirgswasser äußerlich keine großflächigen mechanischen Instabilitäten am Tunnelabbau zu beobachten sind. Das konturnahe Gebirge hinter dem Tunnelabbau ist jedoch durch eine Auflockerungszone (EDZ) mit hinsichtlich der Kontur tangential orientierter Rissbildung geprägt.

Resultate aus messtechnischen Untersuchungen

Zur systematischen Untersuchung der räumlichen Ausdehnung der EDZ in der Umgebung des Haupttunnels sind acht Kernbohrungen von der Tunnelkontur aus sternförmig in das umliegende Gebirge abgeteuft worden. Aus der Begutachtung des Bohrkernmaterials und einer Messung der Ausdehnung der Rissbereiche konnte eine entlang der Tunnelkontur etwa gleichmäßige Ausdehnung der EDZ von im Mittel etwa $75\text{ cm} \approx 0,15 \cdot d$ konstatiert werden. Bild 9.1 greift die Kartografierungsergebnisse aus Abschnitt 2 erneut auf und zeigt schematisch die auf den Reichweitenmessungen basierend abgeschätzte Ausprägung der EDZ des Tunnels zusammen mit fotografischen Ansichten des Stoß- und Eckbereiches des Tunnels in Höhe der Mündung des Querstollens 1996. Die zwiebelschalenförmige Ausbildung der durch den Streckenvortrieb induzierten Risse und damit auch die Ausdehnung des durch die Entfestigung beeinflussten Gebirgsbereiches ist hier deutlich zu erkennen.

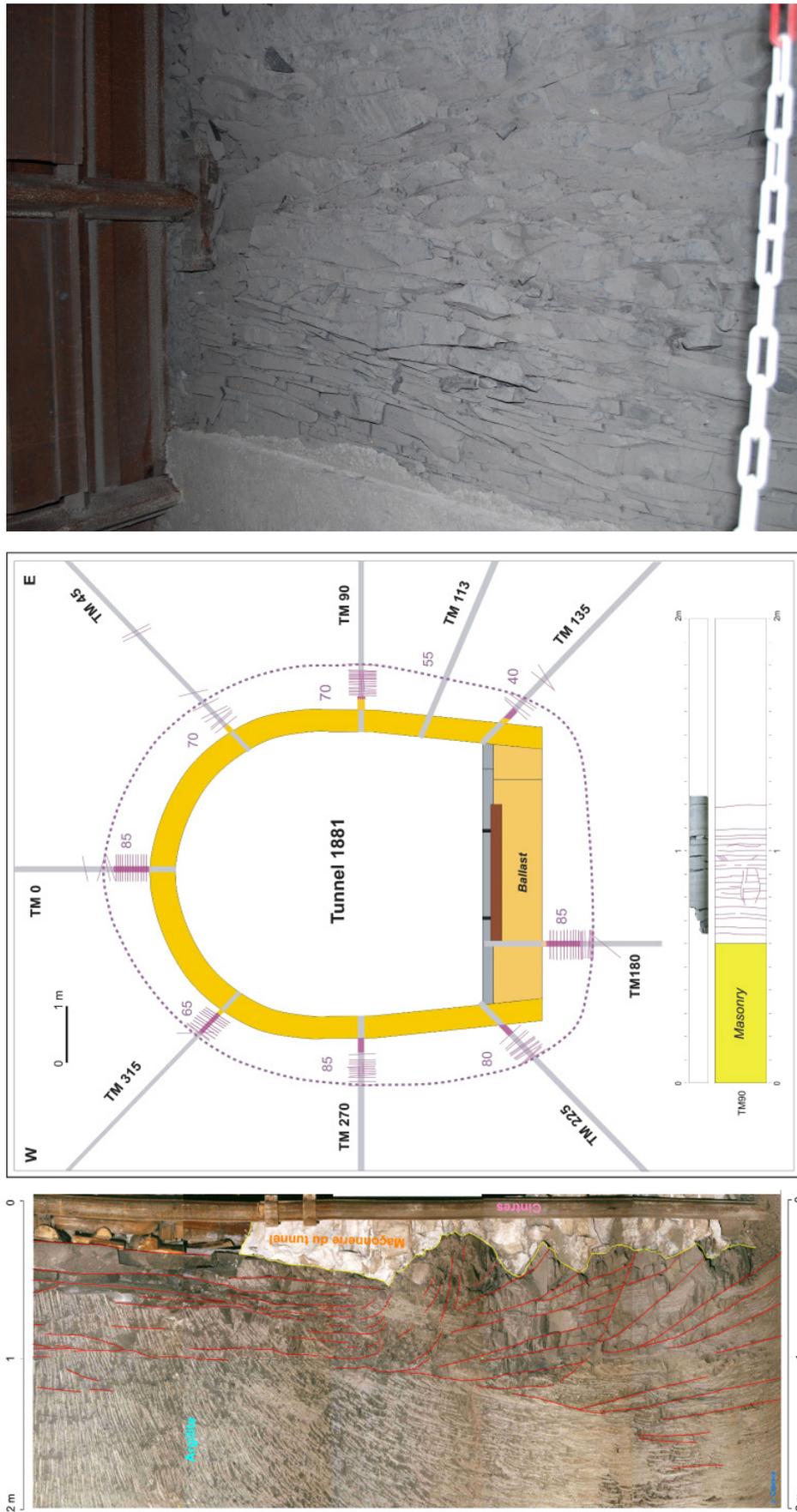


Bild 9.1: Messungen und Beobachtungen der ringförmig ausgebildeten Auflockerungszone in dem den Tunnel 1881 umgebenden Gebirgsbereich: konturparallele Risse in Höhe des Abzweigungsbereiches des Querstollens 1996 im Stoß (linkes Foto, Rejeb & Cabrera (2006)) und in der Sohle (rechtes Foto, November 2009) sowie das anhand von Bohrkernen erfasste Ausmaß der Rissbildung im Gebirge (Mitte, Rejeb & Cabrera (2006))

9.1.2 Berechnungsergebnisse und Vergleich mit Messresultaten

In Abschnitt 8 sind zunächst diverse Berechnungsvariationen mit linear-elastischen Stoffmodellen auf der Basis von Gesteins- und Gebirgskennwerten aus der Literatur formuliert und entwickelt worden. Die Identifizierung geschädigter Gebirgszonen erfolgte mittels des Bruchkriteriums nach *Mohr/Coulomb* für Matrixversagen wie auch für Schichtflächenversagen unter Einbeziehung erster eigener Messergebnisse aus laborativen Kurzzeituntersuchungen. Die Variationen umfassten dabei die Berücksichtigung des anisotropen Primärspannungszustandes und des in der Schichtflächenausbildung begründeten anisotropen Charakters des Tonsteins hinsichtlich seines Spannungs-Verzerrungs-Verhaltens, die im Vergleich zu den in situ-Messergebnissen deutliche Überschätzung des primären Gebirgsspannungszustandes durch den Ansatz eines lithostatischen Teufendrucks entsprechend der laborativ ermittelten Gesteinswichte sowie die Kopplung eines dieser mechanischen Modelle mit einem hydraulischen Modell auf der Basis von Parametern aus der Literatur, vgl. Tabelle 8.5 in Abschnitt 8.3. Im Ergebnis war für alle betrachteten Variationssituationen festzustellen, dass sich mit ihnen die in Bild 9.1 dokumentierten gleichmäßigen, etwa zwiebelschalenförmig ausgebildeten Bruchzonen entlang der Tunnelkontur nicht erklären ließen. Bild 9.2 zeigt zum Abgleich mit den realen Beobachtungen die zwei Simulationsergebnisse der Berechnungsvariationen V3 und V4, bei welchen im Vergleich aller betrachteten Variationen die meisten Zonen mit Ausnutzungsgraden $\eta_M > 1$ oder $\eta_S > 1$ auftreten (transversal isotropes Verformungsverhalten bzw. hydromechanische Kopplung). Magentafarbige Zonen stellen dabei Bereiche des Gebirges dar, in denen die Minimalspannungen negative Zahlenwerte annehmen – unter Berück-

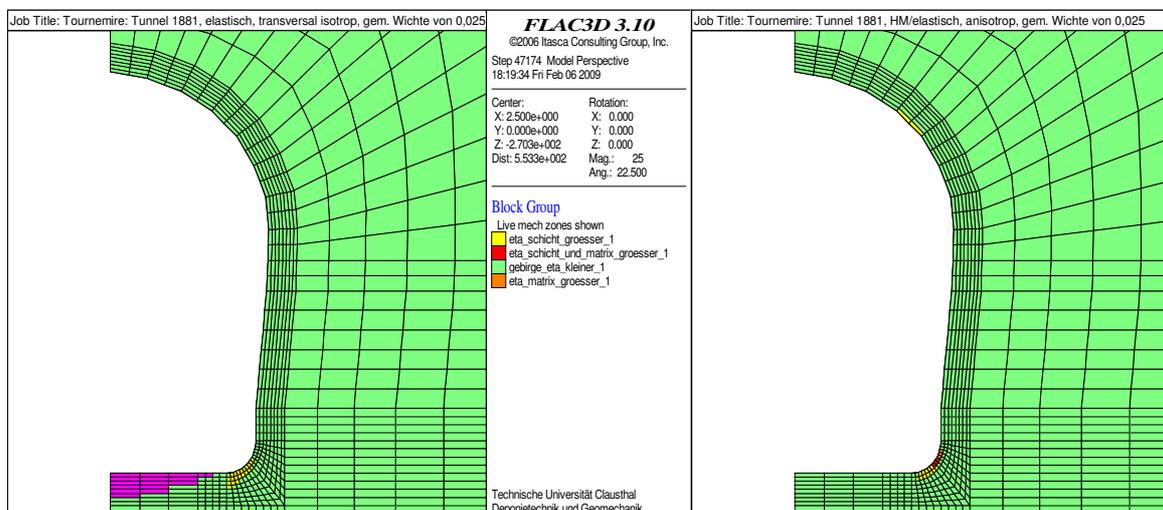


Bild 9.2: Matrix- und Schichtflächenversagen, Berechnungsvariationen V3 und V4



sichtigung einer gewissen Toleranzgrenze zur Glättung numerischer Ungenauigkeiten – und damit potenzielles Zugbruchversagen indizieren. Wie aus den Flächenplots ersehen werden kann, treten druckspannungsbedingte Versagenszonen nur in geringer räumlicher Ausdehnung, d.h. nur lokal und konturnah auf, und selbst Zonen potenziellen Zugversagens erstrecken sich lediglich über wenige Teilbereiche der Tunnelkontur.

Die im Folgenden diskutierten Berechnungsvariationen zur Simulation des Tragverhaltens des Tunnels 1881 berücksichtigten nun auch das zeitabhängige Deformationsverhalten des Tongesteins der Lokation Tournemire. Zu seiner physikalischen Modellierung wurde zusätzlich zu dem linear-elastischen Stoffmodell nach *Hooke* das viskose Stoffmodell *Lubby2* herangezogen. Als Basis für die folgenden Berechnungsvariationen ist die aus dem Vergleich mit den Ergebnissen der Konvergenzmessungen aus dem Querstollen 1996 hervorgegangene Berechnungsvariation VS1996 entsprechend Abschnitt 9.2.2 (zusammenfassend) und Abschnitt 8.3.4 (ausführlich) ausgewählt worden, welche ihrerseits auf vorangegangenen linear-elastischen Berechnungsvariationen fußt und für welche die in Abschnitt 6.3.2.2 aus der TCC-Messkurve aus *Rejeb* (2003) abgeleiteten *Lubby2*-Parameter verwendet wurden. Die wesentliche Modellmodifikation besteht hierbei in der Verwendung eines verzerrungsbasierten Bruchkriteriums anstelle des geläufigen spannungsbasierten Bruchkriteriums nach *Mohr/Coulomb*. Bild 9.3 zeigt die Simulationsergebnisse der verschiedenen formulierten Berechnungsvariationen für die Bruchzonen im Konturbereich des Eisenbahntunnels zum Jahr 2004, in welchem die Kartografierung der EDZ entsprechend Bild 9.1 durchgeführt wurde. Die in den Abschnitten 8.3.5.2 bis 8.3.5.4 näher erläuterten Berechnungsvariationen zu diesen Schädigungsplots können wie folgt zusammengefasst werden:

– VS1996 (Grundsituation):

die aus der Validierung des Stoffmodells an den Konvergenzmessungen des Stollens 1996 hervorgegangene Berechnungsvariation, welche unter anderem die Verwendung eines transversal isotropen Stoffmodells für die instantanen elastischen Ausbalancierungen, einen ersten Ansatz zur Entsättigungsverfestigung (räumlich und zeitlich fixierte Festlegung verfestigter Zonen) sowie eine Parametervariation zur Berücksichtigung des Trennflächengefüges umfasst, mit Festlegung der Bruchzonen gemäß dem Bruchspannungskriterium nach *Mohr/Coulomb* (linker oberer Plot in Bild 9.3) bzw. gemäß dem in den Abschnitten ab 8.3.5.2 entwickelten Bruchverzerrungskriterium (rechter oberer Plot in Bild 9.3, hier noch ohne Schichtungsabhängigkeit);

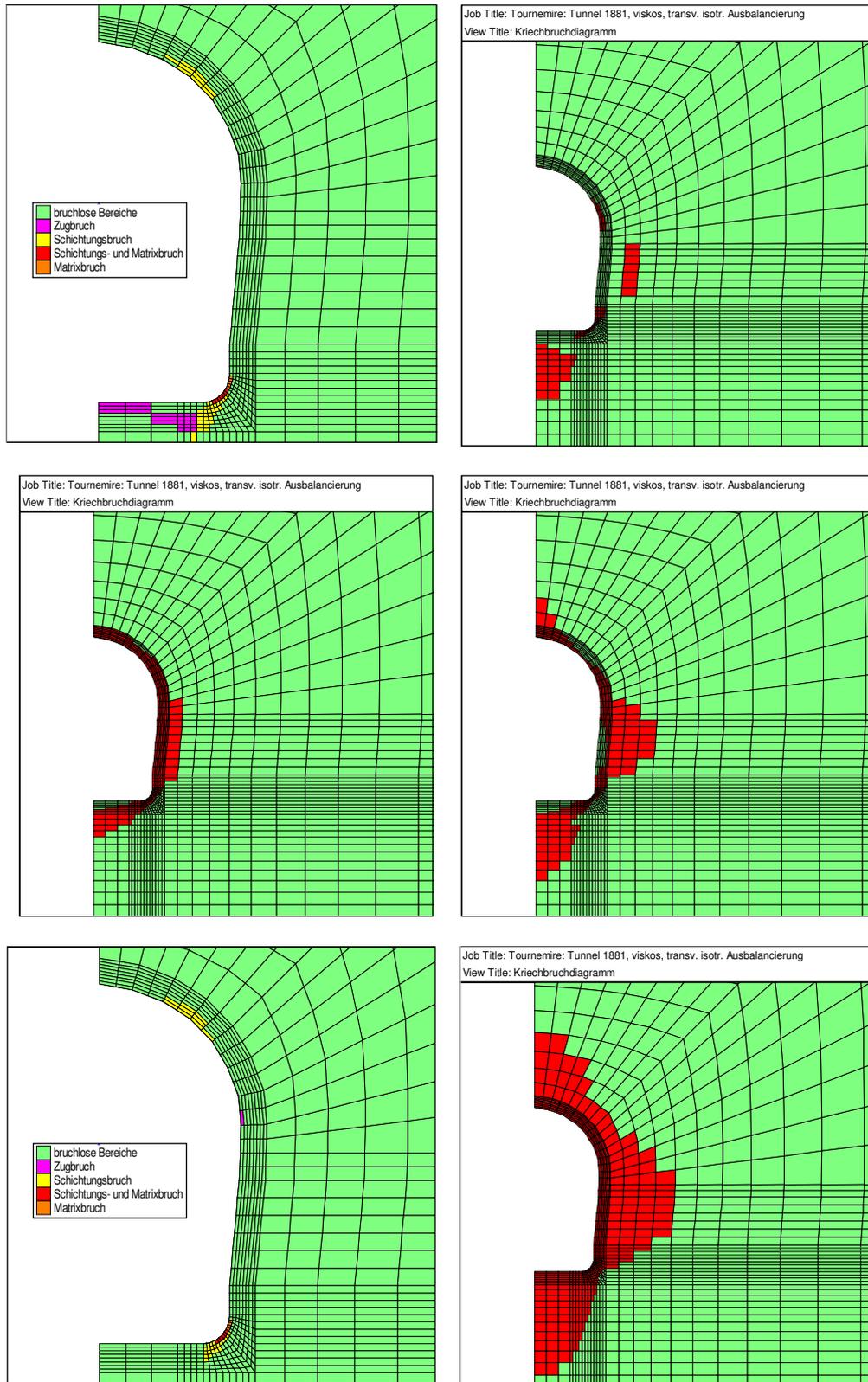


Bild 9.3: Zusammenstellung der Simulationsergebnisse für die Ausbildung von Bruchzonen an der Kontur des Tunnels 1881 für verschiedene Berechnungsvariationen; ein Maßstab folgt aus Bild 8.118

- Variationssituation mit Modifikation der stationären Kriechverformungsrate:

Anhebung des *Maxwell*-Viskositätsgrundwertes $\bar{\eta}_M^*$ auf den zehnfachen Zahlenwert in den verfestigten Zonen (rechter oberer Plot), auf den fünffachen Zahlenwert (rechter mittlerer Plot in Bild 9.3) bzw. keine Veränderung von $\bar{\eta}_M^*$ und somit kein Einfluss der Gesteinsentsättigung (rechter unterer Plot in Bild 9.3);

- Variationssituation mit Einsatz eines Dilatanzverzerrungskriteriums zur Modellierung der Entsättigungsverfestigung:

Variation mit einer zonal modellierten Entsättigungsverfestigung (→ Verzehnfachung von $\bar{\eta}_M^*$) bei Erreichen einer an der verwendeten Bruchverzerrungsgrenze orientierten Dilatanzverzerrungsgrenze (linker mittlerer Plot in Bild 9.3), zum Vergleich: Anwendung des Bruchspannungskriteriums nach *Mohr/Coulomb* im Nachlaufprogramm (linker unterer Plot in Bild 9.3).

Im Vergleich mit Bild 9.1 stellt sich heraus, dass es vielleicht mit der letzten Berechnungsvariation (linker mittlerer Plot in Bild 9.3) in hinreichendem Maße gelungen ist, das gleichmäßig ringförmige Entfestigungsversagen im Haupttunnel zu simulieren und dass somit die Einführung des kombinierten Bruch- und Dilatanzverzerrungskriteriums möglicherweise einen wesentlichen Schritt zu einer Erklärung dieses Entfestigungsversagen darstellt.

Da die auf diese Weise erhaltene Berechnungsvariation jedoch nicht in der Lage ist, die Konvergenzmessungen aus dem Querstollen 1996 und insbesondere den deutlichen Rückgang der Konvergenzraten nach 1½ Jahren abzubilden, sind in den Abschnitten 8.3.6.2 bis 8.3.6.4 weitere Variationen formuliert worden mit dem Ziel, ein physikalisches Modell zu finden, mit welchem beide Phänomene in zufriedenstellender Weise simuliert werden können. Die Resultate aus den weiterführenden Variationen sind in Form von Schädigungsplots gemäß dem Bruchverzerrungskriterium in Bild 9.4 dargestellt. Die zugrundeliegenden Modifikationen sind die folgenden:

- Berücksichtigung der Schichtungsflächenorientierung beim kombinierten Bruch- und Dilatanzverzerrungskriterium:

Ausweisung von P- und S-Bereichen gemäß der Orientierung der sekundären Maximalspannungsrichtung in Bezug auf die Schichtungsebenen in jedem Gebirgsselement (in jeder

Zone) – analog zur Unterteilung der Prüfkörper in P- und S-Prüfkörper – zur schichtungsabhängigen Zuweisung der Bruch- und Dilatanzgrenzen (linker Plot in Bild 9.4);

- Weitere Variationen bezüglich der Verzerrungsrate des stationären Kriechens:

Verwendung des abgeleiteten Zahlenwertes für den *Maxwell*-Viskositätsgrundwert als Modell-Ausgangswert, d.h. $\bar{\eta}_M^* = \bar{\eta}_{M,Labor}^* = 1 \cdot \bar{\eta}_{M,Labor}^*$, sowie Verzehnfachung dieses Grundwertes bei Verfestigung/Erreichen der Dilatanzgrenze (wie bisher, V1/10) sowie Variationen der genannten Faktoren (rechte vier Plots in Bild 9.4).

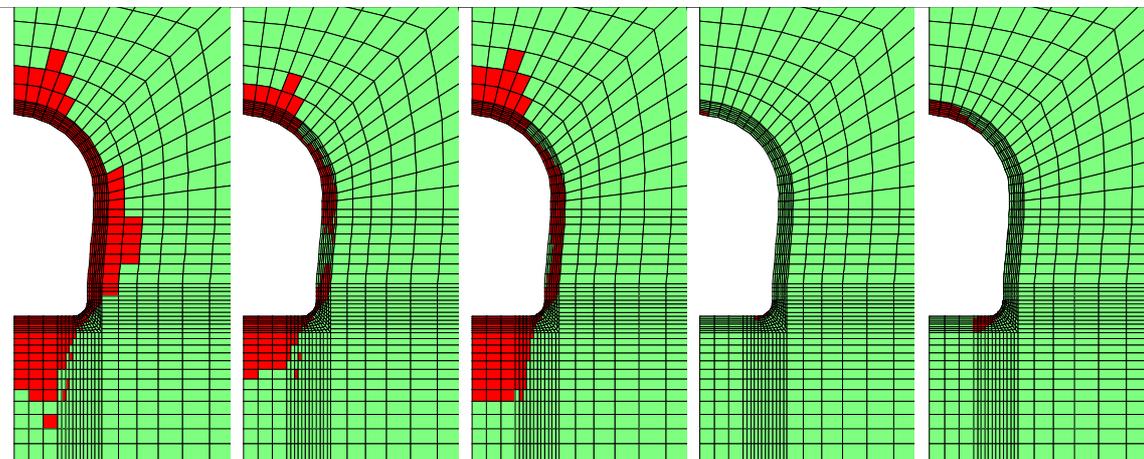


Bild 9.4: Zusammenstellung der Simulationsergebnisse für die Ausbildung von Bruchzonen an der Kontur des Tunnels 1881 für verschiedene Berechnungsvariationen (v.l.n.r.: V1/10, V2/20, V2/10, V10/100, V10/10); ein Maßstab folgt aus Bild 8.118

Die Unterteilung des Gebirgsmodells in P- und S-Bereiche in Verbindung mit der Anpassung der Dilatanzgrenzen führen nun zur Ausbildung größerer und unregelmäßigerer Entfestigungsbereiche, zum einen durch eine stark abgesenkte Bruchverzerrungsgrenze in den im First- und Sohlenbereich befindlichen P-Bereichen, in welchen nun eine deutliche Zunahme an Entfestigungszone beobachtet werden kann, und zum anderen durch ein späteres Erreichen der geringfügig heraufgesetzten Verfestigungs-/Dilatanzgrenze in den an allen anderen Orten vorliegenden S-Bereichen (bei gleichgebliebener Bruchgrenze). Dadurch wird die zeitverzögernde Wirkung der Verfestigung auf die Deformationen verringert und somit die Ausbildung von Entfestigungszone ein wenig intensiviert.

Die Änderung der Zahlenwerte für den *Maxwell*-Viskositätsmodul reduziert wieder die verstärkte Ausbildung von Entfestigungszone in verschiedenen Intensitäten und liefert mit den

Berechnungsvariationen V2/20 (optimal mögliche Abbildung der in situ-Beobachtungen und -Messungen unter allen hier formulierten Berechnungsvariationen) und V2/10 (etwas schlechtere Abbildung der zwiebelschalenförmigen Bruchzonen des Tunnels 1881, jedoch bei geringerer Abweichung des Viskositätsgrundwertes $\bar{\eta}_M^*$ vom laborativ abgeleiteten Viskositätsgrundwert $\bar{\eta}_{M,Labor}^*$) zumindest Ansätze zur Erklärung der zwiebelschalenförmigen Rissbildungen. Dabei sei für den Vergleich der Simulationsergebnisse aus Bild 9.4 mit den Kartografierungsdaten aus Bild 9.1 noch auf den Unterschied zwischen den gemessenen und den abgeschätzten Reichweiten der EDZ ins Gebirge hingewiesen.

9.2 Querstollen 1996

9.2.1 Befunde zum Tragverhalten und Messergebnisse

Befunde zum Tragverhalten

Bezüglich der Ausbildung von Versagenserscheinungen ist zum einen festzustellen, dass mit der Zeit sowohl an der Schnittstelle des Westteils des Querstollens 1996 mit der *secondary fault* entsprechend Bild 9.5 wie auch partiell im Firstbereich zumindest konturnah Abplatzun-



Bild 9.5: Blick in den Westteil des Querstollens 1996 auf die Stollenkontur im Stoßbereich in Höhe der secondary fault, Oktober 2010



Bild 9.6: Verlängerung des Westteils des Querstollens 1996: Kontur im Stoßbereich in Höhe der main fault (oben) mit Detailaufnahme (unten links) sowie Kontur im tektonisch ungestörten Bereich westlich der main fault (unten rechts), alle Aufnahmen von Oktober 2010



gen aufgetreten und damit Entfestigungen des Gesteinsgefüges zu beobachten sind. Zum anderen lassen sich bedingt durch die saisonal variierende relative Luftfeuchtigkeit horizontal mit der Schichtung verlaufende Entsättigungsrisse in den trockenen Wintermonaten an den Tongesteinsoberflächen stollenweit und inklusive des unverbauten Sohlenbereiches des Ostteils finden. Konturweite zwiebelschalenförmige Risse in der Art, wie sie im Haupttunnel erfasst worden sind, und auch weitere gravierendere Entfestigungs- bzw. Konturbrucherscheinungen wurden bis zum heutigen Datum nicht beobachtet oder dokumentiert. Auch Sohlenhebungen haben bislang noch nicht zu Abplatzungen geführt. Bild 9.6 zeigt Aufnahmen des Stoßbereiches aus dem verlängerten Abschnitt des Westteils des Querstollens 1996. Deutlich ist hier die die Gebirgstragfähigkeit mindernde Auswirkung der *main fault* auf das konturnahe Gebirge erkennbar. Abschaltungen analog zu denen in Höhe der *secondary fault* sind bis dato noch nicht zu verzeichnen. Insgesamt kann damit zum derzeitigen Zeitpunkt auch der Querstollen 1996 zusammen mit den Kontursicherungsmitteln in seiner vollen Länge im Grundsatz als standfest betrachtet werden.

Resultate aus messtechnischen Untersuchungen

Im Querstollen 1996 sind an mehreren Messquerschnitten Konvergenzmessungen durchgeführt worden, wobei für das hier bearbeitete Projekt der Messquerschnitt P2 aus dem von der *secondary fault* weniger bzw. nicht beeinflussten Ostteil 1996 zu Vergleichszwecken mit Berechnungsdaten herangezogen worden ist, vgl. Abschnitt 2.3.4. Bild 9.7 greift erneut die Ergebnisse der Konvergenzmessungen aus Bild 2.25 des genannten Abschnitts auf, welche wie dort beschrieben auf ein schichtungsabhängiges Deformationsverhalten des Tonsteingebirges der Lokation Tournemire schließen lassen. Da diese Schichtungsabhängigkeit soweit organisatorisch möglich auch bei der Parameterableitung und dem Ansatz der Stoffmodelle für die numerischen Simulationen berücksichtigt wurde, stehen bei der Validierung des Simulationeninstrumentariums hauptsächlich das annähernd vertikale und hinsichtlich der Konvergenzmesswerte hervorstechende Messstreckenpaar AC/EC sowie die horizontale Messstrecke BD im Fokus der Vergleiche zwischen den Messkurven und den Simulationsergebnissen.

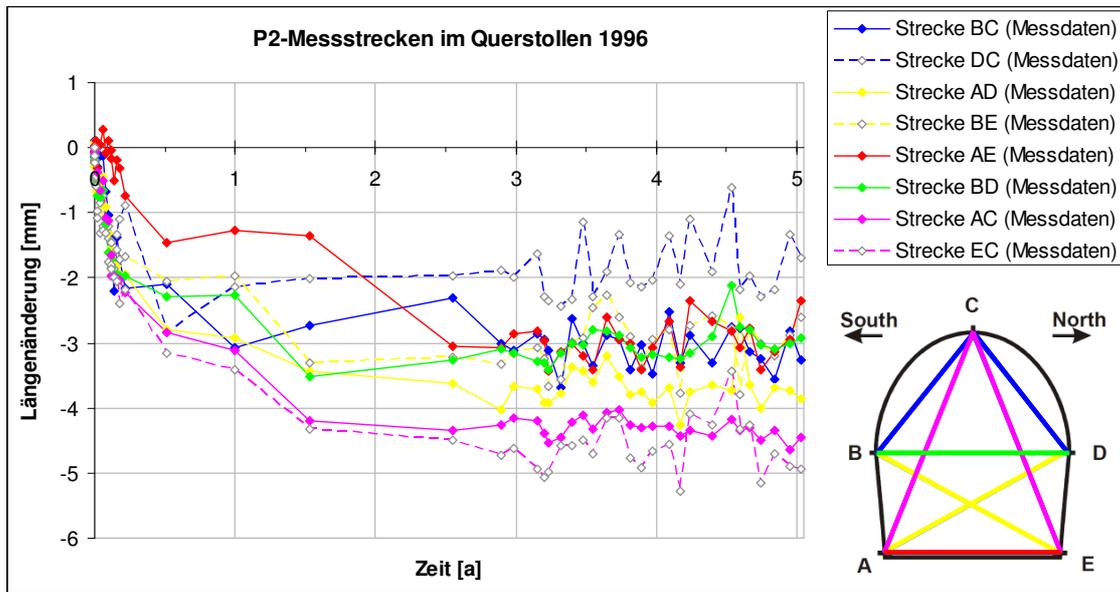


Bild 9.7: Konvergenzmessergebnisse für den Messquerschnitt P2 mit Messstreckenübersicht, nach Rejeb (2003)

9.2.2 Berechnungsergebnisse und Vergleich mit Messresultaten

Die Berechnungsvariationen mit dem linear-elastischen Stoffmodell haben für den Querstollen 1996 zu keinen signifikant unterschiedlichen Ergebnissen im Vergleich zu denen des Haupttunnels 1881 geführt, Bild 9.2. Ein zwiebelschalenförmiges Entfestigungsversagen der Konturbereiche analog zum Tunnel 1881 wurde im Querstollen 1996 jedoch bis dato nicht beobachtet. Insbesondere im Firstbereich ist mit den verwendeten Bruchkriterien rechnerisch keine Überschreitung von Versagensgrenzen erhalten worden, wenngleich die Verwendung des transversal isotropen Stoffmodells zur Ausbildung von Zugspannungen im konturnahen Firstbereich geführt hat, Bild 8.62 links. Die berechneten Zugspannungen sind jedoch in stollenaxialer Richtung und damit schichtungparallel orientiert und liegen mit $\sigma_y = -0,7 \text{ MPa}$ deutlich unterhalb der in der Literatur zu findenden schichtungparallelen Zugfestigkeit von $\sigma_{3f} = -3,6 \text{ MPa}$, Rejeb & Cabrera (2006), so dass sich auch die aufgetretenen Abschaltungen in Teilen des Firstbereiches des Stollens 1996 nicht mit dem elastoplastischen Stoffmodell begründen lassen.

Die zur Re-Analyse der gemessenen Konvergenzen im Querstollen 1996 formulierten Variationssituationen mit dem linear-elastisch/viskosen Stoffmodell *Lubby2* basieren auf der linear-



elastischen Berechnungsvariation V2, welche von einem isotrop-elastischen Stoffmodell (aus Konsistenzgründen mit der durch Spannungsumlagerungen erforderlichen Korrektur des elastischen Deformationsanteils, welche in der Implementierung von *Lubby2* isotrop-elastisch vorgenommen wird) sowie einem vereinfachten anisotropen und Messungen gegenüber überschätzten Primärspannungszustand ausgeht. Durch Modifikation der Herangehensweise oder von Parametern, welche Ansätze aus den linear-elastischen Berechnungsvariationen revidieren, korrigieren oder wiederaufnehmen und auch weitere Phänomene berücksichtigen, sind sukzessiv Simulationsergebnisse erhalten worden, welche einen Vergleich mit den Konvergenzmesskurven nicht zu scheuen brauchen. Bild 9.8a/b zeigt die durch die diversen viskosen Berechnungen in den Abschnitten 8.3.4.2 bis 8.3.4.7 erhaltenen Resultate für die Verformungen der Messstrecken AC/EC (annähernd vertikal, symmetrisches Berechnungsmodell, magenta) und BD (horizontal, grün) im Vergleich zu den Messergebnissen für die folgenden Modifikationen:

- Variation des primären Gebirgsbeanspruchungsniveaus:

Ansatz eines lithostatischen Teufendrucks entsprechend der laborativ ermittelten Gesteinswichte für Tournemire-Tonstein (gestrichelte Linien) bzw. eines Teufendrucks entsprechend den in situ mit der HTPF-Methode gemessenen primären Vertikalspannungen (durchgezogene Linien) (obere Diagramme in Bild 9.8a);

- Variation der Seitendruckbeiwerte:

vereinfachte Ansätze mit allseitig $K_0 = 0,5$ (anisotrop, gestrichelt) und allseitig $K_0 = 1,0$ (isotrop, gepunktet) sowie Ansatz mit Übernahme der exakten Zahlenwerte aus der Literatur (entspricht etwa $K_0 \approx 1,0$ in der Modellebene und $K_0 \approx 0,5$ für die axiale Richtung), wengleich nach wie vor unter Vereinfachung der Primärspannungsrichtungen (durchgezogen) (mittlere Diagramme in Bild 9.8a);

- Abgleich der elastischen Verformungsanteile:

Die Konvergenzmesswerte (hier in schwarz) enthalten elastische Verformungsanteile, welche durch den Fortgang des Stollenvortriebs während der Messungen induziert wurden. Die Simulationskurven enthalten bis dato lediglich die viskosen Deformationsanteile (inkl. elastischer Korrekturen aus der *Lubby2*-Implementierung) (dunkel gestrichelt) und können

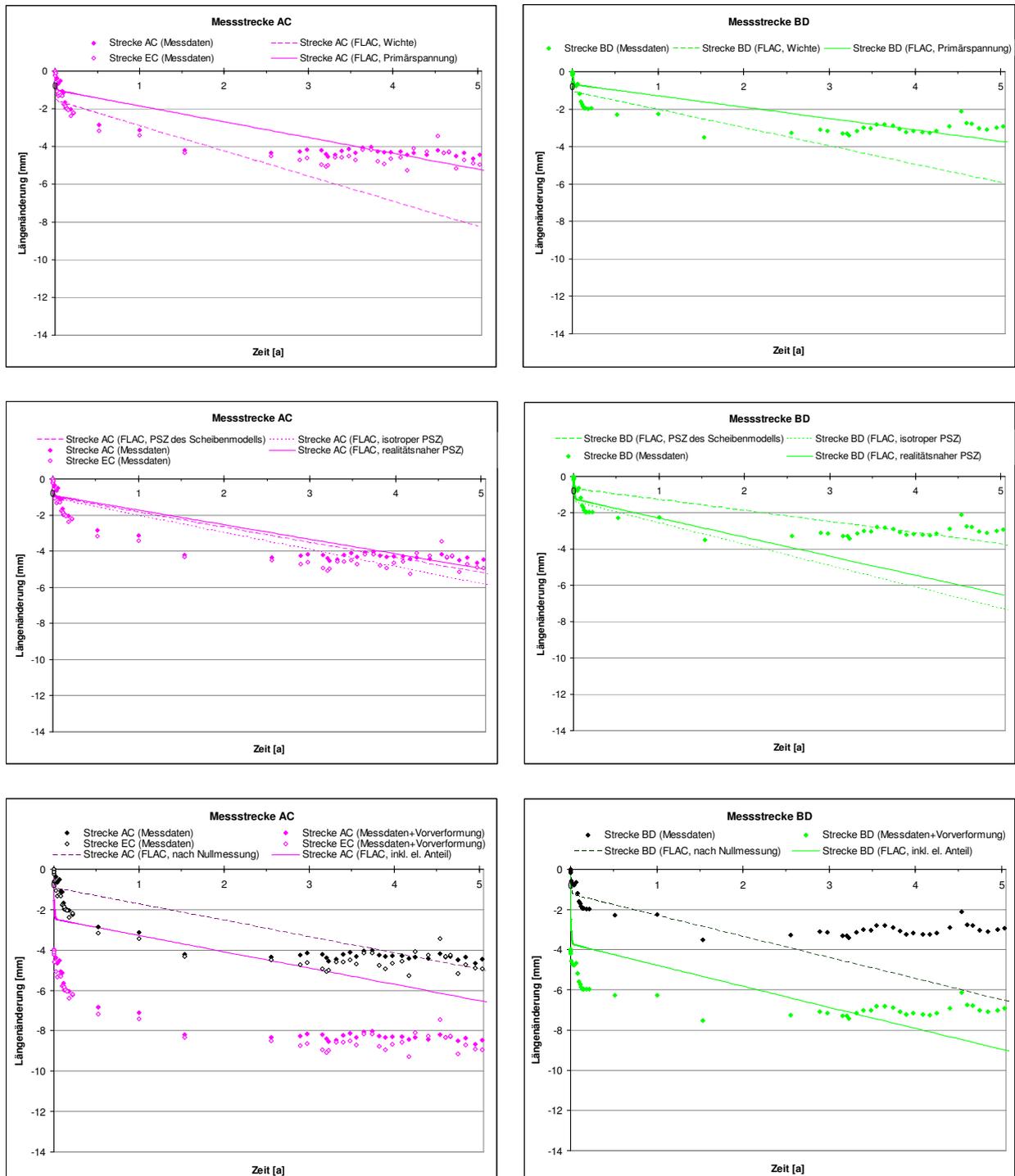


Bild 9.8a: Vergleich von Mess- und Simulationsergebnissen für die Konvergenzen in Richtung der Messstrecken AC/EC (magenta, links) und AD (grün, rechts) des Messquerschnitts P2 aus dem Stollen 1996 für verschiedene Berechnungsvariationen, Teil 1



aufgrund des 2D-Charakters des Berechnungsmodells (keine Vortriebssimulation) nur ganz oder gar nicht um die elastischen Deformationsanteile ergänzt werden. Bei einer Ergänzung der elastischen Anteile (hell durchgezogen) ist eine Einschätzung der elastischen Vorverformungen für die Messkurven erforderlich. Dieser Anteil wird grundsätzlichen Simulationserfahrungen zufolge auf 200% der gemessenen elastischen und transienten Verformungsanteile festgesetzt (farbige Messpunkte) (untere Diagramme in Bild 9.8a);

- Variation der Gebirgsdeformabilität mit Blick auf das Trennflächengefüge:

Verwendung der ursprünglichen, gesteinsbezogenen Zahlenwerte für den Verformungsmodul E_V und den Grundwert für den *Kelvin*-Schubmodul \bar{G}_K^* (gestrichelt) sowie von mit dem Faktor $\frac{1}{2}$ herabgesetzten Zahlenwerten für E_V und \bar{G}_K^* (durchgezogen) (obere Diagramme in Bild 9.8b);

- Annahme einer sich mit der Zeit entwickelnden Teilsättigungszone im Stollenkonturbereich:

kein Effekt (hell gestrichelt) und Ansatz einer durch Entsättigungsverfestigung bedingten Reduktion der stationären Kriechdeformationsrate (Verzehnfachung des *Maxwell*-Viskositätsmodul-Grundwertes $\bar{\eta}_M^*$) nach einem aus den Konvergenzmesskurven des Querstollens 1996 abgeschätzten Zeitraum von 1,5 Jahren in einem festgelegten Querstollennahfeldbereich unter gleichzeitiger Variation von $\bar{\eta}_M^*$ (dunkle Linien) sowie weiterer Variation von E_V und \bar{G}_K^* (gepunktete und durchgezogene Linien) (mittlere Diagramme in Bild 9.8b);

- Variation von Stoffmodell und Parametern für die elastische Ausbalancierung nach dem Vortrieb:

Ansatz eines isotrop-elastischen Stoffmodells mit durch die Trennflächenberücksichtigung angepassten Verformungsparametern bzgl. der schichtungsnormalen (gestrichelt) bzw. der schichtungsp parallelen Richtung (gepunktet, hier auch Übernahme dieser Parameter für die elastischen Deformationskorrekturen in *Lubby2*) sowie Ansatz eines transversal-isotrop-elastischen Stoffmodells mit durch die Trennflächenberücksichtigung angepassten Verformungsparametern (durchgezogen) (untere Diagramme in Bild 9.8b).

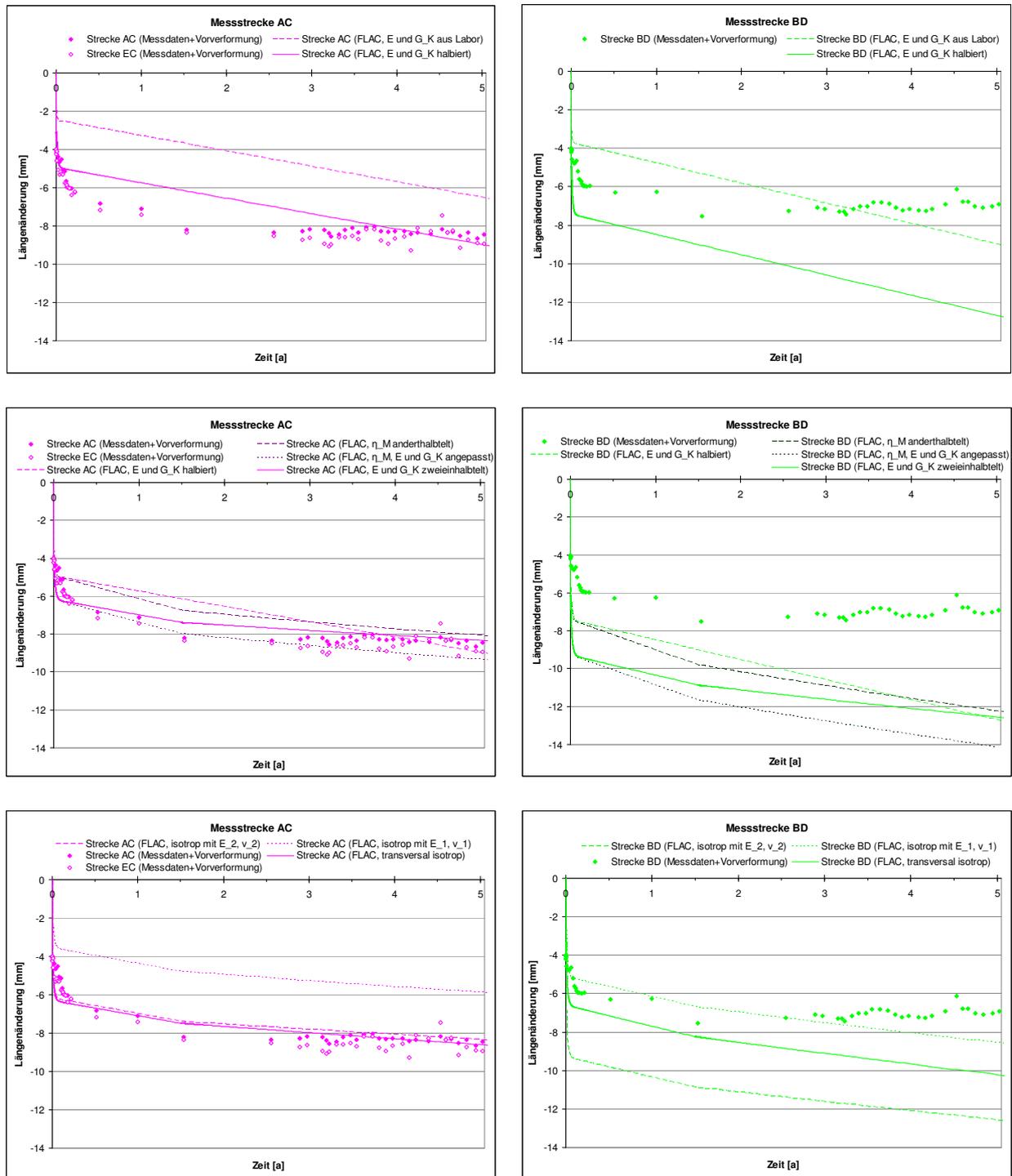


Bild 9.8b: Vergleich von Mess- und Simulationsergebnissen für die Konvergenzen in Richtung der Messstrecken AC/EC (magenta, links) und AD (grün, rechts) des Messquerschnitts P2 aus dem Stollen 1996 für verschiedene Berechnungsvariationen, Teil 2



Wie aus Bild 9.8a/b ersehen werden kann, führen die Parametervariationen, welche sich an in situ-Messwerten und plausibel erscheinenden Phänomenen orientieren, in der Mehrzahl zu Approximationen der aus den rechnerischen Simulationen erhaltenen Streckenkonvergenzen an die gemessenen Zahlenwerte. In jedem horizontalen Diagrammpaar in Bild 9.8a/b sind die auf diese Weise als am sinnvollsten bewerteten Variationen durch durchgezogene Linien gekennzeichnet und bilden stets die Ausgangsvariation für die weiterführende(n) Berechnungsvariation(en) des nächsten horizontalen Diagrammpaares, in welchem sie durch gestrichelte Linien markiert sind. Die sich schließlich herauskristallisierende Berechnungsvariation VS1996 entsprechend Abschnitt 8.3.4.7, die im letzten Diagrammpaar mittels durchgezogener Linien dargestellt ist, ist von allen im Abschnitt 8.3.4 behandelten und in Bild 9.8a/b gezeigten Variationen diejenige, mit welcher die gemessenen Konvergenzen am besten nachvollzogen werden können.

Nach der Formulierung weiterer viskoser Berechnungsvariationen unter Berücksichtigung von Phänomenen, welche möglicherweise zur Ausbildung der zwiebelschalenförmigen Risse im Konturbereich des Haupttunnels 1881 geführt haben könnten, wurden mit dem auf diese Weise veränderten Modell die Messstreckenkonvergenzen ein weiteres Mal nachgerechnet. Die Veränderung betrifft letztendlich nur die Implementierung der entsättigungsbedingten Materialverfestigung in dem physikalischen Modell – die Änderung des *Maxwell*-Viskositätsmoduls findet nun nicht mehr in einem vorab festgelegten Bereich zu einem vorab festgelegten Zeitpunkt statt, sondern in Abhängigkeit der sich im Zuge der numerischen Berechnung ergebenden dilatanten Verzerrungen. Diese physikalische Modifikation hat nach Abschnitt 8.3.6.2 für den Querstollen 1996 zur Folge, dass aufgrund der sich nur sehr mäßig entwickelnden dilatanzinduzierten Entsättigungsbereiche auch nur marginal eine Verfestigung und Verzögerung des Kriechvorgangs im Simulationszeitraum erfolgt und sich die Konvergenzrate somit nicht ändert. Bild 9.9 zeigt die entsprechenden Berechnungsergebnisse zusammen mit der Gegenüberstellung von Messbefunden und Simulationsergebnissen aus den weiterführenden Berechnungsvariationen der Abschnitte 8.3.6.3 bis 8.3.6.4. Die für die Berechnungsvariationen vorgenommenen Modifikationen sind im einzelnen:

- Einsatz eines Dilatanzverzerrungskriteriums zur Modellierung der Entsättigungsverfestigung:

Variation mit einer durch einen räumlich und zeitlich festgelegten Entsättigungsbereich modellierten Verfestigung/Verzahnung von $\bar{\eta}_M^*$ (optimales Berechnungsergebnis der



Variationen aus Bild 9.8a/b, VS1996, gestrichelt) sowie mit einer zonal modellierten Ent-sättigungsverfestigung bei Erreichen einer Dilatanzverzerrungsgrenze (VT1881, durchge-zogen) (obere Diagramme in Bild 9.9);

- Berücksichtigung der Schichtflächenorientierung beim Dilatanzverzerrungskriterium:

Ansatz einer fixierten Dilatanzverzerrungsgrenze von 0,5% (gestrichelt) und schichtungs- und minimalspannungsabhängige Variation der Dilatanzverzerrungsgrenze in der Höhe von 80% der an der TUC laborativ ermittelten Bruchverzerrungen (durchgezogen) (mittle-re Diagramme in Bild 9.9);

- Weitere Variationen bezüglich der Verzerrungsrate des stationären Kriechens:

Verwendung des abgeleiteten Zahlenwertes für den Grundwert für den *Maxwell*-Viskosi-tätsmodul als Modell-Ausgangswert, d.h. $\bar{\eta}_M^* = \bar{\eta}_{M,Labor}^*$, und Verzehnfachung dieses Zah-lenwertes bei Verfestigung/Erreichen der Dilatanzgrenze (gestrichelt) sowie Modifikatio-nen erstens des Modell-Ausgangswertes in $\bar{\eta}_M^* = 2\bar{\eta}_{M,Labor}^*$ (helle Linien) bzw. $\bar{\eta}_M^* = 10\bar{\eta}_{M,Labor}^*$ (dunkle Linien) und zweitens des Verfestigungswertes in $10\bar{\eta}_M^*$ (dick ge-punktet) bzw. $10\bar{\eta}_{M,Labor}^*$ (durchgezogen) (untere Diagramme in Bild 9.9).

Die in jedem horizontalen Diagrammpaar mit durchgezogenen Linien markierten Berech-nungsvariationen bilden auch hier die Ausgangsvariationen für weitere Änderungen bzw. die unter den gegebenen Umständen optimale Schlussvariation. Die Approximationsgüte kann im Ergebnis der in Bild 9.9 gezeigten Berechnungsergebnisse besonders mit Blick auf die annä-hernd vertikalen Messstrecken als weniger günstig eingestuft werden, wobei zu berücksichti-gen ist, dass die zugrundeliegenden Berechnungsvariationen aus Abschnitt 8.3.6 eine geeigne-te Approximation der berechneten Resultate nicht nur hinsichtlich der im Querstollen 1996 gemessenen Konvergenzen, sondern auch mit Blick auf die Ausbildung der zwiebelschalen-förmigen Rissbildungen um den Haupttunnel 1881 zum Ziel hatten.

Unter diesem Aspekt ist schließlich festzustellen, dass es auf der einen Seite mit den Berech-nungsvariationen V2/20 und V2/10 zumindest ansatzweise gelungen ist, die in situ erfassten Phänomene nachzuvollziehen. Auf der anderen Seite konnten hydromechanisch gekoppelte Effekte, welche auch Ursachen für die vorliegenden Messdaten und Beobachtungen sein kön-nen (Zweiphasenflüsse, saisonale Luftfeuchtigkeitsschwankungen → Saugspannungen/Quell-

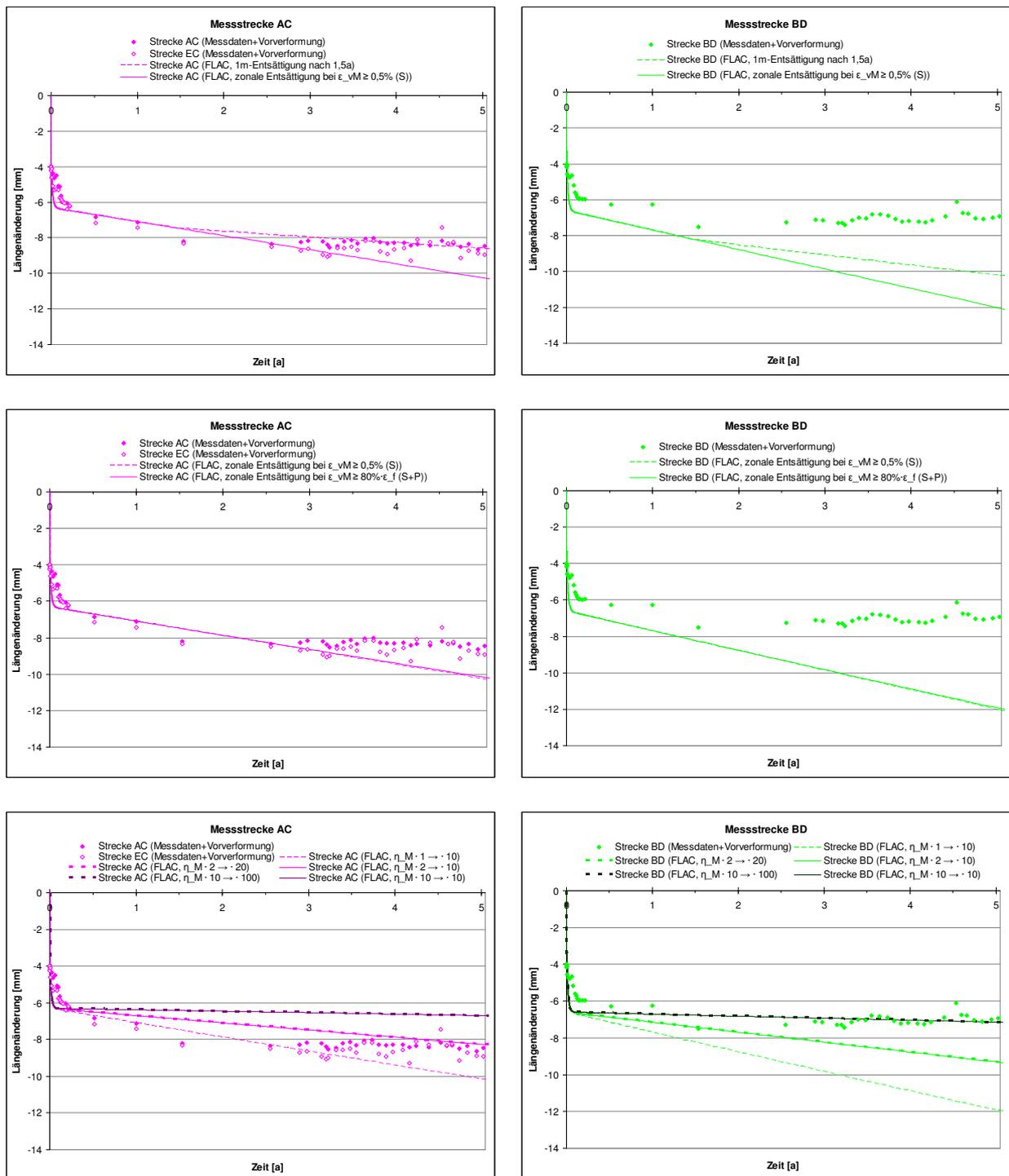


Bild 9.9: Vergleich von Mess- und Simulationsergebnissen für die Konvergenzen in Richtung der Messstrecken AC/EC (magenta, links) und AD (grün, rechts) des Messquerschnitts P2 aus dem Querstollen 1996 für verschiedene Berechnungsvariationen mit Dilatanzverzerrungskriterium



drücke), nicht hinreichend berücksichtigt werden. Derartige Effekte konnten zum einen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht in dem gewünschten und erforderlichen Maße untersucht werden, bedingt durch die Schwierigkeiten bei der Wiederaufsättigung des nur sehr gering wasserdurchlässigen Tonsteinmaterials der Lokation Tournemire. Zum anderen kann die Kopplung hydraulischer und mechanischer Prozesse in der numerischen Simulation bis dato nicht uneingeschränkt erfolgen aufgrund des Mangels an geeigneter Software zur Simulation derartig gekoppelter Prozesse mit größeren numerischen Modellen und/oder über längere Simulationszeiträume, wie es für das 3D-Modell zum Mine-by-Test bzw. für die über 100 Jahre lange Standzeit des Haupttunnels – insbesondere in Verbindung mit einem ebenfalls simulationszeitintensiveren viskosen Stoffmodell – erforderlich gewesen wäre. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

9.3 Querstollen 2003

9.3.1 Befunde zum Tragverhalten und Messergebnisse

Befunde zum Tragverhalten

In Analogie zum Querstollen 1996 ist im Querstollen 2003 neben Entsättigungsrissen kein signifikantes Versagen in den vor seiner Auffahrung geotektonisch ungestörten Abschnitten beobachtet worden. Auch im Schnittbereich dieses Querstollens mit der *secondary fault* liegt bis dato kein Bruchversagen wie im Fall des Querstollens 1996 gemäß Bild 9.5 vor, so dass hier bislang keine Verstärkung der Kontursicherungsmaßnahmen erforderlich wurde. Insgesamt ist damit auch der Querstollen 2003 als standfest anzusehen.

Resultate aus messtechnischen Untersuchungen

Im Rahmen des in Abschnitt 2.3.4 erläuterten Mine-by-Tests sind zwei Bohrlöcher mit den Bezeichnungen M4 und M5 mit Mehrfachextensometern zur Deformationsmessung ausgestattet worden. Das Bohrloch M4 befindet sich dabei in der Nähe des vollständig mit Beton ausgebauten Querstollenbereiches, während die Verankerungspunkte der Extensometerstangen des im Bohrloch M5 eingebauten Fünffach-Stangenextensometers auf Höhe der lediglich mit Metallbögen versehenen Querstollenbereiche verankert wurden. Für eine Simulation des Deformationsverhaltens des Tournemire-Tonsteingebirges nach Hohlraumausbruch ohne Ein-

fluss von zusätzlichen künstlich geschaffenen Effekten stellen somit die M5-Messergebnisse die geeignetere Validierungsbasis dar. Bild 9.10 greift erneut die Ergebnisse der Deformationsmessungen aus Bild 2.27 des Abschnitts 2.3.4 auf und zeigt zusammen mit einer Kurve für den Vortriebsfortschritt die durch die M5-Extensometer E1 bis E5 aufgezeichneten Verschiebungen in gelb, türkis, rot, violett bzw. blau über einen Zeitraum von etwa drei Monaten zur Zeit des Querstollenvortriebs und über einen längeren Zeitraum danach von gut zwei Jahren, *Rejeb et al. (2007)*. Die farbliche Codierung der verschiedenen Extensometerstangen wird auch für die am Lehrstuhl erhaltenen Simulationsergebnisse übernommen.

Bei Betrachtung der Messkurven fällt auf, dass sich die Extensometerstange E5, deren Verankerungspunkt mit einer Distanz von 1 m am nächsten zur Stollenkontur liegt, erwartungsgemäß mit Abstand am stärksten verschiebt und sowohl während des Auffahrungszeitraumes die größte Gesamtverschiebung (instantan wie auch transient) wie auch nach der Auffahrung weitestgehend die größte Verschiebungsrate aufweist. Die Verschiebungen der drei folgenden Extensometerstangen E4 - E2 mit Abständen von 2 m , $3,5\text{ m}$ bzw. 5 m zur Kontur des Querstollens 2003 liegen mit Zahlenwerten von $u \approx 0,3\text{ mm}$ direkt nach Hohlraumauffahrung und Zahlenwerten von $u \approx 0,4\text{ mm}$ nach Ablauf von knapp 590 Tagen relativ nah beieinander bei nur etwa 50-60% der E5-Verformung. Extensometer E1 bildet mit gegenüber E5 - E2 verschwindend geringen bis sogar negativen Zahlenwerten für die Verschiebung in Verbindung mit einer negativen Deformationsrate das andere Extrem.

Im oberen Diagramm von Bild 9.10 ist ferner zu erkennen, dass nachträgliche Justierungen oder Reparaturarbeiten an E4 (violette Kurve) während des ersten Zwischenfalls der Vortriebsmaschine gegen Ende Mai 2003 zu einmaligen Messwertverschiebungen auch bei anderen Extensometern führten. Eine Herausrechnung dieser Artefakte aus den Deformationskurven mit $+0,02\text{ mm}$ für E2 (türkis), $+0,05\text{ mm}$ für E3 (rot), $-0,04\text{ mm}$ für E4 (violett) sowie $-0,01\text{ mm}$ für E5 (blau) würde den langfristig beobachteten Trends allerdings nicht entgegenwirken, sondern mit einer zusätzlichen Approximation der Messkurven für E2 - E4 eher verstärken.

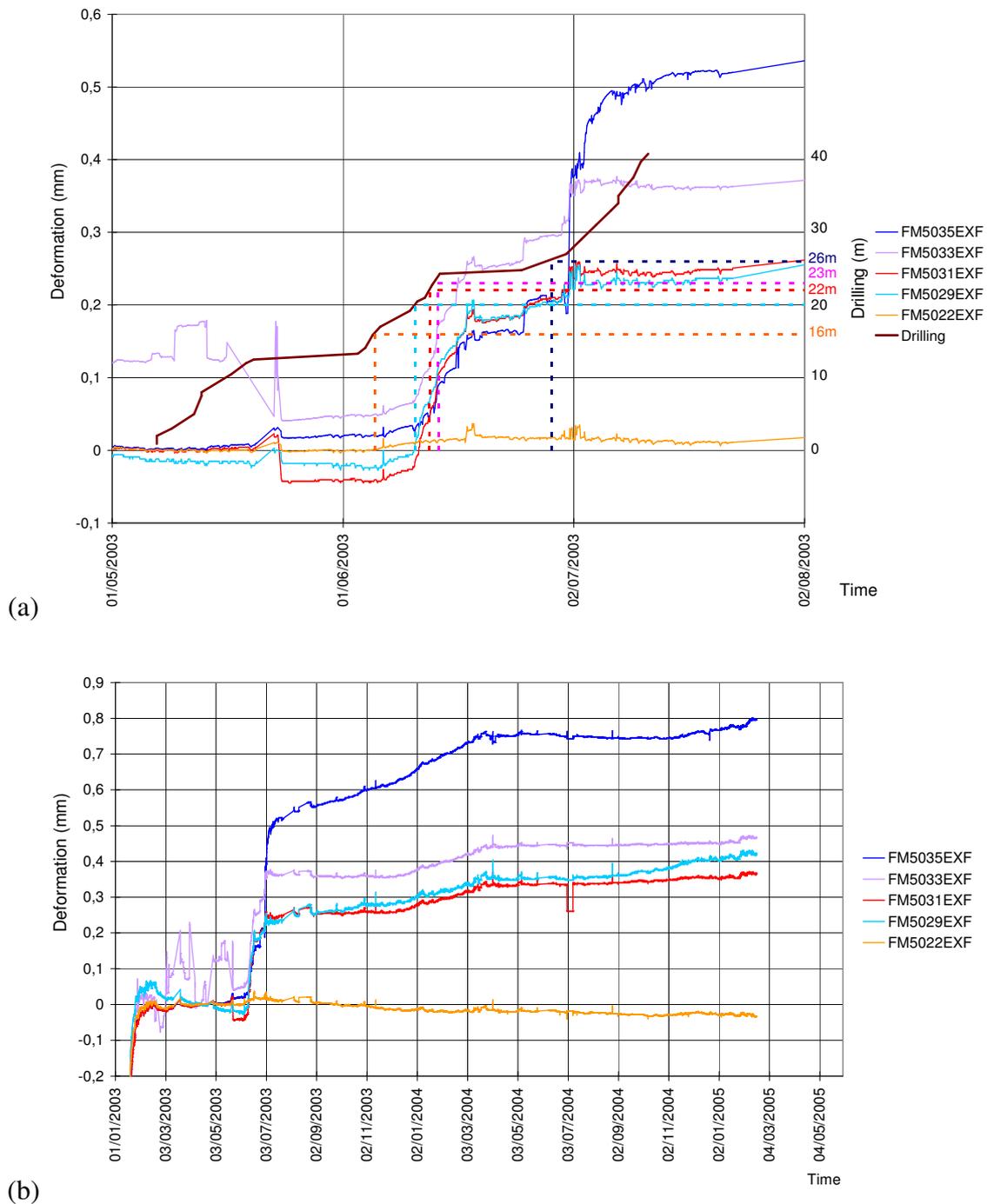


Bild 9.10: Mine-by-Test: Deformationsmessergebnisse der M5-Extensometer – E1 („FM5022EXF“, gelb), E2 („FM5029EXF“, türkis), E3 („FM5031EXF“, rot), E4 („FM5033EXF“, violett) und E5 („FM5035EXF“, blau), Rejeb et al. (2007) – (a) während des Streckenvortriebs und (b) über einen Zeitraum von zwei Jahren

9.3.2 Berechnungsergebnisse und Vergleich mit Messresultaten

Die Berechnungsvariationen für den Querstollen 2003 mit linear-elastischem Stoffmodell sind wie für die beiden anderen Auffahrungen mit einem 2D-Berechnungsmodell durchgeführt worden. Sie führen analog zur Situation im Querstollen 1996 zu ähnlichen Ergebnissen wie für den Tunnel 1881 und lassen von daher nicht auf signifikante Versagenszustände im Gebirge schließen, welche dort auch bislang nicht beobachtet wurden.

Zur Simulation der vortriebsinduzierten zeitabhängigen Gebirgsdeformationen im Rahmen des Mine-by-Experiments ist hingegen ein dreidimensionales Modell erstellt worden. Dabei wurden für das Gebirge sowohl ein linear-elastisch/viskoses Materialverhalten wie auch zum Vergleich und zur Einschätzung der einzelnen Verformungsanteile ein linear-elastisches Stoffmodell angesetzt. Die Erweiterung des vorab verwendeten 2D-Modells auf ein an die Standortsituation angepasstes 3D-Modell sowie die Umsetzung der geometrischen und der technischen Rahmenbedingungen des Mine-by-Experiments (Bohrloch M5, Extensometer) auf dieses 3D-Modell sind in Abschnitt 7.3 zu finden und dort auf den Bildern 7.8 und 7.12 illustriert, während die Übertragung des Vortriebsprotokolls aus *Rejeb et al. (2007)* auf die Simulation des Vortriebs in Abschnitt 8.5 erläutert wurde, Bild 8.149.

Bild 9.11 zeigt die wesentlichen Resultate zu den aus den rechnerischen Simulationen erhaltenen Extensometerverformungen. Dabei sind zunächst unter Verwendung der aus Bild 6.14 aus *Rejeb (2003)* abgeleiteten Parameter nachstehende Berechnungsvariationen entwickelt worden:

– VT1881:

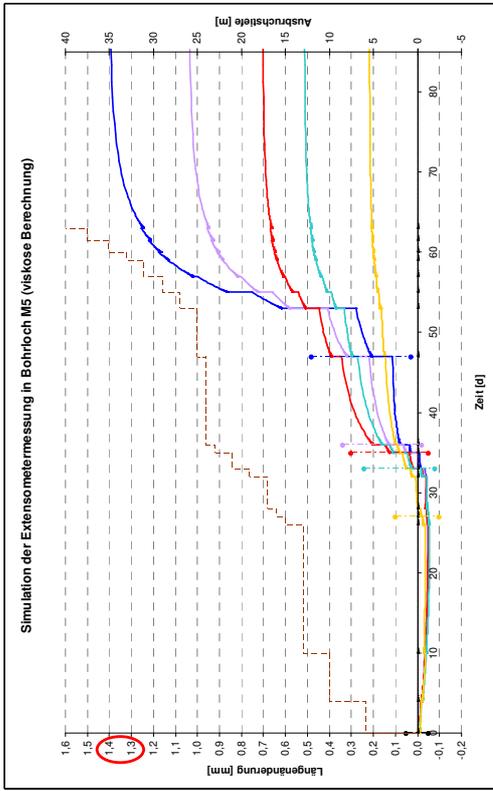
Variation mit einer zonal modellierten Entsättigungsverfestigung/Verzehnfachung von $\bar{\eta}_M^*$ bei Erreichen einer Dilatanzverzerrungsgrenze (Verwendung der Grenze für S-Prüfkörper/S-Bereiche → Diagramm 9.11(a)), jedoch noch ohne Berücksichtigung der Schichtflächenorientierung;

– V2/10 (Variation zur Simulation sowohl der ringförmig ausgebildeten Auflockerungszone im Haupttunnel 1881 als auch der gemessenen Konvergenzen im Querstollen 1996):

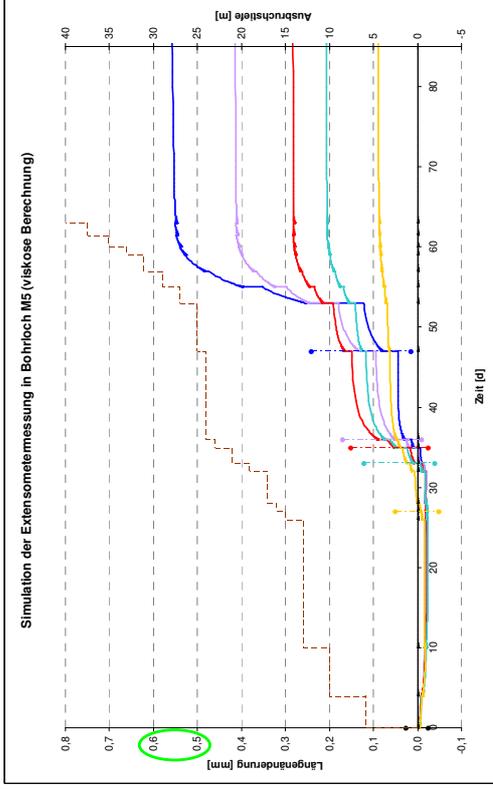
Dilatanzverzerrungsgrenze schichtungs- und minimalspannungsabhängig in Höhe von 80% der an der TUC laborativ ermittelten Bruchverzerrungen, Abminderung der stationären



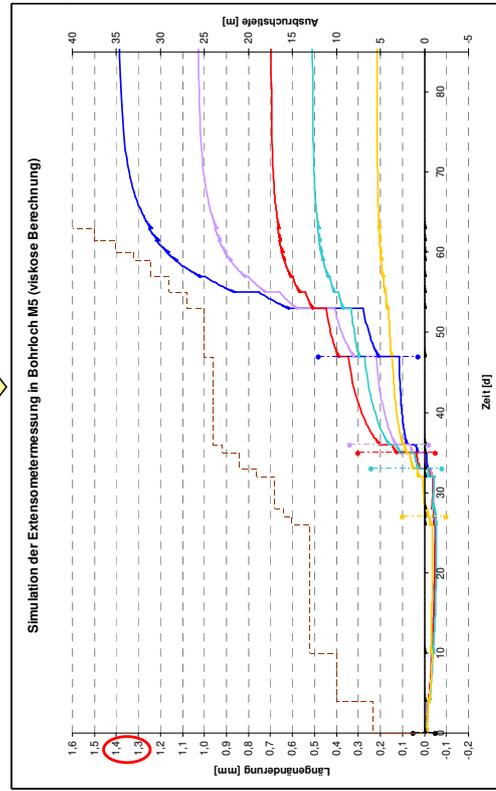
(a) VT1881



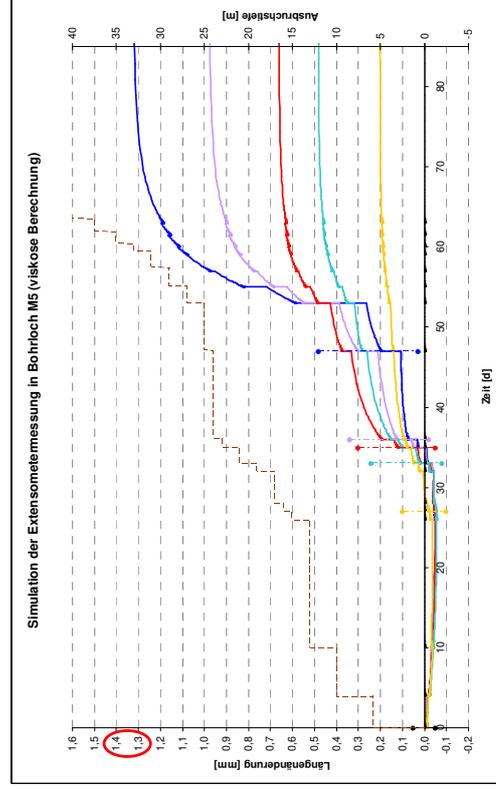
(c) Vernachlässigung des Trennflächengefüges



(b) V2/10



(d) Hooke in Lubby2: Verwendung von E_{VII} ; ν_{II}





Kriechverzerrungsrate durch Ansatz von $\bar{\eta}_M^* = 2\bar{\eta}_{M,Labor}^*$ bis zum Erreichen der Dilatanzgrenze → Diagramm (b);

- Vernachlässigung des Trennflächengefüges:

V2/10 bei Ansatz der Laborparameter für $E_{V\perp}; E_{V\parallel}$ und \bar{G}_K^* → Diagramm (c);

- Variation der für den linear-elastischen Anteil im viskosen Stoffmodell *Lubby2* (Ausbalancierung durch kriechbedingte Spannungsumlagerungen) verwendeten Verformungsparameter:

V2/10 mit den Parametern $E_{V\parallel}; \nu_{\parallel}$ anstelle von $E_{V\perp}; \nu_{\perp}$, welche für das Fernfeld in horizontaler Richtung vom Querstollen aus (im Gegensatz zum Nahfeld im Stoßbereich des Stollens mit seinen vernachlässigbaren Radialspannungen) eine bessere Näherung an die tatsächlich transversal isotrope Spannungs-Verzerrungs-Beziehung darstellen mit Blick auf die hauptsächlich in der x-y-Ebene verlaufende und damit schichtungsparallele Deformationsrichtung des Gebirges infolge des Querstollenvortriebs → Diagramm (d).

Wie im Vergleich der Diagramme aus Bild 9.11 mit den Messergebnissen aus Bild 9.10(a) zu beobachten ist, werden die Extensometerdeformationen trotz im Detail auffällender Abweichungen im Trend und in der Größenordnung in akzeptabler Weise durch die verschiedenen Simulationen abgebildet. Hierbei ergeben sich aus den Berechnungsvariationen zumeist nur relativ geringfügige Änderungen in den Ergebnissen – ein Befund, der den die Gebirgsbereiche, in welchen sich die Extensometer befinden, nur marginal betreffenden Modelländerungen zugeschrieben werden kann (Extensometer befinden sich in S-Bereichen des Gebirges, nur marginaler Einfluss von $\bar{\eta}_M^*$ in der kurzen Zeit des Querstollenvortriebs). Die einzige Änderung, mit der eine optimale Größenordnung erreicht werden konnte, ist die Vernachlässigung des Trennflächengefüges, was jedoch angesichts des real vorhandenen Trennflächengefüges und in Verbindung mit den Simulationsergebnissen für die anderen Auffahrungen keine zufriedenstellende Option darstellt.

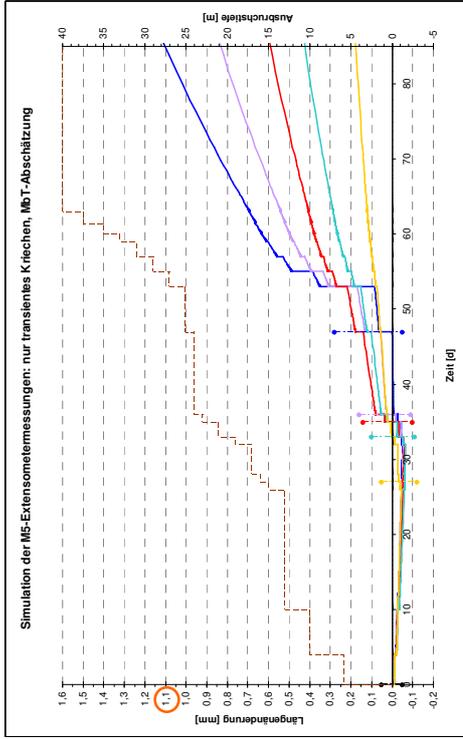
Nach Ableitung von weiteren Materialparametersätzen für das verwendete linear-elastisch/viskose Stoffmodell aus laborativen Langzeituntersuchungen am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik gemäß Abschnitt 6.3.2 sind weitere Berechnungsvariationen auf Basis der Variation V2/10 entwickelt worden. Dabei wurden insbesondere bezüglich des viskosen Stoffmodells *Lubby2* die unterschiedlichen Parametervariationen durch verschieden-

artige Interpretationen der laborativen Untersuchungsergebnisse abgeleitet, welche im Unterabschnitt 6.3.2.2 beschrieben sind. Im Hinblick auf die vorherigen Parametervariationen ist zwar an der Verwendung der das Querstellennahfeld besser charakterisierenden schichtungsnormalen Verformungsparameter $E_{V\perp}; \nu_{\perp}$ festgehalten worden, da die wesentlichen Deformationen im Querstellennahfeld induziert werden. Es sind jedoch keine aus vorigen Validierungen anhand von Messungen und Beobachtungen erfolgten Parameteränderungen übernommen worden – weder hinsichtlich des Trennflächengefüges noch generell oder aufgrund eines Dilatanzverfestigungseffektes die stationären Kriechparameter betreffend. Die neuen Variationen basieren somit eher auf „V1/1“ als auf V2/10. Die neuen Variationen betreffen:

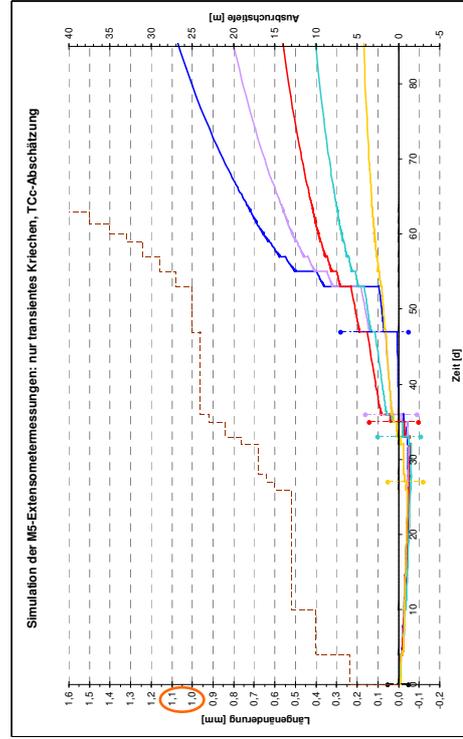
- die Verwendung der aus der Langzeitdeformationskurve des Prüfkörpers Tou-57 abgeleiteten *Lubby2*-Parameter → Diagramm 9.12(a);
- die Verwendung von aus den Langzeitdeformationskurven der Prüfkörper Tou-54 und Tou-57 abgeleiteten und gemittelten *Lubby2*-Parametern → Diagramm (b);
- die Interpretation der über die Extensometermessungen erfassten Langzeitdeformationen als lediglich transiente Deformationen bei Einschätzung der transienten Gesamtverformungen über das Abklingverhalten der Messkurven für die Zeit nach Ende des Messzeitraums → entsprechende Ableitung der gemittelten *Lubby2*-Parameter → Diagramm (c);
- die Interpretation der über die Extensometermessungen erfassten Langzeitdeformationen als lediglich transiente Deformationen bei Einschätzung der transienten Gesamtverformungen über die laborativ erfassten Deformationskurven der Prüfkörper Tou-54 und Tou-57 → entsprechende Ableitung der gemittelten *Lubby2*-Parameter → Diagramm (d).

Die Simulationsergebnisse in Bild 9.12 zeigen im Vergleich zu den Ergebnissen der Extensometermessungen nun überwiegend deutlich erhöhte Kriechraten für die durch die Vortriebsimulation induzierte Gebirgsverformung, während die Gesamtverformungen mit Blick auf die vorigen Berechnungsvariationen nur wenig abgenommen haben, Bild 9.11. Die Parameterableitungen unter Annahme eines verschwindenden stationären Verformungsanteils sind offenbar zumindest für die Abbildung von kurzzeitigen Reaktionen des Gebirges der Lokation Tournemire auf Hohlraumvortriebe nicht zielführend. Auch führen die unter Annahme eines verschwindenden stationären Verformungsanteils getroffenen Einschätzungen der transienten Gesamtverformungen, welche sich in beiden Fällen mehr oder weniger direkt auf die erhöhte

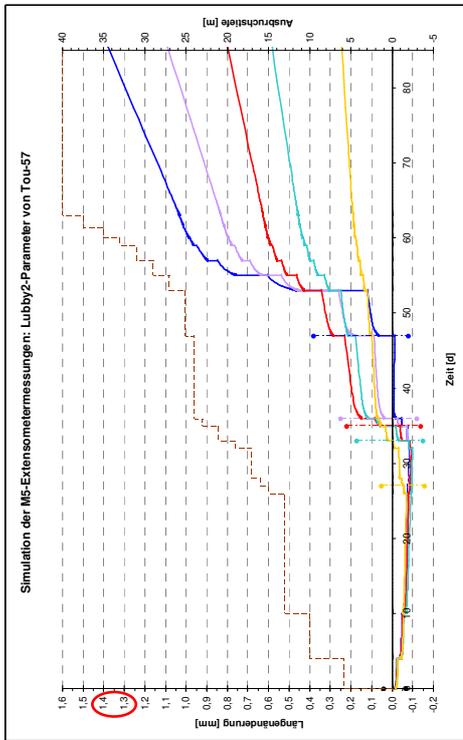
(c) keine stationäre Phase, transiente Gesamtverformung anhand des Mine-by-Tests abgeschätzt



(d) keine stationäre Phase, transiente Gesamtverformung anhand der Versuchskurven abgeschätzt



(a) Lubby2-Parameter aus Tou-57 abgeleitet



(b) Lubby2-Parameter aus Mittelung über Tou-54 und -57

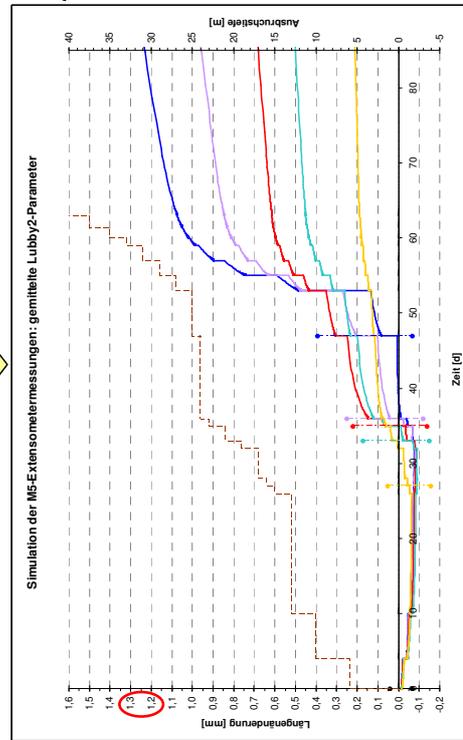
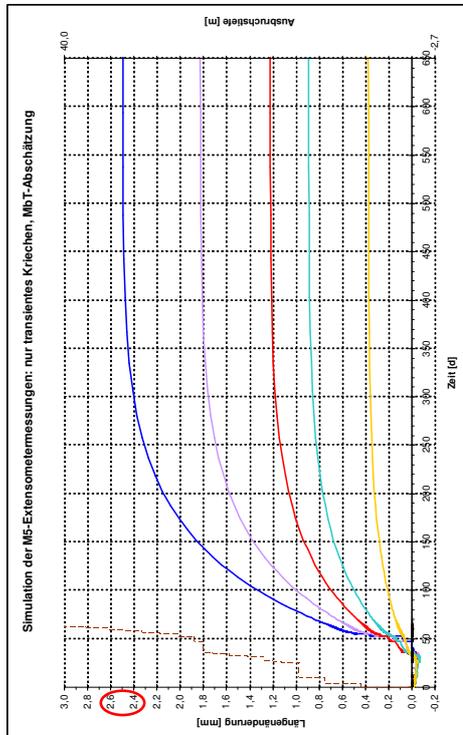


Bild 9.12: Zusammenstellung der Simulationsergebnisse für die M5-Extensometerverformungen unter Verwendung von TUC-Parametern

(a) keine stationäre Phase, transiente Gesamtverformung anhand des Mine-by-Tests abgeschätzt



(b) keine stationäre Phase, transiente Gesamtverformung anhand der Versuchskurven abgeschätzt

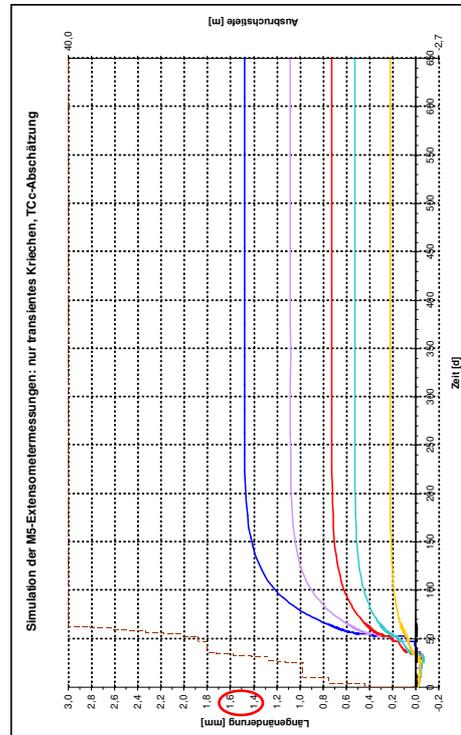


Bild 9.13: Simulationsergebnisse für einen Nachlaufzeitraum von 2 Jahren

Kriechrate stützen, zu stärkeren Abweichungen der berechneten Extensometerdeformationen von den Messkurven in der Nachlaufzeit, Bild 9.13.

Insgesamt ist festzustellen, dass unter dem Ansatz des Stoffmodells *Lubby2* für das langzeitige Deformationsverhalten die Ableitung der Materialparameter aus üblichen laborativen Langzeituntersuchungen mit einer Dauer von 30 Tagen pro Laststufe nur eingeschränkt akzeptable Ergebnisse liefert. Sowohl in kurzen Zeiträumen von wenigen Tagen wie auch in längeren Zeiträumen von mehreren Jahren können Ergebnisse der rechnerischen Simulationen zwar grob gesehen in der Größenordnung ähnlich der vorliegenden Messergebnisse erzielt werden und im Grundsatz die beobachteten Prozesse erfassen. Jedoch bestehen bei näherer Betrachtung noch deutliche Diskrepanzen zwischen gemessenen und rechnerisch ermittelten Deformationen. Weiterführende Analysen zum Materialverhalten des Tournemire-Tongesteins mit Blick auf bislang nicht ausreichend berücksichtigte Aspekte wie z.B. geohyd-



raulische Prozesse sind vor diesem Hintergrund für ein vertieftes Prozessverständnis und eine verbesserte Prognosezuverlässigkeit bezüglich des Tragverhaltens erforderlich.

10 Diskussion der Ergebnisse im internationalen Vergleich

In mehreren inner- wie auch außereuropäischen Staaten wird Grundlagenforschung an Tonstein/Tongestein im Rahmen der Suche nach einem geeigneten Endlagerstandort betrieben. In Deutschland wird derzeit zwar Salzgestein als Endlagerwirtsgestein präferiert, dennoch werden aber auch Forschungsarbeiten an Tongesteinen durchgeführt, z.B. im Hinblick auf eine nicht grundsätzlich ausgeschlossene zukünftige Suche nach alternativen Endlagerstandorten.

Vor dem Hintergrund einer effizienten Forschung wird dabei ein Erfahrungsaustausch zwischen verschiedenen Forschungseinrichtungen auf unterschiedliche Art wie beispielsweise in Form von Konferenzen und Kooperationen betrieben (Präsentation der jeweiligen Kompetenzen, Austausch von Ideen und Denkansätzen, Vergleich von Resultaten). Eine Methode zur Bewertung des von den verschiedenen Forschungsgruppen eingesetzten Simulationsinstrumentariums (Stoffmodelle, Programme/Softwarepakete/Kopplungsroutinen) stellt dabei die Validierung anhand von gemeinsam analysierten Beispielszenarien (in situ-Messergebnissen) mit vergleichender Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse dar. Der „Task C“ des vierjährigen Projektes DECOVALEX-THMC, dessen Laufzeit von 2004 bis 2007 dauerte, bot den beteiligten Forschungsgruppen dadurch eine Möglichkeit zur Validierung ihrer hydromechanischen Simulationssoftware, dass ihnen in situ-Messergebnisse zu Deformationen, Porenwasserdrücken und Sättigungsgraden mitsamt bereits bekannten mechanischen und hydraulischen Charakteristika des Tonsteins der Lokation Tournemire zur Verfügung gestellt wurden. Dabei sollten zunächst lediglich die vorgegebenen Parameter zur Simulation verwendet werden, bevor jede Forschungsgruppe in einem weiteren Schritt eigens gewählte Prozesse in ihr Simulationsinstrumentarium einbeziehen und Kalibrierungen der Parameter anhand der Messdaten vornehmen konnte. Bei den zur Verfügung gestellten in situ-Messergebnissen handelte es sich dabei unter anderem um die Deformationskurven der fünf Extensometer aus dem Bohrloch M5 im Rahmen des in Abschnitt 2.3.4 beschriebenen Mine-by-Tests.

Bild 10.1 zeigt die Simulationsergebnisse der verschiedenen Forschungsgruppen, welche am „Task C“ des DECOVALEX-THMC-Projektes mitgewirkt haben, für den Auffahrungszeitraum und den Nachlaufzeitraum von insgesamt knapp drei Jahren, *Rejeb et al. (2008)*. Zur Nomenklatur der Extensometer sei hierbei erstens erwähnt, dass in der angegebenen Literaturquelle im Gegensatz zu den bisher verwendeten Quellen *Rejeb (2006)* und *Rejeb et al. (2007)* die Extensometerstangenbezeichnungen mit in bohrlochmundseitiger Richtung ansteigender Nummerierung definiert wurden, also beispielsweise „M5-1“ statt „E5“ für das stol-



lenkonturnächste Extensometer. Zweitens wurden die in ähnlichen Größenordnungen verlaufenden Deformationsmesskurven der Extensometer E2 und E3 bzw. M5-4 und M5-3 in ihren Bezeichnungen andersherum zugeordnet (welche Zuweisung schlussendlich die richtige ist, geht nicht aus den genannten Literaturquellen hervor).

Die linke Spalte von Bild 10.1 umfasst die Resultate aus den rechnerischen Simulationen mit der Vorgabe von Prozessen und Materialparametern. Getroffene Annahmen waren unter anderem:

- Modellierung des anstehenden Tonsteingebirges als poröses Medium mit Porenwasser und Porengas (HM-Kopplung) mit vereinfachenden Annahmen für die Gasphase (→ Modellierung lediglich mit den Größen Porenwasserdruck und Sättigung anstatt mit einem Zweiphasenfluss),
- linear-elastisches Stoffmodell,
- Berücksichtigung von Quell- und Schrumpfungseffekten,
- Effektivspannungsansatz mit Sättigungsabhängigkeit,
- isotherm ablaufende Prozesse.

Dabei wurde trotz des mehrheitlich verwendeten Ansatzes eines transversal isotropen *Hooke*-schen Stoffmodells stets ein isotroper Primärspannungszustand angesetzt.

Zumeist wurden Sinusfunktionen zur Beschreibung der saisonalen Variationen der im Querstollen 2003 vorherrschenden Temperatur und relativen Luftfeuchtigkeit verwendet, welche in eine jahreszeitlich schwankende Porenwasserdruckrandbedingung umgerechnet werden konnten. In den Ergebnissen folgen aus diesem Ansatz die sinusoiden Kurvenformen. Des Weiteren haben die beteiligten Teams zunächst scheibenartige 2D-Modelle für den Querstollen zur Durchführung der Dreijahressimulationen erstellt, in denen Vortriebseffekte als weniger bedeutsam vernachlässigt wurden, so dass in den meisten berechneten Deformationskurven in der linken Spalte keine Vortriebssimulation zu sehen ist.

In der rechten Spalte von Bild 10.1 werden die Messkurven mit den an ihnen kalibrierten Berechnungskurven verglichen. Nach der Kalibrierung, welche mit Hilfe der 2D-Simulationen erfolgte, wurde zumindest bei zwei der drei Forschungsgruppen eine Vortriebssimulation mit einem 3D-Modell durchgeführt. Eine signifikante Verbesserung der Simulation des Mine-by-

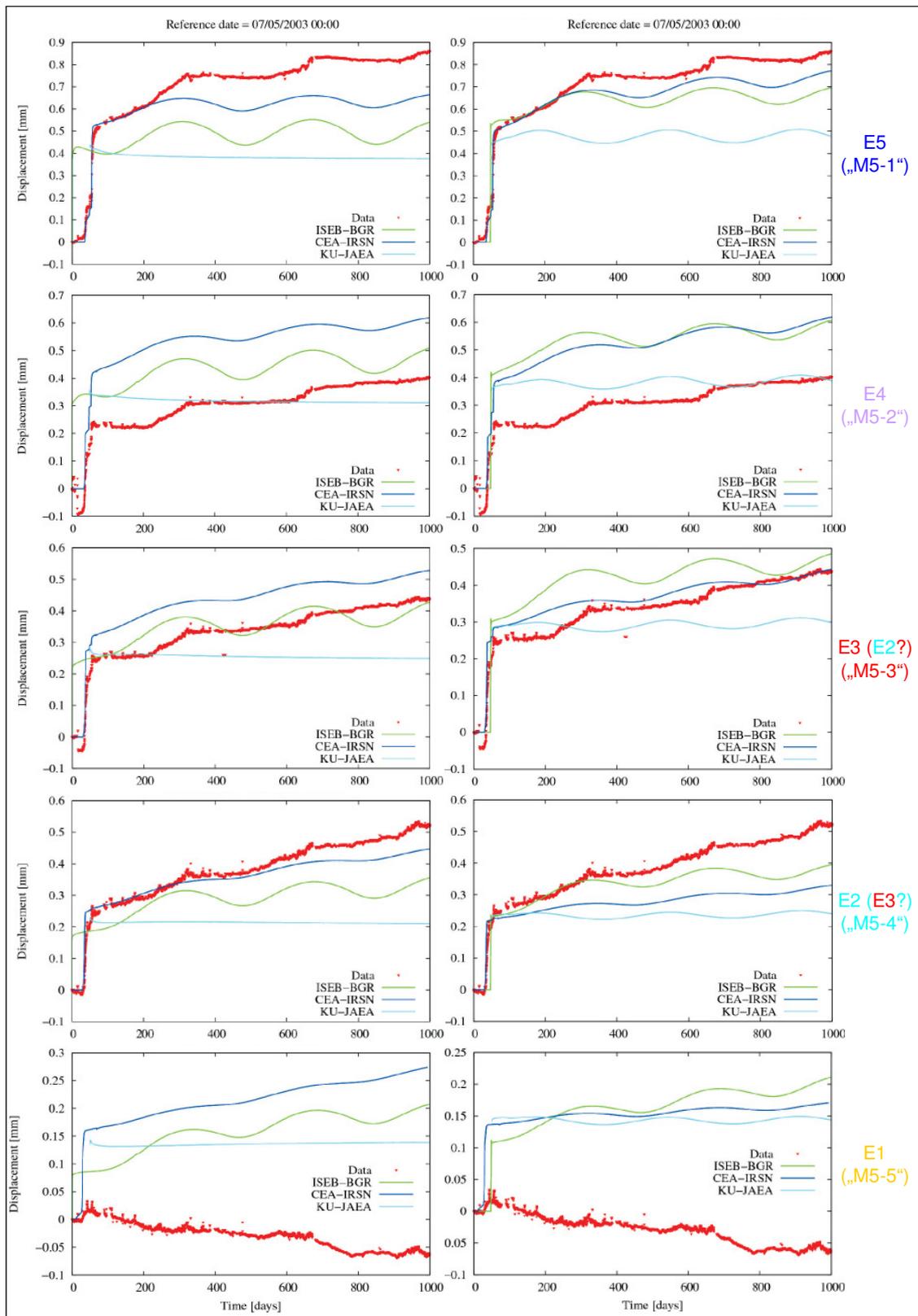


Bild 10.1: Vergleich der Deformationsmessergebnisse aus dem Mine-by-Test mit den Simulationsergebnissen der verschiedenen Teilnehmergruppen des Tasks C aus dem Projekt DECOVALEX-THMC: unter Verwendung vorgegebener Materialparameter (linke Spalte) und nach Modellkalibrierung (rechte Spalte), Rejeb et al. (2008)



Tests konnte jedoch bei allen drei Teams auf diese Weise nicht erhalten werden. *Rejeb et al. (2008)* haben daraus möglicherweise bislang unberücksichtigt gebliebene oder vernachlässigte Effekte vermutet. Nebenbei wurde in einer weiteren Vergleichsberechnung festgestellt, dass auch für die hydraulische Seite die Kopplung mit der Mechanik wichtig ist und manches hydraulische Phänomen erst dadurch erkannt wird.

Bei einem Vergleich der Approximationsgüte der von den DECOVALEX-Projektteilnehmern berechneten Deformationskurven zu den im Rahmen dieses Berichts aus der Re-Analyse erhaltenen Extensometerverformungen kann festgehalten werden, dass die Größenordnungen der zeitabhängigen Deformationen von den Forschungsteams besser abgebildet werden konnten. Insbesondere die rechnerisch durch den Streckenvortriebsprozess induzierten Deformationen, welche in den physikalischen Modellen der „Task C“-Forschungsteams lediglich durch das verwendete linear-elastische Stoffmodell zustande gekommen sind, liegen zumeist in realitätsnahen Größenordnungen – was als Bestätigung der elastischen Materialparameter aufgefasst wurde, obwohl zwei der drei Teams im Zuge der Kalibrierung den Zahlenwert für E_{vII} deutlich herabgesetzt haben. Auf jeden Fall liegen die rechnerischen Deformationen der Forschungsgruppen näher an den Messdaten als die in den Bildern 9.11 und 9.12 aufgetragenen rechnerischen Deformationen aus dem vorliegenden Bericht.

Auch ist an den Dreijahreskurven erkennbar, dass die Verwendung von hydraulisch-mechanisch gekoppelter Software den tatsächlich ablaufenden Prozessen gerechter wird als eine Einbindung eines viskosen Deformationsverhaltens selbst bei einer Beschränkung auf eine lediglich phänomenologische Betrachtungsweise. Dennoch waren auch die physikalischen Modelle der Forschergruppen nicht in der Lage, gewisse Eigenarten der Mine-by-Test-Messergebnisse wie die Gruppierung der Messkurven für die Extensometer E2-E4 nach Abschnitt 9.3.1 oder die augenscheinliche Unberührtheit des Extensometers E1 vom Stollenvortrieb zu erfassen. Ebenso erfordert offenbar die Zeitintensität der HM-gekoppelten Berechnungen auch bezüglich der in dem Projekt verwendeten Simulationsprogramme und Modelldiskretisierungen Einschränkungen, die dazu führten, dass die Parametervariationen zu den Kalibrierungen bevorzugt mit 2D-Modellen durchgeführt wurden und anhand einer Vergleichsberechnung betont wird, dass diese Vorgehensweise aufgrund des vernachlässigbaren Einflusses des Streckenvortriebs auf langzeitige Deformationsentwicklungen gerechtfertigt sei.

Schwierigkeiten treten nach wie vor an der Stelle auf, an der hydraulische oder hydromechanische Gesteinsparameter durch laborative Untersuchungen bestimmt werden sollen. In *Rejeb et al. (2008)* heißt es dazu: „*As a first conclusion, the observed disagreement between the measurements and the predicted results can be related to the parameters that describe the HM coupled behaviour of the Tournemire argillite. These parameters, especially those describing the hydraulic behaviour (intrinsic permeability... etc.) and the HM coupling (Biot's coefficient, Biot's modulus... etc.), remain very difficult to be determined from laboratory tests.*“ Im Licht dieser Aussage können auch die im Rahmen des hier bearbeiteten Forschungsvorhabens aufgetretenen Schwierigkeiten bei der Resättigung der Tongesteinsprüfkörper dieser Lokation gesehen werden, die aufgrund ihrer bekanntermaßen niedrigen Gesteinspermeabilität weder von den extra zu diesem Zweck angefertigten Aufsättigungsbehältern noch von der im Rahmen dieses Vorhabens weiterentwickelten Triaxialprüfanlage mit separatem Druckbehälter für eine mess- und regelbare Porenwasserströmung bewältigt werden konnten.

In einer weiteren Vergleichsberechnung in *Rejeb et al. (2008)* wurde vom IRSN ein viskoses Stoffmodell nach *Rejeb (2003)* sowohl in einem lediglich mechanischen Ansatz und damit für die zeitabhängige Deformation alleinverantwortlich als auch in Verbindung mit der HM-Kopplung eingesetzt. Diese Vergleichsberechnung deutet gemäß Bild 10.2 darauf hin, dass die Effekte aus den hydraulischen und den viskosen Prozessen kumulativ sein können. Ferner werden die Deformationskurven durch die Verwendung des lediglich mechanischen viskosen Stoffmodells um bis zu 100% überschätzt. Unter diesem Aspekt gewinnen die in dem vorliegenden Abschlussbericht durchgeführten linear-elastischen Vergleichsberechnungen wiederum an Bedeutung: Wie anhand von Bild 10.3 zu sehen ist, werden die gemessenen Extensometerdeformationen in nur noch geringerem Maße im Vergleich mit den zugehörigen linear-elastisch/viskosen Berechnungen aus Bild 9.12 überschätzt, wobei hier keine Kalibrierungen in den Materialparametern Verformungsmodul und *Poissonzahl* vorgenommen wurden.

Das in diesem Forschungsvorhaben eingesetzte viskose Stoffmodell *Lubby2* wurde vorrangig aus einer phänomenologischen Sichtweise heraus als für eine Validierung am Tonstein der Lokation Tournemire geeignet befunden. Für Tongestein dieser Lokation hat es an dieser Stelle nach retrospektiver Betrachtung und unter Einbeziehung international erlangter Forschungsergebnisse den Anschein, als würden bei dem zeitabhängigen Materialverhalten hyd-

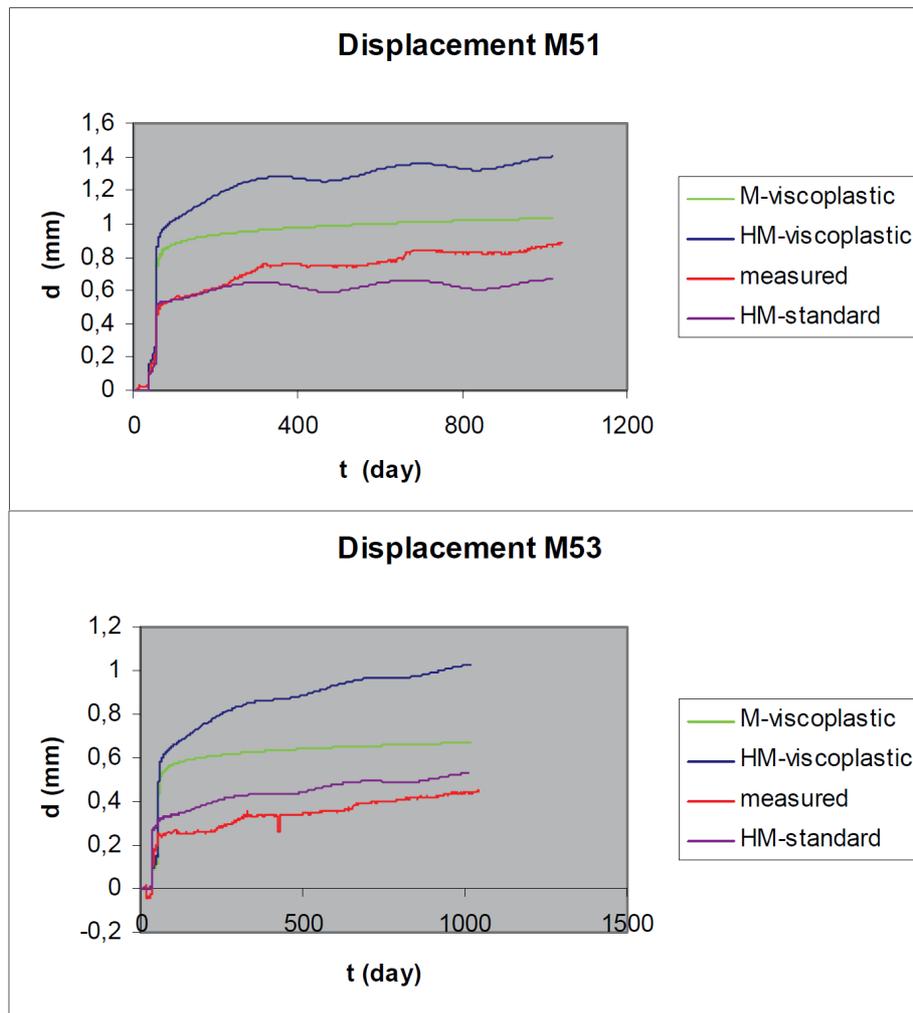


Bild 10.2: Vergleich von simulierten Extensometerdeformationen mit Blick auf die Verwendung eines viskosen Stoffmodells, Rejeb et al. (2008)

raulisch-mechanisch gekoppelte Prozesse deutlich weiter im Vordergrund stehen als viskose Effekte, in welcher Weise diese auch immer mikrostrukturell ausgeprägt sein können. Da jedoch Tongesteinen anderer Lokationen wie z.B. der Lokation Bure ein viskoses Deformationsverhalten zugeschrieben wird, ist auch bei zukünftig voraussichtlich vorrangig hydraulikorientierten weiteren Untersuchungen des Tongesteins aus Tournemire die Möglichkeit eines viskosen Deformationsanteils nicht gänzlich auszuschließen. Mit Blick auf die Additivität der durch die verschiedenen Prozesse induzierten Deformationen wird demzufolge noch zu untersuchen sein, welche Anteile diese Prozesse an den gemessenen Gesamtverformungen des Gesteins dieser Lokation haben.

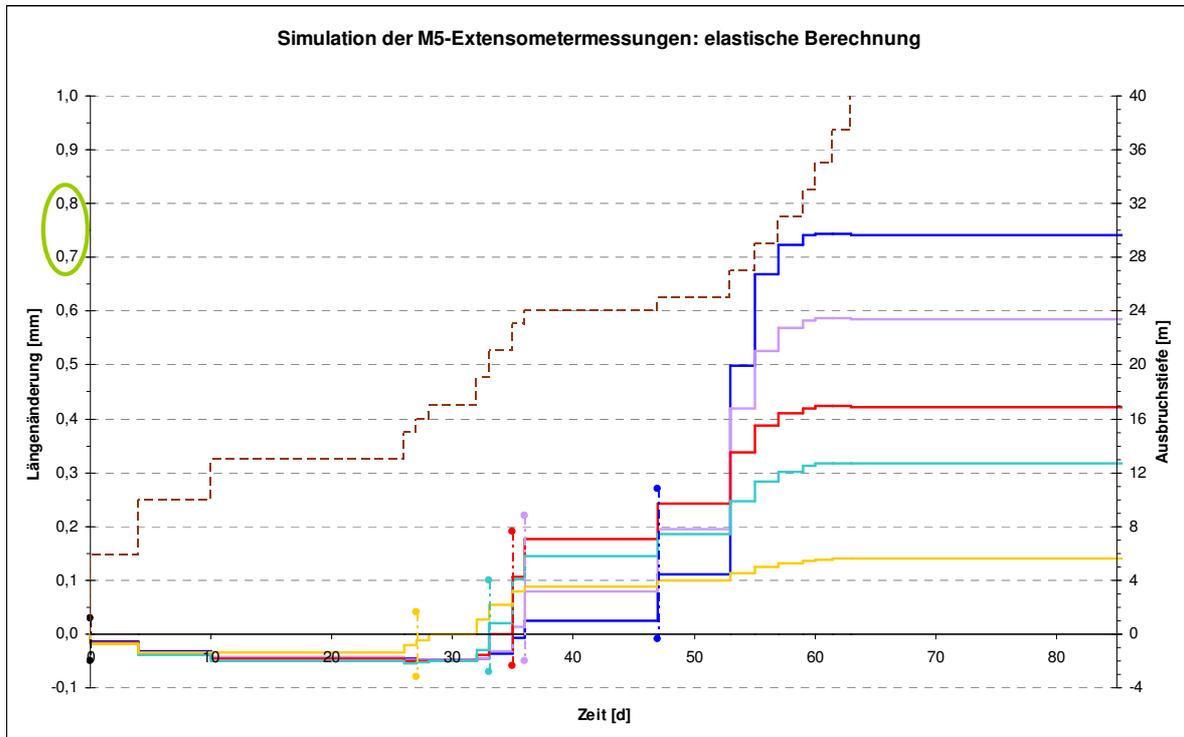
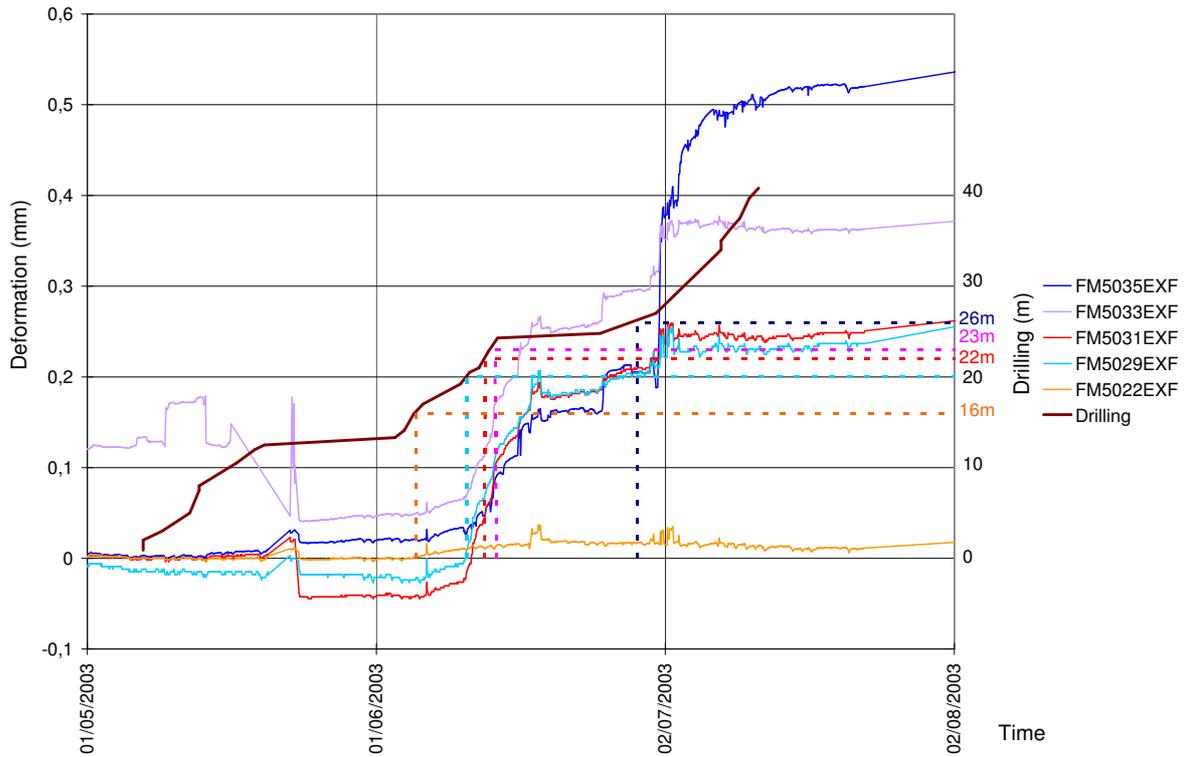


Bild 10.3: Messkurven nach Rejeb et al. (2007) und Simulationsergebnis für die M5-Extensometerverformungen unter Verwendung eines transversal-isotrop-elastischen Stoffmodells mit am Lehrstuhl abgeleiteten Verformungsparametern





11 Zusammenfassung der Ergebnisse des Projekts

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sind vielfältige Untersuchungen sowohl in situ in Form von Bohrlochobservationen und Bohrlochdeformationsmessungen im Tonsteingebirge als auch in Form von laborativen Untersuchungen zu mechanischen und im Ansatz auch zu hydraulischen Eigenschaften von Tongesteinen durchgeführt worden → Grundlagenuntersuchungen für die physikalische Modellierung von Tongestein und zum realen Tragverhalten von Hohlräumen im Tonsteingebirge. Diese in situ-Untersuchungen sind an den Standorten Tournemire und Mont Terri durchgeführt worden. Diese Arbeiten entsprechen den Arbeitspaketen (2) bis (6) des Arbeitsprogramms in Abschnitt 1.5.

Darüber hinaus und darauf aufbauend sind dann umfangreiche rechnerische Simulationen zum Tragverhalten des Tonsteingebirges der Lokation Tournemire in seiner Reaktion auf Hohlraumauffahrungen vorgenommen worden (Tunnel 1881, Querstollen 1996 und 2003) → Validation des Prognoseinstrumentariums. Diese Arbeiten entsprechen den Arbeitspaketen (7) bis (9) des Arbeitsprogramms in Abschnitt 1.5.

Nachstehend sollen kurz die wesentlichen Ergebnisse des Forschungsvorhabens referiert werden, untergliedert in die Teilgebiete (1) in situ-Untersuchungen, (2) laborative Untersuchungen und (3) numerische Simulationen/Analysen.

Aus den *in situ-Untersuchungen* sind insgesamt folgende Resultate erhalten worden:

- Die Beobachtung, dass das am Standort Tournemire vorliegende Tongestein vergleichsweise geringe Porositäten und Permeabilitäten sowie daraus folgend eher geringe hydraulische Effekte aufweist und im Zusammenhang mit Hohlraumauffahrungen über viele Jahre und Jahrzehnte im Grundsatz als standfest bezeichnet werden kann, steht nicht im Widerspruch zum Vorhandensein von Fließwegen für Gebirgswasser im Gebirge. Nicht nur entlang der Cernon-Störung, welche eine Grenzfläche für das Toarcium-Tongestein darstellt, sondern auch im Tonsteingebirge selbst – mutmaßlich im Bereich von Störungs- oder Schwächezonen oder faziell veränderten Gesteinsbereichen – befinden sich offenbar derartige Fließwege, die sich durch einen lokalen Wasserzutritt in den horizontal oder diagonal verlaufenden Bohrlöchern bemerkbar machen.
- Sowohl die Ergebnisse der Messungen zur Bohrlochkonvergenz und der Bohrlochobservationen hinsichtlich des Auftretens von Konturbrüchen (Gesteinsabplatzungen) wie auch die Ergebnisse der Luftfeuchtigkeitsmessungen im Bohrloch und der Bohrlochobservationen



hinsichtlich des Auftretens von Wasserzutritten hängen deutlich von der Position des jeweiligen Bohrlochs im Hohlraumsystem der Lokation Tournemire sowie von seiner Orientierung in Bezug auf die Schichtung des Tongesteins ab:

- Während in den GEM-Bohrlöchern des östlich der Störungszonen *secondary fault* und *main fault* befindlichen Ostteils des Querstollens 1996 keine zeitbezogenen Konvergenzen ermittelt werden konnten und nur im horizontalen Bohrloch GEM 90 eine leicht erhöhte Feuchtigkeit an der Bohrlochkontur detektiert werden konnte, sind sowohl ein verstärkter Wasserzutritt wie auch überhaupt Bohrlochkonvergenzen in verschiedenen GSM-Bohrlöchern des parallel zum Haupttunnel verlaufenden Längsstollens 2008 (Gallery 2008 nach Abschnitt 4) westlich dieser Störungszonen erfasst worden. Aufgrund von Untersuchungen in den verschiedenen Bereichen der Lokation ist anzunehmen, dass das Gebirge im Bereich östlich der Störungszonen tektonisch weniger vorbeanspruchte ist als im Bereich westlich der Störungszonen, woraus sich in diesem Bereich eine erhöhte hydraulische Leitfähigkeit mit verstärkten Aufsättigungseffekten ergeben könnte. Auch der beim Längsstollen 2008 noch vergleichsweise kurze Zeitraum zwischen Streckenauffahrung und Bohrlochabteufung könnte über einen nur in einem relativ geringen Maße erfolgten Porenwasserdruckabbau- und Entsättigungsprozess diese Ergebnisse begünstigt haben.
- Die senkrecht zur Schichtung abgeteufte Bohrlöcher GEM 180, GEM 270 (trotz seiner irreführenden Bezeichnung in die Sohle abgeteuft) und GSM 180 weisen ungeachtet der vorgenannten Befunde keinen Wasserzutritt auf. Das Vorhandensein horizontaler Trennflächen wurde bis dato nicht observiert.
- In sieben der acht untersuchten Bohrlöcher wurden außerhalb von störungszonennahen Bereichen keine Gesteinsausbrüche an der Bohrlochkontur registriert, so dass diese Bohrlöcher wie auch schon die Strecken des Hohlraumsystems Tournemire im Grundsatz als standfest bezeichnet werden können. Eine Ausnahme bildet dabei das horizontale Bohrloch GEM 90, welches einen langsam fortschreitenden Schichtungsbruch aufweist. Mit Blick auf den anscheinend signifikanten Einfluss von bereits geringen Luftfeuchtigkeitsänderungen auf das Bohrlochtragverhalten im Toarcium-Tongestein ist zu vermuten, dass die im Vergleich zu dem Querstollen etwas erhöhte relative Luftfeuchtigkeit in den Bohrlöchern diesen Entfestigungsprozess begünstigen könnte.



- Als wichtigstes Observationsergebnis der im URL Mont Terri durchgeführten in situ-Arbeiten ist der Feuchtigkeitszutritt in allen drei im Rahmen dieses Vorhabens innerhalb des URL Mont Terri observierten Bohrlöchern zu nennen, wobei die Vermutung nahe liegt, dass die detektierten Wasserzutritte in die zwei BRC-Observationsbohrlöcher im Zusammenhang stehen mit der Nähe dieser BRC-Observationsbohrlöcher zur *Main Fault Zone* des URL Mont Terri und dass der Wasserzutritt in das Bohrloch BMB 35 auf die höhere hydraulische Konduktivität des Gesteins in der sandigen Fazies zurückzuführen ist. Da Schädigungen der Bohrlochwand in allen Observationsbohrlöchern ausschließlich erst festgestellt werden konnten, nachdem in den Bohrlochbereichen mit geschädigter Bohrlochkontur das Gestein der Bohrlochwand durch den Wiederaufsättigungseffekt durchfeuchtet worden ist, sind verstärkte Feuchtigkeitszutritte in die Bohrlöcher sowie in das Gestein an der Bohrlochkontur und in der Folge die damit einhergehenden hydraulisch-mechanisch gekoppelten Effekte (Swelling/Softening) höchstwahrscheinlich der Grund für das vielfach zu beobachtende partielle Bohrlochkonturversagen. Trotz der mit den Feuchtigkeitsanstiegen einhergehenden Ausbildung von konturnahen Versagensstrukturen (Rissbildungen, Abschalungen) haben sich alle drei Observationsbohrlöcher über den gesamten Observationszeitraum im Hinblick auf die Befahrbarkeit mit der Axial-Bohrlochkamera über ihre gesamte Teufe hinweg als in hinreichendem Maße standfest erwiesen.

Aus den **laborativen Untersuchungen** können die folgenden Ergebnisse herauskristallisiert werden:

- Bohrkernstücke (Rohlinge) aus Tournemire, die über längere Zeit nur in Aluminiumfolie zwischengelagert worden waren, sind während ihrer Bearbeitung zu Prüfkörpern für die laborativen Untersuchungen (Auspacken, Abdrehen, Einbau) häufiger zerfallen. Bei dem in Druckbehältern aufbewahrten Bohrkernmaterial ist diese Verschlechterung der Materialqualität nicht beobachtet worden. Die Zwischenlagerung von Gesteinsbohrkernen der Lokation Tournemire in Druckbehältern hat sich im Vergleich zu der üblichen Zwischenlagerung in verschweißter Aluminiumfolie (in Kernkisten) bei TC/UC-Kurzzeitversuchen, die nach relativ kurzer Lagerungsdauer (ca. 1 Monat) im Bereich geringer Manteldrücke von bis zu $\sigma_{2,3} = 3,5 \text{ MPa}$ durchgeführt worden sind, nur wenig bemerkbar gemacht. Unter diesen Randbedingungen ist kein klarer Trend hinsichtlich von Veränderungen der Gesteinsfestigkeit und der Deformabilität in Abhängigkeit von der Art der Zwischenlagerung zu erkennen.



- Laborative Untersuchungen an uniaxialen Prüfständen zeigten bei Befeuchtung der Umgebungsluft eine drastische Abnahme der uniaxialen Festigkeit des Materials aus Tournemire. Dieser Befund steht auf den ersten Blick in einem deutlichen Widerspruch zu der in situ beobachteten Standfestigkeit des Gesteins an der Bohrlochkontur. In den Bohrlöchern sind immerhin relative Luftfeuchtigkeiten von 96 - 99% gemessen worden. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.
- Die mit Hilfe der aus laborativen Untersuchungen abgeleiteten Stoffmodellparameter vorgenommenen Validierungen von numerischen Simulationen anhand von mehrjährigen in situ-Messergebnissen haben gezeigt, dass bei den laborativen Untersuchungen die Dauer einer Laststufe von 30 Tagen nicht ausreicht, um das langfristige Deformationsverhalten des Tonsteinmaterials hinreichend zu erfassen und zu charakterisieren. Zur Einschätzung eines adäquaten Untersuchungszeitraumes und/oder zur Erlangung von Erfahrungen für eine adäquate Extrapolation von Ergebnissen zeitlich begrenzter TCc-/UCc-Versuche auf Endlagerzeitskalen sind Langzeituntersuchungen an Tonsteinmaterial über deutlich länger anhaltende Laststufen erforderlich.
- Im Hinblick auf die Re-Analyse von Feldbeobachtungen bzw. Tragwerksplanungen ist die Durchführung eigener Laborversuche ratsam, da Angaben aus der Literatur zu mechanischen und hydraulischen Eigenschaften unter laborativen Bedingungen abgeleitet worden sein können, die für den aktuellen Anwendungszweck nicht zutreffend sind (Beispiel: Ableitung der Verformungsmoduli in *Niandou et al. (1997)* unter viel zu hohen Manteldrücken im Verhältnis zu den im Rahmen der hier relevanten Untertagebauwerke auftretenden Minimalspannungen). Darüber hinaus können über verschiedene Literaturquellen oder gar über verschiedene Teile einer einzelnen Literaturquelle inkonsistente Zahlenangaben auftreten ohne Angabe von Gründen für die Modifikationen.
- Im Rahmen des Forschungsvorhabens ist die Erweiterung einer triaxialen Prüfanlage um eine Vorrichtung zur Porenwasserdruckmessung und -regelung vorgenommen worden. Die derart erweiterte Anlage ist vollständig funktionstüchtig und kann zu hydraulischen Untersuchungen eingesetzt werden. Mit Tonsteinprüfkörpern der Lokation Tournemire konnte aufgrund der geringen Permeabilität des Tongesteins in der verfügbaren Zeit keine Aufsättigung der infolge der Bohr- und Zerteilungsprozesse teilgesättigten Randbereiche der Prüfkörper und damit auch keine Durchströmung von Prüfkörpern erfolgen, bei denen keine Anzeichen für schädigungsbedingte Fließwege vorliegen. Diese Erkenntnis deckt sich



mit zwischenzeitlich bekannt gewordenen Forschungsergebnissen anderer Institutionen. Zur laborativen Ermittlung des hydromechanischen Verhaltens dieses Tongesteins sind damit noch weitere Untersuchungen erforderlich.

Schließlich haben die *numerischen Simulationen/Analysen* zu folgenden Ergebnissen geführt:

- Bis dato ist im Rahmen von bisherigen Re-Analysen zum Tragverhalten des Tunnel- und Stollensystems Tournemire eine sowohl hinreichend zutreffende Simulation der schalenförmig ausgebildeten Entfestigungsrisse im Konturbereich des Tunnels 1881 (Standzeit ca. 130 Jahre) wie auch eine auf gleicher physikalischer Modellierung beruhende Simulation der (noch?) mechanischen Unversehrtheit des Gebirges im Nahbereich der Querstollen (Standzeit 7-14 Jahre) nicht bekannt gewesen. Das im Rahmen dieses Forschungsvorhabens formulierte kombinierte Bruch- und Dilatanzverzerrungskriterium liefert einen ersten plausiblen Ansatz zur Erklärung der Ausbildung der konturnahen Auflockerungszone beim Tunnel 1881 und des derzeit intakten Gebirges im Nahbereich der etwa ein Jahrzehnt alten Querstollen.
- Auch wenn das aus phänomenologischen Gründen verwendete viskose Stoffmodell nicht imstande ist, gleichzeitig mit einem einheitlichen physikalischen Modellierungsansatz sowohl die schalenförmig im Konturbereich des Tunnels 1881 ausgebildeten, rupturrell geprägten Entfestigungen wie auch die zeitbezogenen Konvergenzen des Querstollens 1996 ohne bislang festgestellte signifikante Gebirgsentfestigungen in hinreichend guter Übereinstimmung abzubilden, so sind mit diesem Ansatz dennoch zumindest Erfolge im Sinne einer tendenziellen Abbildbarkeit beider Phänomene erzielt worden.
- Ein verbessertes Prozessverständnis kann nur erreicht werden, wenn die vorliegenden numerischen Untersuchungsmethoden für geomechanische Prozesse weiter in den Bereich der Hydraulik ausgedehnt werden. Das am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik verwendete Softwarepaket *FLAC^{3D}* unterstützt grundsätzlich eine Einbeziehung hydraulischer Prozesse in die Simulationen. Diese Unterstützung erfolgt jedoch nur mit deutlichen Einschränkungen (Begrenzung der Zeitschritte, Fehlen einer Zweiphasenflussmodellierung). Es besteht folglich ein vordringlicher Bedarf an einem effizienteren HM-Simulator. *Hierzu ist beabsichtigt, den für die rechnerische Simulation von geomechanischen Prozessen grundsätzlich etablierten und für die Anwendung auf Tongesteine in den*



letzten Jahren spezialisierten Simulator $FLAC^{3D}$ mit einem Simulator zu koppeln, der auf die rechnerische Simulation von geohydraulischen Prozessen fokussiert ist. Vorteilhaft erscheint hier die Kopplung $FLAC^{3D}$ -TOUGH2 mit $FLAC^{3D}$ als primärem Simulator. Die Kopplung ist dabei zweiseitig zu gestalten, um einerseits die als signifikant erachteten Auswirkungen hydraulischer Prozesse auf mechanische Prozesse in der rechnerischen Simulation und nachfolgend der Tragverhaltensanalyse berücksichtigen zu können, andererseits aber auch die Auswirkungen von veränderten mechanischen Zuständen und Eigenschaften auf die geohydraulischen Prozesse zu erfassen. Hierzu gehören beispielsweise ein dilatant deformiertes Gebirge oder in der Zeit veränderliche sekundäre Gebirgsspannungen.

- Das im Tongestein naturgemäß vorhandene Schichtungsflächengefüge erfordert eine verstärkte Berücksichtigung der Transversal-Isotropie. Dazu gehören auf der Grundlage von weiterführenden laborativen Untersuchungen sowohl ein bezüglich der viskosen Deformationen anisotrop erweitertes Stoffmodell *Lubby2* (richtungsabhängiges Kriechen) wie auch ein hydromechanisch gekoppelter Ansatz mit einem anisotropen Strömungsmodell (z.B. hinsichtlich der Permeabilität).

Das übergeordnete Ziel dieses Forschungsvorhabens bestand darin, den bis dato im Vergleich zum Salzgestein eher noch geringen wissenschaftlich-technischen Kenntnisstand zu Eigenschaften, Tragvermögen und Tragverhalten von Tongestein bzw. des Tonsteingebirges aus geomechanisch-geohydraulischer Perspektive auszubauen, um im Zusammenhang mit der Suche nach einem zum Salzgebirge alternativen Wirtsgestein zur Endlagerung radioaktiver Abfälle dazu beizutragen, eine wissenschaftlich solide Basis für die Option Tonsteingebirge zu erarbeiten. Mit den oben zusammengefassten Resultaten aus den in situ-Untersuchungen, den laborativen Untersuchungen sowie den rechnerischen Simulationen im Zusammenhang mit den Tongesteinslokalationen Tournemire und Mont Terri ist dieses Ziel mit einer deutlichen Erweiterung des Prozessverständnisses erreicht worden. Folgende Kernaussagen können dabei im Hinblick auf eine mögliche Endlagerplanung im Tonsteingebirge sowie auf den weiteren Verlauf der Endlagerforschung formuliert werden:

- Im Vergleich zu Salinargestein kann bei Tongestein nicht von einer im Grundsatz abrupten Entstehung der Wirtsgesteinsformation ausgegangen werden. Tonstein besitzt in seiner Eigenschaft als Grundwassergeringleiter (Aquitard) zwar eine geringe oder auch sehr geringe hydraulische Leitfähigkeit und verfügt über Rückhalteeigenschaften für Radionuk-



lide, jedoch können sich im Rahmen der tektonischen Entwicklung der Tongesteinsformationen in geogen angelegten Störungszonen oder in faziell veränderten Zwischenschichten Fließwege für Formationswasser ausgebildet haben, die die vorteilhaften geohydraulischen Eigenschaften dieses Gesteins im Größenbereich Handstück im Größenbereich Gebirge relativieren. Die im Rahmen dieses Vorhabens durchgeführten in situ-Untersuchungen zeigen in einigen der untersuchten Bohrlöcher Feuchtigkeitszutritte, die ein Hinweis auf derartige Fließwege sein könnten. Es besteht daher ein Grund zu der Annahme, dass Fließwege für Formationswasser auch in Tongesteinsformationen angetroffen werden können, die aufgrund hydraulischer Analysen des Gesteinsmaterials und anderer Observationen (z.B. Standfestigkeit von Auffahrungen, trocken erscheinende Konturbereiche) eine eher verminderte hydraulische Aktivität vermuten lassen. Bei der Untersuchung von als Endlagerwirtsgestein geeignet erscheinenden Tongesteinsformationen ist daher unabhängig vom hydraulischen Erscheinungsbild des Gesteinsmaterials eine umfassende Prüfung des Gebirges auf Schwächezonen hin vorzunehmen, insbesondere wenn das Deckgebirge wie in den Lokationen Tournemire und Mont Terri lediglich aus wasserdurchlässigen Sandsteinschichten besteht. Die Frage danach, ob die in den Bohrlöchern beobachteten Wasserzutritte interne Lagerstättenwässer sind oder in Verbindung stehen mit dem Grundwasser außerhalb der Tonsteinlagerstätte, kann zu diesem Zeitpunkt nicht beantwortet werden.

- Den durchgeführten laborativen Untersuchungen zufolge führt eine Erhöhung der relativen Luftfeuchtigkeit zu einer drastischen Abnahme der uniaxialen Gesteinsfestigkeit. Sollte sich eine in situ-Übertragbarkeit dieser Beobachtung bei zukünftigen Bohrlochobservationen und Kalibermessungen bestätigen, ist die daraus resultierende Nachbruchgefahr zunächst bei der Auslegung und dann bei der Bauausführung eines Endlagers im Tongestein mindestens durch geeignete in situ-Vorabuntersuchungen (siehe auch vorstehender Spiegelstrich) und durch rechnerische Sicherheitsnachweise zu identifizieren und gegebenenfalls durch präventive Sicherungsmaßnahmen bestmöglich zu beherrschen. Die daraus sich ergebenden Konsequenzen für den Langzeitsicherheitsnachweis sind zu bedenken und zu berücksichtigen.
- Bruchversagenskriterien wurden bis dato in der Regel spannungsabhängig aufgestellt. Eine auch bei Tongestein verzerrungsbasierte Formulierung von Bruchkriterien stellt den in diesem Vorhaben durchgeführten numerischen Simulationen zufolge eine plausible Alternative zur spannungsbasierten Formulierung dar. In künftige Validierungen von Berech-



nungsmodellen kann dieser Befund unabhängig vom verwendeten Stoffmodell Eingang finden, ebenso wie die verstärkte Verwendung transversal isotroper Stoffmodelle zur Beschreibung zeitabhängiger hydromechanischer Prozesse.

- Obgleich bei einer relativ kurzen Zwischenlagerungszeit von einigen Wochen die Zwischenlagerung des erbohrten Tonsteinmaterials der Lokation Tournemire in Druckbehältern zumindest bei laborativen Untersuchungen mit Lateralspannungen von bis zu $\sigma_{2,3} = 3,5 \text{ MPa}$ keine signifikanten Unterschiede zu in Aluminiumfolie verpacktem und in Kernkisten zwischengelagertem Bohrkernmaterial gezeigt hat, bleibt diese Zwischenlagerungsmethode zum Zweck des mittel- bis langfristigen Erhalts der Qualität des Gesteinsmaterials auch bei Tongestein aus Tournemire empfehlenswert bis notwendig. Ergänzende Untersuchungen in Bereichen größerer Lateralspannungen über die in der Lokation Tournemire zu erwartenden Zahlenwerte von bis zu etwa $\sigma_{2,3} = 4,0 \text{ MPa}$ hinaus sind noch durchzuführen.

Im Rahmen dieses Vorhabens unbeantwortet geblieben ist die Fragestellung nach der Abhängigkeit der geomechanischen Materialparameter von hydraulischen Gesteinseigenschaften, was auf die nicht durchführbare Aufsättigung der infolge der Bohr- und Zerteilungsprozesse nicht (vollständig) gesättigten Tonsteinprüfkörper zurückzuführen ist, Arbeitspakete (5) und (6). Die Weiterentwicklung von messtechnischen Methoden zur Ermittlung von hydraulischen Einflüssen auf das mechanische Verhalten von Tonstein/Tongestein bei sehr geringer Permeabilität ist Folgevorhaben vorbehalten.



12 Ausblick

Derzeit besteht in Deutschland im Hinblick auf die grundsätzliche Einbeziehung von zu Steinsalz alternativen Wirtsgesteinen in die Endlagerforschung und im Hinblick auf ein zukünftig durchzuführendes vergleichendes Standortauswahlverfahren die Aufgabe, den wissenschaftlichen Kenntnisstand für Salinargesteine (jahrzehntelange Erfahrung) und für Tongesteine (eher nur geringe Erfahrung) endlagerbezogen auf ein Niveau zu bringen, das jeweils eine fachgerechte Analyse und Bewertung endlagerrelevanter Aufgabenstellungen ermöglicht. In den vergangenen neun Jahren sind am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik der Technischen Universität Clausthal intensive Untersuchungen zu Salinargesteinen, insbesondere aber auch zu Tongesteinen und ihrem mechanischen Verhalten durchgeführt worden, und zwar sowohl im Labor wie auch im Feld.

Parallel dazu durchgeführte theoretische (rechnerische) Untersuchungen betrafen darüber hinaus die Prüfung der Zuverlässigkeit bestehender geomechanischer Prognosemodelle für Tongestein durch Re-Analysen (back analysis) mit einem Vergleich von Messdaten aus einem Bergwerk mit Berechnungsdaten aus dreidimensionalen numerischen Simulationen (→ Validierung).

Dabei hat sich bereits gezeigt, dass in Bezug auf die Verbesserung der Prognosezuverlässigkeit im Tongestein aus gebirgsmechanischer Sicht noch erhebliche Defizite bestehen, die vertiefter Untersuchungen bedürfen. Ursache sind u. a. (1) *der grundsätzlich komplexe Gebirgsbau mit einem mechanisch wirksamen Schichtungs- und Schieferungsgefüge bereits im Größenbereich Handstück bis hin zu einem nicht grundsätzlich ausschließbaren und als latent wirksam anzusehenden Trennflächengefüge im Größenbereich Gebirge* sowie (2) *das Porenwasser mit seinen vielfältigen hydro-mechanischen Wirkungen*. Die Gefügeelemente auf den unterschiedlichen Betrachtungsebenen, die zu grundsätzlich anisotropen mechanischen und hydraulischen Materialeigenschaften führen, sowie der Sättigungsgrad und der Porenwasserdruck bestimmen nachhaltig das Tragverhalten des Gebirges unter den auffahrungs- und abfallablagerungsbedingten Einwirkungen (mechanisch, thermisch), insbesondere dann, wenn aus Gründen der Langzeitsicherheit über eine Kontursicherung hinaus im Grundsatz kein mittragender Ausbau angeordnet werden soll (→ bautechnische Machbarkeit). Darüber hinaus sind von zentraler Bedeutung ein fundamentales Verständnis der langfristig ablaufenden hydraulisch-mechanischen Prozesse im stillgelegten und verschlossenen Endlager bei zusätzlicher Einwirkung von Degradations- und Korrosionsgasen (→ Langzeitsicherheitsnachweis). Ein



weitreichendes und nachvollziehbar belegtes geomechanisches und hydromechanisches Prozessverständnis (Deformationen, Entfestigung, Ent-/Resättigung, Anisotropie, hydro-mechanische Kopplung, Zweiphasenfluss) sind unabdingbare Voraussetzung für eine realitätsnahe physikalische Modellierung der relevanten Prozesse und damit auch Voraussetzung für eine hinreichende Prognosezuverlässigkeit der numerischen Simulationen im Rahmen von Langzeitsicherheitsanalysen. Dieser Stand ist aber derzeit für Tongesteine noch nicht erreicht.

Durch die Einbeziehung der geomechanischen und der geohydraulischen sowie (später) auch der geothermischen Prozesse im Rahmen einer (T)HM-Kopplung in die Modellierung/Simulation des Verhaltens von Tongestein in seiner insbesondere langzeitigen Reaktion auf endlagerbezogene Eingriffe in das Tonsteingebirge wird die Grundlage für ein erheblich erweitertes Systemverständnis der Nahfeldkomponenten eines Endlagers gelegt (z.B. EBS, EDZ, Abdichtungsbauwerke). Daraus ergibt sich auch eine verbesserte wissenschaftlich-technische Grundlage für die Bewertung der Sicherheit von Endlagern. Diese Verbesserung des Wissenstandes ist hier insbesondere dann von signifikanter Bedeutung, wenn es darum geht, im Rahmen von Standortauswahlverfahren die nachstehenden zentralen Aufgabenfelder zu bearbeiten:

- Zuverlässige Charakterisierung von Standorten im Tonsteingebirge hinsichtlich ihrer mechanisch-hydraulischen Eigenschaften und Qualität (Tonsteingebirge als geologische Barriere und als Systemkomponente der geotechnischen Barrieren → *Barrierenwirkung mit Abdichtungsfunktion* sowie Tonsteingebirge als Haupttragelement → *Tragwirkung mit bautechnischer Machbarkeitsfunktion*) und
- Vergleichende Bewertung von Standorten im Tonsteingebirge untereinander, aber auch mit Standorten im Salinargebirge hinsichtlich der Qualität von Endlager-Systemkomponenten mit Bezug auf die jeweils relevanten Sicherheitsfunktionen zur Gewährleistung der mit der Endlagerung verbundenen Schutzziele (Sicherheit in der Errichtungs-, Betriebs-, Stilllegungs- und Nachbetriebsphase).

Darüber hinaus sind derartige Forschungsarbeiten erforderlich, um auf internationaler Ebene an einem aktiven Austausch wissenschaftlicher Erkenntnisse teilhaben zu können und in internationalen Projekten gestaltend und nicht nur rezeptiv mitarbeiten zu können. Dieses Argument kompetenter Teilhabe an Forschungsvorhaben in den Untertagelabors unserer Nachbarländer wiegt umso schwerer als in Deutschland Forschung im Tonsteingebirge in einem



Untertagelabor noch wenig realistisch erscheint, die Validierung laborativer und physikalischer Modellierungsansätze aber zentrale Bedeutung hat für die Demonstration der Prognosezuverlässigkeit (*confidence building*).

Vor dem Hintergrund dieser Anforderungen und des erarbeiteten wissenschaftlich-technischen Kenntnisstandes ist es also dringend erforderlich, in zukünftigen Forschungsprojekten das hydraulisch-mechanisch gekoppelte Prozessverständnis sowohl durch laborative und in situ-Untersuchungen hinsichtlich bis dato nicht vollständig geklärter Prozessabläufe wie auch durch den Ausbau des Simulationsinstrumentariums mit einer tongesteinsbezogenen THM-Kopplung zu erweitern und zu vertiefen. Grundsätzliche Zielsetzungen sind hier die Reduzierung von Ungewissheiten und dadurch die Verbesserung der Prognosezuverlässigkeit im Hinblick auf eine realistisch-konservative zahlenmäßige Charakterisierung von Tragverhalten und Abdichtwirkung des Tonsteingebirges in seiner Reaktion auf endlagerrelevante Einwirkungen. Grundsätzlich zeichnet sich ab, dass die endlagerinduzierten Prozesse im Tonsteingebirge wegen der stetigen Anwesenheit von Porenwasser in vernetzten Wegsamkeiten deutlich komplexer sind als die endlagerinduzierten Prozesse im Steinsalzgebirge und daher die Erarbeitung eines adäquaten Modellierungs- und Simulationsinstrumentariums auch schon für vergleichende Standortuntersuchungen mit entsprechenden vergleichenden Sicherheitsanalysen zur Standortbewertung wohl noch erheblicher wissenschaftlich-technischer Anstrengungen bedarf.





13 Danksagung

Die erfolgreiche Bearbeitung des Forschungsvorhabens ist möglich geworden durch die freundliche Hilfe und Unterstützung von Fachkollegen insbesondere bei der Beschaffung von Bohrkernmaterial und bei der Durchführung von in situ-Untersuchungen, aber auch durch Diskussionen zu einzelnen Sachverhalten bzw. Hinweise auf weiterführende Literatur. Zu danken ist insbesondere Frau Dr. A. Rejeb, Herrn Dr. J. Cabrera, Herrn Dr. J.-D. Barnichon und Herrn P. Desveaux vom französischen Institut für Strahlenschutz und Nukleare Sicherheit (IRSN) für ihre stetige Bereitschaft zur Zusammenarbeit und ihre Mithilfe bei der Literaturbeschaffung, bei der Bohrkernmaterialbeschaffung und bei der Durchführung von Kaliberbohrlochmessungen und Videokamerabefahrungen im URL Tournemire. Darüber hinaus ist ein Dank auszusprechen an die Herren Dr. P. Bossart, Dr. C. Nussbaum und T. Theurillat vom schweizerischen Bundesamt für Landestopografie (swisstopo), Dr. F. Amann von der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETH Zürich) sowie Dr. E. Frank vom Eidgenössischen Nuklearsicherheitsinspektorat (ENSI) für ihre freundliche Kooperation und Unterstützung bei der Durchführung von Kaliberbohrlochmessungen und Videokamerabefahrungen im URL Mont Terri.

Ein ebensolcher Dank gilt dem Projektträger Karlsruhe – Wassertechnologie und Entsorgung (PTKA-WTE) mit den Herren Dr. H. Pitterich, Dr. W. Steininger und Dipl.-Ing. M. Bühler für die jederzeitige hilfreiche Unterstützung bei der gelegentlich erforderlichen Überwindung von insbesondere organisatorischen und administrativen Hürden sowie ausdrücklich dem Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie (BMWi) für die grundsätzliche finanzielle Förderung dieses Forschungsvorhabens.





14 Literaturverzeichnis

- Amadei, B.; Stephansson, O. (1997):* Rock Stress and its Measurement. Chapman & Hall, London.
- Armand, G.; Rejeb, A. (2002):* Effect of a fractured zone on drift behaviour in the argillaceous Tournemire site (France). Tagungsband des „6. Regional Rock Mechanics Symposium (ROCKMEC'2002)“, Konya, Türkei, 9.-11. Oktober 2002, Seiten 275-282.
- Blümling, P.; Bernier, F.; Lebon, P.; Derek Martin, C. (2005):* The Excavation Damaged Zone in Clay Formations – Time-dependent Behaviour and Influence on Performance Assessment. Tagungsband der 2. internationalen ANDRA-Konferenz „Clays in Natural and Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement“, 14.-18. März 2005, Tours, Frankreich, Band 32, Seiten 588-599, Elsevier.
- Cabrera, J.; Volant, P.; Baker, C.; Pettitt, W.; Young, R. P. (1999):* Structural and geophysical investigations of the EDZ in indurated argillaceous media: The tunnel and the galleries of the IPSN Tournemire site, France. Proc. of the 37th U.S. Rock Mech. Sympo. Vail, USA, 6-9 June 1999, pp. 957-964.
- Cabrera, J. (2009):* The Tournemire Experimental Platform. Vortrag im Rahmen des von der IAEQ in Zusammenarbeit mit dem IRSN organisierten Kurses „Regional Training Course on Underground Testing in Hard Clays as Geological Formation for Radioactive Waste Disposal – Highlights from IRSN Safety Research Performed at Tournemire to Support Regulatory Review“, 15.-19. Juni 2009, Tournemire, Frankreich.
- Czaikowski, O.; Lux, K.-H. (2006):* Physical Modelling and Numerical Simulation of Long-term Deformation Behaviour of Indurated Clay with Special Consideration of Anisotropic Effects and in situ Measurements, EUROCK 2006 ISRM regional symposium *Multiphysics coupling and long term behaviour in rock mechanics*, 9 – 12 May 2006, Liège, Belgium.
- Czaikowski, O.; Lux, K.-H. (2007):* New Method for ageing resistant storage of argillaceous rock samples to achieve reproducible experimental results even after long intermediate storage times, 3rd International Meeting on “Clays in Natural Barriers for Radioactive Waste Confinement”, September 15-20, 2007, Lille.
- Düsterloh, U. & Lux, K.-H. (2003):* Geologische und geotechnische Barrieren – Gedanken zur Nachweisführung. Clausthaler Kolloquium zur Endlagerung 2003, 8-9 Mai 2003, Heft Nr.14 der Schriftenreihe des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik, Technische Universität Clausthal, Seiten 89-120.
- Eberth, S. (2008):* Modellansätze zum Verheilungsverhalten von Steinsalz und ihre Anwendung auf Querschnittabdichtungen im Salinargebirge. Heft Nr.15 der Schriftenreihe des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik, Technische Universität Clausthal. Dissertationsschrift.
- Hoth, P.; Wirth, H.; Reinhold, K.; Bräuer, V.; Krull, P.; Feldrappe, H. (2007):* Endlagerung radioaktiver Abfälle in tiefen geologischen Formationen Deutschlands – Untersuchung und Bewertung von Tongesteinsformationen. BGR Berlin/Hannover, April 2007.
- Hou, Z. (1997):* Untersuchungen zum Nachweis der Standsicherheit für Untertagedeponien im Salzgebirge. Heft Nr.9 der Schriftenreihe des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik, Technische Universität Clausthal. Dissertationsschrift.



- Hou, Z.; Lux, K.-H. (1998):* Ein neues Stoffmodell für duktile Salzgesteine mit Einbeziehung von Gefügeschädigung und tertiärem Kriechen auf der Grundlage der Continuum-Damage-Mechanik. Tagungsband des 13. Nationalen Symposiums für Felsmechanik und Tunnelbau, Aachen. Geotechnik 3/1998, Verlag Glückauf, Essen.
- Hou, Z.; Lux, K.-H. (2000):* Ein Schädigungsmodell mit Kriechbruchkriterium für duktile Salzgesteine bei langzeitiger Beanspruchung auf der Grundlage der Continuum-Damage-Mechanik. Bauingenieur, Bd. 75, (13) 2000.
- Hou, Z. (2002):* Geomechanische Planungskonzepte für untertägige Tragwerke mit besonderer Berücksichtigung von Gefügeschädigung, Verheilung und hydromechanischer Kopplung. Heft Nr.13 der Schriftenreihe des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik, Technische Universität Clausthal. Habilitationsschrift.
- Hou, Z.; Lux, K.-H. (2004):* A new coupling concept for hydromechanical interaction of clay stone and rock salt in underground waste repositories. Int. J. of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 41/Issue 3, 2004.
- Hunsche, U. & Cristescu, N. (1997):* Time Effects in Rock Mechanics. Wiley John + Sons, 1997, ISBN: 0-471-95517-5.
- Jobmann, M.; Uhlig, L.; Amelung, P.; Billaux, D.; Polster, M.; Schmidt, H. (2007a):* Untersuchungen zur sicherheitstechnischen Auslegung eines generischen Endlagers im Tonstein in Deutschland – GENESIS – Abschlussbericht, DBE Technology, Peine, März 2007.
- Jobmann, M.; Amelung, P.; Uhlig, L. (2007b):* Untersuchungen zur sicherheitstechnischen Auslegung eines generischen Endlagers im Tonstein in Deutschland – GENESIS – Anlagenband Geologie der Referenzregionen im Tonstein, DBE Technology, Peine, März 2007.
- Krone, J. (2005):* Versuch eines Fazits hinsichtlich der Entwicklung von Endlagerkonzepten im Salz und Ton. Workshop: Gegenüberstellung von Endlagerkonzepten im Salz und Tonstein, DBE, 19.-20.01.2005, Peine.
- Lekhnitskii, S.G. (1981):* Theory of Elasticity of an Anisotropic Body. Mir Publishers, Moskau.
- Lemaitre, J.; Chaboche, J.-L. (1996):* Mécanique des matériaux solides. Dunod-Verlag, Paris.
- Lux, K.-H. (1984):* Gebirgsmechanischer Entwurf und Felderfahrung im Salzkavernenbau. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart. Habilitationsschrift.
- Lux, K.-H. et al. (2002a):* Entwicklung und Fundierung der Anforderung „Günstige gebirgsmechanische Voraussetzungen“. Teil A: Grundlegende rechnerische Untersuchungen März 2002 (TU Clausthal - Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik).
- Lux, K.-H. et al. (2002b):* Entwicklung und Fundierung der Anforderung „Günstige gebirgsmechanische Voraussetzungen“. Teil B: Weiterführende laborative und rechnerische Untersuchungen Dezember 2002 (TU Clausthal - Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik).
- Lux, K.-H.; Czaikowski, O. (2005a):* Rock-mechanical Investigation for Validation of the Hou/Lux-T Constitutive Model based on Underground Measurements in Argillaceous Rock Mass. 2nd International Meeting on “Clays in Natural Barriers for Radioactive Waste Confinement”, March 14-18, 2005, Tours.
- Lux, K.-H.; Hou, Z.; Düsterloh, U.; Wolters, R. (2005b):* Experimental Studies and Creep Behaviour as well as new Developments of the Hou/Lux-T Constitutive Model for Clay-



- stone. 2nd International Meeting on “Clays in Natural Barriers for Radioactive Waste Confinement”, March 14-18, 2005, Tours.
- Lux, K.-H.; Czaikowski, O.; Düsterloh, U.; Wolters, P. (2005c):* Gebirgsmechanische Beurteilung von Tongesteinsformationen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle. Bericht im Auftrag des BfS, Technische Universität Clausthal, 03/2005.
- Lux, K.-H.; Czaikowski, O.; Düsterloh, U.; Wolters, R. (2006):* Laborative und numerische Grundlagenuntersuchungen zur Übertragbarkeit von Stoffmodellansätzen und EDV-Software für Endlager im Salzgestein auf Endlager im Tongestein. Abschlussbericht zum BMWi-Forschungsvorhaben, Förderkennzeichen 02E9632, 2006.
- Lux, K.-H.; Düsterloh, U.; Wolters, R. (2009):* Weiterentwicklung der EDV-Software INFIL zur Simulation des druckgetriebenen Infiltrationsprozesses von Fluiden in ein nicht permeables Barrieren-Gebirge (Salinar). Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben, Förderkennzeichen 02C1355, 2009.
- Lux, K.-H.; Seeska, R. (2010):* Möglichkeiten der Datenerhebung von Übertage zur Standortbewertung von Endlagern im Tonsteingebirge. Abschlussbericht zum UFOPLAN-Vorhaben, Förderkennzeichen 3607R02596, 2010.
- NAGRA (2002):* Projekt Opalinuston – Synthese der geowissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse – Entsorgungsnachweis für abgebrannte Brennelemente, verglaste hochaktive sowie langlebige mittelaktive Abfälle. NAGRA Wettingen, Technischer Bericht NTB 02-03, Dezember 2002.
- Niandou, H.; Shao, J.F.; Henry, J.P.; Fourmaintraux, D. (1997):* Laboratory Investigation of the Mechanical Behaviour of Tournemire Shale. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Band 34-1, Seiten 3-16, Elsevier.
- Rejeb, A. (1999):* Mechanical characterisation of the argillaceous Tournemire site (France). Tagungsband der internationalen Konferenz „Rock Engineering Techniques for Site Characterisation (Rocksites-99)“, 6.-8. Dezember 1999, Bangalore, Indien, Seiten 45-50, Oxford and IBH Publishing Company.
- Rejeb, A. (2003):* Time-dependent behaviour of Tournemire argillites (France). Tagungsband des 10. internationalen ISRM-Felsmechanik-Kongresses „Technology roadmap for Rock Mechanics“, 8.-12. September 2003, Gauteng, Südafrika, Seiten 955-960.
- Rejeb, A.; Cabrera, J. (2004):* DECOVALEX-THMC Project – Description for Task C – Excavation Disturbed Zone (EDZ) in the argillaceous Tournemire site (France). Interner Bericht 04-30, IRSN.
- Rejeb, A. (2006):* De l’observation à la modélisation des zones perturbées par l’excavation des ouvrages dans le site de Tournemire. Note technique DEI/SARG/2006-001, IRSN.
- Rejeb, A.; Millard, A.; Rouabhi, A.; Tijani, M. (2006):* Modelling approaches of the Excavation Damaged Zone (EDZ) around the old tunnel at the argillaceous Tournemire site. Tagungsband der 2. internationalen Konferenz „Coupled T-H-M-C Processes in Geosystems and Engineering“ (GeoProc 2006), 22.-24. Mai 2006, Nanjing, China.
- Rejeb, A.; Cabrera, J. (2006):* Time-dependent evolution of the Excavation Damaged Zone in the argillaceous Tournemire site (France). Tagungsband der 2. internationalen Konferenz „Coupled T-H-M-C Processes in Geosystems and Engineering“ (GeoProc 2006), 22.-24. Mai 2006, Nanjing, China, Seiten 65-74.



- Rejeb, A.; Millard, A.; Maleki, K. (2007):* Mine-by-test experiment around the excavated 2003 gallery in the Tournemire site. IRSN-Bericht DEI/SARG/2007-040 im Rahmen des NF-PRO-Projektes.
- Rejeb, A.; Rouabhi, A.; Millard, A.; Maßmann, J.; Uehara, S. (2008):* DECOVALEX-THMC Project – Task C – Hydro-mechanical response of the Tournemire argillite to the underground openings excavation: unsaturated zones and mine-by-test experiment. Abschlussbericht, SKI Report 2008:44.
- Rutenberg, M.; Czaikowski, O.; Lux, K.-H. (2009 eingereicht):* Time-Dependent Deformation of Claystone Rock Mass—Numerical Simulation and Field Measurement Data. Tagungsband der internationalen TIMODAZ/THERESA-Konferenz „Impact of Thermo-Hydro-Mechanical-Chemical (THMC) processes on the safety of underground radioactive waste repositories“, 29. September-1. Oktober 2009, Luxemburg, Luxemburg.
- Rutenberg, M.; Lux, K.-H. (2010 eingereicht):* Numerical Simulation of the Time-Dependent Deformation Behaviour of Claystone Rock Mass at the Tournemire Site with 2D and 3D Models. Tagungsband der 4. internationalen ANDRA-Konferenz „Clays in Natural and Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement“, 29. März-1. April 2010, Nantes, Frankreich.
- Schmidt, H.-H. (2001):* Grundlagen der Geotechnik, 2. Auflage, Teubner Verlag Stuttgart Leipzig Wiesbaden, 2001.
- Schulze, O. & Hunsche, U. (2005):* Dilatanz und Permeabilität im Steinsalz und Tonstein. Workshop: Gegenüberstellung von Endlagerkonzepten im Salz und Tongestein, DBE, 19.-20.01.2005, Peine.
- Seeska, R. (2011):* Beobachtung und Analyse des zeitabhängigen Tragverhaltens von Bohrlöchern in Tongesteinsformationen (voraussichtlicher Titel). Dissertation an der TU Clausthal, in Vorbereitung.
- Tsang, C.-F.; Bernier, F.; Davies, C. (2005):* Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays – in the context of radioactive waste disposal. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science 42 (2005), page 109 – 125.
- Valès, F.; Bergues, J.; Nguyen Minh, D.; Gharbi, H.; Rejeb, A. (2002):* Experimental study of the influence of the degree of saturation on physical and mechanical properties in Tournemire argillite (France). Tagungsband des 5. nordamerikanischen Felsmechanik-Symposiums und der 17. Konferenz der Tunnelling Association of Canada (NARMS-TAC 2002), „Mining and Tunnelling Innovation and Opportunity“, 7.-10. Juli 2002, Toronto, Kanada, Seiten 1399-1406.
- Wallner, M. (2003):* Ergebnisse aus 25 Jahren Forschung der BGR zum Steinsalz. Clausthaler Kolloquium zur Endlagerung 2003, 8-9 Mai 2003, Heft Nr.14 der Schriftenreihe des Lehrstuhls für Deponietechnik und Geomechanik, Technische Universität Clausthal, Seiten 73-88.
- Wittke, W. (1984):* Felsmechanik – Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Tokio.
- Zhang, C.-L.; Dittrich, J.; Müller, J.; Rothfuchs, T. (2002):* Experimental study of the Hydromechanical Behaviour of the Callovo-Oxfordian Argillites. GRS Nr. 187, 12/2002.