

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Doctoral Thesis, Periodical Part,

Ungewitter, Christian

Entwicklung eines Arbeitsablaufs zur Ermittlung charakteristischer Festigkeits- und Steifigkeitsparameter veränderlich-fester Gesteine unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks

BAWDissertationen

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/108342>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Ungewitter, Christian (2021): Entwicklung eines Arbeitsablaufs zur Ermittlung charakteristischer Festigkeits- und Steifigkeitsparameter veränderlich-fester Gesteine unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks. (BAWDissertationen, 5)

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



BAWDissertationen

Nr. 5

Entwicklung eines Arbeitsablaufs zur Ermittlung charakteristischer Festigkeits- und Steifigkeitsparameter veränderlich-fester Gesteine unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks

Christian Ungewitter



BAWDissertationen Nr. 5

Entwicklung eines Arbeitsablaufs zur Ermittlung charakteristischer Festigkeits- und Steifigkeitsparameter veränderlich-fester Gesteine unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks

Christian Ungewitter

Impressum

In der Reihe **BAW**Dissertationen werden Doktorarbeiten, die im Rahmen von wissenschaftlichen Kooperationen der BAW mit Universitäten entstanden sind, als Erst- oder Zweitveröffentlichung publiziert. Bei dieser Ausgabe handelt es sich um eine Erstveröffentlichung.

Herausgeber (im Eigenverlag):
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: +49 (0) 721 9726-0
Telefax: +49 (0) 721 9726-4540
E-Mail: info@baw.de, www.baw.de



Creative Commons BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Soweit nicht anders angegeben, liegen alle Bildrechte bei der BAW.

ISSN 2625-7777 (Print)
ISSN 2625-8072 (Online)

ISBN 978-3-939230-79-3 (Print)
ISBN 978-3-939230-80-9 (Online)

Karlsruhe · Dezember 2021

Entwicklung eines Arbeitsablaufs zur Ermittlung charakteristischer Festigkeits- und Steifigkeitsparameter veränderlich-fester Gesteine unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks



Dissertation

zur Erlangung des
Doktorgrades der Naturwissenschaften (Dr. rer. nat.)

der

Naturwissenschaftlichen Fakultät III – Agrar- und Ernährungswissenschaften,
Geowissenschaften und Informatik

der Martin-Luther-Universität
Halle-Wittenberg,

vorgelegt

von Herr Christian Ungewitter (geb. Günther),
geb. am 01.02.1988 in Jena

Danksagung

Dank gilt zunächst Herrn Professor Dr. Christof Lempp, der universitätsseitig die Betreuung der Dissertation übernommen und in Gesprächen viele wertvolle Gedanken und Ideen beigetragen hat. Ebenso möchte ich mich bei Regina Kauther (Bundesanstalt für Wasserbau, Referat G2) bedanken. Bei Fragen und Gesprächen hatte sie immer eine offene Tür und ein offenes Ohr. Viele Ideen sind aus Gesprächen mit ihr entstanden. Sie ist ein Vorbild in Beobachtungsgabe und Analysefähigkeit. Dank gilt ebenfalls Dr. Markus Herten (Bundesanstalt für Wasserbau, Referat G2), der bei Besprechungen immer mit Rat zur Seite stand.

Einen wichtigen Beitrag zu Laborarbeit hat das Referat G1 der Bundesanstalt für Wasserbau geleistet. Große Unterstützung bei der Versuchsdurchführung des ausführlichen Triaxialversuchs-Programms und bei technischen Fragestellungen habe ich von Michael Philipp, Alexander Heuser und Eberhard Kunz erhalten. Bei Fragen zur Probenvorbereitung konnte ich immer auf das breite Wissen von Wilfried Warnecke zurückgreifen. Alexandra Pavlova ist zu danken für die Durchführung der Korndichtemessungen.

Für die Möglichkeit der Probeentnahme des Mindener Tonsteins ist dem Wasserstraßen-Neubauamt Hannover (vertreten durch Martin Dummeyer) zu danken. Gleiches gilt für das Wasserstraßen-Neubauamt Aschaffenburg (vertreten durch Michael Krämer und Patrick Heisinger). Hier bestand die Möglichkeit, den Schluffstein an der Schleuse Kriegenbrunn zu beproben. Bedanken möchte ich mich bei der Deutschen Bahn AG und der ARGE Tunnel Alaufstieg (vertreten durch Christoph Hillinger), die es ermöglicht haben, Opalinuston-Proben aus dem Boßlertunnel entnehmen zu können. Für die Untersuchung des Emscher Mergel konnte auf Bohrkern aus dem Bestand der Bundesanstalt für Wasserbau zurückgegriffen werden.

Die Microstructure and Pores GmbH aus Aachen (vertreten durch Dr. Joyce Schmatz und Dr. Jop Klaver) führte die Broad-Ion-Beam-Rasterelektronenmikroskopie-Untersuchungen durch. Dem Lehrstuhl Geochemie und Lagerstättenkunde des Karlsruher Instituts für Technologie (vertreten durch Prof. Dr. Jochen Kolb und Dr. Elisabeth Eiche) ist für die Durchführung der quantitativen mineralogischen Untersuchungen zu danken. Die Quecksilber-Porosimetrie-Untersuchungen führte die Arbeitsgruppe Ingenieurgeologie des Karlsruher Instituts für Technologie (vertreten durch Dr. Hagen Steger) durch. Den Firmen Tegtmeier Geophysik GmbH und Fontus Logging Service ist für die Durchführung der geophysikalischen Messungen zu danken.

Meiner Frau, Christine Ungewitter, möchte ich für die liebevolle Unterstützung, die Durchsicht des Manuskripts und die Unterstützung bei statistischen Fragestellungen danken. Du warst ein wichtiger Puzzleteil bei der Erstellung dieser Arbeit und bist der wichtigste in meinem Leben.

Ich bin zutiefst davon überzeugt, dass ein Mensch mehr ist als die Summe seiner Umgebungsvariablen. Der wichtigste Summand an dieser Stelle ist meine Mutter. Sie hat mich immer dazu angehalten meinen eigenen Weg zu gehen und damit ein entscheidendes Fundament für mein Leben gelegt. Sie hat somit wesentlich zu meinen menschlichen Fähigkeiten beigetragen, die mich dazu befähigen mich ständig weiterzuentwickeln. Danke.

Abstrakt

In dieser Arbeit soll der Einfluss unterschiedlicher Lagerungs- und Probeentnahmevarianten auf die Festigkeiten veränderlich-fester Gesteine bei Randbedingungen, wie sie u. a. bei der Herstellung von oberflächennahen Verkehrsinfrastrukturen vorherrschen, ermittelt und ein Arbeitsablauf zu deren Untersuchung von der Probeentnahme bis zur Versuchsauswertung entwickelt werden. Dafür wurden während des Untersuchungsprozesses des Mindener Tonsteins die Bohrspülung (Klarwasser und wasserbasierte Antisolspülung) sowie die Art der Lagerung der Bohrkern (konventionell und in Salzlösung mit einer Konzentration von $2,5 \text{ g}_{\text{NaCl}}/\text{l}$) variiert.

Der Vergleich der Laborergebnisse der Lagerungs- und Probeentnahmevarianten zeigt, dass die Art der hier eingesetzten Bohrspülung und Lagerungsvarianten keinen erkennbaren Effekt auf die Bruchfestigkeit und Bruchdehnung des Mindener Tonsteins zeigen. Die Anwendung einer Klarwasserspülung sowie einer Lagerung, die den Wassergehalt konstant hält, ist ausreichend, um charakteristische Kennwerte oberflächennaher, veränderlich-fester Gesteine zu erhalten.

Bei der Durchführung von Triaxialversuchen kann die Sättigungsphase ausgenommen werden, wenn der Nachweis der vollständigen Probensättigung in situ erbracht werden kann. Der B-Wert hat sich für veränderlich-feste Gesteine als unzureichend zur Kontrolle der Sättigung herausgestellt. Berechnungen und Mikrostrukturuntersuchungen haben zudem gezeigt, dass alle Proben in situ vollständig gesättigt sind. Es wird trotzdem empfohlen, während der Konsolidierung ein Gegendruck auf die Probe aufzubringen, damit Luftbläschen im Schlauch- und Kolbensystem der Triaxialprüfmaschine in Lösung gehen können. Während der Konsolidierungsphase konnten bei allen Proben Stauchungen und Änderungen des Porenwasservolumens beobachtet werden. Daher muss die Konsolidierungsphase bei einem Triaxialversuch mit veränderlich-festen Gesteinen berücksichtigt werden. Während der Triaxialversuche ist darauf zu achten, dass eine geringe Vortriebsgeschwindigkeit zu wählen und der Porenwasserdruck aufzuzeichnen bzw. zu kontrollieren ist.

Kurzes Trocknen der Proben vor dem Einbau in die Triaxialzelle erhöht die Streuung der Messwerte und beeinflusst somit die Aussagekraft der Ergebnisse negativ. Der Sättigungsgrad der Proben muss während des kompletten Untersuchungsprozesses konstant gehalten und ein Austrocknen verhindert werden.

Eine besondere Erscheinung in den Spannungs-Dehnungs-Kurven des Mindener Tonsteins und des Opalinustons ist ein auffälliger Wendepunkt vor Erreichen der Spitzenfestigkeit. Dieser Wendepunkt ist auf Dilatanzerscheinungen infolge von Porenwasserüberdrücken zurückzuführen.

Abstract

In this study the influence of different sampling and storing procedures on the strength of slaking rocks is investigated. The aim is the development of a workflow that guides through the entire geotechnical exploration process from the drilling process to the evaluation of laboratory tests. The variants conducted are related to the general conditions of geotechnical exploration for near surface infrastructure projects. For this purpose, the drilling fluid (water and water based Antisol fluid) and the type of storage (conventional and storage in a salt solution of 2.5 gNaCl/l) were varied during the investigation of the Minden mudstone.

The comparison of the laboratory results of each sampling and storage procedure does not show recognisable effects regarding the peak strength and strain at failure of the Minden mudstone. Therefore, the use of water as drilling fluid and a storage regime that keeps the water content of the sample constant is sufficient to define characteristic values for near surface slaking rocks.

During triaxial tests, the saturation phase can be omitted if the sample is saturated in situ. The B-value is recognised as not sufficient for saturation testing of slaking rocks. Calculations and microstructural measurements clearly showed that all samples are fully saturated in situ. However, it is advised to apply a back pressure in order that air bubbles in the hydraulic system can go into solution. During the consolidation phase, significant compression and changes in pore volume were observed for all investigated samples and rocks. Therefore, the consolidation stage is of particular importance during triaxial testing of slaking rocks. During the shearing phase of triaxial tests, it is recommended to use a low shearing rate and to control or to measure the pore water pressure.

Short periods of drying increase the scatter of the results and contribute to higher uncertainty in the definition of characteristic values. The degree of saturation has to be kept constant during the whole investigation process.

An inflection point in the stress-strain-curves of the Minden mudstone and Opalinus clay was observed which is attributed to dilatancy induced by excess pore water pressure.

Abkürzungsverzeichnis

ANSICHT	Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
BIB-SEM	Broad Ion Beam Scanning Electron Microscopy
BS	British Standard
CD	Konsolidiert-drainiert
CU	Konsolidiert-undrainiert
DIN	Deutsches Institut für Normung
DGGT	Deutsche Gesellschaft für Geotechnik
DTA	Differentielle Thermoanalyse
EN	Europäische Norm
GL Test Systems GmbH	Gesteinslabor Dr. Jahns Test Systems GmbH
GWM	Grundwassermessstelle
IfG Leipzig	Institut für Gebirgsmechanik Leipzig
ISO	International Organization for Standardization
JGS	Japanese Geotechnical Society
KIT	Karlsruher Institut für Technologie
LMI	Liquid Metal Injection
MaP GmbH	Microstructure and Pores GmbH
MIP	Mercury Injection Porosimetry (Quecksilber-Injektionsporosimetrie)
PVC	Polyvinylchlorid
RQD Index	Rock Quality Designation Index
TG	Thermogravimetrie
VK	Veränderlichkeitsklasse
XRD	Röntgendiffraktometrie

Verzeichnis der physikalischen Größen

A_r	Relative Atommasse (Bezug zum γ -Dichtelog)
A_{vp}	Anisotropieverhältnis
B	B-Wert
c_0	Hälfte der Ausgangs-Risslänge (Bezug zu Griffith-Risskriterium)
c_v	Konsolidierungskoeffizient
d	charakteristischer Gitterschichtabstand (Bezug zur XRD-Messung)
e	Porenzahl
E	Elastizitätsmodul
E_u	drainierter Elastizitätsmodul
E_d	undrainierter Elastizitätsmodul
F	Faktor abhängig von Drainagebedingungen (Bezug zur Ermittlung der Abscher- geschwindigkeit)
h	Probenhöhe
H	Henryzahl (Bezug zur Ermittlung des Gegendrucks)
H_C	Höhe der Probe am Ende der Konsolidierung (Bezug zur Ermittlung der Ab- schergeschwindigkeit)
k	hydraulische Konduktivität
k_v	Durchlässigkeitsbeiwert in vertikaler Richtung (Bezug zur Berechnung des Po- renwasserüberdrucks)
K	Kompressionsmodul des Gesteins
m	Materialkonstante für die Felsmasse (Bezug zum Hoek-Brown-Bruchkriterium)
m_{Cc}	Masse Calcit (Bezug zur Ermittlung des Kalkgehalts)
m_d	Masse der Probe (Bezug zur Ermittlung des Kalkgehalts)
m_d	Trockengewicht
m_f	Feuchtgewicht
m_p	Probenmasse (Bezug zur Ermittlung der Korndichte)
n	ganzzahliges Vielfaches der Wellenlänge (Bezug zur XRD-Messung)
n	Porenanteil
n	Anzahl der Messung
p	Effektive Hauptspannungssumme
p_0	Atmosphärendruck (Bezug zur Ermittlung des Gegendrucks)
P_0	Ausgangsdruck (Bezug zur Ermittlung des Kalkgehalts)
P_1	Druck in der Messkammer (Bezug zur Ermittlung der Korndichte)
P_1	Gleichgewichtsdruck (Bezug zur Ermittlung des Kalkgehalts)
P_2	Druck in der Expansionskammer (Bezug zur Ermittlung der Korndichte)
q	Hauptspannungsdifferenz
r_k	Kapillargröße (Bezug zur MIP)
s	Materialkonstante für die Felsmasse (Bezug zum Hoek-Brown-Bruchkriterium)
s	Standardabweichung
S	Sättigungsgrad der Probe (Bezug zur Ermittlung des Gegendrucks)
S_r	Sättigungsgrad

t_{50}	Zeit, die benötigt wird, um 50 % der Primärkonsolidierung abzuschließen (Bezug zur Ermittlung der Abschergeschwindigkeit)
t_{100}	Zeit, die benötigt wird, um 100 % der Primärkonsolidierung abzuschließen (Bezug zur Ermittlung der Abschergeschwindigkeit)
t_c	für Konsolidierung benötigte Zeit
t_f	benötigte Zeit bis 95 %-igen Abbau des Porenwasserdrucks
T_0	Ausgangstemperatur (Bezug zur Ermittlung des Kalkgehalts)
T_1	Gleichgewichtstemperatur (Bezug zur Ermittlung des Kalkgehalts)
u, u_w	Porenwasserdruck
u_0	benötigter Gegendruck (Bezug zur Ermittlung des Gegendrucks)
u_a	Luftdruck
$v_{\text{horizontal}}$	P-Wellengeschwindigkeit horizontal zur Schichtung
v_{max}	maximale Vorschubgeschwindigkeit
v_p	P-Wellengeschwindigkeit
v_s	S-Wellengeschwindigkeit
v_{vertikal}	P-Wellengeschwindigkeit normal zur Schichtung
V_{Cc}	Volumen Calcit (Bezug zur Ermittlung des Kalkgehalts)
V_{Dol}	Volumen Dolomit (Bezug zur Ermittlung des Kalkgehalts)
V_E	Volumen in der Expansionskammer (Bezug zur Ermittlung der Korndichte)
V_{Karbonat}	Volumen Karbonat (Bezug zur Ermittlung des Kalkgehalts)
V_P	Volumen des Probenmaterials (Bezug zur Ermittlung der Korndichte)
V_Z	Volumen in der Messkammer (Bezug zur Ermittlung der Korndichte)
w	Wassergehalt
x	Mittelwert
Z	Ordnungszahl (Bezug zum γ -Dichtelog)
γ	Oberflächenenergie (Bezug zu Griffith-Risskriterium)
γ_l	Wichte des Porenfluids (Bezug zur Berechnung des Porenwasserüberdrucks)
γ_w	Wichte des Wassers
Δp	aufgebrachter Druck (Bezug zur MIP)
Δu_{max}	Porenwasserüberdruck auf halber Probenhöhe (Bezug zur Berechnung des Porenwasserüberdrucks)
$\dot{\epsilon}$	Porenvolumen-Deformationsrate (Bezug zur Berechnung des Porenwasserüberdrucks)
ϵ_{vf}	erwartete Bruchdehnung (Bezug zur Ermittlung der Abschergeschwindigkeit)
θ	Benetzungswinkel (Bezug zur MIP)
θ	Braggwinkel (Bezug zur XRD-Messung)
λ	Wellenlänge (Bezug zur XRD-Messung)
ρ	Gesteinsdichte (Bezug zum γ -Dichtelog)
ρ_d	Trockendichte
ρ_e	Elektronendichte (Bezug zum γ -Dichtelog)
ρ_f	Feuchtdichte
ρ_s	Korndichte
$\sigma', \sigma_{\text{eff}}$	effektive Spannung
σ_1	Axialspannung

σ_3	Manteldruck bzw. Mantelspannung
σ_{ci}	Einaxiale Druckfestigkeit einer intakten Probe (Bezug zum Hoek-Brown-Bruchkriterium)
σ_{Hg}	Oberflächenspannung des Quecksilbers (Bezug zur MIP)
σ_t	Zugspannung, die nötig ist, um einen Riss zu erzeugen (Bezug zu Griffith-Risskriterium)
σ_{tot}	totale Spannung
χ	Effektiver-Stress-Parameter

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	I
Abstrakt	II
Abkürzungsverzeichnis	IV
Verzeichnis der physikalischen Größen	V
Abbildungsverzeichnis.....	X
Tabellenverzeichnis.....	XVI
Abschnitt I: Einführung	1
1 Einleitung.....	1
2 Geomechanisches Verhalten veränderlich-fester Gesteine	2
2.1 Nomenklatur, Definition und Verbreitung	2
2.2 Sedimentation und Struktur.....	6
2.3 Zerfallsmechanismen	13
2.4 Festigkeits- und Steifigkeitsverhalten und der Einfluss des Porenwasserdrucks.	21
3 Stand der Probeentnahmetechnik für veränderlich-feste Gesteine	26
3.1 Normen.....	26
3.2 Wissenschaftliche Arbeiten	28
3.3 Beurteilung der Probeentnahmeverfahren	30
Abschnitt II: Beschreibung Probenmaterial, Probeentnahme, Probenbehandlung	32
4 Beschreibung und Geologie des Untersuchungsmaterials.....	32
4.1 Tonstein der Schleuse Minden.....	33
4.2 Schluffstein der Schleuse Kriegenbrunn	35
4.3 Emscher Mergel der Schleuse Wanne-Eickel	37
4.4 Opalinuston aus dem Boßlertunnel	38
5 Probeentnahme und –behandlung	40
5.1 Probeentnahmekonzept	40
5.2 Durchführung der Bohrarbeiten.....	42
5.3 Geophysikalische Feldmessungen.....	44
5.4 Probenbehandlung und -bearbeitung im Feld	45
5.5 Zwischenlagerung und Transport.....	46
5.6 Lagerung in der BAW	47
Abschnitt III: Experimentelle Untersuchungen	49
6 Mikrostruktur-Untersuchungen	49

6.1	Quecksilber-Injektionsporosimetrie	49
6.2	Broad-Ion-Beam-Rasterelektronenmikroskopie	50
7	Triaxialversuche	51
7.1	Durchführung der Triaxialversuche	51
7.2	Beschreibung der Triaxialprüfstände.....	61
7.3	Probenvorbereitung.....	66
8	Homogenität der Proben und Einfluss der Lagerungsdauer	69
8.1	Vergleichbarkeit und Homogenität der Proben	69
8.2	Auswirkung längerer Lagerungszeiten	76
Abschnitt IV: Auswertung		78
9	Besonderheiten veränderlich-fester Gesteine im Triaxialversuch	78
9.1	Sättigungsphase.....	78
9.2	Konsolidierungsphase	88
9.3	Abscherphase	98
10	Ergebnisse	106
10.1	Vergleich der Lagerungs- und Probeentnahmevarianten.....	106
10.2	Einfluss unsachgemäßer Probenbehandlung	115
10.3	Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve und der Porenwasserdruck..	125
10.4	Zusammenhang zwischen Bruchfestigkeit und maximaler Versenkungstiefe....	143
11	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.....	145
Abschnitt V: Zusammenfassende Ausführungen		147
12	Hinweise für die Praxis	147
12.1	Arbeitsablauf für die Untersuchung veränderlich-fester Gesteine	147
12.2	Erkundungs-, Untersuchungs- und Baupraxis.....	150
12.3	Stellung der veränderlich-festen Gesteine	153
13	Zusammenfassung	156
14	Ausblick.....	157
Literaturverzeichnis		159

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Einteilung von soft rock/weak rock nach unterschiedlichen Quellen (Kanji 2014).....	4
Abbildung 2: Geowissenschaftliche Karte der Bundesrepublik Deutschland 1:2.000.000 (Lahner und Toloczyki 2004), die in der Legende rot eingerahmten Serien bauen sich schwerpunktmäßig aus veränderlich-festen Gesteinen auf	5
Abbildung 3: Tonmineralstruktur von Smektit (Reeves et al. 2006)	6
Abbildung 4: Grafische Darstellung der marinen Ablagerungsprozesse und -bereiche tonreicher Sedimente (Reeves et al. 2006).....	7
Abbildung 5: Mögliche Kontaktarten zwischen Tonplättchen und deren schematisiertes Spannungs-Deformations-Verhalten (Peters und Maltman 1999; Bock et al. 2006)	8
Abbildung 6: Prozesse im Laufe der Versenkung von tonreichen Sedimentgesteinen in Hinblick auf chemische und mechanische Vorgänge (Reeves et al. 2006; Popp und Salzer 2007a)	9
Abbildung 7: Darstellung einer transversal-isotropen Materie	11
Abbildung 8: Betrachtung der Struktur eines Tonsteins über verschiedene Skalen (Li und Wong 2016), REV – Repräsentatives Elementarvolumen	13
Abbildung 9: Unterschiedliche Reaktion von veränderlich-festen Gesteinen bei Kontakt mit Wasser (Potter et al. 2005)	14
Abbildung 10: Porenluftkompression in einem veränderlich-festem Gestein	15
Abbildung 11: Schematisierte Darstellung der elektrochemischen Doppelschicht.....	16
Abbildung 12: Darstellung der raumdeckenden Ladungsverteilung zwischen zwei Tonmineraloberflächen	17
Abbildung 13: Einfluss des Porenwasserdrucks auf den Mohr-Kreis in einem σ - τ -Diagramm (Normalspannungs-Schubspannungs-Diagramm) (Fjær et al. 2008).....	22
Abbildung 14: Schematischer Verlauf des Porenwasserdrucks während eines undrainierten Triaxialversuchs für einen Ton (Reeves et al. 2006).....	24
Abbildung 15: Idealisierte Saugspannungskurve (Zhang et al. 2017)	25
Abbildung 16: Phasen einer Spannungs-Verformungs-Kurve (Goodman 1989; Adachi und Oka 1997)	25
Abbildung 17: Überblick über die Probeentnahme-Standorte (© OpenStreetMap-Mitwirkende).....	32
Abbildung 18: Mindener Tonstein im Aufschluss (links im frischen Anschnitt, rechts mit einsetzendem Zerfall).....	34

Abbildung 19: Mineralogische Zusammensetzung des Mindener Tonsteins (Bundesanstalt für Wasserbau 2008).....	34
Abbildung 20: Kernfotografie des Kriegenbrunner Schluffsteins (Bohrung N21, Tiefe 25 bis 26 m)	36
Abbildung 21: Mineralogische Zusammensetzung des Kriegenbrunner Schluffsteins.....	37
Abbildung 22: Kernfotografie des Emscher Mergels (Bohrung BKF-WE101, Tiefe 17 bis 18 m)	38
Abbildung 23: Opalinuston im Handstück (links) und im Tunnelaufschluss (rechts).....	39
Abbildung 24: Darstellung des Probeentnahmekonzepts in Minden (n – Anzahl der Triaxialversuche).....	41
Abbildung 25: Darstellung des Probeentnahmekonzepts in Kriegenbrunn (n – Anzahl der Triaxialversuche).....	41
Abbildung 26: Lage der Bohrungen an der Schleuse Minden (© OpenStreetMap- Mitwirkende).....	42
Abbildung 27: Lage der Bohrungen an der Schleuse Kriegenbrunn (© OpenStreetMap- Mitwirkende).....	43
Abbildung 28: Pappstreifen zur Stabilisierung der Kerne in den Kisten während des Transports	46
Abbildung 29: Mit Luftkissenfolie ummantelte Kernkisten	47
Abbildung 30: rechts: Kühlkammer, links: Innenraum der Kühlkammer.....	47
Abbildung 31: Querschnitt durch einen Behälter für die Liner.....	48
Abbildung 32: Manteldruck gegen Differenzspannung bei einem Triaxialversuch an Fels (nach Institut für Gebirgsmechanik GmbH 2008).....	53
Abbildung 33: Entwicklung des Porenwasserdrucks während eines Triaxialversuchs (nach Institut für Gebirgsmechanik GmbH 2008).....	54
Abbildung 34: Ablauf eines Triaxialversuchs nach bodenmechanischen Randbedingungen.....	55
Abbildung 35: Einfluss der Abschergeschwindigkeit auf die maximal erreichbare Axialspannung in Abhängigkeit des Manteldrucks.....	59
Abbildung 36: Einfluss des Schlankheits-(Höhen-Durchmesser-)Verhältnisses auf die Differenzspannung in Abhängigkeit des effektiven Manteldrucks.....	60
Abbildung 37: Triaxial-Prüfstände der BAW	61
Abbildung 38: Übersicht zum Messbereich der Triaxial-Prüfstände im Vergleich zu typischen Verformungen geotechnischer Gewerke (Mair 1993).....	63
Abbildung 39: Blick auf das Druckerzeugersystem	64
Abbildung 40: Eingegipste Probe in Würfelform.....	66

Abbildung 41: Ständerbohrmaschine und Diamantbohrkrone (Innendurchmesser 50,1 mm)	67
Abbildung 42: Diamantsäge mit eingespannter Probe	67
Abbildung 43: Schematischer Schnitt der eingebauten Probe im Triaxialversuchsgerät	68
Abbildung 44: Bohrkern des Mindener Tonsteins aus unterschiedlichen Bohrungen und Tiefen	70
Abbildung 45: Verlauf der P- und S-Wellen über die Tiefe im Mindener Tonstein	71
Abbildung 46: Tiefenabhängigkeit von Feucht-, Korn-, Trockendichte und Wassergehalt der Proben des Mindener Tonsteins	72
Abbildung 47: Verteilung des Porendurchmessers bei unterschiedlichen Vergrößerungen im Mindener Tonstein ermittelt per BIB-SEM-Untersuchungen	73
Abbildung 48: Verlauf der P- und S-Wellen über die Tiefe im Kriegenbrunner Schluffstein	75
Abbildung 49: Foto des Bohrmeters 19 bis 20 m der Bohrung P3, Entnahmedatum 28.01.2011	76
Abbildung 50: Verlauf des RQD-Wertes in Abhängigkeit des Ansprachedatums	76
Abbildung 51: Verlauf des B-Wertes über mehrere B-Versuche hinweg	79
Abbildung 52: Verlauf des B-Wertes und der axialen Deformation während mehrerer B-Tests (Probe 2016-1226)	81
Abbildung 53: Entwicklung des Spannungs-Deformations-Verhaltens mit fortschreitenden B-Tests (Probe 2016-1234)	82
Abbildung 54: Entwicklung der Steifigkeiten mit fortschreitenden B-Versuchen	82
Abbildung 55: Einfluss eines sinkenden B-Wertes auf die maximal erreichten Differenzspannungen bei Proben des Mindener Tonsteins	83
Abbildung 56: Maximal mögliche B-Werte für Tonböden in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad (Black und Lee 1973) mit Daten aus B-Tests von Proben des Mindener Tonsteins	84
Abbildung 57: Ergebnisse der MIP-Messungen	85
Abbildung 58: Cryo-BIB-SEM-Aufnahme des Mindener Tonsteins (Probe 20161216)	87
Abbildung 59: Entwicklung der axialen Verformung während der Konsolidierung der untersuchten Gesteine bei geringer Belastungsrate (0,1 kPa/s)	88
Abbildung 60: Entwicklung der axialen Verformung während der Konsolidierung der unterschiedlichen Probeentnahmevarianten des Mindener Tonsteins (Belastungsrate 0,1 kPa/s)	89

Abbildung 61: Axialen Zusammendrückung während der Konsolidierung des Mindener Tonsteins, Emscher Mergels und Kriegenbrunner Schluffsteins bei hoher Belastungsrate	90
Abbildung 62: Ende der Konsolidierungsphase in Abhängigkeit des Abbruchkriteriums	93
Abbildung 63: Quellneigung des Mindener Tonstein.....	95
Abbildung 64: Quellneigung des Kriegenbrunner Schluffstein	95
Abbildung 65: Quellneigung des Opalinuston	96
Abbildung 66: Darstellung einer Spannungs-Dehnungs-Kurve am Beispiel einer Probe des Mindener Tonsteins, A: Abbildung einer schematischen Spannungs-Dehnungs-Kurve aus Goodman (1989)	98
Abbildung 67: Einfluss der Abschergeschwindigkeit auf die maximal zu erreichende Differenzspannung bei Proben des Mindener Tonsteins	101
Abbildung 68: Vergleich der Kriterien nach Mohr-Coulomb und Hoek-Brown anhand von Untersuchungen an Proben des Mindener Tonsteins	103
Abbildung 69: Mehrstufenversuche an Proben des Mindener Tonsteins mit Subgrafiken zu A) plötzlichen Spannungsabfall in der Spannungs-Dehnungskurve und B) sehr scharfem Spannungs-Peak	105
Abbildung 70: Vergleich der in Salzlösung und konventionell gelagerten, mit Wasser als Bohrspülung gewonnenen Proben im σ'_3 -Differenzspannungs-Diagramm, alle Triaxialversuche wurden unter gleichen Randbedingungen durchgeführt	107
Abbildung 71: Einfluss der Bohrspülung und Lagerungsvariante auf den Wassergehalt und die Porenzahl	108
Abbildung 72: Vergleich der Spitzenfestigkeit von flachen und tiefen Proben, alle Triaxialversuche wurden unter gleichen Randbedingungen durchgeführt	109
Abbildung 73: Vergleich der in Salzlösung und konventionell gelagerten mit Antisol-Bohrspülung gewonnenen Proben im σ'_3 -Differenzspannungs-Diagramm...	110
Abbildung 74: Vergleich der Streuungen der Spitzenfestigkeiten von Proben mit unterschiedlicher Bohrspülung	111
Abbildung 75: Vergleich der mit Antisol erbohrten und Wasser überbohrten Proben zu den Bohrspülungsvarianten	112
Abbildung 76: Vergleich aller Untersuchungsvarianten im p-q-Diagramm	112
Abbildung 77: Einfluss der Probeentnahmevariante auf die Bruchdehnung	113
Abbildung 78: Entwicklung der gemittelten Streuung der Bruchverformung mit steigendem effektivem Manteldruck.....	114
Abbildung 79: Dehnungs-Spannungs-Kurven der mit 0,12 $\mu\text{m}/\text{min}$ abgescherten Proben.....	115

Abbildung 80: Zerfallsversuch an einer zylindrischen Tonsteinprobe	116
Abbildung 81: Vergleich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von frischen und getrockneten Proben bei einem effektiven Manteldruck von 200 kPa	117
Abbildung 82: Vergleich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von frischen und getrockneten Proben bei einem effektiven Manteldruck von 400 kPa	117
Abbildung 83: Vergleich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von frischen und getrockneten Proben bei einem effektiven Manteldruck von 600 kPa	118
Abbildung 84: Vergleich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von frischen und getrockneten Proben bei einem effektiven Manteldruck von 800 kPa	118
Abbildung 85: Einfluss der Probentrocknung auf die Validität der Messergebnisse anhand von polyserialen Korrelationskoeffizienten	119
Abbildung 86: Quellneigung der getrockneten Proben.....	120
Abbildung 87: Bruch der Probe während der Konsolidierungsphase dargestellt anhand der Entwicklung der axialen Verformung und effektiven Axialspannung über die Zeit	121
Abbildung 88: Rissentwicklung von getrockneten Proben des Mindener Tonsteins	122
Abbildung 89: Vergleich der P-Wellengeschwindigkeiten vor und nach dem Trocknen	123
Abbildung 90: Entwicklung des Probendurchmessers (Mindener Tonstein) in Abhängigkeit der Luftfeuchtigkeit bei 15 °C Umgebungstemperatur (wenn nicht anders angegeben).....	124
Abbildung 91: Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve zweier Tonsteinproben aus Minden und nicht-lineares Spannungs-Verformungs-Verhalten.....	125
Abbildung 92: Vergleich der ausgewerteten Elastizitätsmoduln vor und nach dem Wendepunkt der Spannungs-Dehnungs-Kurve	126
Abbildung 93: Lage der Wendepunkte des Mindener Tonsteins und des Opalinustons in Bezug auf die Differenzspannung, die Angaben zur Überdeckung basieren auf Literaturquellen und Abbildung 107.....	127
Abbildung 94: Entwicklung des Porenwasserdrucks während der Abscherphase einer Probe des Mindener Tonsteins	128
Abbildung 95: Entwicklung des Porenwasserdrucks während der Abscherphase einer Probe des Opalinustons.....	129
Abbildung 96: Entwicklung des Porenwasserdrucks während der Abscherphase einer Probe des Kriegenbrunner Schluffsteins.....	129
Abbildung 97: oben: Spannungs-Dehnungs-Kurven aus CD-Versuchen mit den korrespondierenden Porenwasser-Volumenverläufen von vier Proben des Mindener Tonsteins; unten: Schema der hydro-mechanischen Vorgänge am Beispiel der Probe 2016-1216 (A-C)	131

Abbildung 98: Verlauf des Porenwasser- und Mantelöl-Volumens während der Abscherphase	132
Abbildung 99: Spannungs-Dehnungs-Kurve eines einaxialen Druckversuchs am Mindener Tonstein mit axialer und radialer Dehnung, Belastung senkrecht zur Schichtung (Institut für Gebirgsmechanik GmbH 2008)	133
Abbildung 100: Einfluss der Abschergeschwindigkeit auf die Spitzenfestigkeit und das Auftreten des Wendepunktes in Spannungs-Dehnungs-Kurven im Mindener Tonstein	134
Abbildung 101: Zusammenhang zwischen Elastizitätsmoduln vor und nach dem Wendepunkt; die schwarzen Linien markieren das Verhältnis zwischen Elastizitätsmoduln vor und nach dem Wendepunkt; die schematischen Probenkörper oben links verdeutlichen die Verkürzung des Drainageweges ($a > b$) vor und nach dem Wendepunkt	136
Abbildung 102: Abhängigkeit des Wendepunktes von Differenzspannung und Elastizitätsmodul am Beispiel der Proben des Mindener Tonsteins	137
Abbildung 103: Auftreten von Wendepunkten in der Spannungs-Dehnungs-Kurve von parallel zur Schichtung gebohrten Proben des Mindener Tonsteins	138
Abbildung 104: Spannungs-Dehnungs-Kurve und P-Wellengeschwindigkeit der Probe BKF26-1097 des IfG Leipzig	139
Abbildung 105: Größen, die die Entstehung und Lage des Wendepunktes beeinflussen ...	140
Abbildung 106: Histogrammdarstellung des Verhältnisses der Differenzspannung am Wendepunkt (Einsetzen der Dilatanz) und der Differenzspannung beim Bruch der Proben	142
Abbildung 107: Erreichte Differenzspannungen der untersuchten Gesteine bei einem effektiven Manteldruck von 800 kPa in Abhängigkeit der geschätzten Versenkungstiefen	144
Abbildung 108: Workflow zur Untersuchung veränderlich-fester Gesteine	148
Abbildung 109: Spannungs-Dehnungs-Kurven von drei Proben des Mindener Tonsteins unterschiedlicher Orientierung	152
Abbildung 110: Stellung der veränderlich-festen Gesteine in Bezug zu Boden und festem Fels	154

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Übersicht zu „soft rocks“ (nach Kanji 2014).....	3
Tabelle 2: Einteilung von Ton- und Schluffsteinen (Blatt et al. 1980).....	3
Tabelle 3: Übersicht zu kontinentalen Ablagerungsmilieus tonreicher Sedimente (Potter et al. 2005)	7
Tabelle 4: Geomechanische Parameter in Abhängigkeit der Messrichtung in einer transversal-isotropen Materie	12
Tabelle 5: Angaben zum Transport und Lagerung von Felsproben der Entnahmekategorie A	27
Tabelle 6: Lithostratigraphie der Unterkreide-Schichten im Bereich der Schleuse Minden	33
Tabelle 7: Geotechnische Parameter frischer Proben des Mindener Tonsteins	35
Tabelle 8: Lithostratigraphie der Schichten aus dem Mittleren Keuper im Bereich der Schleuse Kriegenbrunn.....	36
Tabelle 9: Geotechnische Parameter frischer Proben des Kriegenbrunner Schluffsteins	37
Tabelle 10: Lithostratigraphie der Schichten aus der Oberkreide im Bereich der Schleusengruppe Wanne-Eickel.....	38
Tabelle 11: Geotechnische Parameter frischer Proben des Emscher Mergels.....	38
Tabelle 12: Lithostratigraphie der Schichten aus dem Mitteljura im Bereich des Boßlertunnels.....	39
Tabelle 13: Geotechnische Parameter frischer Proben des Opalinustons.....	40
Tabelle 14: Gauß-Krüger-Koordinaten der Bohrungen an der Schleuse Minden	42
Tabelle 15: Gauß-Krüger-Koordinaten der Bohrungen an der Schleuse Kriegenbrunn.....	44
Tabelle 16: Liste von Abschergeschwindigkeiten nach verschiedenen Autoren	58
Tabelle 17: Thermische Dehnungen verschiedener Tonsteine.....	60
Tabelle 18: Technische Daten der Prüfmaschine (für eine Temperatur von 5 bis 45 °C und eine relative Luftfeuchtigkeit von 15 bis 92 %)......	62
Tabelle 19: Technische Daten des Kraftaufnehmers	63
Tabelle 20: Technische Details der Druckerzeuger	64
Tabelle 21: Technische Details der Druckaufnehmer	65
Tabelle 22: Technische Details der innenliegenden Kraftmessdose.....	65
Tabelle 23: Technische Details der Verformungs-Messeinrichtungen	65

Tabelle 24: Statistische Lagemaße verschiedener geotechnischer Eigenschaften des Mindener Tonsteins	72
Tabelle 25: Statistische Lagemaße verschiedener geotechnischer Eigenschaften des Kriegenbrunner Schluffstein	75
Tabelle 26: Trends der B-Wert-Entwicklung in Abhängigkeit des genutzten Triaxial-Prüfstands.....	80
Tabelle 27: Ergebnisse der geophysikalischen Bohrlochmessungen der untersuchten Proben	80
Tabelle 28: Typische B-Werte für Böden bei vollständiger und nahezu vollständiger Sättigung (Black, Lee, 1973)	84
Tabelle 29: Benetzungswinkel unterschiedlicher Geomaterialien in Kontakt mit Wasser.....	86
Tabelle 30: Theoretisch benötigte Gegendrücke zum Einpressen von Wasser in bestimmte Kapillargrößen	86
Tabelle 31: Steifigkeiten der untersuchten Gesteine dargestellt anhand des E-Moduls* in MPa bei einer Abschergeschwindigkeit von 0,006 mm/min.....	91
Tabelle 32: Konsolidierungskoeffizienten c_v der in dieser Arbeit untersuchten Gesteine sowie Vergleichswerte aus der Literatur	94
Tabelle 33: Faktoren F zur Bestimmung der Vorschubgeschwindigkeit	99
Tabelle 34: Maximale Vorschubgeschwindigkeit nach DIN EN ISO 17892-9	100
Tabelle 35: Aus Mehrstufen-Triaxialversuchen ermittelte Kohäsion und Reibungswinkel ...	104
Tabelle 36: Berechnete Kohäsionen nach DIN EN ISO 17892-9 Anhang B von mit Klarwasser erbohrten Proben des Mindener Tonsteins und Einfluss der Entnahmetiefe.....	110
Tabelle 37: Wassergehalte der Proben hinsichtlich der Trocknungsvarianten	116
Tabelle 38: Qualitative Beurteilung der Lage der Bruchwerte der getrockneten Proben in Relation zu den Spannweiten der frischen Proben	116
Tabelle 39: Anisotropieverhältnisse des Mindener Tonsteins im frischen und im getrockneten Zustand	123
Tabelle 40: Zusammenstellung von drainierten (E_d) und undrainierten (E_u) Elastizitätsmoduln verschiedener Gesteine bei unterschiedlichen effektiven Manteldrücken	136
Tabelle 41: Durchlässigkeiten verschiedener, zu denen in dieser Arbeit ähnlichen Gesteinen	139
Tabelle 42: Gemeinsamkeiten mit Boden und festem Fels und Eigenheiten der veränderlich-festen Gesteine	153

Abschnitt I: Einführung

1 Einleitung

Veränderlich-feste Gesteine stellen in der Geotechnik in vielen Aspekten eine besonders anspruchsvolle Materiegruppe dar. Aufgrund der hohen Neigung zum Zerfall und Porenwasserdruckeffekten unterscheiden sie sich in ihren Eigenschaften substanziell von Boden als auch über baustellenrelevante Zeiträume von festem Fels. Angesichts ihrer flächigen Verbreitung in Deutschland werden im Rahmen von Infrastrukturmaßnahmen wie dem Neubau verschiedener Binnenschiffahrts-Schleusen (z.B. in Minden, Kriegenbrunn und Erlangen) immer wieder Bereiche mit veränderlich-festen Gesteinen angetroffen. Eine Fehleinschätzung der Festigkeits- und Steifigkeitsparameter kann zu substantiellen Schäden an Gründungen und Bauwerken sowie zu Verzögerungen im gesamten Bauablauf führen. Schäden an bestehenden Bauwerken können somit nach der Herstellung nicht ausgeschlossen werden.

Durch diese Besonderheiten verlangt die Probeentnahme solcher Gesteine große Sorgfalt, da aufgrund von Entlastungseffekten, Kontakt mit Wasser und weiteren Faktoren (Kanji 2014; Tao et al. 2020) eine Schwächung der Struktur des Gesteins einhergeht, was die geotechnischen Eigenschaften der Probe verändert (Jeremias et al. 2020). Fragen hinsichtlich des Zerfalls (Lempp 1979; Simpson und Dearing 2000; Bönsch 2006; Nickmann 2007; Knopp und Moormann 2018) und Porendruckeffekten (Jahns 2013; Ewy 2018; Wild und Amann 2018) wurden in z. T. ausführlichen Arbeiten bereits behandelt. Publikationen über die Behandlung von veränderlich-festen Gesteinen bei der Probeentnahme sind in Übersichtsartikeln (z. B. Binns 1998) oder innerhalb spezieller Fragestellungen vorhanden. Allerdings werden in diesen Veröffentlichungen entweder nur Erfahrungswerte vermittelt (Plinninger et al. 2012) oder sie beziehen sich auf den Bereich der Öl- und Gasförderung (Ewy 2015) bzw. auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle (Thury und Bossart 1999) und damit auf viel größere Tiefen, als sie in der Baupraxis für oberflächliche bzw. oberflächennahe Gewerke zutreffen.

Bisher fehlen somit systematische Untersuchungen zu Probeentnahmeeffekten und Auswirkung unterschiedlicher Lagerungsbedingungen auf im Labor ermittelte Festigkeits- und Steifigkeits-Kennwerte. Dementsprechend existiert noch kein umfassender Arbeitsablauf zur Behandlung veränderlich-fester Gesteine entlang einer kompletten geotechnischen Erkundungskampagne (von der Probeentnahme bis zur Laboruntersuchung) bei relativ geringen In-situ-Spannungen, wie sie für sehr viele Infrastrukturprojekte in Deutschland charakteristisch sind. Dies soll in der vorliegenden Arbeit anhand eines systematischen Probeentnahmeschemas in einer Vergleichsstudie erfolgen. Die einzelnen Kombinationen aus der sich ergebenden Probeentnahmемatrix werden mit Hilfe von Triaxialversuchen hinsichtlich der Festigkeits- und Steifigkeitsparameter ausgewertet, verglichen und bewertet.

Die Erkenntnisse geben wertvolle Hinweise, wie eine Probe veränderlich-festen Gesteins von der Probeentnahme bis zur Laboruntersuchung zu behandeln ist, damit die In-situ-Eigenschaften bestmöglich erhalten bleiben und die ermittelten geotechnischen Parameter aus dem Labor möglichst denen in der Natur entsprechen. Die Erkenntnisse aus den

Untersuchungen werden zu einem Workflow zusammengefasst, der vor allem in der geotechnischen Praxis Anwendung finden soll.

Der rote Faden dieser Arbeit spinnt sich also um die *Entwicklung eines Arbeitsablaufs zur Ermittlung charakteristischer Festigkeitsparameter veränderlich-fester Gesteine von der Probeentnahme, über die Vorgehensweise im Labor, bis zur Auswertung der Versuche.*

Durch eine an veränderlich-feste Gesteine angepasste Probeentnahme und Auswertung dieser Parameter können Unsicherheiten in der Bauphase minimiert und Kosten eingespart werden. Zudem können fundiert ermittelte Kennwerte Eingang in numerische Berechnungen finden, die andernfalls unsichere Ergebnisse liefern (Islam und Skalle 2013).

Die in dieser Arbeit dargelegten Aussagen beziehen sich v. a. auf unverwitterte, tonreiche Sedimentgesteine aus Beprobungstiefen bis 35 m und die angewendeten Probeentnahmevarianten. Die Ergebnisse aus dieser Arbeit beziehen sich auf Festigkeitsuntersuchungen.

Für das Verständnis des Themas der Arbeit wird zu Beginn der Stand des Wissens über veränderlich-feste Gesteine dargestellt und immer weiter auf die Aspekte dieser Arbeit fokussiert. Darauf folgt die Beschreibung der untersuchten Gesteine sowie der eingesetzten Probeentnahmeverfahren, um die Ausgangsbedingungen der Auswertung zu umreißen. Im Anschluss werden die durchgeführten Messungen (Mikrostrukturuntersuchungen, Triaxialversuche) ausgewertet sowie die Ergebnisse dargestellt und diskutiert. Die Schlusskapitel geben zusammenfassende Hinweise und Vorschläge zum Umgang mit veränderlich-festen Gesteinen während des gesamten geotechnischen Untersuchungsprozesses.

Fett gedruckte Worte und Wortgruppen dienen zur besseren Orientierung des Lesers innerhalb längerer Abschnitte.

2 Geomechanisches Verhalten veränderlich-fester Gesteine

2.1 Nomenklatur, Definition und Verbreitung

Es existieren unterschiedlichste Bezeichnungen, Definitionen und Nomenklaturen im Zusammenhang mit veränderlich-festen Gesteinen. Um eine stringente Nutzung des Begriffs „veränderlich-festes Gestein“ in dieser Arbeit zu gewährleisten, werden im Folgenden der Begriff der veränderlich-festen Gesteine historisch eingeordnet, erläutert und die charakteristischen Eigenschaften definiert.

Weder international noch national ist der Begriff der veränderlich-festen Gesteine präzise definiert. Im angelsächsischen Raum werden die Begriffe „soft rock“ und „weak rock“ synonym verwendet, gelegentlich auch der Term „slaking rock“. Diese Begriffe beziehen sich i. d. R. auf die festigkeitsmechanischen Eigenschaften der Gesteine. Oft wird damit auf feinkörnige Sedimentgesteine wie Ton- und Schluffsteine Bezug genommen und diese implizit damit gleichgesetzt. Unter dem Begriff „soft rock/weak rock“ werden neben Ton- und Schluffstein noch weitere Gesteine mit stark unterschiedlichem geomechanischem Verhalten wie z. B. Kalkstein oder Phyllit zusammengefasst. Kanji (2014) hat dazu eine Zusammenstellung erarbeitet, welche in Tabelle 1 aufgeführt ist. Eine ähnliche Einteilung ist in Sadowski (2020) zu finden.

Tabelle 1: Übersicht zu „soft rocks“ (nach Kanji 2014)

Basistyp	Unterklasse
Sedimentäre Gesteine	Klastisch: Ton-/Schluffsteine, Schieferton, Sandsteine, Konglomerate, Brekzien, Mergel
	Evaporite: Salzgesteine
	Lösliche Gesteine: Kalksteine, Dolomit, Gips Kohle
Magmatische Gesteine	Vulkanische Konglomerate, Brekzien und Lahare
	Basaltische Brekzien
	Pyroklastika, vulkanische Aschen, Tuffe und Ignimbrite Verwitterungsprodukte kristalliner Gesteine
Metamorphe Gesteine	Schiefer, Phyllit, schwach zementierter Quarzit, metavulkanische Gesteine

Petrographisch existieren für Ton- und Schluffsteine eine ganze Bandbreite an Begriffen wie z. B. mudrock, clay rock, claystone, argillite und shale (Aplin et al. 1999), die z. T. auch wieder synonym verwendet werden. Eine geläufige Einteilung der gesteinskundlichen Begriffe ist in Tabelle 2 aufgeführt.

Tabelle 2: Einteilung von Ton- und Schluffsteinen (Blatt et al. 1980)

Korngrößenfraktion	spaltbar	nicht spaltbar
> 2/3 Schluff	silt shale	siltstone
1/3 bis 2/3 Schluff	mud shale	mudstone
> 2/3 Ton	clay shale	claystone

Weitere Klassifizierungen beziehen sich auf die einaxiale Druckfestigkeit und die Korngröße (Grainger 1984), den Quarzgehalt (Spears 1980) oder auf eine Kombination aus Tongehalt, Gesteinsansprache, Metamorphosegrad, Verfestigung und Anisotropie (Potter et al. 1980). In den aufgeführten Tabellen verdeutlicht sich die Interpretationsbandbreite und Diskussionswürdigkeit, welche Gesteine in die Kategorie „soft rock/weak rock“ gehören. So könnten Verwitterungsprodukte kristalliner Gesteine ebenso zu Böden oder Phyllite festem Fels zugeordnet werden. V. a. die Tabelle von Kanji (2014) zeigt, dass die Bezeichnung „soft rock“ für veränderlich-feste Gesteine zu unspezifisch ist.

Die Abgrenzung der veränderlich-festen Gesteine zu den Locker- und Festgesteinen wird meist über die einaxiale Druckfestigkeit definiert, welche, abhängig von der Studie, mit einer Bandbreite von etwa 1 bis 25 MPa angegeben wird (Abbildung 1). Diese Einteilung geht aber nur auf die Festigkeit ein, nicht aber auf die Veränderlichkeit und berücksichtigt somit auch nicht die zentrale Eigenschaft der Gesteinsgruppe, weshalb eine Einteilung allein nach der Druckfestigkeit nicht ausreicht.

Der Begriff der veränderlich-festen Gesteine wurde innerhalb Deutschlands das erste Mal von Keil (1954) geprägt zur Abgrenzung gegenüber dauerhaft-festen Gesteinen. Der Unterschied zwischen beiden Gesteinsklassen sei auf die Stabilität der jeweiligen Kristallgitter zurückzuführen. Neben dem Begriff veränderlich-festes Gestein werden auch Synonyme wie Halbfestgestein, weicher Fels oder verwitterter Fels (Prinz und Strauß 2011) verwendet. Besonders der Begriff verwitterter Fels führt in eine falsche Richtung, da damit ein Boden sug-

geriert wird, was veränderlich-feste Gesteine nicht sind oder sein müssen. In der Regel werden diese Begriffe wie im internationalen Kontext v. a. für tonreiche Sedimentgesteine genutzt. Sie werden aber auch immer wieder auf andere Gesteine wie Karbonate oder Salze (Dachroth 1996) angewendet.

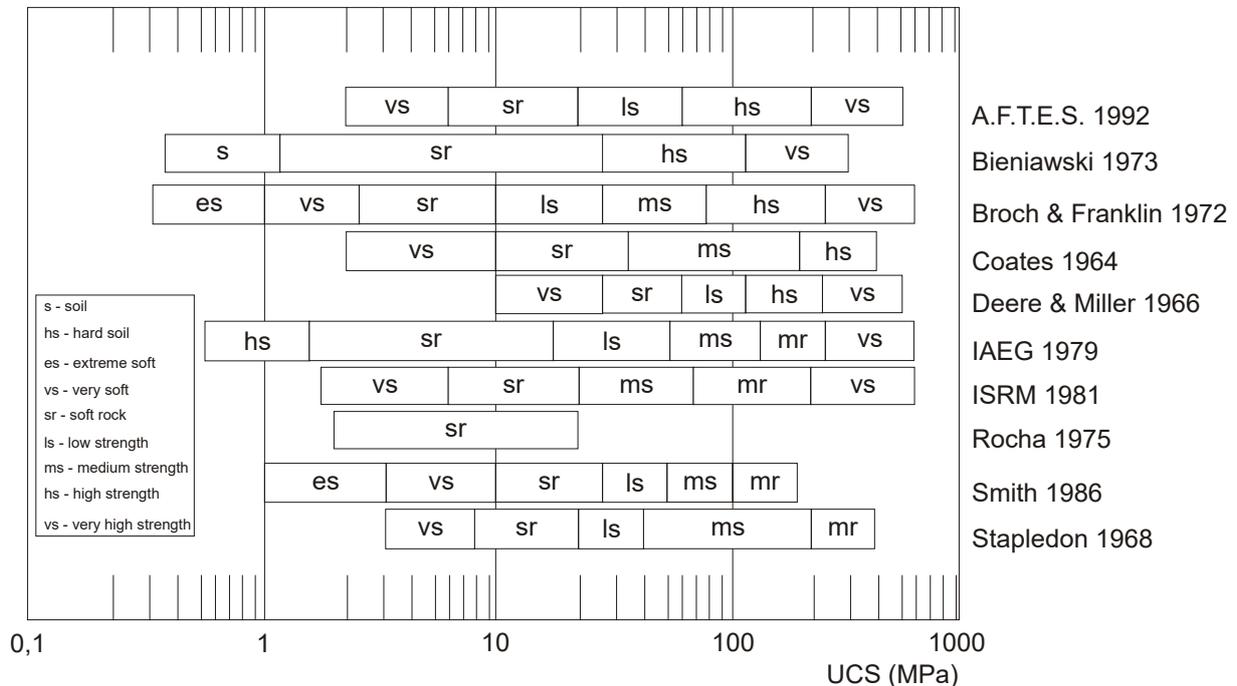


Abbildung 1: Einteilung von soft rock/weak rock nach unterschiedlichen Quellen (Kanji 2014)

Bei einer Definition und Gebrauch des Begriffs veränderlich-festes Gestein sollte der namensgebende Term im Zentrum stehen – die veränderliche Festigkeit. Diese resultiert aus den nachfolgend in diesem Kapitel diskutierten Zerfallsmechanismen, welche im Allgemeinen entfestigend wirken. Ein veränderlich-festes Gestein ist dadurch gekennzeichnet, dass seine Kornbindungen infolge der Zerfallsmechanismen aufgebrochen werden. Dies kann bis zum völligen Zerfall und zur Entstehung eines Lockergesteins fortschreiten. Bei der Abgrenzung veränderlich-fester Gesteine zu dauerhaft festen Gesteinen im Hinblick auf deren Zerfall spielt der Zeitfaktor eine wichtige Rolle.

Eine Definition der veränderlich-festen Gesteine muss also einen Bezug zu den Zerfallsmechanismen sowie zu dem Zeitfaktor des Zerfalls aufweisen. Ein solcher Versuch wurde von Nickmann (2007) unternommen. Danach stehen veränderlich-feste Gesteine geotechnisch zwischen Fels- und Lockergestein. Es handelt sich um eine Gesteinsgruppe, die bei Exposition gegenüber atmosphärischen Gasen und Flüssigkeiten innerhalb kurzer Zeit Festigkeit und Zusammenhalt verliert. Ein einmaliger Wasserzutritt kann genügen, um eine substantielle, nicht reversible Schwächung des Gesteinsverbandes auszulösen. Durch die kurzen Reaktionszeiten (Tage bis wenige Jahre) sind diese Erscheinungen baustellenrelevant (Nickmann 2007). Diese Definition liefert die richtigen Ansatzpunkte, müsste aber um die Abgrenzung zu löslichen Gesteinen und zu Festgesteinen erweitert werden. Gesteine wie Gips oder

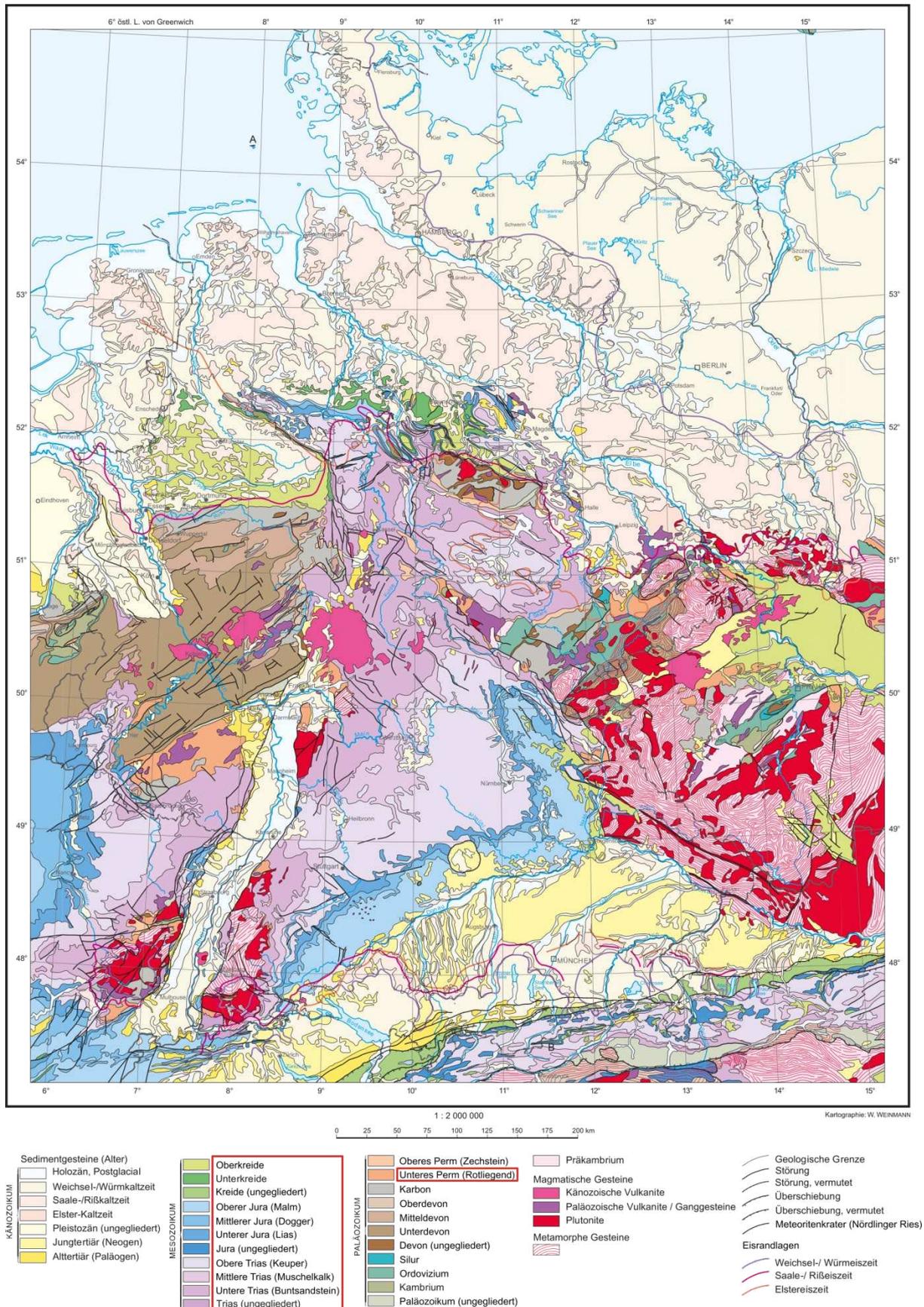


Abbildung 2: Geowissenschaftliche Karte der Bundesrepublik Deutschland 1:2.000.000 (Lahner und Toloczyki 2004), die in der Legende rot eingerahmten Serien bauen sich schwerpunktmäßig aus veränderlich-festen Gesteinen auf

Kalke besitzen nach ihrer Auflösung keine Festigkeit mehr und können dementsprechend zu diesem Zeitpunkt nicht mehr mit dem Attribut „fest“ bezeichnet werden. Zudem spielen bei der Lösung von Gesteinen andere physikalische Prozesse eine Rolle als bei einem Zerfall. Einen Übergangsbereich stellen hier die karbonatisch oder sulfatisch gebundene Sandsteine und Konglomerate dar, bei denen nach der Auflösung des bindenden Zements die unlöslichen Mineralkörner zurückbleiben.

Somit wird eine mögliche Definition in Anlehnung an Lempp (1979) und Nickmann (2007) vorgeschlagen: *Veränderlich-feste Gesteine bilden eine Gesteinsgruppe, deren Festigkeit durch hydraulisch-mechanische Zerfallsmechanismen innerhalb einer relativ kurzen Zeitspanne (Tage bis wenige Jahre) substantiell herabgesetzt wird und die ihren Zusammenhalt bis hin zur Bildung eines Lockergesteins verlieren. Die Schwächung des Gesteinsverbandes ist nicht reversibel und kann schon durch einen einmaligen Feucht-Trocken-Wechsel ausgelöst werden.* In diesem Sinne wird im Folgenden der Begriff veränderlich-feste Gesteine angewendet.

Häufig in Deutschland vorkommende veränderlich-feste Gesteine sind Ton- und Schluffsteine, Mergelsteine sowie tonig gebundene Sandsteine. Zeitlich konzentrieren sie sich v. a. auf Rotliegend- (braun), Trias- (fliederfarben), Kreide- (blau) und Juraschichten (grün) (Abbildung 2). Regional sind sie besonders im Süden, Westen und in der Mitte Deutschlands verbreitet. Weltweit beträgt der Anteil veränderlich-fester Gesteine an allen Sedimentgesteinen etwa 60 % (Potter et al. 1980).

2.2 Sedimentation und Struktur

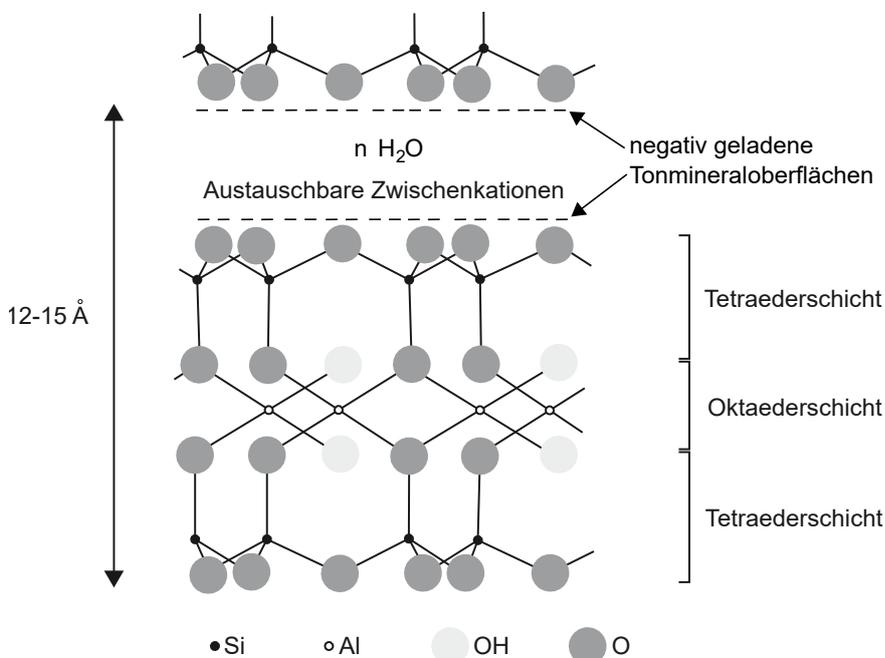


Abbildung 3: Tonmineralstruktur von Smektit (Reeves et al. 2006)

Um die geomechanischen Eigenschaften von veränderlich-festen Gesteinen zu verstehen, ist ein grundsätzliches Wissen über deren Aufbau von der Mikro- bis in die Makroebene sowie über deren Ablagerungsbedingungen unerlässlich. Dieses Kapitel beginnt mit Struktur

der einzelnen Tonplättchen und deren Ablagerungsraum. Beides bestimmt im Verlauf der Versenkung und der gesteinsbildenden Prozesse die spätere Struktur der veränderlich-festen Gesteine. Die Struktur wiederum bestimmt im Wesentlichen die physikalischen und geomechanischen Eigenschaften wie den Porenraum, die Anisotropie und die Festigkeit.

Tonpartikel verfügen über eine sehr große, negativ geladene Oberfläche im Verhältnis zu ihrer Masse. Daher ergibt sich eine hohe Reaktivität in Bezug auf Wasser und darin gelöste Kationen, welche sich an die Kanten der Tonplättchen anlagern können. Wie in Abbildung 3 zu erkennen ist, ragen die negativ geladenen Sauerstoff-Ionen (O^{2-}) nach außen und bilden die negativ geladenen Tonmineral-Oberflächen.

Tonreiche Sedimente können in vielen verschiedenen Milieus (**Ablagerungsräumen**) abgelagert werden. In Tabelle 3 sind kontinentale und in Abbildung 4 marine Sedimentationsräume mit entsprechenden Transport- und Sedimentationsmechanismen sowie Herkunft der Materie zusammengefasst.

Tabelle 3: Übersicht zu kontinentalen Ablagerungsmilieus tonreicher Sedimente (Potter et al. 2005)

Ablagerungsmilieu	Sedimente und Sedimentationsformen
Kontinental	mäandrierende Flüsse, distale Alluvialfächer, See- und Glazialablagerungen, Löß
Deltas und Küsten	natürliche Dämme, Talauen, Ablagerungen in kleinen Becken, Küstenschlammebenen, Lagunen, Altwasserarme, Seen

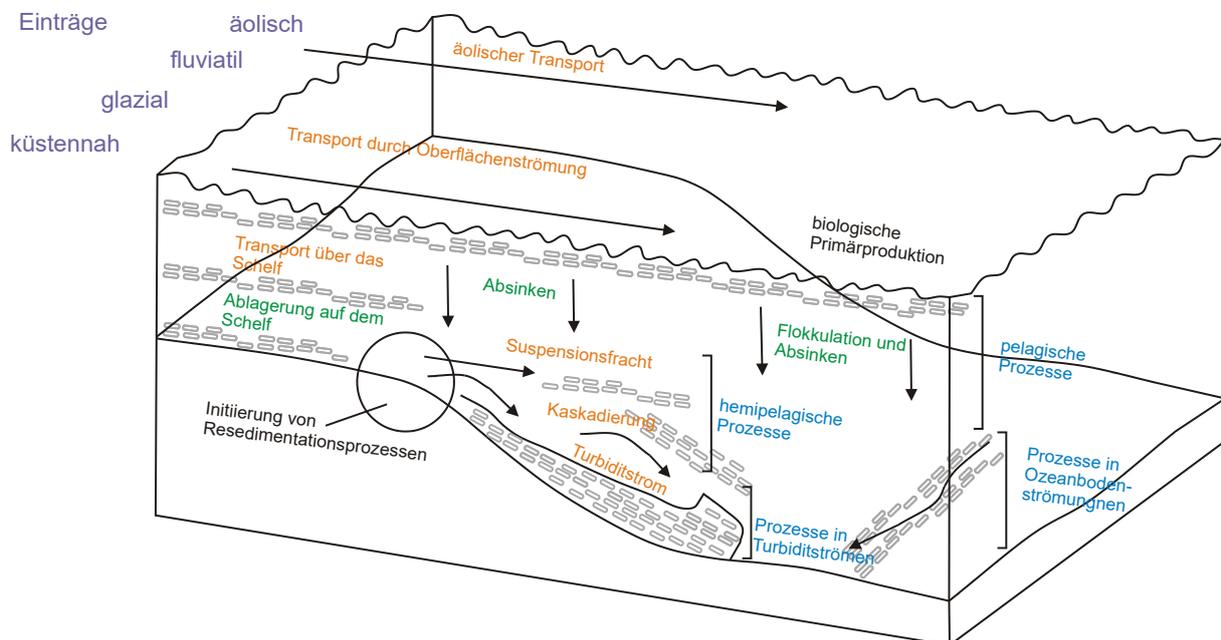


Abbildung 4: Grafische Darstellung der marinen Ablagerungsprozesse und -bereiche tonreicher Sedimente (Reeves et al. 2006)

Die in Tabelle 3 und Abbildung 4 dargestellten Ablagerungsprozesse und -bereiche liefern die Grundlage für unterschiedliche Strukturformen der Tonsedimente. Während bei der Sedimentation im Süßwassermilieu Fläche-zu-Fläche-Kontakte (face-to-face) entstehen, bilden sich im Salzwasser vor allem Kante-zu-Fläche-Kontakte (edge-to-face) aus (Abbildung 5).

Dies liege darin begründet, dass auf den Tonmineral-Oberflächen ein Überschuss an negativen Ladungen vorherrscht. Im Süßwasser verhindere die resultierende Abstoßung die Aggregation der Teilchen, sodass diese in der Wassersäule überwiegend einzeln absinken. Aufgrund ihrer flachen Form tendieren die Tonplättchen dazu, sich horizontal und parallel zueinander abzulagern (Potter et al. 2005).

Im Salzwasser sind große Mengen Kationen gelöst, die sich an die Kanten der Tonminerale anlagern, eine Bindung zu den negativ geladenen Tonmineral-Oberflächen ermöglichen und somit eine Flokkulation auslösen können. Zudem schirme eine höhere Konzentration von gelösten Ionen im Salzwasser die negative Ladung der Tonmineraloberflächen besser ab. Dadurch können sich die Tonplättchen in diesem Milieu besser annähern, womit die Anziehungskräfte zwischen ihnen dominieren und so eine Aggregation ermöglichen. Neben den elektrischen und magnetischen können auch biologische Faktoren wie die Bio-Polymerisation bei der Flokkulation eine Rolle spielen (Reeves et al. 2006).

Die unterschiedlichen **Kontaktarten** zwischen Tonplättchen führen zu unterschiedlichen Spannungs-Deformations-Verhalten. Alle Kontaktarten zeigen ein für Tone typisches strain-hardening-Verhalten (Erhöhung der Festigkeit bei fortschreitender Deformation). Die größten elastischen Steifigkeiten sollen bei Fläche-Kante-Kontakten auftreten, gefolgt von Kante-Kante-Kontakten und Fläche-Fläche-Kontakten (Abbildung 5). Eine mögliche Erklärung für dieses Verhalten liege in elektrostatischen Anziehungs- bzw. Abstoßungskräften (Wu 1970). Bei Fläche-Fläche-Kontakten treffen zwei negativ geladene Tonmineral-Oberflächen aufeinander, sodass hier abstoßende Kräfte eine große Rolle spielen sollen und kein bzw. nur ein minimaler physikalischer Kontakt entsteht. Fläche-Kante-Kontakte zeichnen sich durch starke Bindungen aus. An den Kanten der Tonminerale können sich Kationen anlagern, die diesen eine positive Ladung verleihen, wodurch sie von den negativ geladenen Mineraloberflächen angezogen werden und relativ starke Bindungskräfte entstehen. Wenn zwei der Kanten bei einem Kante-Kante-Kontakt aufeinander treffen, treten wieder Abstoßungskräfte auf, aber nicht so stark wie bei Fläche-Fläche-Kontakten, da die relative Anzahl an beteiligten Ionen geringer ist, wodurch sich eine Mittelstellung der Kante-Kante-Kontakte zwischen den Fläche-Fläche- und Fläche-Kante-Kontakte ergibt.

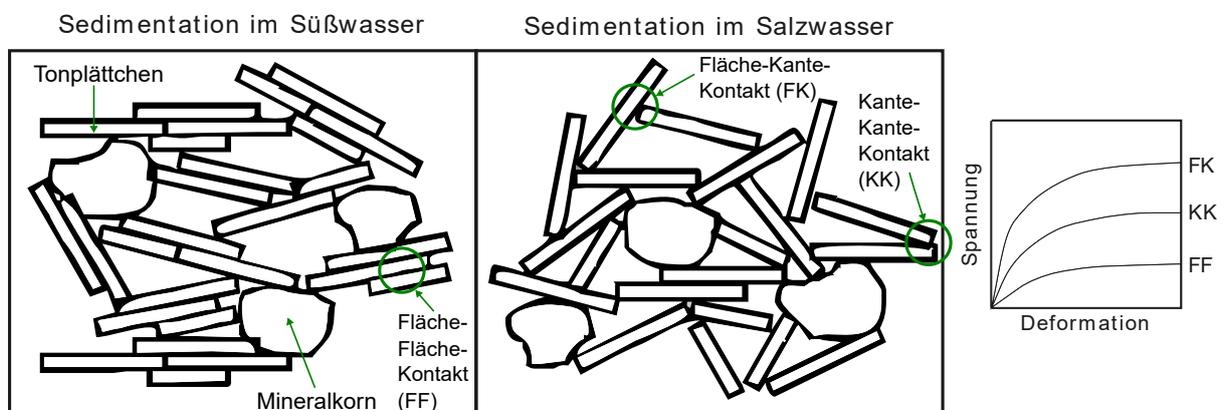


Abbildung 5: Mögliche Kontaktarten zwischen Tonplättchen und deren schematisiertes Spannungs-Deformations-Verhalten (Peters und Maltman 1999; Bock et al. 2006)

Nach der Sedimentation werden im Laufe der Versenkung durch anhaltende Ablagerung neuer Materie die Tonminerale durch Auflast eingeregelt und es bildet sich die charakteristische Schichtung normal zur Belastung aus, was entscheidend zur anisotropen Struktur tonreicher Sedimentgesteine beiträgt (Abbildung 6). Gleichzeitig entstehen diagenetische Kornbindungen, die zu einem festen Zusammenhalt zwischen den einzelnen Tonmineralplättchen führen.

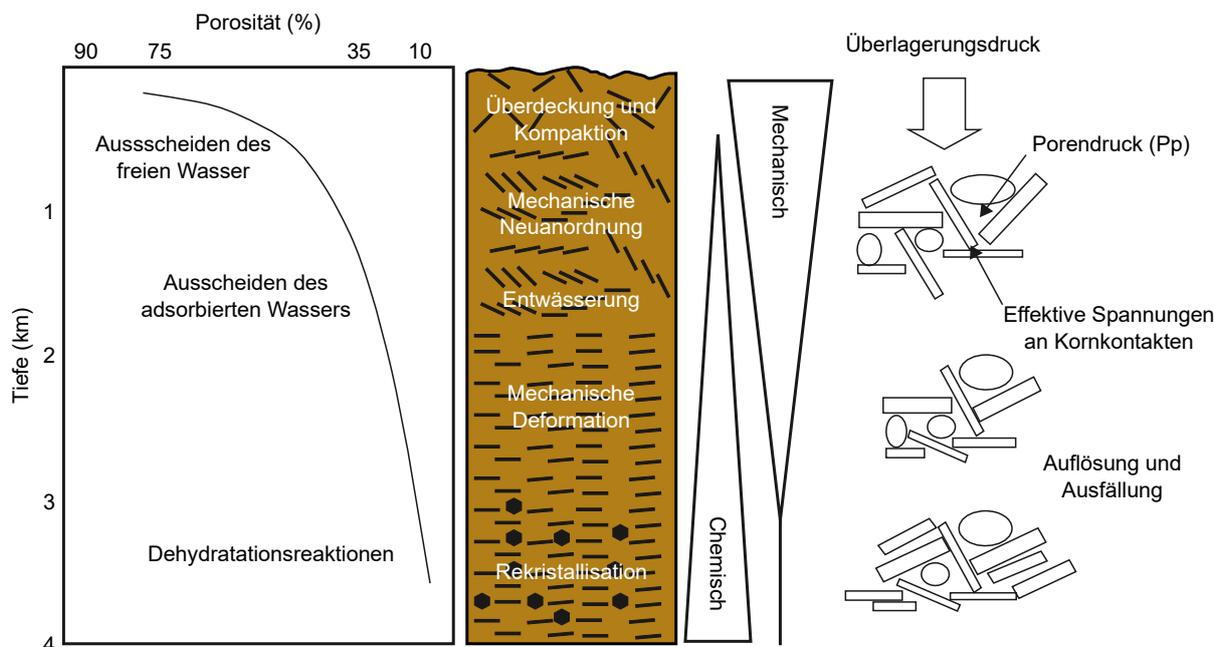


Abbildung 6: Prozesse im Laufe der Versenkung von tonreichen Sedimentgesteinen in Hinblick auf chemische und mechanische Vorgänge (Reeves et al. 2006; Popp und Salzer 2007a)

Mit zunehmender Versenkung verändern sich die geotechnischen und geomechanischen Parameter. So erhöht sich z. B. die Steifigkeit, parallel dazu sinken u. a. die Anteile des Porenraums (Porenanteil n , Porenzahl e) und der Wassergehalt w (Abbildung 6). Diese Vorgänge sollen bis in eine Versenkungstiefe von etwa 500 m dominieren. In größeren Tiefen überwiegen chemische Prozesse wie Zementation bzw. Ausfällungsvorgänge (Mineralausfällungen aus übersättigten Lösungen und Bildung von Zementen), Mineralneubildung bzw. Austauschreaktionen (vorhandene Minerale werden durch andere ersetzt) und Rekristallisation (Kristalle ändern ihre Größe und Form bei sich nicht ändernder Mineralchemie) (Bock 2002; Ali et al. 2010). Beispiele für Ausfällungen aus gesättigten Lösungen sind die Bildung von Quarz- und Karbonatzementen. Diese können wiederum, wie auch Tonminerale, Rekristallisationsvorgängen unterliegen (Bjørlykke und Høeg 1997). Eine typische Mineralaustauschreaktion ist die Umwandlung von Calcit zu Dolomit (Dolomitisierung). Diese Vorgänge erhöhen die Steifigkeit und erniedrigen die Schwell- und Kriechneigung sowie die Porosität. Maßgeblich werden all diese Prozesse von der Versenkungstiefe und den entsprechenden Druck-Temperatur-Bedingungen gesteuert, sodass die Überlagerungsmächtigkeit die geomechanischen Eigenschaften tonreicher Sedimentgesteine stark beeinflusst.

Werden tonreiche Sedimentgesteine in ihrer weiteren Entwicklung infolge von z. B. Gebirgsbildungsvorgängen seitlich belastet, ist es möglich, dass die Tonminerale sich senkrecht zur Hauptspannungsrichtung neu einregeln und eine Foliation entsteht (Passchier und Trouw 2005).

Abhängig vom oben beschriebenen Sedimentationsmilieu und der Versenkungstiefe entstehen unterschiedliche **Strukturtypen** tonreicher Sedimentgesteine. Czerewko und Cripps (2006) unterscheiden zwischen kompaktierten und zementierten Typen. Ein kompaktierter Ton- oder Schluffstein zeichne sich durch einen hohen Anteil schwellfähiger Tonminerale und einer weitgehenden Abstinenz eines Netzwerkes zementierter Mineralkörner aus, wodurch sie recht anfällig für Zerfallserscheinungen sind. Mit höherem Überlagerungsdruck und Temperaturen werden die schwellfähigen Tonminerale wie Smektit in weniger reaktive wie Illit umgewandelt. Ein zementierter Ton- oder Schluffstein verfüge infolge größerer fossiler Versenkung über ein Netzwerk zementierter Mineralkörner sowie über einen höheren Anteil gering reaktiver Tonminerale.

Daneben werden laminierte und massige/grob bzw. nicht laminierte Tonsteine unterteilt. Die Ablagerungshistorie eines tonreichen Sedimentgesteins besitzt also einen signifikanten Einfluss auf dessen geomechanisches Verhalten (Lal 1999; Delle Piane et al. 2012).

Die in Abbildung 6 dargestellten Prozesse lassen sich wie die Strukturtypen-Einteilung von Czerewko und Cripps (2006) in einer von Osipov (1975) entwickelten, zusammenfassenden Modellvorstellung zu unterschiedlichen Bindungs- und Strukturtypen in Tonsedimenten und deren qualitative Auswirkung auf die mechanischen Eigenschaften einweben. Nach Osipov (1975) existieren in Tonen drei unterschiedliche Bindungstypen: (1) Koagulations-Kontakte, (2) atomare oder Punkt-Kontakte sowie (3) entwickelte oder Phasen-Kontakte.

(1) Koagulations-Kontakte sollen durch molekulare, elektrostatische oder magnetische Kräfte entstehen. Deren charakteristische Eigenschaft ist das Vorhandensein eines thermodynamisch stabilen Hydratfilms zwischen den Tonmineralen, der einen direkten Kontakt zwischen den Tonplättchen verhindert. (2) Ein atomarer oder Punkt-Kontakt bilde sich als Folge von Konsolidierung oder Trocknung von Tonen, wodurch der Hydratfilm dünner wird und die Möglichkeit zu einem direkten, punktförmigen Kontakt zwischen den Tonmineralen besteht. Dies ermögliche die Entstehung von strukturellen Bindungen durch chemische und ionen-elektrostatische Kräfte. (3) Ein entwickelter oder Phasen-Kontakt entstehe durch hohe Auflasten, Diffusionsprozesse und plastische Verformung infolge stark erhöhter Temperaturen sowie Zementierung infolge der Ausfällung von Mineralphasen wie Karbonate, Quarze, Gipse etc. Sie seien durch starke chemische Bindungen über die Elementarzelle eines Minerals (kleinste geometrische Einheit eines Minerals) hinaus charakterisiert.

Den beschriebenen Bindungstypen können Strukturtypen mit charakteristischen Eigenschaften zugeordnet werden. Eine Dominanz von Koagulations-Kontakten führe zu einer (1) Koagulations-Struktur, welche sich durch eine nahezu vollständige Abwesenheit elastischer Verformung, ausgeprägte Kriechneigung, plastische Verformungseigenschaften sowie Thixotropie und Verflüssigungsneigung bei geringen Scherspannungen auszeichnet. Koagulationskontakte herrschen v. a. direkt nach der Sedimentation vor. Solche Tonsedimente verhalten sich mechanisch normalkonsolidiert und würden in Abbildung 6 weit oben im Porositäts-Tiefen-Diagramm liegen.

Atomare oder Punkt-Kontakte bilden (2) Kondensationsstrukturen, welche für überkonsolidierte Tone charakteristisch seien. Eine Kondensationsstruktur verfüge über eine geringere Kompressibilität und höhere Scherfestigkeit als Koagulationsstrukturen, wodurch bei Belastung über die Spitzenfestigkeit hinaus sprödes Bruchverhalten dominiert. Tone mit einer Kondensationsstruktur sollen eine starke Schwell- und Kriechneigung aufweisen. In Abbildung 6 wären diese Tonsedimente in einen Bereich von der Überdeckung und Kompaktion bis zur Entwässerung und beginnenden mechanischen Deformation einzuordnen. Die von Czerewko und Cripps (2006) beschriebenen kompaktierten Sedimentgesteinstypen sind in diese Kategorie einzugliedern.

Phasen-Kontakte bauen eine (3) Kristallisations- oder Zementationsstruktur auf. Diese Art von Struktur sei bei tonigen Gesteinen vorzufinden, die bereits Druck-Temperatur-Bedingungen der Metamorphose erfahren haben wie Schiefer oder wenn Zementationsvorgänge zur Gesteinsbildung beigetragen haben wie bei Tonsteinen. Diese Struktur zeichne sich durch eine sehr hohe Festigkeit und sehr geringe Kompressibilität aus. Sie verhalten sich unter Belastung wie elastisch-spröde Körper. Die Schwellneigung sei sehr gering, da die Stärke der strukturellen Bindungen den Schwelldruck übersteigt. Ein Schwellen zeigt sich nur, wenn die Struktur gestört wurde. Kristallisationsstrukturen sollen unter den drei dargestellten Strukturtypen den höchsten Betrag an freier Energie (thermodynamisches Potential und Neigung, physikalische Vorgänge auszuführen) aufweisen, wodurch sie thermodynamisch relativ instabil seien und somit stark auf Feucht-Trocken-Wechsel reagieren. Die nach Czerewko und Cripps (2006) zementierten Sedimentgesteinstypen müssten dementsprechend eine Kristallisationsstruktur besitzen. Kristallisationsstrukturen entstehen ab einer Tiefe, die in Abbildung 6 der Prozess der Rekristallisation zugeordnet wird.

Die beschriebenen Strukturtypen sind als Endglieder zu betrachten. Dementsprechend können Kombinationen und Übergänge aller genannten Strukturen auftreten. Veränderlich-feste Gesteine müssen auf Grundlage von Osipov (1975) v. a. Kondensations- und Kristallisationsstrukturen aufzeigen.

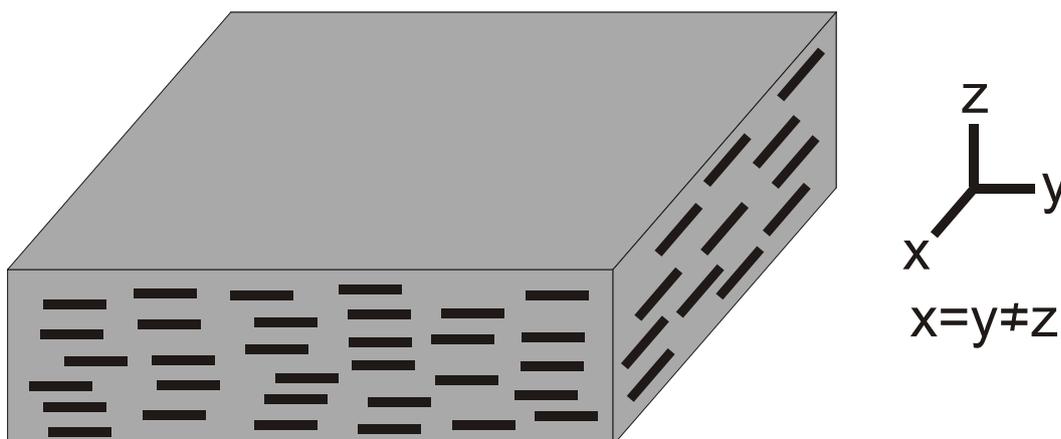


Abbildung 7: Darstellung einer transversal-isotropen Materie

Mechanisch können tonreiche Sedimentgesteine als transversal-isotrope Materie beschrieben werden (Bock 2001; Yu et al. 2014; Chen et al. 2016). Das heißt, dass die Eigenschaf-

ten in der x-y-Ebene in allen Richtungen gleich sind und sich rechtwinklig, d. h. in der z-Achse, dazu unterscheiden (Abbildung 7).

Dies hat Auswirkungen auf die experimentellen Untersuchungen sowie auf die Interpretation deren Ergebnisse (Bock 2001; Islam und Skalle 2013). So reagiert ein Tonstein parallel zu den Schichtflächen steifer (höherer Elastizitätsmodul) als senkrecht dazu, da sich die Ebene der Schichtflächen besser zusammendrücken lässt. Die Kohäsion wiederum ist senkrecht zu den Schichtflächen größer als parallel zu jenen. Dies hängt damit zusammen, dass Schichtflächen natürliche Schwächezonen im Gestein darstellen. Die Durchlässigkeit ist in der Ebene der Schichtflächen größer als senkrecht dazu, da die Schichtflächen als bevorzugte Wasserwegigkeiten agieren. Die Zugfestigkeit ist in z-Richtung kleiner, da die schwächeren Bindungen zwischen den Schichtflächen beansprucht werden. Ein größerer Porenwasserdruckaufbau in z-Richtung kann damit erklärt werden, dass die Kompressibilität in dieser Richtung größer ist und somit ein höherer Porenwasserdruck entsteht als in der xy-Ebene, die insgesamt steifer reagiert. In Tabelle 4 sind verschiedene, geomechanische Eigenschaften und ihre relativen Größen in ihrem transvers-isotropen Verhalten in Tonsteinen aufgeführt.

Tabelle 4: Geomechanische Parameter in Abhängigkeit der Messrichtung in einer transversal-isotropen Materie

Größe	Vergleich xy-Ebene und z-Richtung
Elastizitätsmodul	$xy > z$ (Bock 2009; Islam und Skalle 2013)
Kohäsion	$xy > z$ (Bock 2009)
Reibungswinkel	$xy > z$ (Bock 2009)
Durchlässigkeit	$xy > z$ (Bock 2009)
Poissonzahl	$xy > z$ (Bock 2009)
Zugfestigkeit	$xy > z$ (Bock 2009)
Einaxiale Druckfestigkeit	$xy < z$ (Bock 2009)
Schermodul	$xy < z$ (Marschall et al. 2016)
Porendruckaufbau	$xy < z$ (Wild et al. 2015a)
lineare Schrumpfung	$xy < z$ (Lempp 1979)

Um die **Struktur** von Ton- und Schluffsteinen vollständig beschreiben zu können, muss diese **über mehrere Skalen** hinweg betrachtet werden (Abbildung 8). Auf der Makroebene werden Schichtung, Klüfte, Foliation etc. sichtbar. Die Mesoebene baut sich aus Ton-Wasser-Kompositen und Klasten auf, welche hauptsächlich aus Nicht-Tonmineralen wie Quarz, Feldspat, Calcit oder Pyrit bestehen. Auf dem Niveau der Mikroskala werden einzelne Tonpartikel und deren Anordnung sowie Mikroporen (Interpartikelporen) sichtbar. Die Nanoebene setzt sich aus den Schichten der einzelnen Tonplättchen und Nanoporen (Intrapartikelporen) zusammen. Zwischen den Schichten bzw. Tonmineraloberflächen lagern sich Schichten gebundenen Wassers an.

Poren im Gestein werden nach ihrer Größe klassifiziert. Ondrasik und Kopecky (2014) unterscheiden Nano-, Mikro-, Makro- und Bulkporen. Nanoporen (<50 nm) enthalten zwar zum Großteil adsorbiertes Wasser, seien aber hydraulisch nicht aktiv. Mikroporen (0,05 bis 100 μm) sind ebenfalls hauptsächlich mit adsorbiertem Wasser gefüllt, sind jedoch im Ge-

gensatz zu den Nanoporen hydraulisch aktiv. Makroporen (0,1 bis 1 mm) enthalten einen signifikanten Anteil freies Wasser sowie Kapillarluft. Bulkporen (>1 mm) enthalten nahezu ausschließlich freies Wasser.

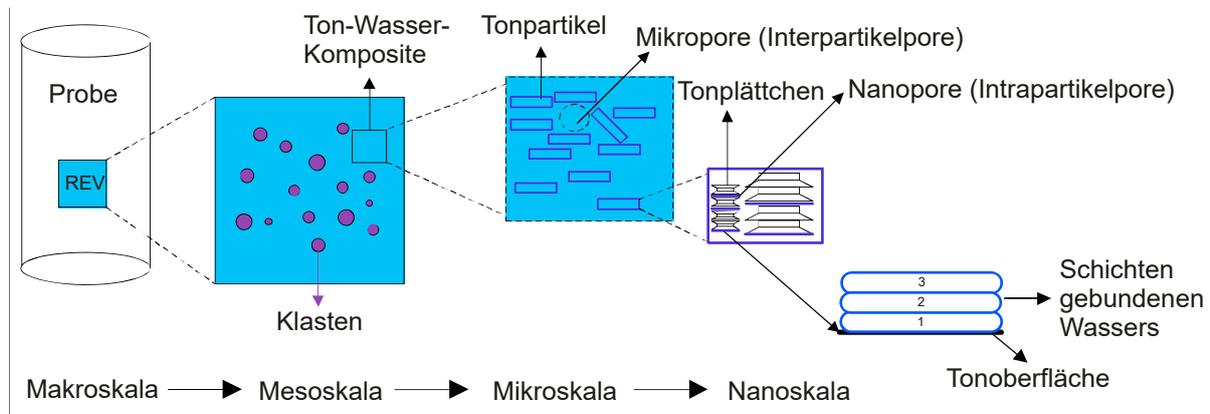


Abbildung 8: Betrachtung der Struktur eines Tonsteins über verschiedene Skalen (Li und Wong 2016), REV – Repräsentatives Elementarvolumen

2.3 Zerfallsmechanismen

Das Wesen der veränderlich-festen Gesteine wird v. a. durch deren Zerfallsneigung bestimmt. Die Kenntnis der Zerfallsprozesse ist von entscheidender Bedeutung bei der Planung von Probeentnahmen und der Probenbehandlung im Labor, damit der In-situ-Zustand möglichst erhalten bleibt. Daher folgt eine Übersicht und Erläuterung verschiedener Zerfallsmechanismen. Allerdings sind nicht alle in der Literatur aufgeführten Zerfallsprozesse spezifisch für veränderlich-feste Gesteine. Deshalb schließt eine zusammenfassende Beurteilung der wichtigsten Zerfallsprozesse das Kapitel ab.

Keil (1954) hat den Zerfall veränderlich-fester Gesteine der Wechselwirkung des Kristallgitters mit Wasser zugeordnet. Beeinflusst werde dieser Prozess durch die Gitterenergie eines Kristalls (bei Keil [1954] definiert als echte Kohäsion) und die Oberflächenenergie (bei Keil [1954] definiert als Adhäsion) sowie deren Verhältnis zueinander. Übersteigt die Oberflächenenergie die Gitterenergie des Kristalls und dominiert somit die Wechselwirkung des Kristalls mit Wasser. So tritt die Oberflächenenergie als Adhäsionskraft in Erscheinung und somit auch als kapillare Druckkraft. Dies trifft auf die meisten Mineralphasen veränderlich-fester Gesteinen zu. Je stärker die Wechselwirkung zwischen Mineral und Wasser ist, desto größer sind die Möglichkeiten der Störung des Kristallgitters und somit auch die Wasserempfindlichkeit bis hin zum Zerfall. Darüber hinaus spielt die Porosität eine wichtige Rolle.

Der Zerfall von veränderlich-festen Gesteinen tritt also in Wechselwirkung mit Wasser auf. Abhängig von der Struktur, dem Grad der Verfestigung bzw. Diagenese, den In-situ-Bedingungen, der Mineralogie, des Verwitterungsgrades und der geologischen Vorprägung können in unterschiedlichem Maße unterschiedliche Zerfallsprozesse eine Rolle spielen. Das Gestein zeigt je nach den Umständen keine Reaktion bis hin zum völligen Zerfall (Abbildung 9).

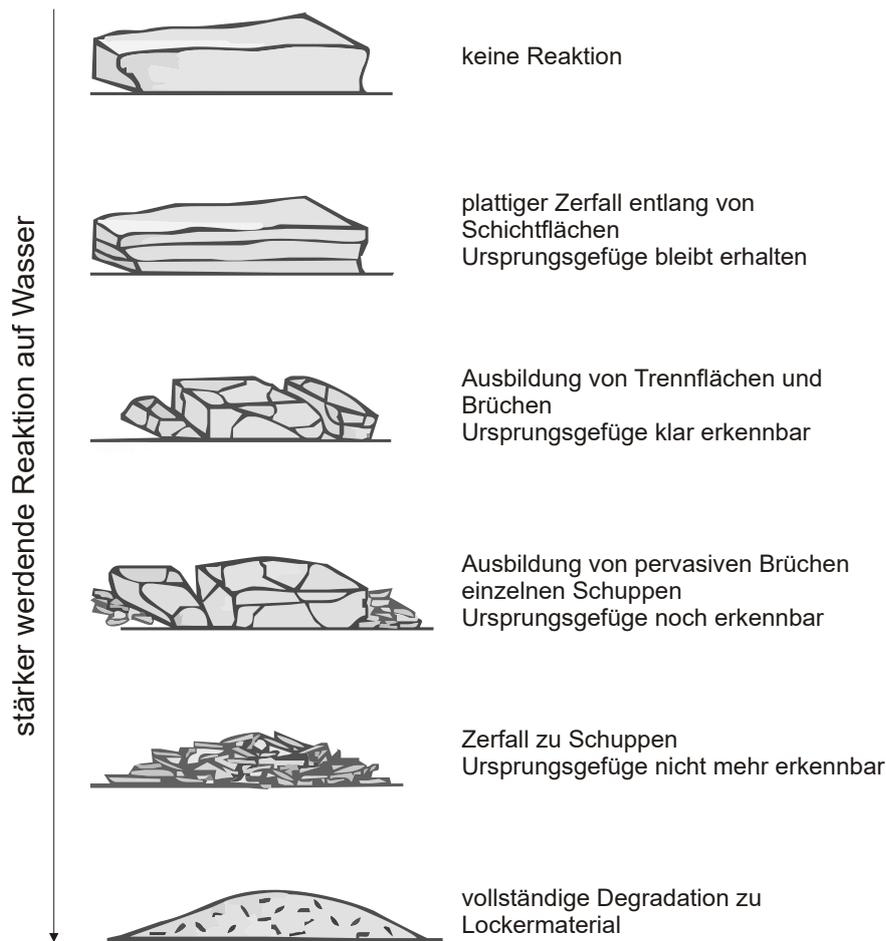


Abbildung 9: Unterschiedliche Reaktion von veränderlich-festen Gesteinen bei Kontakt mit Wasser (Potter et al. 2005)

Die in der Literatur am häufigsten zitierten Zerfallsmechanismen sind (1) Porenluftkompression (Lempp 1981; Taylor und Smith 1986; Schmitt et al. 1994; Czerewko und Cripps 2006), (2) osmotische Vorgänge (Noy et al. 2003; van Oort 2003; Simpson und Dearing 2000; Ondrasik und Kopecky 2014), (3) Quell- und Schwellvorgänge (Kolymbas 1998; Wittke et al. 2004; Siboyabasore 2006) und (4) Saugspannungsunterschiede (Bönsch 2006). In einer Übersichtsarbeit zählen Jeremias et al. (2020) den physikalischen Zerfall sowie mineralogische und chemische Effekte durch den Kontakt mit Wasser und Luft (sprich: Porenluftkompression, osmotische Vorgänge) und die Entstehung von Klüften infolge einer Entlastung als wichtige Zerfallsmechanismen auf.

Die **(1) Porenluftkompression** ist ein mehrstufiger Prozess (Abbildung 10). Während des Trocknungsvorgangs wird durch die Abgabe von Wasser eine Saugspannung induziert, die den Porenraum kontrahieren lässt und zunächst eine (nahezu) vollständige Sättigung gewährleistet. Im weiteren Trocknungsverlauf kann die Verkleinerung des Porenraums den Wasserverlust nicht mehr kompensieren. Dann ist der Lufteintrittspunkt (Punkt, ab dem Luft in eine Pore eindringen kann und die Sättigung sinkt) erreicht und die Sättigung des Gesteins beginnt zu sinken. Gleichzeitig entstehen Trockenrisse (Schmitt et al. 1994), in die Luft eindringen kann. Wenn das tonreiche Sedimentgestein anschließend mit Wasser in Kontakt kommt, wird aufgrund der hohen Saugspannungen das Wasser schneller in den Riss trans-

portiert als die Porenluft entweichen kann. Dadurch wird die Porenluft komprimiert und der Porenluftdruck im Riss steigt an. Überschreitet der Porenluftdruck die Zugfestigkeit des Gesteins, so kann der Riss sich weiter ausbreiten und das Gestein wird weiter entfestigt (Terzaghi 1936; Lempp 1979; Taylor und Smith 1986; Morgenstern 1990).

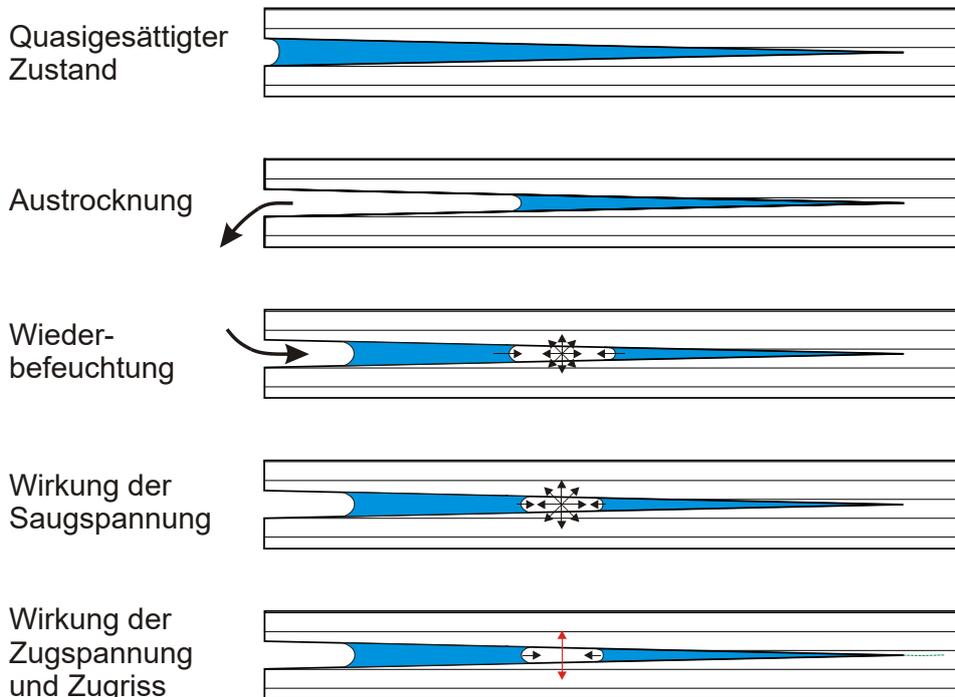


Abbildung 10: Porenluftkompression in einem veränderlich-festem Gestein

Die **(2) Osmose** ist eine gerichtete Teilchenbewegung von niedrigerer zu höherer chemischer Konzentration bzw. von höherem zu niedrigerem chemischem Potential (Neigung eines Stoffes, chemisch zu reagieren z. B. den Aggregatzustand zu ändern oder sich zu lösen). Grundlage ist die Existenz zweier Reservoirs mit unterschiedlichem chemischem Potential und einer semipermeablen Membran, die diese voneinander trennt und nur einen selektiven Teilchenaustausch zulässt. Die Stärke des Antriebs der Osmose ist die Größe der Unterschiede im chemischen Potential der beiden Reservoirs. Dieses Potential ist u. a. abhängig von Temperatur, Druck, Konzentration bzw. Stoffmenge und der Entropie (Anzahl der Möglichkeiten der Teilchen eines Stoffes oder Systems sich unterschiedlich anzuordnen). Ein hohes chemisches Potential bildet sich aus, wenn die Stoffmenge in einem System gering ist. Sind in einer Lösung viele Ionen gelöst, so ist der Sättigungsgrad der Lösung relativ hoch und es können nur noch wenige Ionen aufgenommen werden, bevor Salze ausfallen. Das Reservoir mit der hochkonzentrierten Lösung besitzt somit ein geringes chemisches Potential. Sind in der Lösung im Ausgangszustand nur wenige Ionen gelöst, kann diese Lösung dementsprechend mehr Ionen aufnehmen und besitzt somit ein hohes chemisches Potential. Bei der Osmose bewegen sich Ionen und Teilchen zwischen zwei Reservoirs entlang dieses Potentialunterschieds, also von der niedrigen hin zur hohen Konzentration. Dadurch steigt in dem Reservoir niedrigen chemischen Potentials der Druck. Diese Druckerhöhung wird osmotischer Druck genannt. Solange die Reservoirs mit unterschiedlichem

chemischem Potential durch die semipermeable Membran aufrechterhalten werden, läuft der Vorgang der Osmose weiter.

Erste Vermutungen, dass in tonreichen Sedimentgesteinen osmotische Vorgänge stattfinden, stammen von Sitter (1947). In Young und Low (1965) wurde besonders die Funktion der Tonminerale als semipermeable Membranen hervorgehoben, welche entscheidend ist für den Vorgang der Osmose.

Die unterschiedlichen chemischen Potentiale zweier Reservoirs in tonreichen Sedimentgesteinen bilden sich auf zwei Arten aus. Zum einen besitzen die Porenlösung und die externe Lösung (z. B. Regenwasser, Bohrspülung oder Grundwasser) eine unterschiedliche Zusammensetzung (Simpson und Dearing 2000). Zum anderen unterscheidet sich die Zusammensetzung des adsorbierten Wassers an den Tonmineraloberflächen und der externen Lösung. Diese unterschiedlichen Konzentrationen führen zu Unterschieden in den chemischen Potentialen der externen Lösung und der Porenlösung bzw. des adsorbierten Wassers (Ondrasik und Kopecky 2014).

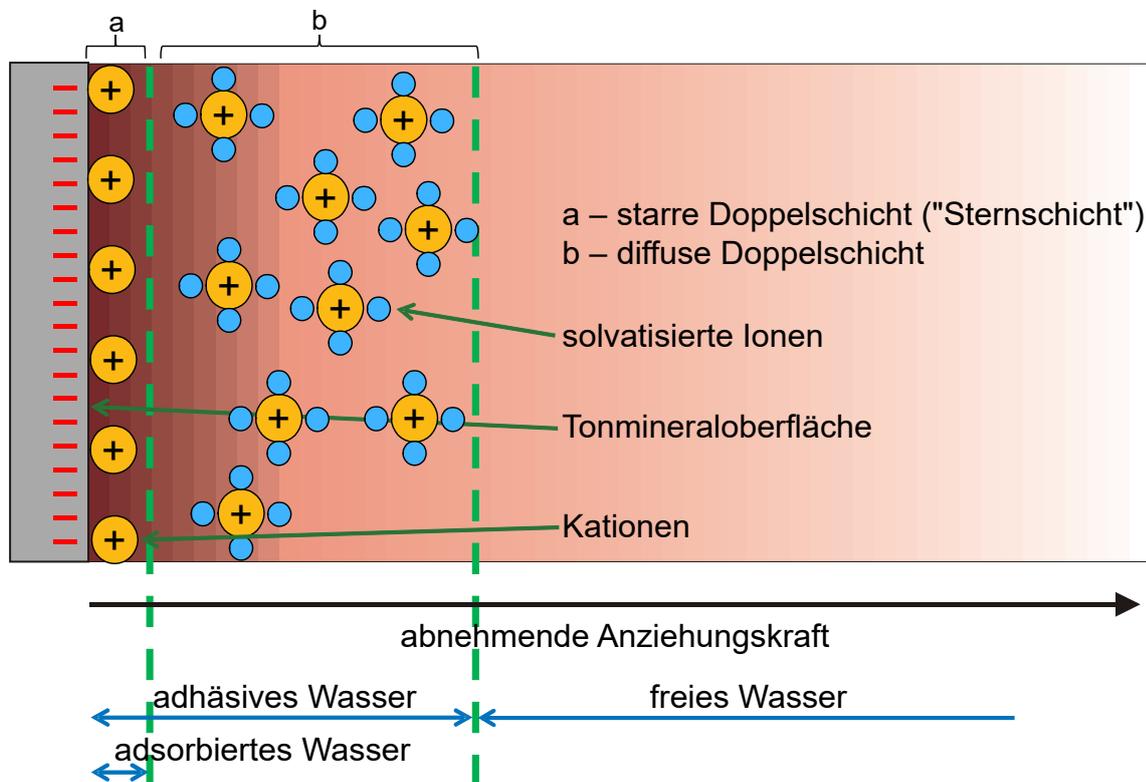


Abbildung 11: Schematisierte Darstellung der elektrochemischen Doppelschicht

Die Funktion der semipermeablen Membran übernehmen die Tonminerale. Sie besitzen eine negativ geladene Oberfläche, von der ein Ladungsfeld ausgeht. Durch die Anlagerung von Wassermolekülen und Ionen versucht das System, diesen negativen Ladungsüberschuss an der Tonmineraloberfläche auszugleichen. Dabei kommt es zu einer Ausbildung einer elektrochemischen Doppelschicht (Abbildung 11). Diese besteht aus einer starren Schicht und einer diffusen Schicht. Die starre Schicht baut sich aus direkt an der negativ geladenen Tonmineraloberfläche anhaftenden Kationen auf. Die diffuse Schicht setzt sich aus solvatisierten Ionen und Wassermolekülen zusammen, deren Beweglichkeit durch das Ladungsfeld der

Tonmineraloberflächen gehemmt ist (Noy et al. 2003). Mit zunehmendem Abstand sinkt der Einfluss der negativ geladenen Tonmineraloberflächen auf die solvatisierten Ionen und Wassermoleküle (Reeves et al. 2006; Gonçalves et al. 2010). Daher kann im Porenraum von tonreichen Partien zwischen adsorbiertem, das Teil des adhäsiven Wassers ist, und freiem Wasser unterschieden werden (Abbildung 11). Liegen zwei Tonmineraloberflächen dicht genug beieinander, entsteht aufgrund des Überschusses an negativer Ladung eine raumdeckende Ladungsverteilung (Abbildung 12). In diesem Ladungsfeld werden selektiv geladene Ionen zurückgehalten und die neutral geladenen Wassermoleküle hindurchgelassen (Noy et al. 2003). Diagenetisch verfestigte Tone stellen aber keine ideale semipermeable Membran dar, sodass Diffusionsprozesse der durch die Osmose hervorgerufene Teilchenbewegung entgegenwirken (Simpson und Dearing 2000). Die Funktion der Tonminerale als semipermeable Membran ist dennoch so gut, dass osmotische Vorgänge initiiert werden können.

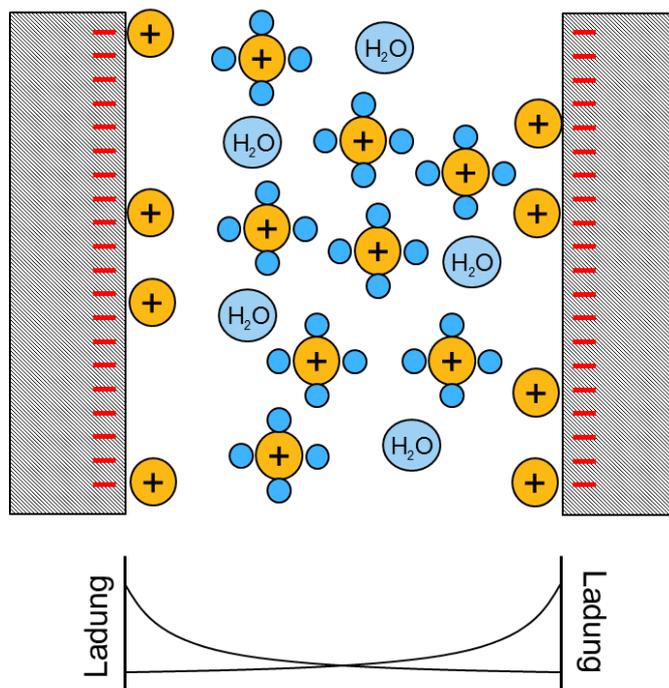


Abbildung 12: Darstellung der raumdeckenden Ladungsverteilung zwischen zwei Tonmineraloberflächen

In kleinen Poren ist der relative Anteil an adsorbiertem Wasser höher als in größeren Poren. Dadurch ist der Anteil an adsorbiertem Wasser in Tonsteinen größer als in grobkörniger Materie wie Sandstein. Das ist entscheidend, da das adsorbierte Wasser aufgrund seiner hohen Konzentration an Ionen ein anderes chemisches Potential besitzt als das freie Wasser und die externe Lösung (Ondrasik und Kopecky 2014). Da mit steigendem Anteil des adsorbierten Wassers der Anteil an hochkonzentrierter wässriger Lösung in tonreichen Sedimentgesteinen steigt, erhöht sich auch der Potentialunterschied zwischen Porenlösung und externer Lösung resultierend in einer Intensivierung der osmotischen Vorgänge. Somit ist es der Anteil der Mikro- und Nanoporen in einem tonreichen Sedimentgestein, der die Neigung zu osmotischen Vorgängen bestimmt.

Aufgrund der Unterschiede in den chemischen Potentialen zwischen Porenlösung und externer Lösung sowie der Wirkung der Tonminerale als halbdurchlässige Membran werden osmotische Vorgänge in tonreichen Sedimenten bei Kontakt mit einer externen Lösung ausgelöst. Dies führt zu einem Teilchenfluss entlang des chemischen Potentialgradienten entweder in die Poren hinein oder aus den Poren heraus. Wenn der Teilchenstrom in die Poren gerichtet ist, entwickelt sich ein Druck in den Poren. Dieser kann so groß werden, dass die Zugfestigkeit des Gesteins überschritten wird und sich Risse bilden. Umgekehrt wird bei einem aus den Poren heraus gerichteter Teilchenstrom zu Schrumpfungerscheinungen führen, sodass ebenfalls Risse entstehen können.

(3) Quell- und Schwellvorgänge tragen ebenfalls zur veränderlichen Festigkeit bei. Der Begriff Quellen wird in Zusammenhang mit Tonmineralen verwendet, während Schwellen sich auf die Umwandlung von Anhydrit zu Gips bezieht (Kolybas 1998). Die Tendenz zu Quellen und Schwellen ist entscheidend von der mineralogischen Zusammensetzung des Gesteins abhängig. Während Zweischichttonminerale wie Chlorite oder Illite nur geringe Schwelltendenzen zeigen, sind diese bei Dreischichttonmineralen der Smektitgruppe, zu denen auch Montmorillonit gehört, umso signifikanter. Unter Wasserkontakt kommt es bei bestimmten Mineralen zu einer Mineralumwandlung. So reagieren unter einer hohen Volumenzunahme Anhydrit zu Gips (Volumenzunahme um 61 %) und Olivin zu Serpentin (Volumenzunahme um 20 bis 40 %).

In Tonen existieren zwei Arten von Quellvorgängen: die innerkristalline Quellung und die osmotische Quellung (Wittke et al. 2004; Siboyabasore 2006). Bei der innerkristallinen Quellung dringt Wasser zwischen die einzelnen Tonmineralschichten, wobei sich die Wassermoleküle als Dipole mit ihrem negativen Ladungsschwerpunkt zu den Zwischenschicht-Kationen orientieren und somit die elektrostatische Wechselwirkung zwischen den Tonmineraloberflächen schwächen, wodurch sich deren Abstand und das Volumen erhöht. Das osmotische Quellen wird von osmotischen Vorgängen gesteuert. Infolge der höheren Ionenkonzentration in den Zwischenräumen der Tonmineralschichten als in der direkten Umgebung entsteht ein Gradient im chemischen Potential entlang dessen sich Wassermoleküle in die Zwischenschichten bewegen. Dort kommt es zur Volumenvergrößerung und zum Quellen. Wenn der Quellvorgang einsetzt, hat dies direkte Auswirkungen auf die geotechnischen Eigenschaften des Gesteins. So verringert sich z. B. die Festigkeit und Steifigkeit während der Wassergehalt und das Volumen zunehmen.

Eine Sonderstellung nehmen Basalte ein. Abhängig von ihrer mineralogischen Zusammensetzung sind sie ebenfalls als veränderlich-feste Gesteine einzuordnen. Der Unterschied zu tonreichen Sedimentgesteinen liegt v. a. im relativ langen Zeitraum des Zerfalls, der einige Monate betragen kann, aber dennoch als baustellenrelevant einzustufen ist. Der sogenannte Sonnenbrenner-Basalt zerfällt infolge eines Quelldruckes, der durch die Umwandlung von Nephelin ($\text{Na}_3\text{K}[\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{16}]$) und Leucit ($\text{K}[\text{AlSi}_2\text{O}_6]$) in Analcim ($\text{Na}[\text{Si}_2\text{Al}]\text{O}_6 \cdot \text{H}_2\text{O}$) ausgelöst wird (Zagożdżon 2002). Basalte mit hohem Olivinegehalt bzw. Anteilen von Smektit und/oder Zeolithen sind ebenfalls gefährdet, da sich Olivin unter Anwesenheit von Wasser zu Serpentin umwandelt und infolge der Volumenvergrößerung ein Quelldruck aufbaut. Smektite und Zeolithe entwickeln bei Zutritt von Wasser einen sehr hohen Quelldruck durch den Einbau

von Wassermolekülen in Zwischenschichten bzw. in das Atomgitter. Ebenfalls anfällig für diese Art von Zerfall sind Gesteine, die Anhydrit enthalten.

Nach Bönsch (2006) sollen ebenfalls **(4) Saugspannungsunterschiede** beim Zerfall eine Rolle spielen. Infolge von außen nach innen fortschreitender Verwitterung von veränderlich-festen Gesteinen entstehen Bereiche mit unterschiedlichen Porengrößen. Die verwitterten Bereiche werden aufgelockert und verfügen dementsprechend über einen größeren Porenraum als die unverwitterten Bereiche. Die Auflockerung ist vor allem auf die Zerstörung der parallelen Anordnung der Tonminerale zurückzuführen. In den noch frischen Bereichen sind die Tonminerale nach wie vor schichtparallel angeordnet, wodurch hier kleinere Porenradien vorherrschen. Bei gleicher Änderung des Sättigungsgrades in beiden Bereichen wird im unverwitterten Bereich mehr Wasser transportiert. Dies soll darauf zurückzuführen sein, dass das Korngerüst im unverwitterten Bereich steifer ist und somit weniger Energie durch Volumenarbeit für potentielle Deformationen verloren geht. Diese Energie steht im unverwitterten Bereich noch zum Transport des Kapillarwassers zur Verfügung. Durch die größeren Poren und den Verlust an Energie während des Wassertransports baut sich die Saugspannung im verwitterten Bereich relativ gleichmäßig ab, wohingegen diese sich im unverwitterten Bereich ungleichmäßig dissipiert. Dadurch entstehen Unterschiede in der Saugspannung benachbarter, unverwitterter Bereiche, wodurch sich eine Zugspannung im Gestein aufbaut. Diese führt zur Deformation des Korngerüsts, wodurch dieses Versagen kann, wenn dessen Festigkeit überschritten wird.

Neben diesen Vorgängen spielen bei tonreichen Sedimentgesteinen **weitere Zerfallsmechanismen** eine Rolle wie die Rissenergiereduktion, Kapillarspannungserniedrigung, Porenwasserdruckanstieg, Reibungsreduktion sowie chemischer und korrosiver Angriff. Einen Überblick gibt van Eeckhout (1976).

Die Grundlage der **Rissenergiereduktion** bildet das Risskriterium nach Griffith (1921):

$$\sigma_t = \left(\frac{2E * \gamma}{\pi * c_0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

σ_t – Zugspannung, die nötig ist, um einen Riss zu erzeugen

E – Elastizitätsmodul

γ - Oberflächenenergie

c_0 – Hälfte der Ausgangs-Risslänge

Infolge der Benetzung eines Risses mit Wasser wird die Oberflächenenergie herabgesetzt und somit auch die Zugspannung, die nötig ist, um einen Riss zu erzeugen bzw. diesen weiter wachsen zu lassen (van Eeckhout 1976; Vergara und Triantafyllidis 2016).

Die **Erniedrigung der Kapillarspannung** kann ebenso zum Zerfall beitragen (van Eeckhout 1976). Solange der Wasserdruck in der Gasphase (meist Luft) größer ist als der Gasdruck des Wassers im Gestein (z. B. bei hoher Luftfeuchtigkeit), wird das Wasser in der Gasphase in das Gestein migrieren und dort an der Wasserphase im Gestein kondensieren. Dies führt zu einer Erniedrigung der Saugspannung, da die Wassersättigung des Gesteins erhöht wird. Damit nimmt der Stabilisierungseffekt der Saugspannung ab und die Gesteinsfestigkeit sinkt.

Der **Porenwasserdruckanstieg** geht nach van Eeckhout (1976) vor allem auf die Ausübung eines äußeren Drucks auf die Probe aus. Nach dem Konzept der effektiven Spannungen erhöht sich durch eine zusätzliche Belastung der Porendruck während die effektiven Spannungen sinken und somit die Festigkeit der Materie herabsetzen.

Die **Reibungsreduktion bei erhöhtem Sättigungsgrad** in Form der Erniedrigung des Haftreibungskoeffizienten bezieht sich auf schon existierende Klüfte. Dieser Effekt ist nach Wiid (1967) aber nur sehr schwach ausgeprägt.

Chemischer und korrosiver Angriff tritt bei wasserlöslichen Mineralen auf. Dies kann z. B. bei Karbonatmineralen als Teil des Zements auftreten. Machen diese einen größeren Anteil der Zusammensetzung aus, kann der Lösungsvorgang zum Zerfall des Gesamtgesteins beitragen. Bei Anwesenheit von Pyrit (FeS_2) kann unter Zugabe oxidierender Wässer Schwefelsäure entstehen, die durch ihre korrosive und lösende Wirkung die Struktur des Gesteins schwächt. Zudem können Sulfatminerale wie Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) oder Jarosit ($\text{KFe}_3[(\text{OH})_6(\text{SO}_4)_2]$) ausfallen und zu einer Expansion beitragen, was zu Zugrissen im Gestein führen kann (Czerewko und Cripps 2006).

Die bisher beschriebenen Mechanismen müssen für die Entwicklung einer Probeentnahme-Strategie in ihrer Gesamtheit betrachtet und bewertet werden. Ein Prozess allein reicht nicht aus, um alle Beobachtungen im Zusammenhang mit dem Zerfall von tonreichen Sedimentgesteinen zu erklären. Taylor und Smith (1986) sind zu ähnlichen Schlussfolgerungen gekommen.

Die Erniedrigung der Kapillarspannung kann konzeptionell in das Modell der Porenluftkompression eingegliedert werden. Die Erhöhung des Porenwasserdrucks infolge der Wirkung eines äußeren Druckes einhergehend mit der Erniedrigung der effektiven Spannungen in einem Gestein gilt für alle Gesteinsarten und ist somit nicht indikativ für den Zerfall veränderlich-fester Gesteine. Gleiches gilt für die Rissenergiereduktion. Da nach Wiid (1967) der Effekt der Reibungsreduktion nur sehr schwach ausgeprägt ist, wird dieser beim Zerfall ebenfalls nur eine untergeordnete Rolle spielen. Chemischer und korrosiver Angriff tritt v.a. bei lösungsempfindlichen Gesteinen wie Karbonaten auf. Pyrit ist ein häufig vertretenes Mineral in tonreichen Sedimentgesteinen. Es ist durchaus möglich, dass die durch die Oxidation des Pyrits entstandene verdünnte Schwefelsäurelösung eine entfestigende Wirkung auf feinkörnige Sedimentgesteine ausübt. Allerdings wäre die Konzentration wahrscheinlich gering und die Wirkung lokal sehr begrenzt. Zudem ist es wahrscheinlich, dass durch Anwesenheit anderer Minerale wie Calcit diese Reaktion abgepuffert wird, sodass in Summe der Beitrag des Pyrits zum Zerfall der veränderlich-festen Gesteine vermutlich nur eine untergeordnete Rolle spielt.

Osmotische Vorgänge spielen v. a. in größeren Tiefen eine Rolle, in denen mit stark salzhaltigen Grundwässern gerechnet werden muss. Der Unterschied im chemischen Potential zu einer externen Lösung (z. B. Bohrspülung) ist hier der entscheidende Faktor, der zum Einsetzen der Osmose und zum Zerfall führt. Die Bedeutung der Osmose als Zerfallsmechanismus nimmt in Richtung Erdoberfläche stark ab, da ab dem Grundwasserschwankungsbereich Feucht-Trocken-Wechsel und die Porenluftkompression die osmotischen Vorgänge überlagern. Über geologische Zeiträume hinweg besteht die Möglichkeit, dass sich in Oberflächennähe zwischen dem Porenwasser des tonreichen Sedimentgesteins und dem Grund-

und Regenwasser ein chemisches Gleichgewicht ausbildet und die Unterschiede im chemischen Potential als Triebkraft der Osmose sehr gering werden. Die Saugspannungsunterschiede sowie die Porenluftkompression könnten durchaus zusammenwirken und die Festigkeit des Gesteins herabsetzen. Saugspannungsunterschiede können in sehr feinkörnigen Sedimentgesteinen entstehen. Es stellt sich aber die Frage, ob diese ausreichend groß sind, um einen Zerfallsvorgang zu initiieren. Möglicherweise unterstützen sie stattdessen nur den Zerfallsvorgang in bereits vorgeschädigten Bereichen. Quell- und Schwellvorgänge sind bei entsprechender mineralogischer Zusammensetzung des Gesteins von Bedeutung. Bei Anwesenheit von quellfähigen Tonmineralen, Anhydrit etc. können diese in Anwesenheit von Wasser eine Volumenvergrößerung erfahren und infolge des sich aufbauenden Quell- bzw. Schwelldrucks Risse im Gestein erzeugen, die dann als Angriffspunkt für weitere Zerfallsmechanismen fungieren. Die wichtigsten Zerfallsmechanismen in Bezug auf veränderlich-feste Gesteine sind demnach die Porenluftkompression, osmotische Vorgänge sowie Quellen und Schwellen.

Den beschriebenen Unterschieden aller **Zerfallsmechanismen** zum Trotz, existieren **grundlegende Gemeinsamkeiten** der Prozesse. *Der Ausgangspunkt des Zerfalls ist stets ein natürlich oder künstlich herbeigeführtes chemisches oder physikalisches Ungleichgewicht, welches durch den Zerfallsprozess ausgeglichen wird.* Dabei wird die Zugfestigkeit des diagenetisch verfestigten Korngerüsts überschritten.

Bezogen auf die Probeentnahme ist davon auszugehen, dass die Porenluftkompression den wichtigsten Zerfallsprozess, der in dieser Arbeit zu berücksichtigen ist, darstellt. Daher gilt es während des gesamten Probeentnahmeprozesses vor allem, die Proben feucht zu halten und den In-situ-Wassergehalt zu erhalten.

2.4 Festigkeits- und Steifigkeitsverhalten und der Einfluss des Porenwasserdrucks

Im folgenden Kapitel wird vertieft auf das Festigkeits- und Steifigkeitsverhalten von intakten, veränderlich-festen Gesteinen bei Belastung bis zum Bruch eingegangen. Zentral ist hier die Rolle des Porenwasserdrucks. Dies bildet die theoretische Grundlage für die Versuchsauswertung und die Beantwortung der Forschungsfragen, die für die Entwicklung des Arbeitsablaufs beantwortet werden müssen (Wie groß sind die Einflüsse der Probeentnahme und Probenlagerung auf die Festigkeit? Wie muss ich Proben veränderlich-fester Gesteine behandeln, um die In-situ-Werte möglichst zu erhalten?).

In Bezug auf das Festigkeits- und Steifigkeitsverhalten tonreicher Sedimentgesteine nehmen das Porenwasser und der Porenwasserdruck eine besondere Rolle ein. Vermutungen zur Beeinflussung der Geomechanik feinkörniger Sedimentgesteine durch den Aufbau eines Porenwasserdrucks unter Belastung bestehen schon seit längerer Zeit (u. a. Hardin et al. 1963; Bundesanstalt für Wasserbau 1983).

Die Grundlagen für die Berücksichtigung des Porendrucks in Festigkeitsbetrachtungen für Böden legte Terzaghi (1923) mit dem **Gesetz der effektiven Spannungen**:

$$\sigma' = \sigma_{tot} - u_w \quad (2)$$

Darauf aufbauend formulierte Bishop (1959) eine Gesetzmäßigkeit für teilgesättigte Medien. Dafür erweiterte Bishop die Theorie von Terzaghi um einen „effective stress parameter“ χ :

$$\sigma' = (\sigma_{tot} - u_a) - \chi(u_w - u_a) \quad (3)$$

σ' – effektive Spannung

σ_{tot} – totale Spannung

u_a - Luftdruck

u_w - Porenwasserdruck

χ – Effektiver-Stress-Parameter

Die Prinzipien dieser Arbeiten wurden von verschiedenen Autoren aufgegriffen und für unterschiedliche Anwendungen in Bezug auf poröse Gesteine erweitert (Papamichos et al. 1997; Gens et al. 2006; Vlahinić et al. 2011; Li et al. 2016). Neben Böden unterliegen ebenfalls poröse, gesättigte, permeable Gesteine (was auf veränderlich-feste Gesteine zutrifft) dem Gesetz der effektiven Spannungen (Aristorenas 1992; Oka 1996; Fjær et al. 2008; Zhang 2017). Das Spannungs-Dehnungs- sowie das Bruchverhalten eines Gesteins hängen demnach von den effektiven Spannungen ab. Infolge der geringen Durchlässigkeit tonreicher Sedimentgesteine bauen sich unter Belastung Porenwasserüberdrücke auf, da ein Teil der Gesamtlast, die auf das Gestein einwirkt, auf das Porenwasser übergeht. Die Porenwasserüberdrücke wirken der totalen Spannung entgegen und setzen die effektive Spannung und die Festigkeit herab (Abbildung 13). Der Porendruck wirkt dabei in alle Raumrichtungen, sodass in der τ - σ' -Ebene (Schubspannungs-effektive Normalspannungs-Ebene) nur die Normalspannungen von einer Herabsetzungen betroffen sind, nicht aber die Differenzspannungen (Fjær et al. 2008).

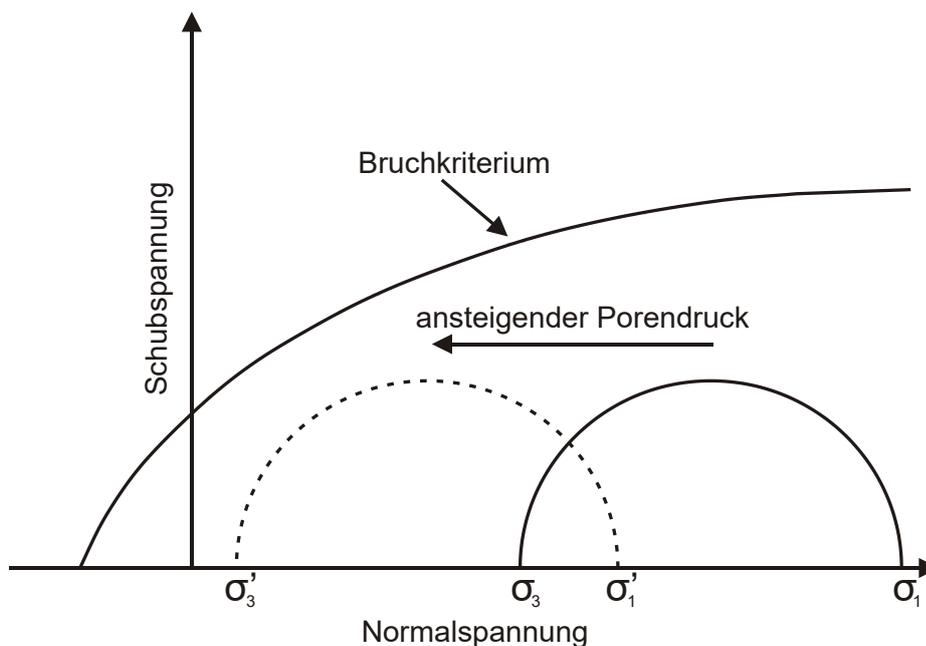


Abbildung 13: Einfluss des Porenwasserdrucks auf den Mohr-Kreis in einem σ - τ -Diagramm (Normalspannungs-Schubspannungs-Diagramm) (Fjær et al. 2008)

Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass mit steigender **Deformationsgeschwindigkeit** der Porendruck stärker ansteigt, da der Aufbau dessen Dissipation übersteigt (Al-Bazali et al. 2008; Nahazanan et al. 2013). Chiu et al. (1983) definierten eine kritische Deformationsrate, unterhalb welcher sich der Porendruck während der Deformation komplett abbauen soll. Oberhalb dieser Grenze kommt es zu Porenwasserüberdruck- und Dilatanzerscheinungen mit anschließender Erniedrigung des Porenwasserdrucks, was eine Steigerung der Festigkeit zur Folge hat. In einer theoretischen Untersuchung stellte Savage (1988) jedoch fest, dass es nicht möglich sei, einen vollständig drainierten Zustand in einem Triaxialversuch zu erreichen. Die Verteilung des Porenwasserdrucks innerhalb der Probe wird sich langfristig immer parabolisch entwickeln. Die größten volumetrischen Dehnungen und Porenwasserdrücke ergeben sich am undrainierten Ende der Probe bzw. in der Probenmitte, wenn beide Enden drainiert sind.

Mit sinkender **Durchlässigkeit** steigt der Porenwasserdruck schneller an, da sich der Porenwasserüberdruck langsamer abbaut als in durchlässigerer, poröser Materie (Al-Bazali et al. 2008).

Das Einsetzen der **Dilatanz** beeinflusst die Entwicklung des Porenwasserdrucks eines tonreichen Sedimentgesteins (s. o.). Ob eine Volumenvergrößerung unter Belastung eintritt oder nicht, sei wiederum abhängig von der Ausgangsfestigkeit des Gesteins. So untersuchten Al-Bazali et al. (2008) zwei unterschiedlich feste Tonsteine, den Arco-Shale und den Pierre I-Shale. Der Pierre I-Shale ist ein Tonstein mit geringer Steifigkeit und hohem Wassergehalt. Der gemessene Porenwasserdruck steigt mit erhöhter Deformationsrate an, wodurch die maximal erreichbare Differenzspannung sinkt. Der Arco-Shale zeichnet sich durch hohe Festigkeiten aus. Hier steigt der entstehende Porendruck mit steigender Deformationsrate. Dies sollte eigentlich zu einem Abfall der Bruchspannung führen, welche allerdings sogar ansteigt. Dieser Effekt wird mit der Wirkung der Dilatanz erklärt. In sehr fester Materie entstehen leichter Mikrorisse durch spröderes Verhalten. Durch die Entstehung von Mikrorissen bildet sich lokal eine Saugspannung, die verfestigend auf das Gestein wirkt.

In Abbildung 14 ist ein idealtypischer Verlauf des Porenwasserdrucks während der Abscherphase eines undrainierten Triaxialversuchs abgebildet. Zunächst steigt der Porendruck simultan mit der Axiallast an bis kurz vor dem Einsetzen der Elastizitätsgrenze. Der nichtlineare Verlauf des Porenwasserdrucks ist abhängig vom Gestein und auf den Beginn des plastischen Fließens bzw. auf die Entstehung von Mikrorissen zurückzuführen (Yoshinaka et al. 1997; Islam und Skalle 2013). Das Ende dieses Abschnittes wird durch einen immer flacheren Verlauf der Kurve bis zu einem Maximalpunkt gekennzeichnet, der etwa mit der Dilatationsgrenze (Punkt, an dem bei steigender Scherspannung das Gestein erstmals an Volumen zunimmt) zusammenfällt. Nach diesem Punkt sinkt der Porendruck bis in den negativen Bereich (Entwicklung einer Saugspannung). Dies ist in der Koagulation von Mikrorissen zu einem Rissnetzwerk begründet, wodurch sich das Porenvolumen vergrößert und der Porendruck sinkt (Islam und Skalle 2013).

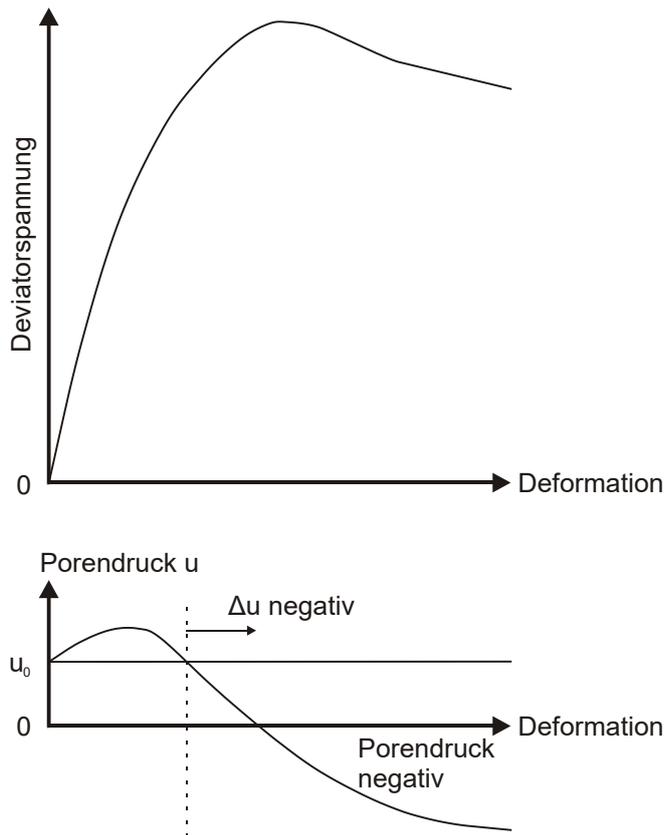


Abbildung 14: Schematischer Verlauf des Porenwasserdrucks während eines undrainierten Triaxialversuchs für einen Ton (Reeves et al. 2006)

Wild et al. (2015a) haben den **Einfluss des Manteldrucks** auf die Entwicklung des Porenwasserdrucks untersucht. Grundsätzlich verlangsamt sich der Anstieg des Porenwasserdrucks mit der volumetrischen Expansion des Gesteins. Mit steigendem Manteldruck wird dieses Verhalten unterdrückt und der Porendruck baut sich auf bis zum Versagen der Probe. Mit sinkendem Manteldruck kommt aber die Dilatation stärker zum Tragen und die Probe kann sich besser verformen. Dies führt zu einer Änderung des Porendrucks, der infolge der Volumenvergrößerung negativ werden und somit unter seinem Ausgangswert zu Versuchsbeginn liegen kann. Die Entwicklung des Porendrucks im Tonstein ist aufgrund seiner anisotropen Struktur richtungsabhängig. Dies gilt besonders für geringe Manteldrücke.

Wenn die **Sättigung** eines Gesteins nicht vollständig gewährleistet ist, treten Kapillar- bzw. Saugspannungseffekte auf, die einen negativen Porenwasserdruck bewirken, der sich zunächst stabilisierend auf das Gefüge auswirkt. Die Saugspannung hat einen großen Einfluss auf die geotechnischen Eigenschaften tonreicher Sedimentgesteine über ein weites Spektrum der Sättigung (Abbildung 15). Die untere Grenze definiert sich an dem Punkt, wo das Porenwasser nur noch einzelne Bereiche der Partikel bedeckt und keine Menisken mehr zwischen den Kornoberflächen bildet. Dementsprechend kann sich kein Saugspannungseffekt einstellen. Die obere Grenze ist die vollständige Sättigung des Porenraums, da hier keine Kapillarkräfte und somit keine Saugspannung wirken können (Schmitt et al. 1994). Für teilgesättigte Bedingungen ist aufgrund der Saugspannungseffekte die Steifigkeit erhöht und die volumetrische Deformation verringert (Islam und Skalle 2013).

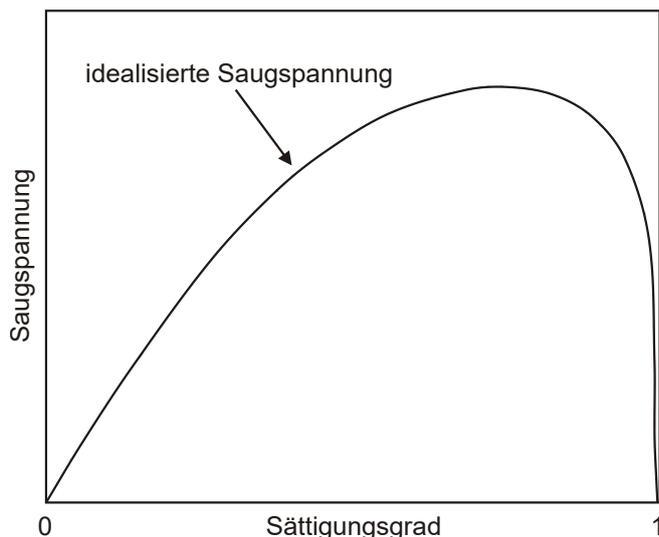


Abbildung 15: Idealierte Saugspannungskurve (Zhang et al. 2017)

Eine schematische **Spannungs-Verformungs-Kurve** für Fels ist in Abbildung 16 aufgeführt. Der Abschervorgang beginnt mit der Schließung (Mikro)-Rissen und Klüften (Abschnitt I). Dies führt zu einer relativ hohen Deformation bei noch geringen Deviatorspannungen. Der zweite Bereich zeichnet sich durch elastisches Materieverhalten aus, bei dem kaum strukturelle Veränderungen auftreten. Zudem erhöht sich die Steifigkeit ($\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$). Im dritten Bereich wird die Spannungs-Verformungs-Kurve immer flacher bis zur Peakfestigkeit, bei der die maximale Deviatorspannung erreicht wird. Das Gestein beginnt aufgrund sich entwickelnder Mikrorisse und deren beschleunigender Entwicklung plastisch zu reagieren. Im vierten Abschnitt der Kurve bilden sich Makrorisse durch die Koagulation von Mikrorissen aus und die Deviatorspannung sinkt. Dies schreitet fort, bis im fünften Abschnitt die Residual- bzw. Restfestigkeit mit einhergehendem Gleiten entlang einer Scherfuge erreicht wird (Fecker und Reik 1996).

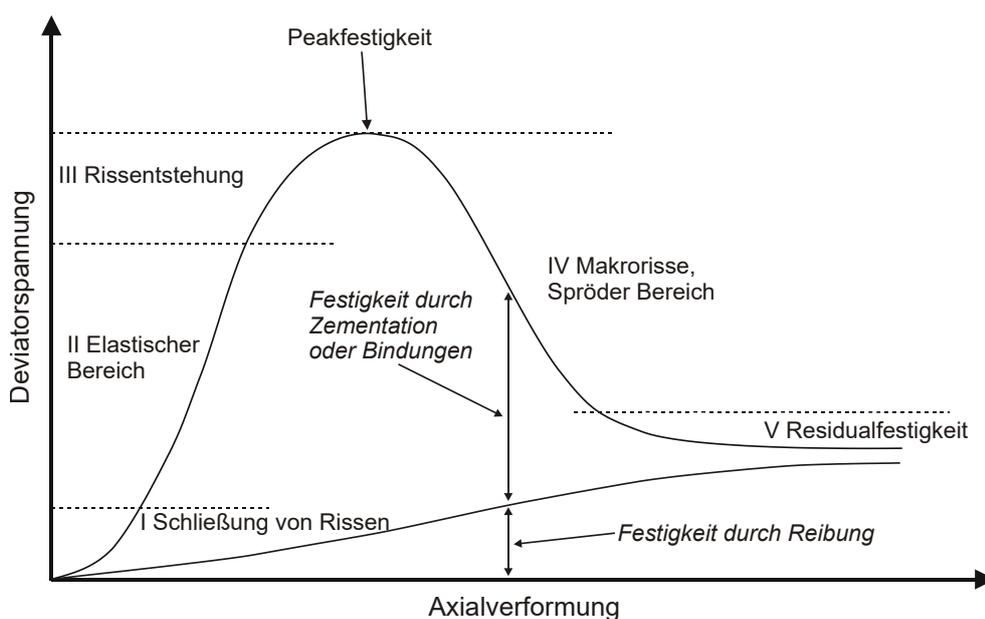


Abbildung 16: Phasen einer Spannungs-Verformungs-Kurve (Goodman 1989; Adachi und Oka 1997)

Es ist zudem ersichtlich, dass sich die Gesamtfestigkeit aus der Reibung und aus der Zementation bzw. Kohäsion zusammensetzt (Adachi und Oka 1997). Bis zur Bruchfestigkeit dominiert die Festigkeit durch Zementation und Kohäsion. Nach der Peakfestigkeit erhöht sich der Anteil der Reibungsfestigkeit an der Gesamtfestigkeit. Wenn das Gestein beginnt zu versagen, sinkt die Gesamtfestigkeit und es bilden sich Scherfugen aus, auf denen eine Reibung einsetzen kann. Ab diesem Zeitpunkt steigt die Reibungsfestigkeit an, kann aber den Gesamtfestigkeitsverlust nicht ausgleichen, sodass sich die Reibungsfestigkeit der Restscherfestigkeit asymptotisch annähert. Nach Giger et al. (2018) unterscheiden sich die Scherwerte von Peak- und Residualfestigkeiten hauptsächlich nur in der Kohäsion. Der Reibungswinkel bleibt in etwa gleich.

3 Stand der Probeentnahmetechnik für veränderlich-feste Gesteine

Die Gewinnung qualitativ hochwertiger Proben veränderlich-fester Gesteine stellt eine besondere Herausforderung dar. Mit „hochwertig“ ist in diesem Zusammenhang das Erreichen der Probeentnahme-Kategorie A nach DIN EN ISO 22475-1:2007-01 gemeint. Die Proben müssen nach der Entnahme noch so beschaffen sein, dass Versuche zur Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit durchgeführt werden können.

Im Folgenden wird eine **chronologische Übersicht über die bisherigen Normen und wissenschaftlichen Arbeiten** zu diesem Thema gegeben. Normen befassen sich meist nur sporadisch mit den besonderen Charakteristiken der veränderlich-festen Gesteine. Wissenschaftliche Publikationen beschäftigten sich bis in die 1990er Jahre ebenfalls nur vereinzelt mit diesem Thema. Anschließend werden die Empfehlungen aus Normen und Publikationen bewertet und auf ihre Eignung für die Probeentnahmevarianten in dieser Arbeit geprüft. Die Faktoren, die über eine erfolgreiche Probeentnahme von veränderlich-festen Gesteinen entscheiden, umfassen die Wahl des Bohrverfahrens, die eingesetzte Bohrspülung, das gewählte Entnahmeverfahren sowie die anschließenden Bedingungen des Transports und der Lagerung.

3.1 Normen

In der DIN EN ISO 22475-1:2007-01 ist die Probeentnahme von Boden, Fels und Grundwasser geregelt. Der Begriff veränderlich-feste Gesteine wird allerdings nicht verwendet. Stattdessen wird die Bezeichnung „weicher, erosiver, wasserempfindlicher Fels“ genutzt. Es ist davon auszugehen, dass damit veränderlich-feste Gesteine gemeint sind. Der Ausdruck „weich“ ist allerdings irreführend, da diese einen breiten Interpretationsspielraum bietet und veränderlich-feste Gesteine im Sinne einer Steifigkeit nicht zwangsläufig „weich“ reagieren. Zur Gewinnung veränderlich-fester Gesteine werden Einfach-, Doppel- und Dreifachkernrohr-Verfahren vorgeschlagen. Darüber hinaus werden Hinweise zur Wahl von geeigneten Bohrkronen (Wolfram-Karbid-Besatz, geotechnischer Sägezahn-Karbid-Besatz, polykristalliner Diamant-Besatz) gegeben. Angaben zur Behandlung von veränderlich-festem Gestein im Speziellen während der Lagerung und des Transports existieren nicht; sondern nur für Fels im Allgemeinen (Tabelle 5).

Tabelle 5: Angaben zum Transport und Lagerung von Felsproben der Entnahmekategorie A

Kriterium	Anweisungen
Transport	Schutz gegen Erschütterung, Stöße, Hitze, Kälte, Temperaturwechsel
	Transport in horizontaler Richtung
	Polsterungsmaterial muss Proben vollständig umhüllen
Lagerung	<u>Versiegelung von gegen Feuchtigkeitsschwankungen empfindlichem Fels</u>
	Lagerung in horizontaler Richtung
	Umschließen der Kerne mit Folie
	Vermeiden von unnötigen Bewegungen
	Kühle Lagerung (idealerweise bei 6 bis 12 °C)
	Feuchtigkeitsgehalt der Umgebungsluft 85 bis 100%

Die Japanische Geotechnische Gesellschaft gab einen technischen Standard zur Entnahme von „soft rock“ heraus (JGS 3211-2003). Empfohlen wird dort ein Dreifachkernbohr-Verfahren mit einem Mindestbohrdurchmesser von 55 mm. Die Bohrkronen sollte einen Diamantbesatz aufweisen. Während des Bohrens darf die Bohrspülung nicht mit dem Kern in Kontakt kommen. Im Verlauf des kompletten Probeentnahmeprozesses muss der Wassergehalt der Probe möglichst konstant gehalten werden. Nach der Entnahme aus dem Liner wird das Oberflächenwasser abgetupft und die Probe mit wasser- und luftdichtem Material umhüllt. Am besten eignen sich eine Kombination aus Klarsichtfolie und Paraffin. Während des Transports und der Lagerung muss der Einfluss von Vibrationen, Temperaturänderungen und Schlägen minimal gehalten werden. Die Lagerung erfolgt in einem speziellen Raum oder Behälter bei konstanter Temperatur und Luftfeuchtigkeit, die sich an den In-situ-Bedingungen orientieren. Die Anforderungen zu Transport und Lagerung stimmen im Wesentlichen mit denen der DIN EN ISO 22475-1:2007-01 überein. Zur Verhinderung der Expansion der Probe sollten die Probenenden in einem steifen Behälter fixiert sein.

Nach der britischen Norm BS 5930:2015 (Code of practice for ground investigations) können als „weak rock“ bezeichnete Gesteine mit einem drückenden Verfahren oder Rotationskernbohr-Verfahren gewonnen werden. Es wird aber auf die potentiell starke Störung der Probe bei drückenden Verfahren hingewiesen. Für Proben der Entnahmekategorie A kann ein Seilkernbohrverfahren mit relativ großem Durchmesser (100 mm) eingesetzt werden. Ein besonderer Vorteil sei die hohe Passgenauigkeit des Bohrkopfes und des Gestänges im Bohrloch. Dadurch werden Vibrationen, die durch den Bohrvorgang an der Oberfläche entstehen und sich über das Gestänge fortpflanzen können, minimiert. Ein weiteres Verfahren für die Gewinnung hochwertiger Proben stellt die Entnahme von Blockproben aus Testschürfen, Stollen etc. dar. Die Probe sollte nach der Entnahme so schnell wie möglich mit einem wasserdichten Material isoliert (z. B. eingewachste Klarsicht- oder Aluminiumfolie) und verpackt werden, um den natürlichen Wassergehalt zu erhalten. Dieselben Empfehlungen werden in der BS 1377-1 (Methods of test for soils for civil engineering purposes. General requirements and sample preparation) aufgeführt. Zudem wird geraten, das Material, welches mit Wasser in Kontakt gekommen ist, vom Kern zu entfernen. Die Anforderungen zu Transport und Lagerung stimmen im Wesentlichen mit denen von DIN EN ISO 22475-1:2007-01 überein.

3.2 Wissenschaftliche Arbeiten

Eine der ersten wissenschaftlichen Publikationen, die sich vornehmlich mit dem Thema Probeentnahme von veränderlich-festen Gesteinen beschäftigt hat, stammt von Eurenus und Fagerström (1969). Hier wurden Blockproben aus schwach verfestigten Wechselfolgen mit einer von Kompressionsluft angetriebenen Säge gewonnen. Die Proben wurden zur Lagerung mit einem luft- und wasserdichten Harzguss umhüllt.

Im Rahmen eines großen Brückenbauprojektes in Japan haben Tatsuoka et al. (1996) die Auswirkungen von Rotationsbohrverfahren auf „soft rock“ anhand des Vergleichs von In-situ-Messwerten mit Laborwerten untersucht. Die Anwendung eines Dreifachkernbohrverfahrens von 7 cm Durchmesser bei Anwendung einer Tonspülung wird nach Auswertung von Laborergebnissen kritisch gesehen, da das zeitweise einsetzende Schlagen des Gestänges an der Bohrlochwandung mit einer signifikanten Probenschädigung einhergeht. Versuchsergebnisse zeigen, dass mit einem direct-coring-Verfahren (Entnahmeverfahren mit einem Hohlbohrer) von 20 cm Bohrdurchmesser unter Anwendung einer Wasserspülung die In-situ-Eigenschaften der Proben besser erhalten bleiben. Die Effekte der Probenstörung durch den Bohrvorgang (Dreifachkernbohrung) machen sich v. a. bemerkbar bei der Steifigkeit, kaum aber bei der im Laborversuch ermittelten Bruchfestigkeit. Die elastische Steifigkeit im Labor liegt bei Nutzung qualitativ hochwertiger Proben aus dem direct-coring-Verfahren relativ nah an In-situ-Werten, die aus seismischen Messungen ermittelt wurden.

Binns (1998) gibt Empfehlungen für das Bohren und die Probeentnahme in „soft rock“. Rotierende Bohrverfahren sind demnach generell drückenden Verfahren vorzuziehen. Zudem sollte mit geringem Spüldruck gearbeitet werden, was mit einem Seilkernbohr-Verfahren am besten erreicht werden könne und mit einer geringeren Beanspruchung und Störung der Bohrlochwandung sowie des Kerns einhergeht. Bohrkronen sollten mit einem Wolframcarbid- oder groben Diamantenbesatz ausgestattet sein. Die Spülungslöcher sollten so konstruiert sein, dass die Bohrspülung nach außen tritt und möglichst nicht mit dem Fels in Kontakt kommt.

Für den Einsatz von Bohrspülungen werden mehrere Möglichkeiten aufgezeigt. Wasser ist billig, aber es sind hohe Spüldrücke nötig, die stabilisierende Wirkung auf Bohrlochwände ist relativ gering und es besteht Möglichkeit des Schwellens der durchörterten Schichten. Tonspülungen besitzen eine höhere Viskosität, thixotrope Eigenschaften (Zeitabhängigkeit der Viskosität) und tragen das Bohrklein besser aus der Bohrung heraus. Zudem sind geringere Spüldrücke notwendig und die Bohrlochwandung wird besser stabilisiert als bei einer Wasserspülung. Nachteilig ist die potentielle Bildung eines Filterkuchens mit negativen Effekten für den Bohrvorgang. Polymerspülungen bilden eine viskose, thixotrope Flüssigkeit, die das Bohrklein sehr gut trägt. Es sind geringere Spüldrücke notwendig und die Bohrlochwandung wird sehr gut stabilisiert. Zudem bildet sich eine Art Überzug über der Felsformation. Damit wird die Interaktion zwischen Spülung und Fels verhindert. Die Lagerung der Proben sollte zwischen 7 und 12 °C bei mindestens 70 % Luftfeuchtigkeit erfolgen.

Lal (1999) weist in seiner Arbeit darauf hin, dass bei der Wahl der Bohrspülung darauf geachtet werden sollte, dass die chemischen Aktivitäten der Bohrspülung und des Porenwasser des Tonsteins angeglichen werden, damit osmotische Effekte nicht oder nur in mini-

malen Ausmaß auftreten. Es sollten solche Spülungen eingesetzt werden, die die Permeabilität des Gesteins herabsetzen, die Viskosität der Bohrspülung erhöhen und das Eindringen von Bohrspülung in den Tonstein verhindern. Besonders geeignet seien wasserbasierte Polymer- oder Ölspülungen.

Ähnliches untersuchten Fam et al. (2003). Danach kann die Anwendung hochkonzentrierter Salzlösungen osmotische Effekte auslösen und zum Schrumpfen tonreicher Sedimentgesteine führen.

Für die Gewinnung von Proben im Mont Terri Felslabor in der Schweiz wurde während des Bohrvorgangs hauptsächlich mit Druckluftspülung gearbeitet (Thury und Bossart 1999; Amann et al. 2012; Wild und Amann 2018).

Plinninger und Bruelheide (2007) geben punktuelle Hinweise zum Umgang mit veränderlich-festen Gesteinen. Der natürliche Feuchtegehalt der Probe muss erhalten bleiben und Trocken-Feucht-Wechsel sind zu vermeiden. Nach Entnahme sollte die Probe mit mehrlagiger, selbsthaftender Kunststoffolie oder Aluminiumfolie umhüllt werden. Wasser sollte als Kühl- und Spülmedium im kompletten Probeentnahmevergange nur sparsam eingesetzt werden. In einer Veröffentlichung von 2012 kommen Plinninger et al. zu dem Schluss, dass Einfach- und Doppelkernrohrbohr-Verfahren ungeeignet für die Gewinnung veränderlich-fester Gesteine sind. Die beste Probenqualität liefern Mehrfachkernrohre mit innenliegenden PVC-Liner oder Rotations-Trockenkernrohr-Verfahren. Für Lagerung und Transport sind Angaben für die Probeentnahmekategorie A einzuhalten (DIN EN ISO 22475-1:2007-01).

Fjær et al. (2008) legen ihren Fokus v. a. auf die Auswirkung des Bohrvorgangs, wobei die Autoren in ihren Ausführungen von Entnahmetiefen von über einem Kilometer ausgehen. Während des Bohrens führt die vertikale Entspannung der Probe zu einer axialen Dehnung sowie zu Porendruckveränderungen, chemischen und thermischen Effekten. Die Entlastung der Probe habe den größten Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Gesteins. Während des Bohrvorgangs wird die vertikale Spannung als Erstes verringert, wodurch ein kurzes Zeitfenster existiert, in dem die horizontale Spannung größer als die vertikale ist und der Kern ein Zugversagen erleiden kann. Durch die vertikale Ausdehnung des Kerns infolge der Entlastung während des Bohrens können sich Mikrorisse öffnen, die neuen Porenraum erzeugen und zur Verringerung der Sättigung des Gesteins beitragen. Nach der Gewinnung des Kerns sollte dieser mit Kunststoff- und Aluminiumfolie umwickelt und anschließend eingewachst werden. Eine Alternative ist die Entfernung des Bohrschlammes vom Kern und die anschließende Füllung des Ringspaltes zwischen Kern und Liner mit einer inerten Flüssigkeit wie Öl. Auf jeden Fall sollte das veränderlich-feste Gestein nicht mit einer benetzenden Flüssigkeit wie Wasser in Kontakt kommen, da dies die mechanischen Eigenschaften des Gesteins beeinflussen könnte. In speziellen Fällen wie bei schwach zementierten Sandsteinen kann die Notwendigkeit bestehen, den Kern per Vereisung zu stabilisieren, was bei der Anwesenheit von Tonmineralen aber zu vermeiden ist. Als wichtigstes Ziel des kompletten Probeentnahmeverganges wird die Erhaltung des In-situ-Wassergehaltes angesehen.

Graf (2011) rät in einem Beitrag von der Nutzung eines Einfachkernrohrs ab, da bei tonigen Gesteinen die Gefahr des Quellens besteht, wodurch sich das Kernrohr verkeilen kann. Daher wird der Einsatz eines Seilkernrohrs empfohlen. Vorteilhaft ist die Kombination mit einer Pilotbohrkrone, die dem Kern vorausseilt und sicherstellt, dass der Kern mit der Spülflüssig-

keit nicht in Kontakt kommt. Der Besatz der Bohrkronen sollte aus Diamanten enthalten, da dieser bei ruhig laufender Bohrgarnitur jedem anderen Besatz überlegen ist.

Nach Ewy (2015) wird der In-situ-Zustand von Tonsteinproben am besten erhalten, wenn alle Probeentnahmeschritte mit Öl bzw. Decan als Bohr-, Spül- und Kühlmedium erfolgen würden. Nach Yan et al. (2017) seien ebenfalls ölbasierte Spülungen wasserbasierten vorzuziehen, da letztere den größeren nachteiligen Einfluss auf die mechanische Stabilität von tonreichen Sedimentgesteinen zeigen.

Die in diesem Kapitel aufgeführten Informationen werden im Folgenden auf ihre Eignung für die Bearbeitung des Forschungsthemas mit Hinblick auf eine möglichst hohe Probengüte beurteilt.

3.3 Beurteilung der Probeentnahmeverfahren

Die Empfehlung aus der DIN EN ISO 22475-1:2007-01 "Dieses **Entnahmeverfahren** [Rotationstrockenkernbohrverfahren] kann eingesetzt werden, um Kernproben in weichen, erosionsanfälligen, wasserempfindlichen Felsarten zu gewinnen" (auch von Plinninger et al. [2012] empfohlen und im Felslabor Mont Terri eingesetzt [Amann et al. 2012]) ist in ihrer Anwendung auf tonreiche Sedimentgesteine kritisch zu betrachten. Hier muss zwangsläufig mit einer Luftspülung gearbeitet werden. Durch den Luftstrom werden die veränderlich-festen Gesteine wahrscheinlich teilweise austrocknet. Zudem ist die Kühlwirkung einer Luftspülung nur gering, wodurch sich an der Bohrkronen und im direkt angrenzenden Gestein hohe Temperaturen entwickeln können. Dadurch können Trockenrisse oder zumindest Wassergehaltsgradienten innerhalb der Probe entstehen, was in einer Schädigung des Bohrkerns resultieren kann. Dies kann dazu führen, dass eine anschließende Auswertung und Beurteilung mechanischer Untersuchungen mit Hinblick auf Scherparameter sehr schwierig bzw. kaum möglich ist. Als Bohrverfahren werden meist drehende Kernbohrverfahren empfohlen (Binns 1998; Plinninger et al. 2012). Der Vorschlag von Tatsuoka et al. (1996) zum Einsatz des direct-coring-Verfahrens muss nicht unbedingt auf der besseren Eignung der Bohrtechnik und geringeren Probenstörung basieren, sondern kann genauso auf den größeren Bohrdurchmesser von 20 cm zurückzuführen sein. Das Seilkernbohr-Verfahren in Kombination mit einer Pilotbohrkronen ist insgesamt am besten geeignet, da die geringsten Spül drücke notwendig sind, die Vibrationen während des Bohrvorgangs sowie der Kontakt des Bohrkerns mit der Bohrspülung minimiert werden.

Die eingesetzte **Bohrspülung** sollte den In-situ-Zustand der erbohrten Schicht nicht verändern und im Idealfall nicht mit dieser interagieren. Hochkonzentrierte Salzlösungen haben den Nachteil, dass sie osmotisch induzierte Schwell- bzw. Schrumpfvorgänge auslösen können (Fam et al. 2003). Wasserbasierte Öl- oder Polymerspülungen können diese Interaktion unterdrücken bzw. verringern. Zudem tragen sie das Bohrklein besser nach oben, wodurch geringere Spül drücke nötig sind und die Bohrlochwandung sowie den Fels weniger beanspruchen (Binns 1998; Lal 1999). Hier muss aber angeführt werden, dass die Empfehlungen zur Nutzung von wasserbasierten Öls pülungen bzw. reinen Öls pülungen größtenteils aus der Öl- und Gasförderindustrie stammen. Die Fragestellungen in diesem Bereich weichen von denen in oberflächennahen Schichten wie in dieser Arbeit ab. Die Entnahme von Proben im

Rahmen der Erdöl- und Gaserkundung ist mit viel größeren Tiefen und höheren Salzgehalten der Formationswässer verbunden mit entsprechenden Auswirkungen auf die Wahl der Bohrspülung. Der Einsatz einer Ölspülung ist schon aus umwelttechnischen Gesichtspunkten in Deutschland im Oberflächenbereich ausgeschlossen. Der Einsatz von Decan, wie von Ewy (2015) empfohlen, stellt in einem konventionellen Labor ganz neue Herausforderungen im Hinblick auf Umweltaspekte dar. Tonspülungen sind ebenfalls eine denkbare Option. Die Fähigkeit, Bohrklein auszutragen und die Interaktion mit durchbohrten Schichten zu verringern, ist allerdings weniger ausgeprägt als die der wasserbasierten Öl- und Polymerspülungen. Im Prinzip kommen hauptsächlich wasserbasierte Polymer- und mit Abstrichen Tonspülungen als Zusatz zum Bohren in veränderlich-festen Gesteinen in Frage.

Nach der Entnahme sind die Proben zu versiegeln und gegen äußere Einflüsse zu schützen. Eine Wachsumhüllung für tonreiche Sedimentgesteine (JGS 3211-2003; BS 5930:2015) eignet sich nur bedingt, da die Proben bei diesem Vorgehen einer signifikanten Temperaturerhöhung (Schmelztemperatur von Paraffin: 50 bis 60 °C) ausgesetzt sind, die den Angaben der Kapitel „Transport der Felsproben“ und „Lagerung der Proben“ der DIN EN ISO 22475-1:2007-01 widerspricht. Die luft- und wasserdichte Versiegelung der Bohrkern in PVC-Linern mit abgeklebten Kunststoffdeckeln sollte für eine Zwischenlagerung in einem begrenzten Zeitraum ausreichend sein. Der Vorschlag von Fjær et al. (2008), den Ringspalt zwischen Kern und Liner mit Öl aufzufüllen ist unter umwelttechnischen Gesichtspunkten analog zum Vorschlag von Ewy (2015) für Bohrspülungen ähnlich kritisch zu beurteilen.

Beim Transport und der Lagerung ist vor allem darauf zu achten, dass die Proben vor Temperatur- und Luftfeuchtigkeits-Schwankungen, Vibrationen und Stößen geschützt sind. Idealerweise orientieren sich die Umgebungsbedingungen der Lagerung an den In-situ-Verhältnissen insbesondere in Hinblick auf die Lagerungstemperatur (JGS 3211-2003; DIN EN ISO 22475-1:2007-01; BS 5930:2015). Prinzipiell können also die Angaben für die Probeentnahmekategorie A (Kapitel 11 DIN EN ISO 22475-1) übernommen werden.

Allen hier aufgeführten und diskutierten Ansätzen ist der Versuch gemeinsam, den Wassergehalt über den kompletten Verlauf der Probeentnahme konstant zu halten. Dementsprechend wird der Wassergehalt als die entscheidende Größe angesehen, die es im Umgang mit veränderlich-festen Gesteinen zu beachten gilt.

Alle Überlegungen gehen in die Konzeption des Probeentnahmekonzepts ein (Abschnitt II, Kapitel 5.1).

Abchnitt II: Beschreibung Probenmaterial, Probeentnahme, Probenbehandlung

4 Beschreibung und Geologie des Untersuchungsmaterials

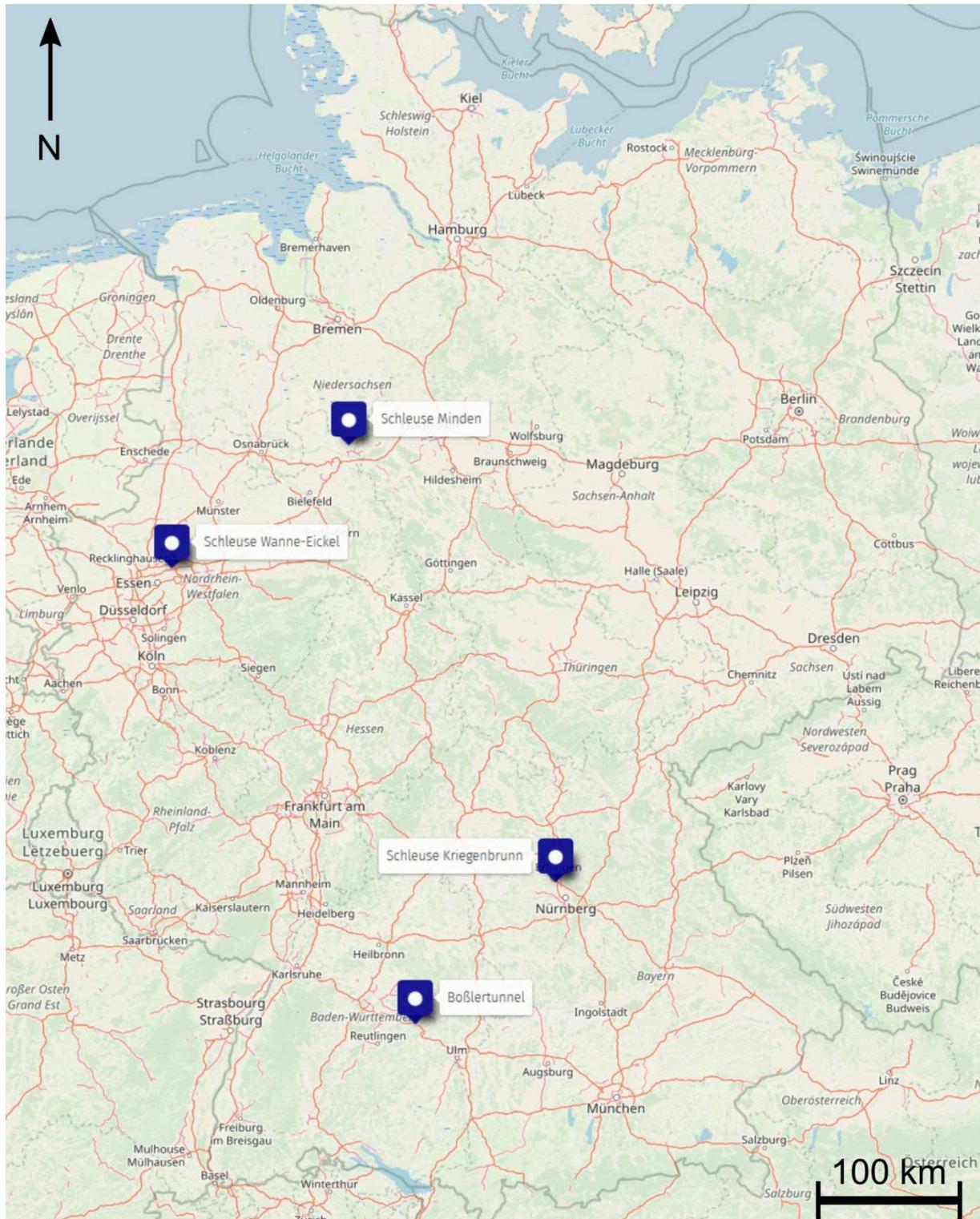


Abbildung 17: Überblick über die Probeentnahme-Standorte (© OpenStreetMap-Mitwirkende)

Die in dieser Arbeit untersuchten Proben stammen aus den Baufeldern der Weserschleuse Minden, der Schleuse Kriegenbrunn bei Erlangen und von der Schleuse Wanne-Eickel in

Herne. Zudem wurden Blockproben aus dem Boßlertunnel der Deutschen Bahn bei Kirchheim unter Teck gewonnen. Die Standorte der untersuchten Gesteine sind in der Karte in Abbildung 17 eingetragen. Zur Beurteilung, ob es sich um für diese Arbeit geeignete Gesteine handelt, müssen diese petrographisch beschrieben, nach DIN EN ISO 14689 eingeordnet und ihre Zerfallsanfälligkeit untersucht werden, was in den folgenden Kapiteln ausgeführt wird.

4.1 Tonstein der Schleuse Minden

Die **Weserschleuse Minden**, die im Jahr 2017 für den Schiffsverkehr freigegeben wurde, liegt am Wasserstraßenkreuz Minden (Mittellandkanal [Verbindungskanal Nord], Wasserstraßen-km 0,497), das den Auf- und Abstieg von der Weser in den Mittellandkanal ermöglicht. Die in unmittelbarer Nachbarschaft gelegene Schachtschleuse aus dem Jahr 1914 erreicht bald ihre technische Nutzungsdauer und ist für die neuen Großmotorschiffe und Schubverbände von bis zu 139 m Länge zu klein, weshalb der Bau einer zusätzlichen Schleuse umgesetzt wurde. Nach Fertigstellung des Neubaus wurden für die langfristige Beobachtung von Grundwasserständen vier Grundwassermessstellen errichtet, die zur Gewinnung von Kernproben genutzt wurden.

Die **lokale Geologie an der Schleuse Minden** besteht vom Hangenden zum Liegenden aus Auffüllungen, quartären, fluvio-glazialen Ablagerungen und unterkreidezeitlichem Tonstein (Bundesanstalt für Wasserbau 2008). Stratigraphisch stammt der beprobte Tonstein aus dem Hauterivium. Eine Gliederung der Unterkreideschichten ist in Tabelle 6 aufgeführt. Das Valanginium sowie das Hauterive sind gekennzeichnet von mehreren Regressionen (Rückzug des Meeres) und Transgressionen (Vorrücken des Meeres). Hauptsächlich kamen marine Sedimente in einem Tiefseebecken zur Ablagerung. Im Beckenzentrum wurden mehr als 400 m mächtige tonige Ablagerungen sedimentiert. Zum Beckenrand hin nimmt die Mächtigkeit der Tone ab und der Anteil an Sand- und Eisensteinen zu.

Tabelle 6: Lithostratigraphie der Unterkreide-Schichten im Bereich der Schleuse Minden

Serie	Stufe	Lithologie
	Holozän/Pleistozän	Sand, Kies, Talauensedimente, Torf
Unterkreide	Albium	Tonstein, Mergelstein, untergeordnet Sandstein
	Aptium	Tonstein, untergeordnet Sand- und Ton-Sandstein
	Barremium	Tonstein, untergeordnet Ton-Sandstein
	Hauterivium	mariner Tonstein, untergeordnet Ton-Sandstein
	Valanginium	mariner Tonstein, untergeordnet Ton-Sandstein
	Berriasium	brackisch-salinärer Ton-Sandstein, untergeordnet Mergelstein

Petrographisch handelt es sich bei dem Tonstein aus Minden um ein feinkörniges, massiges, relativ homogenes Sedimentgestein (Abbildung 18) mit sporadischen Einschaltungen von Kalksteinkonkretionen und Eisensteingeoden. Er ist dunkelgrau, leicht ritzbar, splittrig brechend (bei gezielten Schlägen plattig-parallel zur Schichtung), kaum bis schwach abrasiv

und besitzt nach DIN EN ISO 14689 eine außerordentlich geringe bis geringe Festigkeit. Bei Kontakt mit 10%-iger Salzsäure kann kein bzw. nur sehr schwaches Aufbrausen beobachtet werden. Meist tritt der Tonstein in frischem bis schwach verwittertem Zustand auf. Teilweise sind komplett entfestigte Bereiche existent, deren Mächtigkeit zwischen 5 und 20 cm schwankt. Der Schichtflächenabstand ist grob laminiert bis mittel, die Lagerung des Gesteins etwa horizontal.



Abbildung 18: Mindener Tonstein im Aufschluss (links im frischen Anschnitt, rechts mit einsetzendem Zerfall)

Die Ergebnisse mineralogischer Untersuchungen sind in Abbildung 19 dargestellt (Bundesanstalt für Wasserbau 2008). Das Gestein baut sich hauptsächlich aus Tonmineralen, Quarz, Calcit und untergeordnet aus Feldspäten, Dolomit, Sulfiden und Spurenmineralen auf. Schwellfähige Tonminerale in messbaren Anteilen wurden nicht detektiert.

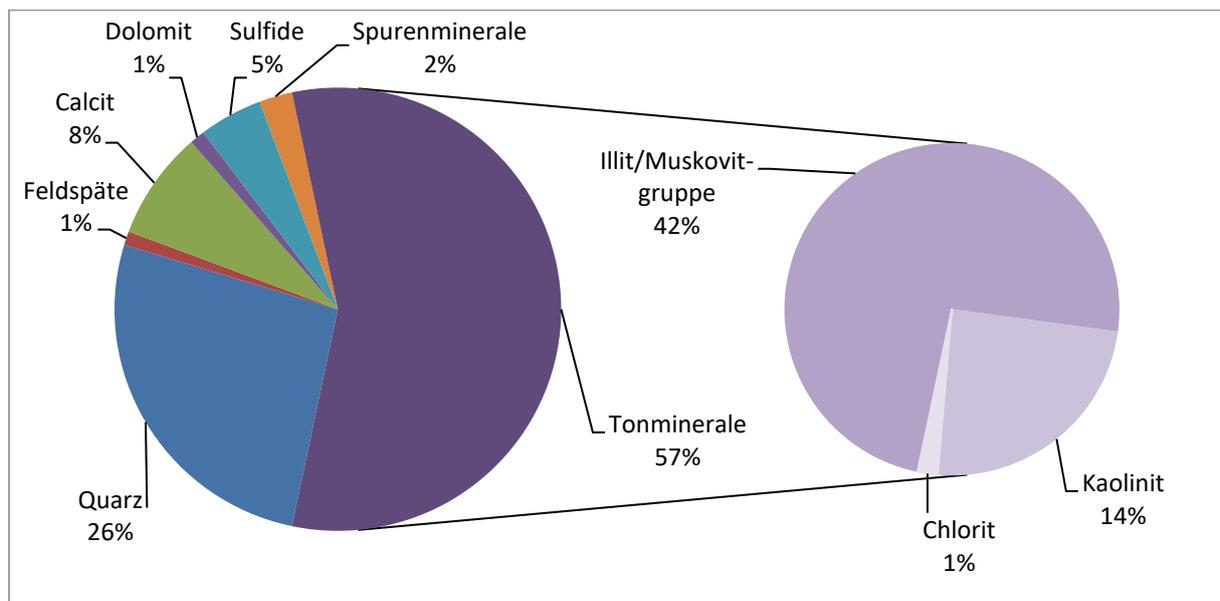


Abbildung 19: Mineralogische Zusammensetzung des Mindener Tonsteins (Bundesanstalt für Wasserbau 2008)

Der Tonstein ist nach Untersuchungen von Nickmann und Thuro (2014) in die Veränderlichkeitsklasse (VK) 5 und damit als sehr stark veränderlich einzuordnen. Diese Untersuchungen wurden allerdings an schon getrocknetem Tonstein durchgeführt. Nach 15 bis 20 min Lufttrocknung treten erste schichtparallele Risse auf. Diese verbinden sich bei weiterer Exposition über Schichtflächen hinweg zu einem zusammenhängenden Rissnetzwerk. Nach mehreren Feucht-Trocken-Wechseln besteht der Tonstein nur noch aus kieskorngroßen Aggregaten, welche individuell immer noch sehr fest sind und Gesteinseigenschaften aufweisen. Diese Beobachtungen zum Zerfall stimmen sehr gut mit denen von Lempp (1979) überein. Eine Übersicht zu geotechnischen Parametern ist in Tabelle 7 gegeben.

Tabelle 7: Geotechnische Parameter frischer Proben des Mindener Tonsteins

Parameter	$x \pm s$; n*
Wassergehalt in %	$5,59 \pm 0,29$; n = 95
Feuchtdichte in g/cm ³	$2,50 \pm 0,02$; n = 94
Trockendichte in g/cm ³	$2,36 \pm 0,02$; n = 93
Korndichte in g/cm ³	$2,72 \pm 0,02$; n = 92
Porenzahl	$0,15 \pm 0,02$; n = 91
Einaxiale Druckfestigkeit in MPa	senkrecht zur Schichtung: $7,70 \pm 1,70$; n = 43 parallel zur Schichtung: $9,20 \pm 1,90$; n = 34

*Arithmetischer Mittelwert \pm Standardabweichung; Anzahl

4.2 Schluffstein der Schleuse Kriegenbrunn

Die **Sparschleuse Kriegenbrunn** ist durch ihre Lage am Main-Donau-Kanal (Wasserstraßen-km 48,66) ein wichtiger Infrastrukturbestandteil des deutschen und europäischen Wasserstraßennetzes. Infolge mehrerer Schadensfälle soll die Schleuse neu gebaut werden. Dazu wurde ein intensives Baugrunderkundungsprogramm durchgeführt, in dessen Zuge Proben für dieses Projekt gewonnen werden konnten.

Die **lokale Geologie an der Schleuse Kriegenbrunn** besteht vom Hangenden zum Liegenden aus Auffüllungen, quartären Deckschichten, der Verwitterungsschicht des Blasensandsteins, dem Blasensandstein selbst mit Schluff- und Tonsteinlagen, Schluff- und Tonsteinen der Lehrbergsschichten (die in dieser Arbeit beprobt wurden), dem Lehrberg-Sandstein sowie Schluff- und Tonsteinen der Grenzletten (Bundesanstalt für Wasserbau 2011). Abgelagert wurden die Lehrbergsschichten während des Gipskeupers. Während dieser Zeit bildeten sich vorwiegend Tonsteine, Mergeltone und Steinmergel (Bayerisches Geologisches Landesamt 1978). Nach Seegis (1997) wurden die Lehrbergsschichten in einem lakustrinen Bereich eines Subsidenzbeckens abgelagert, der gelegentlich trockenfiel. Genau handelt es sich um eine Playa (zeitweise ausgetrocknete, abflusslose Seen in semiaridem bis aridem Klima) mit einer randlichen Salzschlammenebene.

Eine tabellarische Übersicht zu den im Untersuchungsgebiet anzutreffenden Schichten aus dem Mittleren Keuper eingeteilt nach dem System der Germanischen Trias gibt Tabelle 8.

Tabelle 8: Lithostratigraphie der Schichten aus dem Mittleren Keuper im Bereich der Schleuse Kriegenbrunn

Lithostratigraphische Untergruppen des Keupers		Lithologie
Sandstein-keuper	Burgsandstein	Sandstein, z.T. Schluff- bis Tonstein, untergeordnet Kalk- u. Dolomitstein
	Blasensandstein	Sandstein, untergeordnet rotbraune Schluff- bis Tonsteine
Mittlerer Keuper	Lehrbergschichten mit Lehrbergbänken	Ton-Schluffstein, Tonstein, untergeordnet Dolomitstein
	Gipskeuper	Schilfsandstein
	Estheriensschichten	Tonstein- bis Schluffstein, untergeordnet Kalk- und Dolomitstein

Petrographisch handelt es sich um einen rotbraunen, geschichteten bis massigen Schluffstein (Abbildung 20) mit eingeschalteten Mergel- und Sandsteinbänken bzw. –linsen aus den Lehrbergschichten. Er ist leicht ritzbar, außerordentlich gering bis gering fest und verfügt über eine grob laminierte bis mittleren Schichtflächenabstand. Die Lagerung des Gesteins ist etwa horizontal.



Abbildung 20: Kernfotografie des Kriegenbrunner Schluffsteins (Bohrung N21, Tiefe 25 bis 26 m)

Eine Übersicht zur mineralogischen Zusammensetzung ist in Abbildung 21 dargestellt. Die mineralischen Hauptbestandteile sind Tonminerale, Quarz und Kalifeldspat. Untergeordnet treten Hämatit und Dolomit auf. Einen relativ großen Anteil haben amorphe Kristallphasen, deren Korngröße zu klein ist, um sie mit der vorhandenen Technik zu detektieren. Bei den identifizierten Tonmineralen handelt es zum Großteil um Muskovite und Illite. In kleineren Mengen wurden Chlorit und Kaolinhit nachgewiesen. Schwellfähige Tonminerale in Form von Smektiten und Interstratifikaten bauen den Tonstein im Schnitt zu 9 % auf.

Der Schluffstein reagiert im Zerfallsversuch mäßig veränderlich (VK 3) (Nickmann 2014). Es treten nach wenigen Minuten der Lufttrocknung Risse auf, die nach mehrfacher Trocknung und Befeuchtung zu einem Rissnetzwerk koagulieren, was zu einem Zerfall zu kieskorngroßen Einzelaggregaten führt. Eine Übersicht zu geotechnischen Parametern ist in Tabelle 9 gegeben.

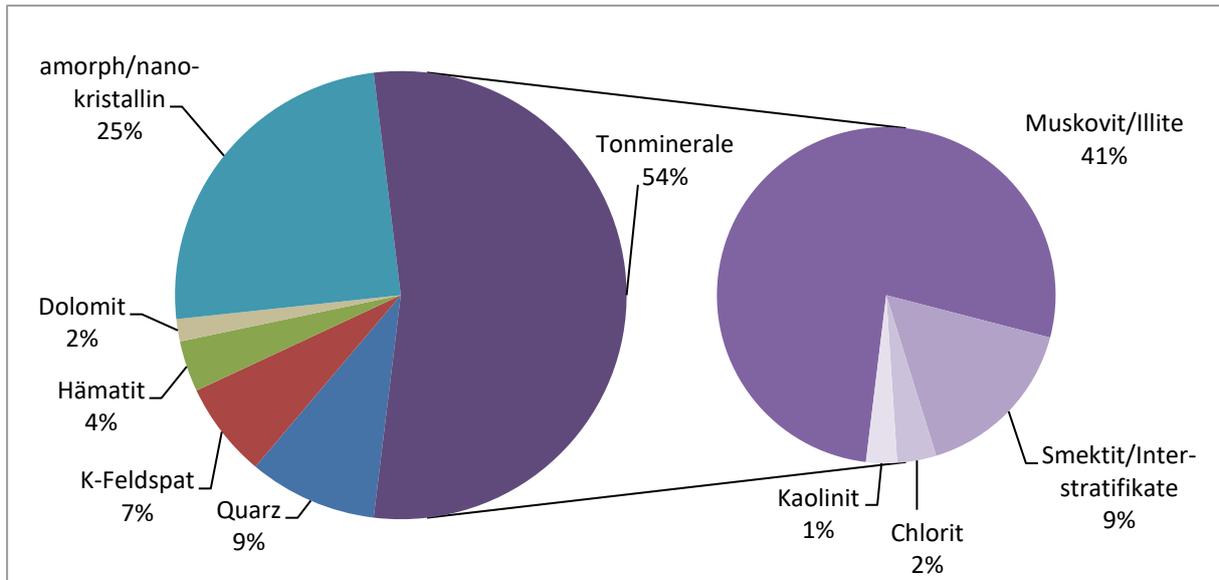


Abbildung 21: Mineralogische Zusammensetzung des Kriegenbrunner Schluffsteins

Tabelle 9: Geotechnische Parameter frischer Proben des Kriegenbrunner Schluffsteins

Parameter	$x \pm s; n^*$
Wassergehalt in %	$9,16 \pm 2,15; n = 14$
Feuchtdichte in g/cm^3	$2,41 \pm 0,12; n = 14$
Trockendichte in g/cm^3	$2,19 \pm 0,16; n = 14$
Korndichte in g/cm^3	$2,77 \pm 0,04; n = 14$
Porenzahl	$0,27 \pm 0,07; n = 14$
Einaxiale Druckfestigkeit in MPa	0,1 bis 6,7**; $n = 10$

*Arithmetischer Mittelwert \pm Standardabweichung; Anzahl

** Streubreite

4.3 Emscher Mergel der Schleuse Wanne-Eickel

Die **Schleusengruppe Wanne-Eickel** liegt am Rhein-Herne-Kanal (Kanal-km 31,20). Ähnlich wie bei der Sparschleuse Kriegenbrunn traten an der Nordschleuse Baumängel auf, die zu einer Schließung geführt haben. Zudem soll die Länge der Nordschleuse an Schiffe der Europaschiffklasse II angepasst werden, weshalb ein Neubau in Planung ist. Bohrkerne des Emscher Mergels aus der geotechnischen Erkundungskampagne wurden in dieser Arbeit näher untersucht.

Die **lokale Geologie an der Schleusengruppe Wanne-Eickel** gliedert sich in die Schicht des Emscher Mergel mit auflagernden Lockergesteinen aus dem Quartär (Tabelle 10). Der Emscher Mergel wurde küstenfern (pelagisch) in der Münsterländer Oberkreidemulde abgelagert.

Petrographisch handelt es sich beim Emscher Mergel um einen grau-grünen, massigen Mergel(stein) (Abbildung 22). Er ist leicht ritzbar, kalkhaltig, außerordentlich gering fest und besitzt eine horizontale Lagerung. Die Verwitterungsschicht besitzt eine halb feste bis feste Konsistenz und ist bis zu 2,5 m (im Mittel 0,5 bis 1,0 m) mächtig. Der unverwitterte Bereich

zeichnet sich über die erbohrte Mächtigkeit durch wechselnde Festigkeiten aus, was die Zuordnung zu einem Fest- oder Lockergestein erheblich erschwert.

Tabelle 10: Lithostratigraphie der Schichten aus der Oberkreide im Bereich der Schleusen-
gruppe Wanne-Eickel

Serie	Stufe	Lithologie
Holozän/Pleistozän		Sande, Schluffe, anthropogene Auffüllungen
Oberkreide	Coniacium bis Santonium	Mergel (Emscher Mergel)



Abbildung 22: Kernfotografie des Emscher Mergels (Bohrung BKF-WE101, Tiefe 17 bis 18 m)

Mineralogische Untersuchungen wurden am Emscher Mergel nicht durchgeführt, da keine Vergleichsuntersuchungen an diesem veränderlich-festem Gestein geplant und somit keine Homogenitätsuntersuchungen erforderlich waren.

Der Emscher Mergel reagiert im Zerfallsversuch nach Nickmann mäßig bis stark veränderlich (VK 3 bis 4). Der Zerfall erfolgt während Trocken-Feucht-Wechseln durch Schuppenbildung. Tabelle 11 enthält eine Übersicht zu geotechnischen Parametern.

Tabelle 11: Geotechnische Parameter frischer Proben des Emscher Mergels

Parameter	$\bar{x} \pm s; n^*$
Wassergehalt in %	$12,43 \pm 2,70; n = 7$
Feuchtdichte in g/cm^3	$2,23 \pm 0,10; n = 7$
Trockendichte in g/cm^3	$1,96 \pm 0,15; n = 7$
Korndichte in g/cm^3	$2,71 \pm 0,02; n = 7$
Porenzahl	$0,39 \pm 0,09; n = 7$

*Arithmetischer Mittelwert \pm Standardabweichung; Anzahl

4.4 Opalinuston aus dem Boßlertunnel

Der zweiröhrige **Boßlertunnel** mit einer Länge von 8806 m ist ein Teil der 61 km langen DB-Neubaustrecke Wendlingen-Ulm. Der Tunnel, der mit einer Tunnelvortriebsmaschine herge-

stellt wurde, durchörtert Schichten des Braunjura auf einer Länge von etwa 6 km und des Weißjura auf einer Länge von etwa 1,7 km (Feldwisch 2007; Nied und Marquart 2007; Voringer et al. 2017). Der für diese Arbeit in Form von Blockproben aus einem Sprengvortrieb entnommene Opalinuston stammt aus dem Querschlag 3. Nach der Auswahl der Blöcke wurden diese in einer ersten Schicht mit feuchten Baumwolltüchern und in einer zweiten Schicht mit Aluminiumfolie umhüllt.

Die **lokale Geologie des Boßlertunnels** baut sich aus Schichten des Braun- und Weißjura auf (Tabelle 12). Der Opalinuston ist dem Braunjura zuzuordnen. Er wurde unter flachmarinen Bedingungen abgelagert (Rosendahl et al. 2008). Zeitweise könnten brackische Verhältnisse mit einer Durchlüftung des Bodenwassers geherrscht haben (Geyer und Gwinner 1984).

Tabelle 12: Lithostratigraphie der Schichten aus dem Mitteljura im Bereich des Boßlertunnels

Serie	Stufe	Lithologie
Oberjura (Weißer Jura)	Kimmeridgium	marine Mergelsteine
	Oxfordium	marine Kalk- und Mergelsteine
Mitteljura (Brauner Jura)	Callovium	mariner Tonstein, untergeordnet Ton-Sandstein
	Bathonium	mariner Tonstein
	Bajocium	mariner Ton-, Sand- und Kalksteine
	Aalenium	mariner Tonstein (Opalinuston), marine Sandsteine

Petrographisch handelt es sich um einen dunkelgrauen, massigen Tonstein (Abbildung 23). Er ist leicht ritzbar, sehr gering bis gering fest und verfügt über einen mittleren bis dicken Schichtflächenabstand. Die Lagerung des Opalinustons ist etwa horizontal. Die Klufflächen stehen ungefähr senkrecht zur Schichtung.



Abbildung 23: Opalinuston im Handstück (links) und im Tunnelaufschluss (rechts)

Mineralogische Untersuchungen wurden am Opalinuston nicht durchgeführt, da keine Vergleichsuntersuchungen an diesem veränderlich-festem Gestein geplant und somit keine Homogenitätsuntersuchungen erforderlich waren.

Der Opalinuston reagiert im Zerfallsversuch nach Nickmann mäßig bis sehr stark veränderlich (VK 3 bis 5) (Holzhauser 2011). Nach wenigen Minuten der Trocknung treten Risse auf, die nach mehrfacher Trocknung und Befeuchtung zu einer Desintegration des Gesteins führen. Eine Übersicht zu geotechnischen Parametern ist in Tabelle 13 gegeben.

Tabelle 13: Geotechnische Parameter frischer Proben des Opalinustons

Parameter	$\bar{x} \pm s; n^*$
Wassergehalt in %	$5,89 \pm 0,21; n = 3$
Feuchtdichte in g/cm^3	$2,44 \pm 0,02; n = 5$
Trockendichte in g/cm^3	$2,30 \pm 0,01; n = 3$
Korndichte in g/cm^3	$2,71 \pm 0,04; n = 3$
Porenzahl	$0,18 \pm 0,02; n = 3$

*Arithmetischer Mittelwert \pm Standardabweichung; Anzahl

5 Probeentnahme und –behandlung

In diesem Kapitel wird zunächst das Probeentnahmekonzept kurz erläutert. Danach wird detailliert der Probeentnahmeprozess von der Bohrung über die durchgeführten geophysikalischen Messungen bis zur Lagerung der Bohrkern in der BAW beschrieben.

Die in dieser Arbeit durchgeführten Variantenuntersuchungen bewegen sich im Rahmen der in Deutschland üblichen, oberflächennahen, geotechnischen Erkundungspraxis für hochwertige Probeentnahmekategorien (Probeentnahme-Kategorie A nach DIN EN ISO 22475-1:2007-01). Die Bohrarbeiten greifen in die Schutzgüter Boden und Grundwasser ein. Daher verbieten sich Bohrspülungen wie hochkonzentrierte Salzlösungen oder ölbasierte Spülungen und Zusätze von vornherein, sodass diese nicht berücksichtigt wurden. Die für die Umwelt schonendsten Bohrspülungen sind Klarwasser und Luft, wobei letztere das veränderlich-feste Gestein zumindest antrocknen und somit Zerfallsmechanismen in Gang setzen würde. Zusätze von Antisol werden beim Ausbau von Trinkwasserbrunnen genutzt und sind seit Jahrzehnten erprobt, weshalb die Entscheidung über die Bohrspülungen auf eine Klarwasserspülung und eine wasserbasierte Polymerspülung (Antisol) fiel.

5.1 Probeentnahmekonzept

Im Rahmen dieser Arbeit sollen insgesamt vier unterschiedliche Probeentnahmevarianten vergleichend untersucht werden. Dazu wurden auf und neben dem Gelände der Schleuse Minden vier Seilkernbohrungen im frischen, intakten Tonstein abgeteuft. In zwei Bohrungen wurde eine Klarwasserspülung und in zwei weiteren eine wasserbasierten Polymerspülung (Antisol) verwendet. Nach dem Ziehen der Kerne wurde der Ringraum zwischen Kern und PVC-Liner eines jeden zweiten Liners mit einer Salzlösung ($c_{\text{NaCl}} = 2,5 \text{ g/l}$) aufgefüllt. Die Lagerung in einem wässrigen Medium soll die Porenluftkompression und die Bildung von Trockenrissen verhindern. Die geringe Salzkonzentration soll den Gradienten im chemischen Potential zwischen der Porenlösung des Tonsteins und der externen Lösung, hier die Lagerungsflüssigkeit, verringern und somit das Einsetzen von osmotischen Prozessen unterdrü-

cken. Die Konzentration der Salzlösung von 2,5 g_{NaCl}/l entspricht dem abgeschätzten Salzgehalt der Porenlösung. Die restlichen Liner wurden konventionell gelagert, d. h. ohne weitere Zusätze. Daraus ergeben sich folgende vier Probeentnahmevarianten (Abbildung 24):

1. Wasser als Bohrspülung, Lagerung des Liners in Salzlösung
2. Wasser als Bohrspülung, konventionelle Lagerung des Liners
3. Polymerbasierte Wasserspülung (Antisol) als Bohrspülung, Lagerung des Liners in Salzlösung
4. Polymerbasierte Wasserspülung (Antisol) als Bohrspülung, konventionelle Lagerung des Liners

Bei der Probeentnahme in Kriegenbrunn musste auf den Einsatz einer wasserbasierten Polymerspülung aus Grundwasserschutz-Gründen verzichtet werden, sodass hier nur zwei Varianten untersucht werden können (Abbildung 25). Allerdings haben Homogenitätsuntersuchungen zu große Unterschiede zwischen den einzelnen Probenkörpern offengelegt, sodass für die Variante der Lagerung in Salzlösung keine Versuche durchgeführt wurden (siehe Abschnitt III, Kapitel 8.1).

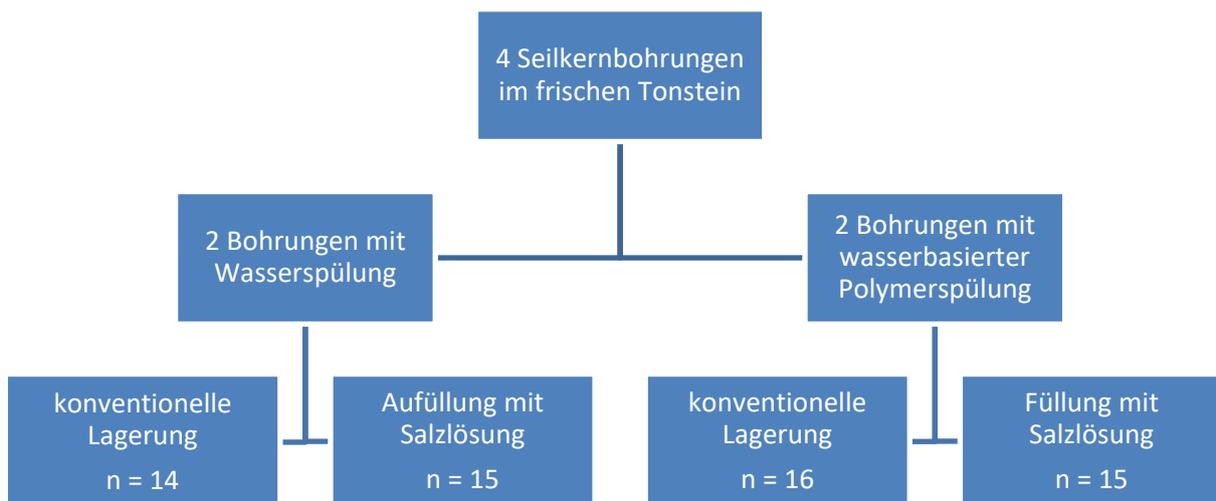


Abbildung 24: Darstellung des Probeentnahmekonzepts in Minden (n – Anzahl der Triaxialversuche)

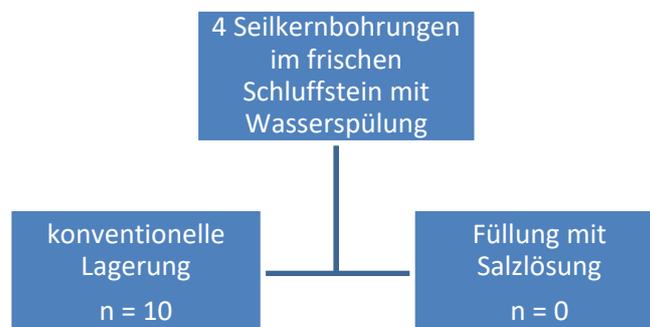


Abbildung 25: Darstellung des Probeentnahmekonzepts in Kriegenbrunn (n – Anzahl der Triaxialversuche)

5.2 Durchführung der Bohrarbeiten

Abweichungen bei der Probeentnahme an der Schleuse Kriegenbrunn im Vergleich zum Vorgehen in Minden werden im Weiteren gesondert genannt.

Im Rahmen des Ausbaus von vier Grundwassermessstellen an der **Schleuse Minden** wurden Tonsteinproben der Entnahmekategorie A gewonnen. Die Koordinaten sind in Tabelle 14 und die Lage der Bohrpunkte in Abbildung 26 aufgetragen.



Abbildung 26: Lage der Bohrungen an der Schleuse Minden (© OpenStreetMap-Mitwirkende)

Tabelle 14: Gauß-Krüger-Koordinaten der Bohrungen an der Schleuse Minden

Bohrungsname	Rechtswert	Hochwert	Bohrtiefe in m
GWM SS56	3494601	5796985	34
GWM SS57	3494603	5797030	33
GWM SS58	3494545	5797985	33
GWM SS59	3494547	5797031	31,5

Im Schneckenbohrverfahren wurde eine Verrohrung mit einem Durchmesser von 324 mm von der Geländeoberkante bis auf die Oberkante des Tonsteines niedergebracht. Nach deren Erreichen wurde das Bohrverfahren umgestellt und die Bohrung im Rotationskernbohrverfahren unter Einsatz einer Pilotbohrkrone mit durchgehender Probengewinnung bis in eine Tiefe von 16 mNN fortgeführt. Die Entnahme der Kernproben erfolgte mit dem Seilkernrohr. Es wurden durchgehend Kerne von 1 m Länge im PVC-Liner mit einem Durchmesser von 100 ± 2 mm der Entnahmekategorie A entnommen. Der Durchmesser der Bohrung beträgt 146 mm. Das Bohrregime (Spüldruck, Bohrandruck, Drehzahl etc.) wurde vom Bohr-

meister an das angetroffene Gestein so angepasst, dass eine möglichst hohe Probenqualität gewährleistet war. Die Bohrkampagne erzielte einen Gewinn von 78 Bohrmeter.

In den Bohrungen GWM SS56 und GWM SS59 wurde eine wasserbasierte Polymerbohrspülung mit langkettigen Polymeren (Antisol) verwendet. Die Konzentration des Polymers wurde auf eine maximale Probenqualität des Tonsteins angepasst. Hier war darauf zu achten, dass die Bohrspülung nicht zu dickflüssig wird und zu jedem Zeitpunkt pumpfähig blieb. Die Bohrungen GWM SS57 und GWM SS58 wurden konventionell mit Wasser gebohrt. Die Spülflüssigkeit trat zwischen dem Innen- und Außenkernrohr an der Bohrkronen nach außen, wodurch sie nicht mit dem Kern in Berührung gekommen sein sollte.

Nach dem Erreichen der Endtiefe wurden in den Bohrlöchern geophysikalische Messungen durchgeführt (siehe Abschnitt II, Kapitel 5.3). Zur Stützung der Bohrlochwandung musste die Verrohrung in den oberen quartären Schichten (Auffüllung/Sandschichten bis zum Tonstein) bis zum Abschluss der Messungen verbleiben. Im Tonstein war die Bohrlochwand stabil und musste nicht abgestützt werden. Die Geophysiksonden-Längen waren möglichst kurz zu halten, um die Totstrecke (Anteil der Messstrecke, in dem aufgrund der Messanordnung nicht gemessen werden kann) der Messung zu minimieren.

Im Rahmen des Ausbaus von 30 Grundwassermessstellen (GWM) an der **Schleuse Kriegenbrunn** wurden aus vier Brunnen-Bohrungen (N17, N18, N19 und N21) Felsproben der Entnahmekategorie A gewonnen werden. Die Koordinaten der Bohrungen in Tabelle 15 und die Lage der Bohrpunkte in Abbildung 27 angegeben.



Abbildung 27: Lage der Bohrungen an der Schleuse Kriegenbrunn (© OpenStreetMap-Mitwirkende)

Tabelle 15: Gauß-Krüger-Koordinaten der Bohrungen an der Schleuse Kriegenbrunn

Bohrungsname	Rechtswert	Hochwert	Bohrtiefe in m
N17	4425589	5490463	34
N18	4425516	5490460	31
N19	4425453	5491598	23
N21	4424847	5490858	31

Nach Erreichen der geplanten Unterkante der Grundwassermessstellen wurde auf das Rotationskernbohrverfahren mit Seilkernrohr umgestellt und jeweils 10 m tiefer gebohrt. Es wurden durchgehend Kerne von 1 m Länge mit einem Durchmesser von 100 ± 2 mm der Entnahmekategorie A gewonnen. Der Außerdurchmesser des Kernrohrs beträgt 146 mm. Das Bohrregime (Spüldruck, Bohrandruck, Drehzahl etc.) wurden an das angetroffene Gestein so angepasst, dass eine möglichst hohe Probenqualität gewährleistet war. Die Spülflüssigkeit trat zwischen dem Innen- und Außenkernrohr an der Bohrkronen nach außen, wodurch sie nicht mit dem Kern in Berührung gekommen sein sollte. Bei den geophysikalischen Messungen wurde wie in Minden verfahren.

5.3 Geophysikalische Feldmessungen

Geophysikalische Messungen wurden durchgeführt, um den In-situ-Zustand des Gesteinsverbandes zu untersuchen, die Homogenität des Baugrundes zu kontrollieren und aufgelockerte Zonen zu identifizieren. Durch die Ermittlung Letzterer kann indirekt auf die Kernqualität zurückgeschlossen werden, wodurch die Auswahl von qualitativ hochwertigen und vergleichbaren Proben unterstützt wird. Die ermittelten In-situ-Gesteinsparameter können mit im Labor an Gesteinsproben derselben Tiefe ermittelten Parametern verglichen werden, wodurch die geophysikalischen Messungen zur Qualitätssicherung dienen.

Die im Rahmen der Probeentnahme-Bohrungen durchgeführten geophysikalischen Messungen umfassen Kaliberlog, γ -Ray-Log, γ - γ -Log, Sonic-Log, fokussiertes Elektrolog und den Einsatz eines akustischen Bohrlochscanners.

Das Kaliber-Log dient zur Ermittlung des Bohrlochdurchmessers über die Tiefe. Dafür werden Arme mit beweglichen Federn gegen die Bohrlochwand gerückt und über deren Auslenkung der Durchmesser ermittelt (Fecker und Reik 1996). Diese Messung dient zur Korrektur der Ergebnisse radioaktiver Messungen, da deren Signalstärke abhängig vom Abstand zur Bohrlochwand ist. Zudem können Ausbrüche der Bohrlochwand detektiert werden, was auf Störungen im Bohrablauf oder Schwächezonen im anstehenden Gebirge hinweisen kann.

Mit dem γ - γ -Log wird die natürliche γ -Strahlung von Gesteinsschichten ermittelt. Diese resultiert aus dem radioaktiven Zerfall von Isotopen und Elementen. Im Bereich der sedimentären Gesteine weisen vor allem Tonsteine eine hohe natürliche Gammastrahlung auf wohingegen diese z. B. bei Kalk- oder tonmineraalfreien Sandsteinen in der Regel niedrig ausfällt (Fecker und Reik 1996). In Kombination mit einem Widerstandslog (hier fokussiertes Elektrolog) kann ein lithologisches Profil erstellt werden.

Das γ -Dichtelog dient zur Berechnung der In-situ-Formationsdichte und Porosität sowie zum Erkennen klüftiger Zonen. γ -Sonden enthalten eine radioaktive Quelle. Durch deren radioak-

tiven Zerfall entsteht eine γ -Strahlung, die auf das Gestein trifft und dort aufgrund des Compton-Effekts vielfach gestreut wird. Dabei wird die Energie der Strahlung auf die Hüllenelektronen der Atome des Gesteins übertragen und die Wellenlänge der γ -Strahlung vergrößert. Die von den Detektoren aufgenommene Restenergie der Strahlung ist ein Maß für die sogenannte Elektronendichte, die mit der Gesteinsdichte über Gleichung (4) in Beziehung steht:

$$\rho_e = 2 * \frac{Z}{A_r} * \rho \quad (4)$$

ρ_e – Elektronendichte

Z – Ordnungszahl

A_r – Relative Atommasse

ρ – Gesteinsdichte

In Kombination mit den Ergebnissen aus dem Sonic-Log können elastische Gesteinsparameter ermittelt werden. Mit dem Sonic-Log wird die durchschnittliche Ultraschall-Laufzeit in einem konstanten Messintervall entlang der Bohrlochwandung bestimmt. Als Sender für die Ultraschallwelle dienen Piezoelemente oder magnetostriktive Geber (Deformation durch ein äußeres magnetisches Wechselfeld). Die Aufnehmer registrieren die Ankunft der P-Welle und es wird die Ultraschall-Laufzeit zwischen Sender und Empfänger gemessen. Aus der Laufzeit und der Messstrecke wird die P-Wellengeschwindigkeit ermittelt. Es sind ebenfalls Rückschlüsse auf die Poissonzahl u. a. elastische Parameter möglich (Knödel et al. 1997).

Das fokussierte Elektrolog identifiziert schwach konsolidierte Zonen im Festgestein. Dem Baugrund wird über Elektroden ein elektrischer Strom zugeführt und zwischen zwei Aufnehmern bzw. Sonden die Spannung gemessen. Aus dem Verhältnis von Stromstärke zu Spannung kann der Widerstand des durchfahrenen Abschnitts kontinuierlich ermittelt werden. Die Auflösung des Messverfahrens hängt von der Anordnung der genannten Apparaturen ab (Fecker und Reik 1996).

Der akustische Bohrlochscanner dient zur Identifikation und Raumlage von Klüften. Während der Messung rotiert ein Signalgeber und tastet mit einer bestimmten Signalrate die Bohrlochwand ab. Dabei werden Amplitude sowie Laufzeit aufgenommen und in Falschfarben oder Graustufen als Negativabbild der Bohrlochwandung nordorientiert dargestellt (Knödel et al. 1997). Das Bohrloch muss während der Messung wassergefüllt sein.

5.4 Probenbehandlung und -bearbeitung im Feld

Direkt nach dem Ziehen des Liners wurde dieser mit einer Plastikkappe versiegelt, um die zusätzlich Klebeband gewickelt wurde. Der erste Probenmeter im Seilkernbohrverfahren einer jeden Bohrung wurde konventionell behandelt, der zweite Bohrmeter wurde mit der Salzlösung aufgefüllt. Dieses Vorgehen wurde bei allen Bohrungen bis zur Endteufe durchgeführt. Die mit einer Salzlösung aufgefüllten Bohrmeter wurden entsprechend gekennzeichnet. Der oberste Bohrmeter wurde zur Kontrolle des Kerngewinns aufgesägt und dokumentiert. Anschließend wurde dieser Liner wieder mit Klebeband verschlossen.

Zur Stabilisierung während des Transports zum Zwischenlager bzw. zur Bundesanstalt für Wasserbau wurden Pappstreifen zwischen Kern und Kernkistenseitenwand bzw. -boden geklemmt. Dies verhindert ein Hin- und Herrollen sowie Anstoßen des Kerns, wenn sich dieser nicht passgenau in die Probenkiste einfügen lässt (Abbildung 28).



Abbildung 28: Pappstreifen zur Stabilisierung der Kerne in den Kisten während des Transports

5.5 Zwischenlagerung und Transport

Die Zwischenlagerung der Proben in Minden erfolgte über eine Zeitdauer von insgesamt drei Wochen in einem umfunktionierten Baubürocontainer. In diesem wurde eine Klimaanlage installiert, bei der die geringstmögliche Kühltemperatur von 16 °C eingestellt wurde. Abhängig von den Wetterverhältnissen lagen die mit einem konventionellen Digitalthermometer gemessenen Innentemperaturen zwischen 12 (nachts) und 25 °C (tagsüber). Über zwei Wochen hinweg erfolgte die Zwischenlagerung der Proben in Kriegenbrunn in einer Halle bei Temperaturen zwischen 15 und 20 °C bis zu ihrem Transport in die BAW.

Für den Probentransport wurden die Bestimmungen der DIN EN ISO 22475-1:2007-01 Kapitel 11.5 angewendet. Die Proben aus Minden wurden waagrecht transportiert, gelagert und in stabilen Kernkisten so verpackt, dass sie während der Fahrt nicht anstoßen, hin- und herrollen bzw. herunterfallen konnten. Der Transport-LKW verfügte über ein spezielles Dämpfungssystem für den Anhänger. Die Holzboxen wurden in sechs Schichten auf einer Europalette gestapelt. Zur Abminderung von Erschütterungen wurde zwischen jede Holzboxenschicht zwei Lagen Luftkissenfolie platziert. Zur behelfsmäßigen Abschirmung gegen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsschwankungen wurden die aufgestapelten Boxen mit einer PVC-Folie umhüllt (Abbildung 29).

Durch die günstigen Witterungsbedingungen, dem Transport bei Nacht mit entsprechend niedrigen Temperaturen von etwa 10 bis 15 °C sowie den beschriebenen Vorkehrungen zur Minderung von Stößen und Erschütterungen war ein Höchstmaß zum Erhalt der Probenqualität gewährleistet.



Abbildung 29: Mit Luftkissenfolie ummantelte Kernkisten

Die Schluffstein-Proben aus Kriegenbrunn wurden waagrecht gelagert, transportiert und in einer stabilen Gitterbox so verpackt, dass sie während der Fahrt nicht anstoßen, hin- und herrollen bzw. herunterfallen konnten. Zwischen den Linern jeweils wurden zwei Schichten Luftkissenfolie zur Abminderung von Stößen und Vibrationen platziert. Die Temperaturen während des Transports lagen ebenfalls bei etwa 10 bis 15 °C.

5.6 Lagerung in der BAW



Abbildung 30: rechts: Kühlkammer, links: Innenraum der Kühlkammer

Die Lagerung der Proben richtet sich nach DIN EN ISO 22475-1:2007-01 Kapitel 11.7. Die Proben lagern horizontal in einem Regal in einer Kühlzelle bei 7 bis 10 °C (Abbildung 30), was in etwa der Grundwassertemperatur entspricht.

Um einen Luftaustausch mit der Kernproben mit der Umgebungsluft komplett auszuschließen, wurden die PVC-Liner in Plastikrohre mit größerem Durchmesser, welche abhängig von der Probeentnahmevariante mit Salzlösung bzw. Wasser aufgefüllt wurden, platziert (Abbildung 31).

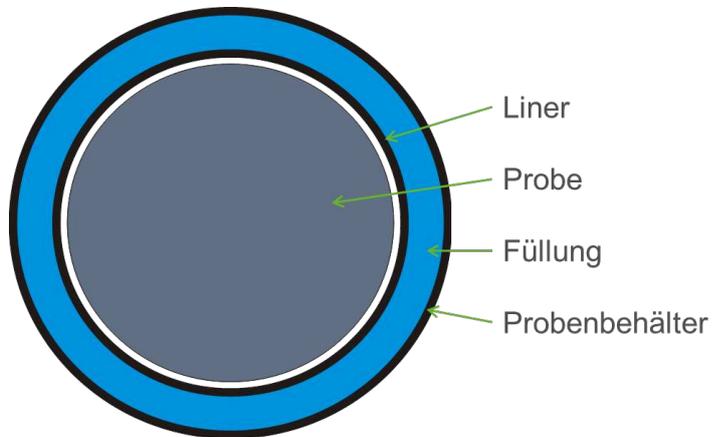


Abbildung 31: Querschnitt durch einen Behälter für die Liner

Abgesehen von der Variation im Probeentnahmeverfahren wurden beim Bohren, Transport, Lagerung und Versuchsvorbereitung alle Proben gleich behandelt.

Abschnitt III: Experimentelle Untersuchungen

In dieser Arbeit sollen unterschiedliche Probeentnahmevarianten und deren Einfluss auf im Triaxialversuch ermittelte Festigkeits- und Scherparameter veränderlich-fester Gesteine verglichen werden. Dazu ist eine genaue Charakterisierung der Proben notwendig, um eine Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse der unterschiedlichen Varianten zu ermöglichen. Zur Charakterisierung dienen Versuche wie die Bestimmung des Wassergehalts, der Feucht- und Korndichte, der Mineralzusammensetzung des Gesteins mithilfe der Röntgendiffraktometrie und des Kalkgehalts mit Calcimeter-Messungen. Untersuchungen zur Mikrostruktur der Gesteine mittels spezieller Rasterelektronenmikroskopie-Aufnahmen und Quecksilber-Porosimetrie-Messungen werden zu Aussagen über die Beschaffenheit des Porenraums genutzt. Die Bestimmung der Festigkeits- und Steifigkeitsparameter umfasst drainierte und undrainierte Triaxialversuche modifiziert nach DIN EN ISO 17892-9.

Zunächst wird detailliert auf die durchgeführten Mikrostruktur-Untersuchungen eingegangen. Danach wird das Vorgehen während der Triaxialversuche beschrieben.

6 Mikrostruktur-Untersuchungen

Zur Analyse der Mikrostruktur und Charakterisierung des Porenraums wurden Quecksilber-Porosimetrie (MIP)- und Broad-Ion-Beam-Rasterelektronenmikroskopie (BIB-SEM)-Untersuchungen durchgeführt. Mit den Messungen können Aussagen über die hydraulische Konnektivität und Porengrößenverteilung innerhalb der Proben getroffen werden. Die MIP-Messungen wurden am Karlsruher Institut für Technologie und die BIB-SEM-Untersuchungen von der MaP GmbH in Aachen durchgeführt.

6.1 Quecksilber-Injektionsporosimetrie

Zum Verständnis der Mikrostruktureigenschaften ist es essentiell, die hydraulische Konnektivität und der Größenverteilung der Porenhäule zu ermitteln. Bei der MIP dringt eine nicht-benetzende Flüssigkeit wie Quecksilber unter Ausübung eines Druckes durch eine Kapillare in eine Pore ein.

Die Proben werden zunächst mit flüssigem Stickstoff gefriergetrocknet, wodurch das Porenwasser in der Probe sehr schnell gefriert und dadurch die Volumenzunahme von Wasser zu Eis unterbunden wird. Durch anschließendes Anlegen eines Vakuums sublimiert die gefrorene Wasserphase und die Poren der zu untersuchenden Probe sind weitestgehend wasserfrei (Birle 2011). Dadurch kann das Quecksilber beim Einpressen ungehindert in die Poren eindringen.

Danach wird Quecksilber mit stufenweise erhöhtem Druck gegen dessen Oberflächenspannung in die Materialprobe gedrückt und das eingepresste, akkumulierte Volumen pro Druckstufe gemessen. Die Kapillarradiusverteilung ergibt sich aus dem Zusammenhang zwischen aufgebrachtem Druck, infiltrierten Kapillarradius und eingepresstem Quecksilbervolumen. Der Zusammenhang zwischen aufgebrachtem Druck Δp und der zu infiltrierenden Kapillargröße r_k wird nach der Gleichung von Washburn (1921) beschrieben:

$$\Delta p = - \frac{2 * \sigma_{Hg} * \cos\theta}{r_k} \quad (5)$$

Der Benetzungswinkel θ liegt für Tonminerale zwischen 139° und 147° (Diamond 1970). σ_{Hg} ist die Oberflächenspannung des Quecksilbers.

6.2 Broad-Ion-Beam-Rasterelektronenmikroskopie

Die BIB-SEM-Untersuchungen dienen zur Untersuchung der 2D-Porengeometrie, Porenkonnektivität und Porenwasserverteilung. Diese Methode ist durch ein spezielles Probenvorbereitungsverfahren gekennzeichnet, durch welches sehr hohe Auflösungen und neue Auswertmöglichkeiten im Vergleich zur konventionellen Rasterelektronenmikroskopie (REM)-Aufnahmen ermöglicht werden.

Zunächst wird eine zu einem Würfel von 0,5 cm Kantenlänge zurechtgesägte Probe mit einem Siliziumcarbid-Sandpapier poliert, anschließend in einer BIB-Probenkammer platziert und mit einem Argon-Ionenstrahl beschossen. Dieser trägt etwa 100 μm Material ab. Danach überzieht ein sog. Sputter-Coater die Probe mit einem etwa 7,5 nm dicken Wolframfilm, wodurch eine extrem glatte Oberfläche entsteht, auf der das Porensystem und dessen zweidimensionale Geometrie sehr detailliert mit einem REM untersucht werden kann (Klaver 2014). Zwei spezielle Weiterentwicklungen dieses Verfahrens sind die Cryo-BIB-SEM und die Liquid-Metal-Injection (LMI)-BIB-SEM.

Bei der Cryo-BIB-SEM kühlt Stickstoff die Probe auf -160°C herunter, wodurch das Porenwasser sehr schnell gefriert. Mit einem speziellen Cryo-Transfersystem wird die Probe unter Vakuumbedingungen in eine Cryo-BIB-Kammer platziert, mit drei Argon-Ionenstrahlen poliert, danach mit der Transfereinheit in einen Cryo-Sputter-Coater gestellt und mit einem etwa 5 nm dicken Wolframfilm überzogen. Dann kann die Probe mit dem Cryo-Transfersystem in der Probenkammer des Cryo-REM positioniert und das Porensystem abgebildet werden. Durch eine Erhöhung der Temperatur in der Probenkammer sublimiert das gefrorene Porenwasser. Mit dem REM wird ein weiteres Bild des gleichen Ausschnitts aufgezeichnet. Die Visualisierung der Verteilung des Porenwassers erfolgt über einen Vergleich der Vorher-Nachher-Bilder (Desbois et al. 2013).

Bei der LMI-BIB-SEM wird die Probe zunächst bei 80°C getrocknet (Klaver et al. 2015), danach in einem Druckbehälter positioniert und dieses auf 90°C aufgeheizt (Klaver 2018). Nach der Platzierung der Probe im Druckbehälter wird Wood's Metal (Legierung aus 50 Gew.-% Bismut, 25 Gew.-% Blei, 12,5 Gew.-% Cadmium, 12,5 Gew.-% Zinn) in die Probe gepresst. Wood's Metal übernimmt als nicht benetzende Flüssigkeit die gleiche Funktion wie Quecksilber bei der MIP. Nach Beendigung dieses Vorgangs muss das System abkühlen. Die Probe wird dann entnommen, zurechtgesägt, in der BIB-Probenkammer mit einer speziellen Argon-Ionenstrahl-Anordnung glatt poliert und anschließend mit dem REM untersucht (Klaver et al. 2015). Aufgrund der relativ großen Unterschiede der Dichten von Wood's Metal und Tonstein entsteht ein sehr starker Kontrast in den REM-Aufnahmen, wodurch die Konnektivität des Porensystems untersucht werden kann.

7 Triaxialversuche

Aufgrund der besonderen Eigenschaften veränderlich-fester Gesteine (siehe Abschnitt I, Kapitel 2) muss das Vorgehen bei Triaxialversuchen speziell an diese Gesteinsgruppe angepasst werden. Als Ausgangspunkt für die in dieser Arbeit durchgeführten Triaxialversuche dienen die Ergebnisse der Literaturrecherche, deren Ergebnisse in diesem Kapitel erläutert werden. Zunächst wird auf die begleitenden Untersuchungen eingegangen. Danach folgt der Aufbau dieses Kapitels der Logik eines bodenmechanischen Triaxialversuches (mit Sättigung, Konsolidierung, Abscherphase). Die letzten beiden Kapitel beinhalten die Beschreibung der genutzten Triaxialprüfstände sowie der Probenvorbereitung.

7.1 Durchführung der Triaxialversuche

7.1.1 Wassergehalt, Feuchtdichte, Korndichte, Porenanteil, Mineralogie

Im Rahmen der Durchführung der Triaxialversuche werden standardmäßig der Wassergehalt, die Feucht- und Korndichte, der Porenanteil sowie an ausgewählten Proben die mineralogische Zusammensetzung und der Kalkgehalt bestimmt. Diese Untersuchungen tragen zur Charakterisierung jeder einzelnen Probe bei sowie zur Vergleichbarkeit der Proben untereinander.

Die **Feuchtdichte** lässt sich direkt aus der Masse und dem Volumen der Triaxialproben ermitteln. Für die Bestimmung der Höhe und des Durchmesser der Probe werden je an drei verschiedenen Stellen Maße genommen und daraus der Mittelwert berechnet.

Der ausgebohrte Gesteinsring aus der Probenvorbereitung für den Triaxialversuch dient zur Bestimmung des **Wassergehalts**. Der Probenring wird für 72 h bei 105 °C im Trockenofen getrocknet und anschließend aus der Massendifferenz der Probe relativ zu deren Ausgangsgewicht der Wassergehalt ermittelt. Zur Bestimmung des **Anteils des adsorbierten Wassers** sowie möglicherweise auftretenden Mineralumwandlungen in den untersuchten Gesteinen wurden Thermogravimetrie (TG)-Differentielle Thermoanalyse (DTA)-Messungen durchgeführt. Während der TG wird die Probe erhitzt und der Masseverlust über die Temperaturänderung gemessen. Je nach Temperatur der Masseverluste kann eine Aussage über Menge und Art des verlorengegangenen Reaktionsproduktes getroffen werden. Während einer DTA wird die Probe ebenfalls kontinuierlich erhitzt und die bei chemischen Reaktionen, Phasenumwandlungen u. Ä. verbrauchte oder abgegebene Energie gemessen. In dem jeweiligen Thermogramm können für bestimmte Phasenumwandlungen und chemische Reaktionen charakteristische Peaks abgelesen werden. Abhängig von Peakhöhe, Spannweite, Halbwertsbreite, Anfangs- und Endtemperatur des chemischen Vorgangs, Fläche unter der Kurve und Verschiebung der Basislinie können Aussagen über Art und Menge der chemischen Umwandlung getroffen werden (Smykatz-Kloss 1974). Untersuchungen mit dem TG-DTA-Gerät haben keine Mineralumwandlungen im Temperaturbereich bis 105 °C nachgewiesen, die das Ergebnis der Wassergehaltsbestimmung verfälschen könnten.

Die **Korndichte** wird mit Material aus dem ausgebohrten Tonsteinring ermittelt. Das Gestein wird bei 107,5 °C getrocknet, zu kleineren Stücken zermörsert, pulverfein gemahlen, wieder

bei 107,5 °C getrocknet und zum Schluss in einem Exsikkator abgekühlt. Für die Untersuchung der Korndichte mit dem Gaspyknometer AccuPyc 1330 der Firma Micromeritics werden etwa 10 g des Gesteinspulvers benötigt. Während der Messung umspült Heliumgas die in der Messkammer (mit dem Volumen V_Z) befindliche Probe. Dadurch steigt der Druck in der Messkammer (P_1). Sobald der Druck konstant ist, wird ein Ventil zur sog. Expansionskammer mit dem Volumen V_E geöffnet, was zu einem Absinken des Druckes (P_2) führt. Anhand des verdrängten Gasvolumens in der Messkammer errechnet sich das unbekannte Volumen des Probenmaterials (V_P) zu:

$$V_P = V_Z - \left(\frac{V_E}{\frac{P_1}{P_2} - 1} \right) \quad (6)$$

Aus der Probenmasse m_P und dem Volumen V_P kann die Korndichte ρ_s ermittelt werden. Der **Sättigungsgrad** der Proben wird mithilfe des Wassergehalts w , der Korndichte ρ_s , der Porenzahl e und der Dichte des Wassers ρ_w berechnet:

$$S_r = \frac{w * \rho_s}{e * \rho_w} \quad (7)$$

Für **mineralogische Untersuchungen** wurden Röntgendiffraktometrie (XRD)-Messungen durchgeführt. Bei der XRD-Messung werden durch den sog. Röntgenbeugungs- oder Braggwinkel θ unter Zuhilfenahme der Bragg-Gleichung (8) die für jedes Mineral charakteristischen Gitterschichtabstände d ermittelt:

$$n * \lambda = 2d * \sin(\theta) \quad (8)$$

Eine Reflexion bzw. ein Messsignal kann nur dann beobachtet werden, wenn der Gangunterschied (rechte Seite der Gleichung) gleich einem ganzzahligen Vielfachen n der Wellenlänge λ ist; wenn also die Bragg-Gleichung erfüllt ist.

Zur Untersuchung von **Kalkgehalten** des Mindener Tonsteins wurden Calcimeter-Messungen durchgeführt. Dafür wird eine abgewogene Probenmenge m_d in einen Reaktionsbehälter platziert und der Druck (P_0) sowie Temperatur (T_0) im Behälter gemessen. Die Zugabe von Salzsäure zum Probenmaterial führt zu einer Reaktion mit dem Karbonat in der Probe, wodurch CO_2 entsteht und sich der Druck im Behälter erhöht. Sobald dieser einen konstanten Wert erreicht, werden die Temperatur (T_1) und der Druck (P_1) wiederholt abgelesen. Aus Druck und Temperatur errechnet sich die Masse des Calcits m_{CC} nach:

$$m_{CC} = UF * \left(\frac{P_1}{T_1} - \frac{P_0}{T_0} \right) \quad (9)$$

UF ist ein Umrechnungsfaktor, der sich aus der Kalibrierung des Calcimeters ergibt. Der Anteil des Calcits V_{CC} in der Gesamtprobe berechnet sich aus Division durch die Ausgangsprobenmasse.

$$V_{Cc} = \frac{m_{Cc}}{m_d} \quad (10)$$

Der Dolomitanteil V_{Dol} wird aus der Differenz des Gesamtkarbonat- ($V_{Karbonat}$) und des Calciantteils ermittelt.

$$V_{Dol} = V_{Karbonat} - V_{Cc} \quad (11)$$

7.1.2 Versuchsdesign der Triaxialversuche

Im frischen Zustand sind ein großer Teil der Ton- und Schluffsteine als Fels anzusprechen, was dazu verleiten kann, diese Gesteine im Labor ausschließlich unter felsmechanischen Aspekten zu untersuchen. In der Erwartung eines für Fels typischen Verhaltens wurden im Zusammenhang mit der geotechnischen Erkundung für den Neubau der Weserschleuse Minden Triaxialversuche ohne Porenwasserdruckmessung für die Ermittlung der Scherfestigkeit des Tonsteins am Institut für Felsmechanik in Leipzig (2008) durchgeführt.

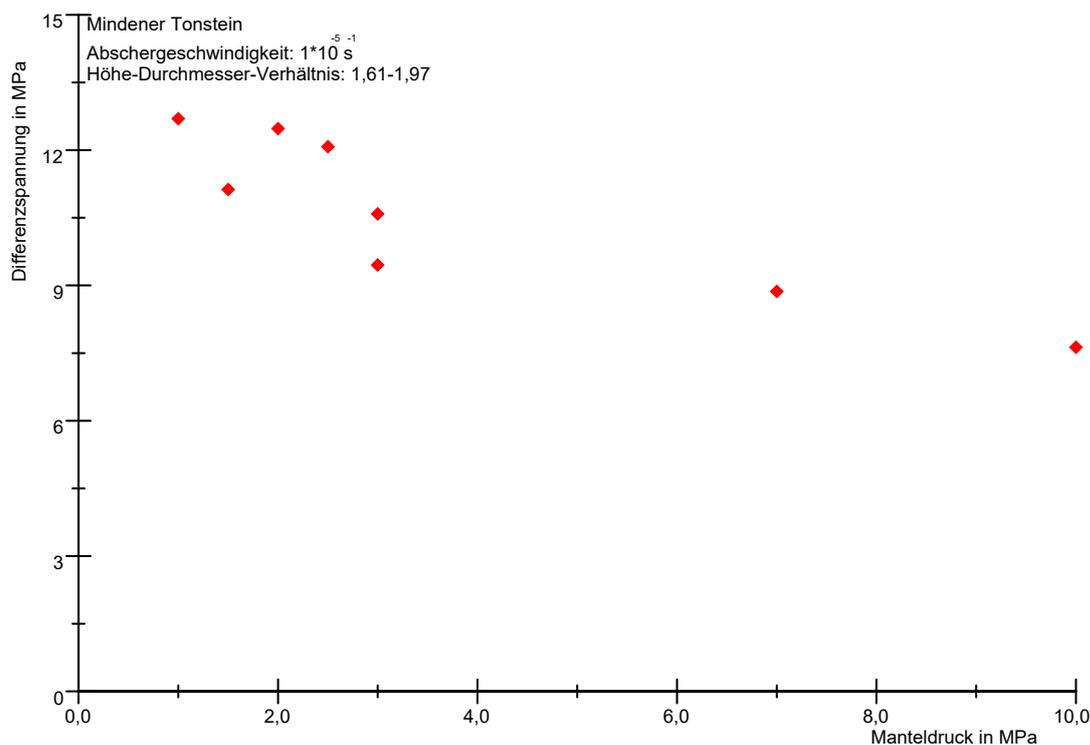


Abbildung 32: Manteldruck gegen Differenzspannung bei einem Triaxialversuch an Fels (nach Institut für Gebirgsmechanik GmbH 2008)

Unter der Voraussetzung eines drainierten Verhaltens müsste die maximal erreichbare Differenzspannung mit der Erhöhung des effektiven Manteldrucks ansteigen, da dieser wie eine stabilisierende Kraft auf die Probe wirkt. Aus den Ergebnissen ist aber klar zu erkennen, dass dieser Zusammenhang bei den untersuchten Tonsteinen nicht besteht. Stattdessen bleibt die Differenzspannung mit zunehmendem effektivem Manteldruck bis 2,5 MPa nahezu konstant und fällt bei 3 MPa sogar ab (Abbildung 32). Dies weist auf den Aufbau von Porenwasserüberdrücken und auf undrainiertes Verhalten hin. Um dies zu untersuchen, wurden

weitere Triaxialversuche mit Porenwasserdruckmessungen durchgeführt. In Abbildung 33 ist ein solcher Versuch dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass der Porenwasserdruck sofort mit dem Einsetzen der Manteldruckerhöhung simultan ansteigt. Dadurch entsteht in der Probe ein Porenwasserüberdruck, der der stabilisierenden Wirkung des Manteldrucks entgegenwirkt, wodurch alle Proben bei etwa der gleichen Differenzspannung unabhängig vom Manteldruck versagen. Die Versuche wurden also unter undrainierten Bedingungen ausgeführt. Ähnliches wurde für Sedimentgesteine von einer Reihe anderer Autoren beobachtet und untersucht (Handin et al. 1963; Jahns 2013; Makhnenko und Labuz 2013; Wild et al. 2015a; Ewy 2018; Gray et al. 2018).

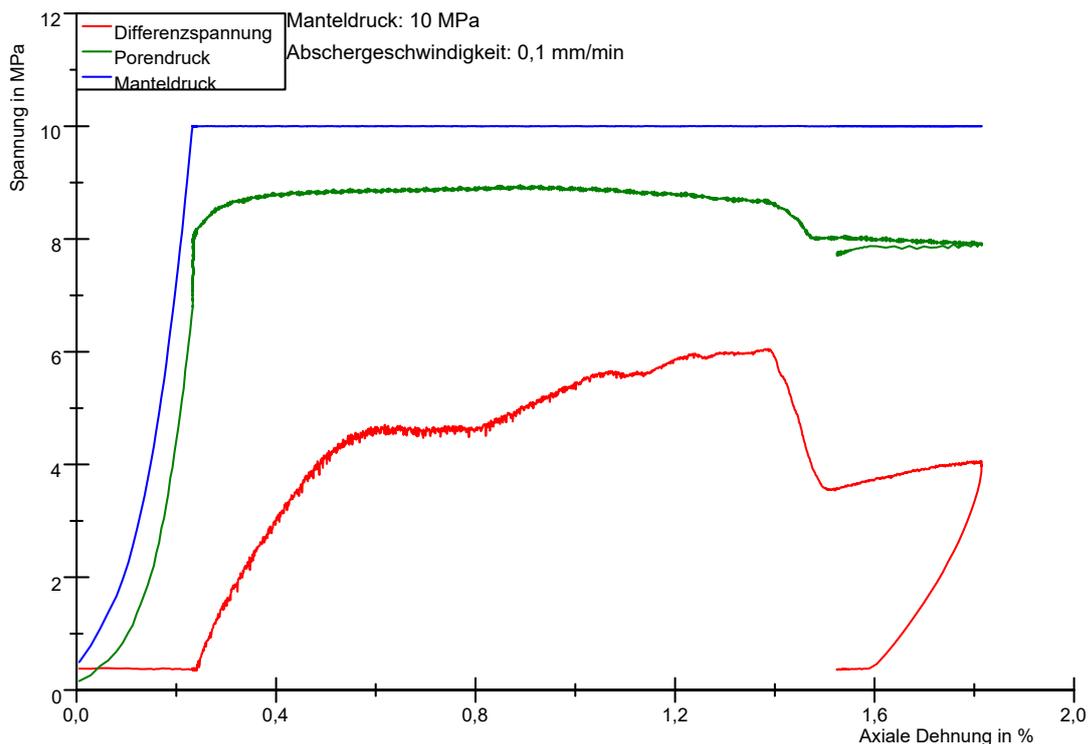


Abbildung 33: Entwicklung des Porenwasserdrucks während eines Triaxialversuchs (nach Institut für Gebirgsmechanik GmbH 2008)

Aufgrund dieses Sachverhaltes muss der Porenwasserdruck geregelt bzw. gemessen werden. Gleichzeitig darf die Abschergeschwindigkeit nicht zu hoch angesetzt werden, da diese mit der Höhe des Porenwasserüberdrucks positiv korreliert (Al-Bazali et al. 2008). Daher ist die Durchführung eines Triaxialversuchs nach felsmechanischen Gesichtspunkten (hohe Abscherrate, keine Messung des Porenwasserdrucks) nicht zielführend.

Deshalb werden die Triaxialversuche zum Vergleich der Probeentnahmevarianten nach bodenmechanischen Randbedingungen (Abstimmung der Abscherrate auf die Geomaterie, Messung des Porenwasserdrucks) durchgeführt. Bestimmungen dazu finden sich in DIN EN ISO 17892-9, deren Vorgaben als Ausgangspunkt für die weiteren Untersuchungen genutzt werden.

Danach gliedern sich Triaxialversuche an Bodenproben in drei Phasen (Abbildung 34). In der Sättigungsphase wird ein Wasserdruck bzw. Gegendruck aufgebracht, um die Probe aufzusättigen. Die Sättigung der Probe wird mit dem B-Test kontrolliert. Dabei wird der Axial- und

Manteldruck mit einer hohen Spannungsrate um einen bestimmten Betrag erhöht. Gleichzeitig wird die Zunahme des Porenwasserdrucks gemessen. Der Quotient aus Erhöhung des Porenwasserdrucks und Erhöhung des Manteldrucks ergibt den B-Wert, welcher eine Aussage über die Sättigung der Probe zulässt:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (12)$$

Der B-Wert liegt zwischen 0 und 1, wobei ein Wert von 1 eine vollständige Sättigung anzeigt. Für organische Böden können B-Werte von über 1 ermittelt werden.

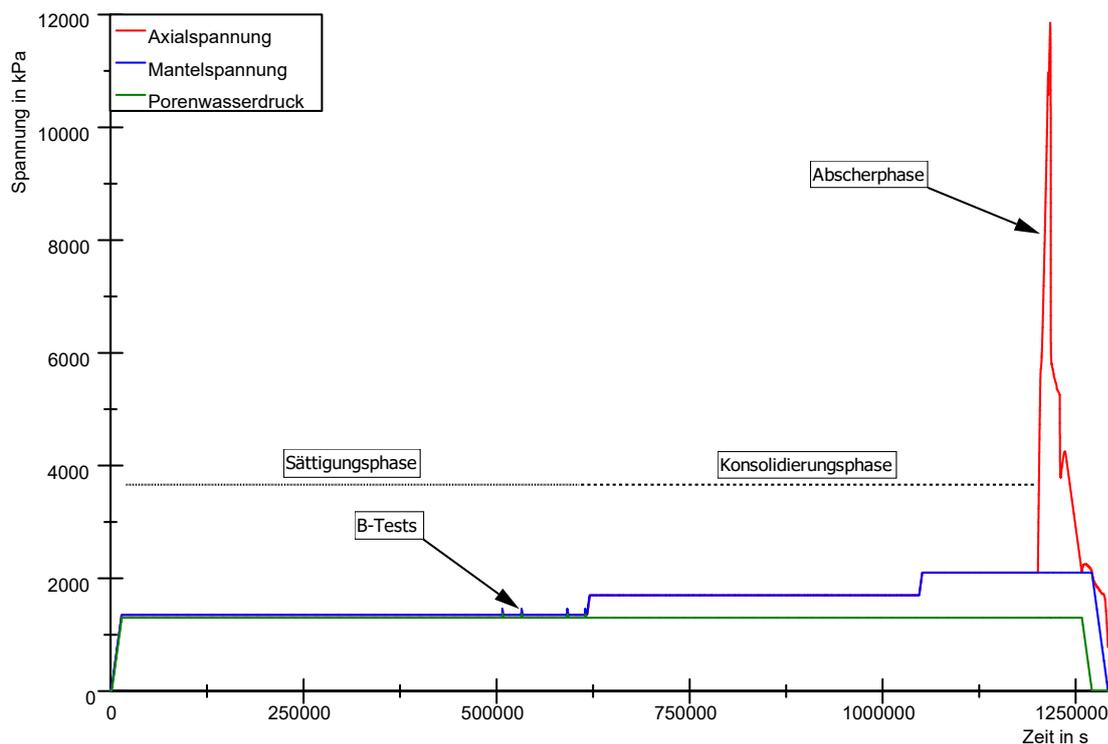


Abbildung 34: Ablauf eines Triaxialversuchs nach bodenmechanischen Randbedingungen

Bei Untersuchungen an Opalinuston-Proben gingen Lempp et al. (2016) grundsätzlich in situ von einer vollständigen **Sättigung** des Gesteins aus. Dies wird mit der dauerhaften Lage der Tonsteine unterhalb des Grundwasserspiegels begründet, wodurch genügend Zeit war, um zwischen dem Porenwasser im Tonstein und dem Grundwasser ein Sättigungsgleichgewicht zu erreichen. Bestätigung findet diese Annahme durch Überlegungen von Giger et al. (2018). Die in dieser Arbeit durchgeführten Triaxialversuche wurden trotzdem mit einer Sättigungsphase durchgeführt, da ein Teil der Proben aus dem Grundwasserschwankungsbereich stammt und somit nicht von vornherein von einer vollständigen Sättigung ausgegangen werden kann. Das Aufbringen des Gegendruckes während der Sättigungsphase bewirkt, dass noch vorhandene Gasbläschen im Druckerzeugersystem und in der Probe in Lösung gehen, wodurch die Sättigung erhöht werden soll. Eine Möglichkeit den Gegendruck zu berechnen, der mindestens nötig ist, um eine Probe vollständig zu sättigen, geben die Gleichungen (13) und (14) (Lowe und Johnson 1961):

$$\text{mit Wassernachschub} \quad u_0 = \left((1 - H) * \frac{1 - S}{H} \right) * p_0 \quad (13)$$

$$\text{ohne Wassernachschub} \quad u_0 = \frac{1 - S}{H * S} * p_0 \quad (14)$$

u_0 – benötigter Gegendruck

H – Henryzahl ($H = 0,02$)

S – Sättigungsgrad

p_0 – Atmosphärendruck ($p_0 = 0,1 \text{ MPa}$)

Die berechneten Sättigungsgrade der Proben des Mindener Tonsteins (s. Anhang A2) liegen im Wesentlichen nahe 100 %. Die niedrigsten Werte erreichen etwa 85 %. Auf Grundlage von Gleichung (13) müsste bei einer Sättigung von 85 % ein Gegendruck von mindestens 735 kPa angelegt werden, dass die Proben eine Sättigung von 100 % erreichen. Analog wäre ohne Wassernachschub unter Anwendung von Gleichung (14) ein Gegendruck von mindestens 882 kPa nötig.

Ein versuchsbasiertes Kriterium zur Kontrolle der Sättigung sind wiederholte B-Tests. Diese sind so oft durchzuführen, bis ein konstantes Niveau erreicht wurde. Bei Berre (2011) wird für geringdurchlässige Gesteine ein Gegendruck von 30 MPa aufgebracht. Dieser darf aber nicht zu schnell gesteigert werden, da sonst die Gefahr besteht, dass der Porendruck in der Probe selbst im Verhältnis zum von außen aufgetragenen Gegendruck zu langsam ansteigt und zu hohe effektive Spannungen induziert werden. Bei Proben, die schwellfähige Tonminerale enthalten, ist zudem zu beachten, dass Drücke aufgebracht werden müssen, die etwa dem Schwelldruck entsprechen, damit das Probenvolumen während der Sättigungsprozedur konstant bleibt.

Für die in dieser Arbeit durchgeführten Triaxialversuche wurde nach obiger Berechnung und einem Sicherheitsaufschlag ein Gegendruck von 1300 kPa angelegt und solange B-Tests durchgeführt, bis der B-Wert konstant blieb.

Bei der anschließenden **Konsolidierung** werden in einem ersten Schritt Axial- und Manteldruck soweit erhöht, bis die effektive In-situ-Spannung erreicht wird. Die zweite Konsolidierungsstufe dient zum Aufbringen der effektiven Spannungen, bei denen die Probe abgeschert werden soll. Amann und Vogelhuber (2015) haben rechnerische und versuchsbasierte Kriterien zusammengefasst, mit denen nachgeprüft werden kann, zu welchem Zeitpunkt die Konsolidierung abgeschlossen ist. Die für die Konsolidierung benötigte Zeit kann unter der Voraussetzung beidseitiger Entwässerung mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$t_c = \frac{0,196 * H^2}{c_v} \quad (15)$$

t_c – für Konsolidierung benötigte Zeit

H – Probenhöhe

c_v – Konsolidierungskoeffizient

mit:

$$c_v = \frac{k * K}{\gamma_w} \quad (16)$$

k – hydraulische Konduktivität

K – Kompressionsmodul des Gesteins

γ_w – Wichte des Wassers

Ein versuchsbasiertes Kriterium ist das Abklingen des austretenden Porenwasservolumens bei geöffneter Drainageleitung sowie der Änderung der volumetrischen Verformung. Nach Berre (2011) muss bei einer undrainierten Konsolidierung der Porenwasserüberdruck auf 5 % seines Maximalwertes abgesunken sein, damit die Konsolidierung als abgeschlossen betrachtet werden kann. Nach Amann und Vogelhuber (2015) kann eine unzureichende Konsolidierung zu einer Unterschätzung der Spitzenfestigkeit führen.

In dieser Arbeit werden versuchsbasierte Kriterien angewendet, da diese mit der zu Verfügung stehenden Versuchstechnik in Echtzeit überwachbar sind und das tatsächliche Verhalten der Probe wiedergeben. Die Konsolidierungsphase wird als beendet betrachtet, wenn die Änderung des Porenwasservolumens und die Axialdeformation abgeklungen sind. Die Vorkonsolidierung wird drainiert bei einem effektiven Druck von 400 kPa durchgeführt, was in etwa den In-situ-Spannungen entspricht. Danach folgt das Anfahren des Axial- und Manteldrucks auf effektive Spannungen von 200 kPa, 400 kPa, 600 kPa und 800 kPa.

An die Konsolidierung schließt sich die **Abscherphase** an, bei der die Axialspannung unter Konstanthalten des Manteldrucks solange erhöht wird, bis die Probe versagt. Der wichtigste vorab festzulegende Parameter ist die Abschergeschwindigkeit. Deren Wahl für die Vergleichsuntersuchungen in dieser Arbeit basiert auf den im Folgenden zusammengefassten Literaturwerten zu Abschergeschwindigkeiten unterschiedlicher Gesteine (Tabelle 16 und Abbildung 35). Für CU-Versuche liegen diese zwischen $4,8 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ und $5 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ und für CD-Versuche zwischen $4,88 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ und $1 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ (Tabelle 16).

In Abbildung 35 sind Untersuchungsergebnisse verschiedener Autoren zum Einfluss der Abschergeschwindigkeit auf die Bruchfestigkeit aufgetragen. Es ist ersichtlich, dass der Effekt v. a. bei sehr hohen Deformationsraten ab $1 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ eine Rolle spielt. Unterhalb dieser Abschergeschwindigkeit sind die Änderungen relativ gering bzw. erreichen ein Plateau. Die Daten von Swan et al. (1989) stammen vom Kimmeridge Bay Shale. Bei diesem Gestein

Tabelle 16: Liste von Abschergeschwindigkeiten nach verschiedenen Autoren

Veröffentlichung	Abschergeschwindigkeit $xx \text{ s}^{-1} \triangleq xx \text{ mm/min}$	Typ	Gestein
Surarak et al. (2012)	$4,88 \cdot 10^{-4} \triangleq 2,928$	CD	Bangkok Clay
Besuelle et al. (2014)	$1 \cdot 10^{-7} \triangleq 0,0006$	CD	Boom Clay
Goricki und Pimentel (2015)	$0,6 \cdot 10^{-4} \triangleq 0,36$	CD	Kataklasite
Sieler (2005)	$8,3 \cdot 10^{-6} \triangleq 0,0498$	CD	Keupertonstein
Popp und Salzer (2007b)	$1 \cdot 10^{-5} \triangleq 0,06$	CD	Opalinuston
Lempp et al. (2016)	$5,7 \cdot 10^{-6} \triangleq 0,0342$	CD	Opalinuston
Wild und Amann (2018)	$1 \cdot 10^{-8} \triangleq 0,00006$	CD	Opalinuston
Islam und Skalle (2013)	$2 \cdot 10^{-8} \triangleq 0,00012$	CD	Pierre-1 Shale
Surarak et al. (2012)	$0,73 \cdot 10^{-2} \triangleq 43,8$	CU	Bangkok Clay
Taylor und Coop (1993)	20 kPa/h	CU	Boom Clay
Zhang (2002)	$6,5 \cdot 10^{-6} \triangleq 0,039$	CU	Callovo-Oxfordian Clay
Sieler (2005)	$0,6 \cdot 10^{-3} \triangleq 3,6$	CU	Keupertonstein
Gräsle (2011)	$1 \cdot 10^{-7} \triangleq 0,0006$	CU	Opalinuston
Amann et al. (2012)	$4,8 \cdot 10^{-2} \triangleq 288$	CU	Opalinuston
Jahns (2013)	$1 \cdot 10^{-6} \triangleq 0,006$	CU	Opalinuston
Giger und Marschall (2014)	$1 \cdot 10^{-6} \triangleq 0,006$	CU	Opalinuston
Ewy (2018)	$5 \cdot 10^{-8} \triangleq 0,0003$	CU	Opalinuston
Wild und Amann (2018)	$1 \cdot 10^{-7} \triangleq 0,0006$	CU	Opalinuston
Islam und Skalle (2013)	$1 \cdot 10^{-7} \triangleq 0,0006$	CU	Pierre-1 Shale

*Umrechnung auf eine Probenhöhe von 10 cm

wird ein stabiles Niveau bereits bei $1 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ erreicht. Im Jahr 2008 untersuchte das IfG im Auftrag der BAW den Einfluss der Deformationsrate auf die Festigkeit des Mindener Tonsteins bei zwei unterschiedlichen Abschergeschwindigkeiten ($1 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ und $2 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$). Bei den ausgewählten Abschergeschwindigkeiten ist kein Trend hinsichtlich der Bruchfestigkeit zu beobachten. Jahns (2013) erforschte diese Fragestellung an Opalinuston-Proben. Unterhalb einer Abschergeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ war keine Änderung der erreichbaren Spitzenfestigkeit mehr festzustellen. Messungen von Peng und Podnieks (1972) an einem Tuff zeigen sehr ähnliche Ergebnisse. In den Untersuchungen von Al Bazali et al. (2008) am Arco-Shale hatten Abschergeschwindigkeiten $< 4 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ keinen Einfluss auf die Spitzenfestigkeit. In Herrmann et al. (2018) ergab sich für Posidonienschiefer-Proben kein erkennbarer Trend. Aus diesen Studien ist zu entnehmen, dass bei einer Abschergeschwindigkeit von $\leq 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ keine Auswirkungen auf die Spitzenfestigkeit zu beobachten sein sollten. Dies deckt sich mit Messungen von Giger et al. (2018) an Opalinuston-Proben. Danach wirkt sich eine Abschergeschwindigkeit $< 2 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ nicht mehr auf die maximal erreichbare Bruchfestigkeit aus.

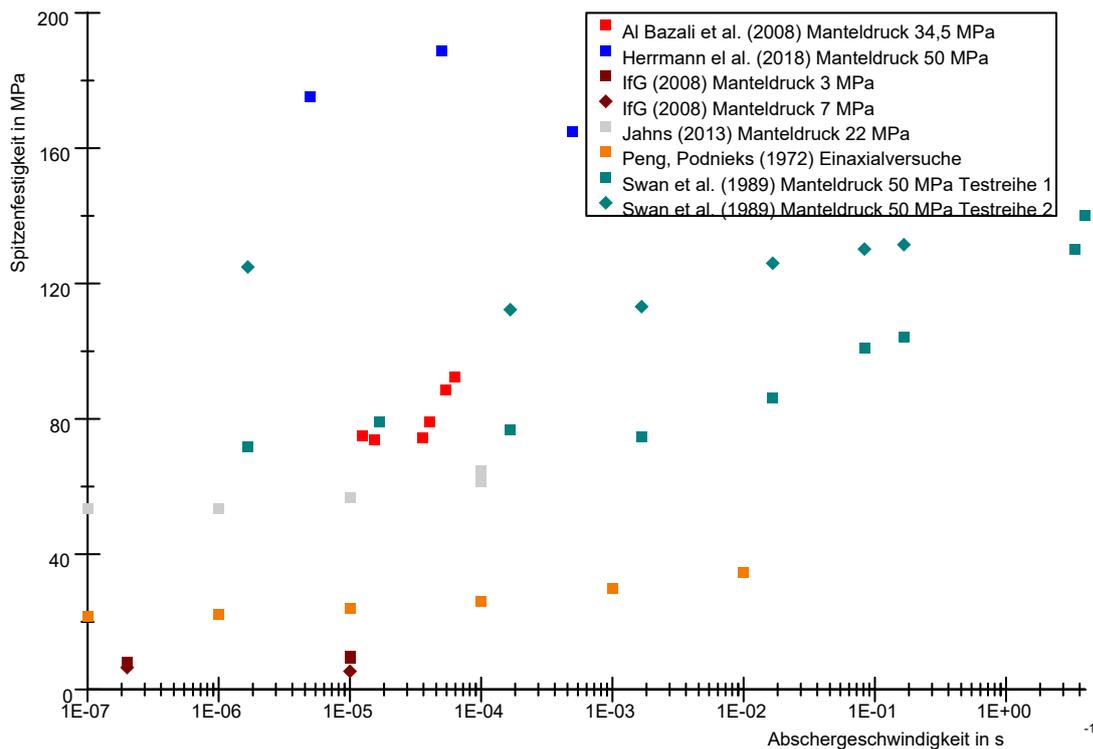


Abbildung 35: Einfluss der Abschergeschwindigkeit auf die maximal erreichbare Axialspannung in Abhängigkeit des Manteldrucks

In einer Zusammenstellung und Bewertung mehrerer wissenschaftlicher Arbeiten folgerten Amann und Vogelhuber (2015), dass eine erhöhte Abschergeschwindigkeit sogar tendenziell zu einer Unterschätzung der Spitzenfestigkeit führen kann.

Da in dieser Arbeit ein Leitfaden für die Praxis erarbeitet werden soll und dementsprechend der Zeitfaktor eine große Rolle spielt, wurde für die durchgeführten Triaxialversuche ein Abschergeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ gewählt, da dies die höchste Abscherrate ist, die nachweislich noch keinen Einfluss auf die erreichbare Spitzenfestigkeit aufweist. Bei einer Abschergeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ dauern die Triaxialversuche inklusive Sättigungs- und Konsolidierungsphase etwa eine Woche. Bei $1 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ dauert ein Test etwa fünf Wochen, was deutlich macht, wie stark die Abschergeschwindigkeit die Testdauer beeinflusst.

Probengrößeneffekte für Probenabmessungen, die in für Triaxialversuchen typischen Bereichen liegen, konnten in Bezug auf Festigkeitsparameter in unterschiedlichen Studien nicht festgestellt werden. Kamal et al. (2014) untersuchten verschiedene Tonsteinproben aus Großbritannien mit Durchmessern von 38 bis 100 mm und konnten bei intakten Proben keinen Einfluss der Probengröße dokumentieren. Thuro et al. (2001) konnten anhand von Zugversuchen und einaxialen Druckversuchen an Granit- und Kalksteinproben mit einem Durchmesser von 45 bis 80 mm ebenso wie Hedtmann und Alber (2018) für Malm-Kalke keinen Einfluss der Probengröße auf die Festigkeitseigenschaften der Gesteine nachweisen. Untersuchungen am Mindener Tonstein zum Einfluss des Schlankheitsmaßes auf die Bruchfestigkeit ergaben keinen systematischen Zusammenhang (Abbildung 36). Es kann also davon ausgegangen werden, dass die in dieser Arbeit gewählte Größe der Proben von 100 mm Höhe und 50 mm Durchmesser repräsentativ für ungestörte Felsproben ist.

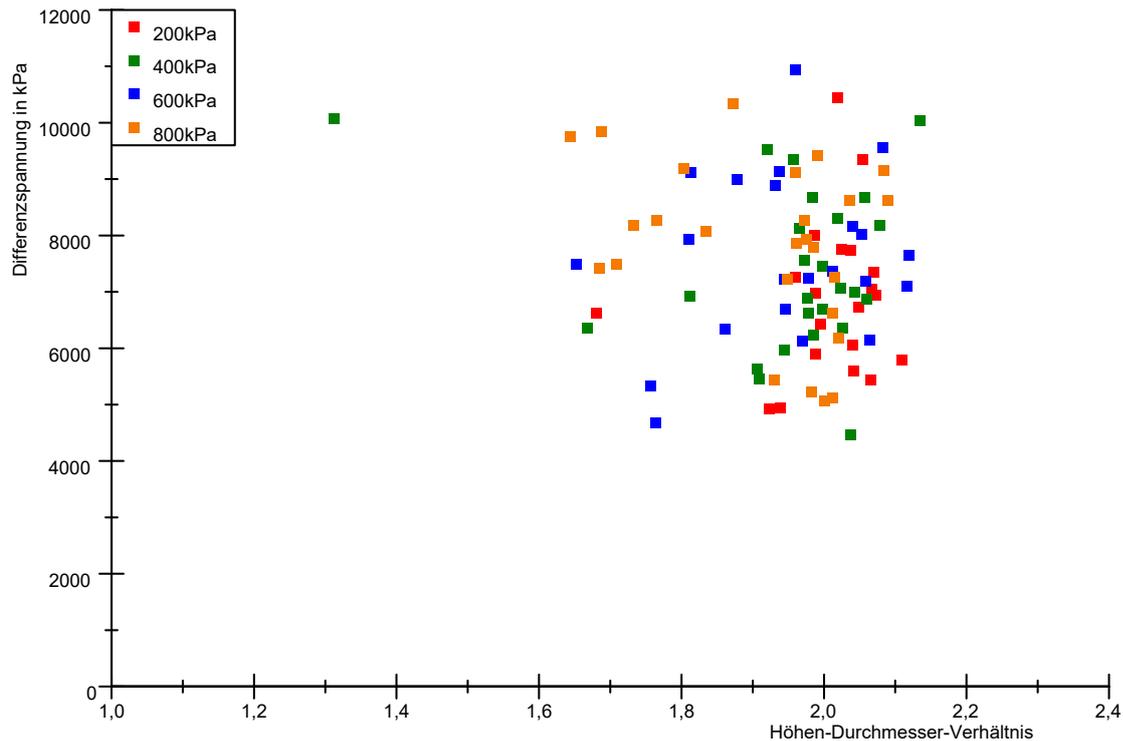


Abbildung 36: Einfluss des Schlankheits-(Höhen-Durchmesser-)Verhältnisses auf die Differenzspannung in Abhängigkeit des effektiven Manteldrucks

In Tabelle 17 sind Verformungen verschiedener Tonsteine aufgrund **thermischer Effekte** aufgeführt. Die Ausdehnung der Proben beträgt maximal etwa 0,15 % in einer für Laboratorien typischen Temperaturspanne von 10 bis 30 °C. In einer Untersuchung von Liu et al. (2019b) wurde ermittelt, dass die elastischen Parameter von COX-Tonstein erst ab einer Temperatur von über 80 °C beeinflusst werden. Zaraisky und Balashov (1995) haben festgestellt, dass Erhitzen mit einer Rate von 2 °C/min unterschiedlicher Gesteine bis 100 °C zu

Tabelle 17: Thermische Dehnungen verschiedener Tonsteine

Gestein	Temperatur	thermische Dehnung	Randbedingungen	Quelle
Clearwater Schiefer	bis 50°C	volumetrisch: ~0,1 %	unbekannt	Bois und Mainguy (2011)
Schiefer vom Joslyn Creek	bis 50°C	volumetrisch: ~0,1 %	unbekannt	Bois und Mainguy (2011)
COX-Tonstein	bis 50°C	axial: ~0,1%, radial: ~-0,1%	Kriechtest, $\sigma_1 = 15 \text{ MPa}$, $\sigma_3 = 0,5 \text{ MPa}$	Zhang (2015)
COX-Tonstein	bis 45°C	axial: ~0,15%, radial: ~-0,1 %	Kriechtest, $\sigma_1 = 15 \text{ MPa}$, $\sigma_3 = 3 \text{ MPa}$	Zhang (2015)
COX-Tonstein	bis 40°C	axial: ~0,02%, radial: ~-0,04%	In-situ-Spannungen ($u = 4 \text{ MPa}$, $\sigma_3 = 12 \text{ MPa}$)	Mohajerani et al. (2014)
Opalinuston	bis 40°C	axial: 0,002-0,02%	Dilatometermessung	Wileveau (2005)

keiner beobachtbaren Dekompaktion geführt hat. Zudem ist die thermische Expansion in diesem Temperaturbereich reversibel. Thermische Effekte können also im Rahmen dieser Arbeit vernachlässigt werden, da die Proben unter einer konstanten Temperatur gelagert werden und im Labor sowie den Vorbereitungsräumen bei etwa 20 °C gearbeitet wird.

Auf eine **Gummihüllenkorrektur** kann verzichtet werden, da die Kompression des verwendeten Neopren-Gummisacks aufgrund dessen geringer Dicke unter Belastung bei Triaxialversuchen vernachlässigbar ist. Durch die gleichzeitige hohe Gummihüllen-Elastizität wird die Probe beim Bruch in ihrer Seitenausdehnung nicht behindert. Zudem ist eine Penetration der Gummihülle in das Gestein nicht möglich.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Durchführung eines Triaxialversuchs unter felsmechanischen Gesichtspunkten (hohe Abscherrate, keine Messung des Porenwasserdrucks) nicht zielführend ist. Deshalb wird eine Durchführung der Triaxialversuche nach bodenmechanischen Randbedingungen gewählt. Dies berücksichtigt eine Sättigungs- und Konsolidierungsphase sowie eine ausreichend geringe Abschergeschwindigkeit während der Abscherphase und die Messung bzw. Kontrolle des Porenwasserdrucks.

7.2 Beschreibung der Triaxialprüfstände



Abbildung 37: Triaxial-Prüfstände der BAW

Die Triaxialversuche wurden an vier elektromechanischen Universalprüfmaschinen vom Typ LFM-C 100 kN der Firma GL Test Systems GmbH durchgeführt. Sie erlauben es, Versuche

mit beliebigen statischen und dynamischen Spannungspfaden bei sehr hoher Messpräzision durchzuführen, wodurch es möglich ist, Druck-, Zug- und Dauerstandsversuche auszuführen. Im Gegensatz zu klassischen bodenmechanischen Triaxialzellen können durch die sehr hohe Steifigkeit des Versuchsstandes Gesteine mit relativ hohen Festigkeiten bis zum Bruch belastet werden. Wiederum im Vergleich zu einem klassischen, in der Felsmechanik verwendeten Versuchsstand besteht die Möglichkeit, Porenwasserdrücke kontinuierlich zu messen und zu kontrollieren. Die erzielbaren Verformungsraten können bis auf einen Vortrieb von 15 nm/min geregelt werden, wodurch z. B. der Verlauf des Porenwasserdruckes sehr genau erfasst werden kann. Bei Drücken bis zu 10 MPa liegen die kleinsten messbaren Volumenströme bei 10 $\mu\text{l/h}$. Die Kombination eines sehr steifen Lastrahmens mit der Möglichkeit, Porenwasserdrücke zu messen und zu kontrollieren bei gleichzeitiger hoher Messgenauigkeit ist aufgrund der besonderen Eigenschaften veränderlich-fester Gesteine für deren Untersuchung fundamental.

Die vier Anlagen setzen sich aus je einer sehr steifen, verwindungsarmen axialen Belastungseinrichtung mit einer Präzisionskraftmessdose und elektromechanischem Antrieb, zwei elektromechanischen Druckerzeugern mit zwei Absolutdruckaufnehmern für den Porenwasserdruck- und Manteldruck-Kreislauf und einem Differenzdruckaufnehmer, einem Messwertaufnehmer und einem Computer-Arbeitsplatz zusammen (Abbildung 37).

Der **Lastrahmen** besteht aus einem Probenstisch und einer Kopftraverse, die an zwei Säulen befestigt ist. Der Antrieb der Kopftraverse erfolgt über einen Getriebemotor an der Rahmenunterseite, der Spindeln antreibt, die die Kopftraverse nach oben und unten fahren. Das obere Querhaupt ist in einem Bereich von 0 bis 800 mm höhenverstellbar und mechanisch verklemmt. Der Zentralspindeltrieb für den axialen Vortrieb ist auf der Kopftraverse montiert und läuft mit einem mehrfach gelagerten Planetenrollen-Gewindetrieb mit spielarmen Servogetriebe. Bei einem Planetenrollen-Gewindetrieb rotieren an zwei Lochkränzen befestigte, geschliffene Planetengewinderollen um eine zentrale Spindel. Daraus resultiert eine axiale Relativbewegung zwischen den Planetengewinderollen und der Zentralspindel. Die Planetenrollen-Gewindetriebe sind speziell geeignet für Gesteine mit Quell- und Schwelleigenschaften sowie für Kriech- und Relaxationsversuche, die über lange Zeiträume verlaufen. Die

Tabelle 18: Technische Daten der Prüfmaschine (für eine Temperatur von 5 bis 45 °C und eine relative Luftfeuchtigkeit von 15 bis 92 %)

Prüfkraft	100 kN
Prüfdauer	bis 10000 h
Kraftmessung nach ISO 7500-1 im Bereich 1-100 kN	Klasse 0.5
Kraftmessung nach ISO 7500-1 im Bereich 0,5-1 kN	Klasse 1
Spindelweg	100 mm
Wegauflösung der Positionsgeber	≤ 3 nm
Prüfgeschwindigkeit	15 nm/min bis 20 mm/min
Abstand zwischen den Druckplatten	0-1000 mm
Rahmensteifigkeit	≥ 600 kN/mm

Prüfmaschine steht auf Dämpfungselementen, wodurch keine zusätzlichen Maßnahmen hinsichtlich der Gründung erforderlich sind. Die untere Lastplatte hat einen Durchmesser von 300 mm. Die obere Lastplatte ($d = 125 \text{ mm}$) ist kugelig gelagert, wodurch sie sich an leicht geneigte Probenenden anpassen kann. In Tabelle 18 sind die technischen Daten der Prüfmaschine aufgeführt.

Abbildung 38 zeigt die Bandbreite des Messbereiches der Triaxialprüfstände im Verhältnis zu geotechnischen Gewerken und deren typischen Verformungsraten.

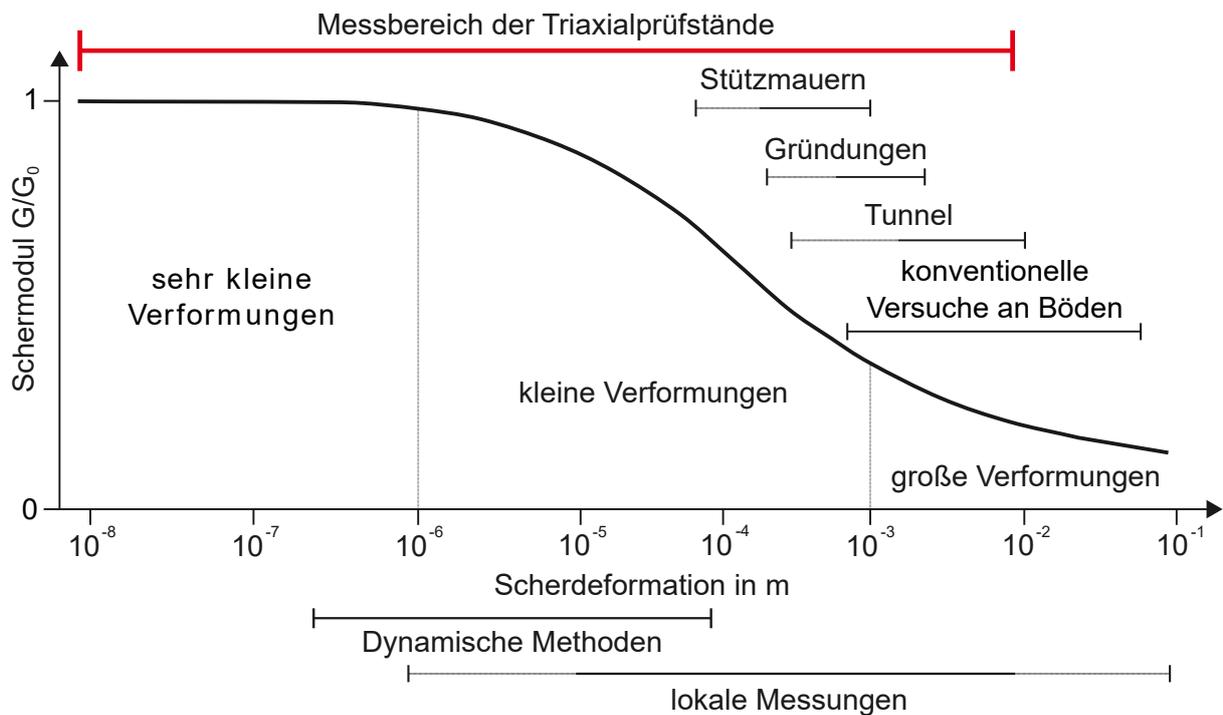


Abbildung 38: Übersicht zum Messbereich der Triaxial-Prüfstände im Vergleich zu typischen Verformungen geotechnischer Gewerke (Mair 1993)

Tabelle 19: Technische Daten des Kraftaufnehmers

Nennkraft	$\pm 100 \text{ kN}$
Genauigkeitsklasse	0.02
Kraftmessgenauigkeit in der Genauigkeitsklasse	1 bis 100 % der Nennkraft
Statische Grenzkraft	150 %
Statische Grenzquerkraft	100 %
Nenntemperaturbereich	10 bis 60 °C

Der in der Kopftraverse verbaute **Präzisionskraftaufnehmer** Interface Typ 1228CZL ist nach dem Shear-Web- bzw. Schubspannungs-Messprinzip ausgeführt. Er besteht aus einem Krafteinleitungselement und einem Kraftaufnahmeelement, die durch radiaiförmige Materialbrücken miteinander verbunden sind. Wird eine Kraft auf das Krafteinleitungselement ausgeübt, verbiegen sich die Materialbrücken an deren Innenseiten. An den dünnsten Stellen der Materialbrücken sind Dehnmessstreifen montiert, welche die Deformation messen, die von einem mechanisch-elektrischem Wandler in elektrische Signale umgewandelt wird. Tabelle 19 enthält die technischen Daten des Kraftaufnehmers.

Für den Porenwasserdruck- und Manteldruckkreislauf ist je ein elektromechanischer **Druckerzeuger** verbaut (Abbildung 39). Beide sind baugleich und arbeiten nach dem Verdränger- bzw. Plungerprinzip. Ein Präzisionsgleitlager gewährleistet die Führung des Plungers. Der Vortrieb erfolgt mit einer spiel- und hysteresefreien Kugelumlaufspindel, bei der in einem Muttergehäuse eingelagerte Kugeln um eine zentrale Spindel rotieren und so eine Axialbewegung erzeugen. Gesteuert wird das Getriebe von einem trägheitsarmen Servomotor mit digitaler Lage-Rückführung. Das Druckmedium im Mantel-Druckkreislauf ist ein Wärmeträgeröl (Shell Heat Transfer Oil S2) und im Porenwasser-Druckkreislauf destilliertes Wasser. Zur Reduzierung von Lufteinschlüssen im Druckerzeuger sind Lüftungs- und Spülmöglichkeiten vorhanden. Das maximal verbleibende Luftvolumen im Druckerzeuger nach einer Spülung beträgt weniger als 1,5 cm³. Durch die Anordnung der Leitungen im Drucksystem sedimentieren im Druckkreislauf befindliche Feststoffteile nicht im Plungerdichtungssystem. Die technischen Details der Druckerzeuger sind in Tabelle 20 angegeben.



Abbildung 39: Blick auf das Druckerzeugersystem

Tabelle 20: Technische Details der Druckerzeuger

kontinuierlicher Volumenstrom	< 20 µl/min bis >100 ml/min
minimaler diskontinuierlicher Volumenstrom	< 10 µl/h
minimaler Volumenschritt (Einzelschrittmodus)	< 30 nl
Druckbereich	0 bis 100 bar
maximale Prüfdauer	bis 10000 h

Als Druckaufnehmer sind Absolutdruckaufnehmer und Differenzdruckaufnehmer installiert. Deren technischen Details sind in Tabelle 21 aufgeführt. Ein Hydraulikplan der Anlage ist in Anhang A5 abgebildet.

Tabelle 21: Technische Details der Druckaufnehmer

Absolutdruckaufnehmer	50 bar; Summe der Fehler <0,1 %
Differenzdruckaufnehmer	± 100 mbar; Summe der Fehler <0,25 %

Die **Hochdruckzelle** des Typs DBTC-100-RT der Firma GL Test Systems GmbH kann in einem Arbeits-Temperaturbereich von 0 bis 50 °C mit einem Druck von bis zu 100 MPa belastet werden. Es sind Druckstempelsätze mit Durchmessern von 50, 70 und 100 mm enthalten, von denen jeder mit je einem Ultraschallsensor für P-Wellen und einem Ultraschallsensor für S-Wellen ausgestattet ist. Auf die Druckstempel können Belastungen von bis zu 400 MPa aufgebracht werden. Eine Drainage von Proben an den Stirnflächen ist möglich. Die Hochdruckzelle verfügt über eine innenliegende Kraftmessdose des Typs LC-HD-0.1, welche als Dehnzylinder ausgeführt ist. Infolge einer Kraftaufbringung wird die Kraftmessdose in Axialrichtung gestaucht und in Radialrichtung gedehnt. Diese Verformungen werden gemessen, aufgezeichnet und von einem mechanisch-elektrischem Wandler in elektrische Signale umgewandelt. Die technischen Details sind in Tabelle 22 aufgeführt.

Tabelle 22: Technische Details der innenliegenden Kraftmessdose

Kraftmessbereich	100 kN
Genauigkeitsklasse von 0 bis 70 °C	0,5
Einsatztemperatur	bis 180 °C
Umgebungsdruck	bis 100 MPa

Die **axialen Verformungen** der Probe in der Hochdruckzelle werden mit Linear Variable Differential Transformer (LVDTs) der Serie HD der Firma GL Test Systems GmbH und die **Radialverformungen** mit einem Umfangsextensometer Model 3544 der Firma Epsilon Technology Corp. erfasst. Die technischen Details sind in Tabelle 23 enthalten.

Tabelle 23: Technische Details der Verformungs-Messeinrichtungen

LVDTs	
Messbereich	± 10 mm
Betriebsdruck	bis 200 MPa
Betriebstemperatur	-40 bis 125 °C
Linearität	0,15 % F.S. (Full Scale = bezogen auf Messbereichsendwert)
Umfangsextensometer	
Messbereich	± 2 mm
Betriebsdruck	bis 140 MPa
Betriebstemperatur	-40 °C bis 100 °C
Linearität	< 0,3 % F.S.

Für die Datenaufnahme steht ein **digitales Mess- und Regelsystem** des Typs PCS8000-T3, mit dem eine Echtzeitverarbeitung aller Kanäle möglich ist, zur Verfügung. Der Vorschub wird über ein hochauflösendes, inkrementelles Spindelweg-Messsystem aufgezeichnet. Jede Prüfmaschine verfügt über eine elektronische Maximalkraft-Überwachung. Die Signale werden von einem dreikanaligen Digitalregler mit 8 kHz synchronem Regel- und Messwert-Erfassungstakt gesteuert. Die Ausrüstung für die Messwertregelung, -steuerung und -aufnahme beinhaltet für jeden Regelkreislauf Messverstärker für den Dehnstreifen (DMS)-Eingang, einen Analogausgang, vier digitale Eingänge, vier digitale Ausgänge sowie zwei inkrementelle Eingänge.

7.3 Probenvorbereitung

Nach der Auswahl des Bohrkerns wird dieser aufgeschnitten, felsmechanisch angesprochen (Aufnahme des RQD-Index [Rock Quality Designation Index], Verwitterungsgrad, Festigkeit, Trennflächenabständen, Einfallen), fotografiert und **geeignete Proben für die weitere Bearbeitung** ausgewählt. Die entnommene Kernprobe wird an einer Gesteinssäge unter Verwendung einer Wasserkühlung gekürzt und zurechtgeschnitten. Danach wird die Probe mit einer Aluminium- oder Klarsichtfolie umhüllt und in einer Betonwürfelform platziert (Abbildung 40). Dabei ist darauf zu achten, dass die Ausrichtung der Probe möglichst senkrecht zur Aufstandsfläche erfolgt. Anschließend wird ein Brei aus Spezialgips (Conduro der Firma Saint-Gobain Formula) angerührt und bis 2 cm unterhalb der Oberkante der Probe in die Betonwürfelform gegeben. Der Gips besitzt weder Schrumpf- noch Quelleigenschaften. Die Folie verhindert den Wasserverlust der Probe, der sonst aufgrund des Abbindens des Spezialgips eintreten könnte. Der Gips muss mindestens zwei Stunden aushärten.



Abbildung 40: Eingegipste Probe in Würfelform

Nach dem Entfernen der Betonwürfelform und der Ausrichtung, Befestigung und Fixierung des Probekörpers mit einem Spannring auf der Aufstandsfläche der Ständerbohrmaschine Alzmetall AC32 (Abbildung 41) beginnt der Überbohrvorgang auf einen Durchmesser von 50 mm unter Verwendung einer Wasser- bzw. Antisolspülung mit einem Vortrieb von

0,03 mm/U bei 900 U/min und Nutzung einer Diamantbohrkrone für Gipsstein der Firma Schott. Diese Geräteeinstellungen resultierten bei allen untersuchten veränderlich-festen Gesteinen in guten bis sehr guten Ergebnissen hinsichtlich der Probenqualität und -integrität.



Abbildung 41: Ständerbohrmaschine und Diamantbohrkrone (Innendurchmesser 50,1 mm)

Der überbohrte Kern wird anschließend mit einer Folie umhüllt und an einer Trennmaschine mit einem Diamantsägeblatt (Abbildung 42) auf die geforderten Maße zurechtgeschnitten.



Abbildung 42: Diamantsäge mit eingespannter Probe

Um eine zu große Punktlast beim Einspannen des Bohrkerns zu verhindern, wird dieser zusätzlich mit einer Umhüllung versehen, die aus zwei PVC-Halbschalen besteht. Beim Einspannen ist auf einen rechtwinkligen Einbau zu achten, da sonst die Gefahr nicht rechtwinkliger Endflächen relativ zur Mantelfläche besteht. Ein Winkelmesser dient zur Überprüfung eines sachgemäßen Einspannens der Probe. Der Vortrieb der Trennmaschine erfolgt händisch. Es muss auf ein gleichmäßig schleifendes Geräusch geachtet werden, da im Falle eines zu schnellen Vortriebs durch drückende Verformung oder während eines zu langsamen Vortriebs durch Schwingen der Trennscheibe die Gefahr besteht, die Endfläche konkav oder konvex zu schneiden. Die in diesem Moment nicht bearbeitete Seite sollte mit Klarsicht- oder Aluminiumfolie abgedeckt werden, um eine Austrocknung der Probenenden zu verhindern. Die abschließende Qualitätskontrolle erfolgt mit einem Tiefenmesser zur Kontrolle der Planparallelität sowie mit einem Haarlineal zur Überprüfung der Glattheit der Mantel- und Endflächen.

Vor dem **Einbau der Probe in die Triaxialzelle** müssen die Filtersteine des Druckstempels in einem Vakuumbehälter mit siedendem Wasser entlüftet werden. Nach dem Aufbringen eines Drucks auf den Porenwasserkreislauf wird gewartet, bis Wasser blasenfrei aus der Kanüle läuft. Nach dem Einbau der Filtersteine wird die Triaxialprobe gewogen, vermessen, auf einen Hilfszylinder gestellt und mit einem Probenschlauch aus Neopren und vier O-Ringen übergezogen. Ein Neopren-Probenschlauch hat gegenüber einem Latex-Probenschlauch den Vorteil, dass er sich bei Anwesenheit von Wärmeträgeröl nicht auflöst. Nach der Platzierung der Probe auf dem Podest wird der umgeschlagene Neoprenschlauch über das Probenpodest gestülpt und mit zwei O-Ringen fixiert. Die nächsten Schritte umfassen den Einbau des oberen Filtersteins, das Umstülpen des oberen Endes des Gummisacks und dessen Befestigung mit zwei O-Ringen. In Abbildung 43 ist die finale Konfiguration des Probeneinbaus in der Triaxialzelle dargestellt.

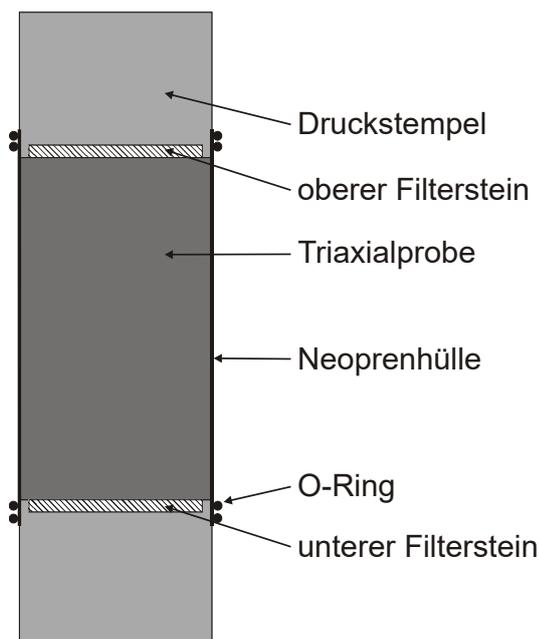


Abbildung 43: Schematischer Schnitt der eingebauten Probe im Triaxialversuchsgerät

Die Zelle wird montiert und die Konstruktion über eine Schiene unter den Laststempel gefahren. Anschließend erfolgt die Fixierung des Kontakts zwischen Laststempel und Lastrahmen mit einem Rändelüberwurf. Zuletzt wird eine Feder direkt am Laststempel gespannt. Dies verhindert den sogenannten Stick-slip-Effekt, bei welchem die Kolbendichtung aufgrund von Reibungserscheinungen am Lastrahmen hängen bleibt und sich bei Erhöhung der Last wieder ruckartig lösen kann. Die Füllung der Zelle mit Öl erfolgt über ein Druckluftsystem, welches an ein Ölreservoir angeschlossen wird und das Öl mit 4 bar in die Zelle drückt.

Während des Einbaus der Probe in die Triaxialzelle muss immer darauf geachtet werden, dass der Wassergehalt der Probe konstant bleibt. Bei Tonsteinen mit einem hohen Smektitgehalt ist zu überlegen, ob aufgrund der hohen Schwellfähigkeit des Smektit bei der Probenbehandlung und –vorbereitung auf den Einsatz von Wasser verzichtet und stattdessen Öle o. a. inerte Flüssigkeiten genutzt werden sollten, da diese im Tonstein keine chemisch-osmotischen Schwellvorgänge auslösen (Fjær et al. 2008; Ewy 2015). Hier ist anzumerken, dass bei Verwendung von Ölen als Spülmedium besondere umwelttechnische Aspekte berücksichtigt werden müssen, sodass die Probenbehandlung und –vorbereitung noch aufwendiger wird.

8 Homogenität der Proben und Einfluss der Lagerungsdauer

Um einen Vergleich der verschiedenen Probeentnahmevarianten am Mindener Tonstein und am Kriegenbrunner Schluffstein durchführen zu können, muss die Homogenität der Proben sichergestellt sein. Unterscheiden sich die einzelnen untersuchten Proben zu stark voneinander, würde die natürliche Streuung der Messwerte die durch die unterschiedlichen Lagerungstypen induzierten Unterschiede überdecken. Zudem muss ausgeschlossen werden können, dass die Dauer der Lagerung einen Einfluss auf die Messergebnisse ausübt. Diese Punkte werden in den beiden folgenden Abschnitten näher beleuchtet.

8.1 Vergleichbarkeit und Homogenität der Proben

Die Homogenität des Gesteins ist eine Frage des Maßstabs, weshalb im Folgenden der Mindener Tonstein und der Kriegenbrunner Schluffstein über mehrere Skalen hinweg betrachtet werden. Die Homogenität des Gesteinsverbandes über die Bohrlochtiefe kann mit geophysikalischen Methoden und der Gesteinsansprache der Bohrkerne beurteilt und die Vergleichbarkeit der untersuchten Proben untereinander mit Indexgrößen wie Wassergehalt, Feucht- und Korndichte, Mineralzusammensetzung und Kalkgehalt sichergestellt werden. Die Beschaffenheit des Porenraums wird mit Mikrostrukturuntersuchungen überprüft. Für den Opalinuston und den Emscher Mergel liegen nur Indexgrößen zur Vergleichbarkeit der Proben vor. Da an diesen Gesteinen keine Vergleichsuntersuchungen durchgeführt wurden, werden sie in diesem Kapitel ausgespart.

Makroskopisch lässt sich der **Mindener Tonstein** anhand einer felsmechanischen Ansprache als homogenes, massiges Tongestein (Abbildung 44) mit vereinzelt Kalksteinkonkretionen und Eisensteingeoden beschreiben. Die Konkretionen und Geoden sind im Handstück

einfach zu identifizieren. Proben mit diesen Heterogenitäten können dementsprechend aussortiert werden.



Abbildung 44: Bohrkern des Mindener Tonsteins aus unterschiedlichen Bohrungen und Tiefen

Im Aufschluss besitzt der Tonstein ein orthogonales Kluftsystem mit steil stehenden Klüften und einer flach einfallenden bis horizontal lagernden Schichtung. Zudem treten flacher einfallende Klüfte auf (Kauther und Günther 2017). Anhand der Felsansprache ist erkennbar, dass die Trennflächen über die Tiefe der Bohrungen relativ gleichmäßig verteilt sind. Die Schichtflächen liegen etwa horizontal und die Klüfte weisen Einfallswinkel zwischen 10° und 80° auf

ohne eindeutige Vorzugsrichtung auf. Es lassen sich lokal stark entfestigte Kernabschnitte identifizieren. Diese folgen aber keiner Regelmäßigkeit. Möglicherweise entstanden die Auflockerungszonen infolge der Bohrarbeiten, wenn Konkretionen oder einzelne kleinere Kluffkörper in stärker von Trennflächen durchzogenen Abschnitten gegen anderes Gestein arbeiten und dieses somit zermahlen. Einige in der Kernansprache identifizierte Trennflächen sind auf das Abscheren auf der Schichtfläche während des Bohrvorgangs zurückzuführen. Einen Beitrag zur Überprüfung der Homogenität des Gesteins über die erkundete Tiefe liefern geophysikalische Messungen. Aus Abbildung 45 ist ersichtlich, dass die aus dem Sonic-Log für den Mindener Tonstein ermittelten P- und S-Wellengeschwindigkeiten über die komplette Tiefe aller vier Bohrungen ausreichend konstant sind. Die P-Wellengeschwindigkeiten liegen etwa zwischen 2200 und 2500 m/s und die S-Wellengeschwindigkeiten erreichen rund 1300 bis 1600 m/s. Eine Zunahme mit der Tiefe ist nicht erkennbar. Die Abweichungen von einem gedachten Mittelwert sind bei allen Bohrungen in etwa gleich. Schwankungen bis etwa 20 m Tiefe sind darauf zurückzuführen, dass im Hangenden teilweise quartäre Sedimente bzw. der Bohrlochausbau mitgemessen wurden. Die Ausschläge der P-Wellengeschwindigkeit bei den Bohrungen SS56 (29-30 m Tiefe) und SS57 (26-27 m Tiefe) sind auf stark entfestigte Bereiche zurückzuführen.

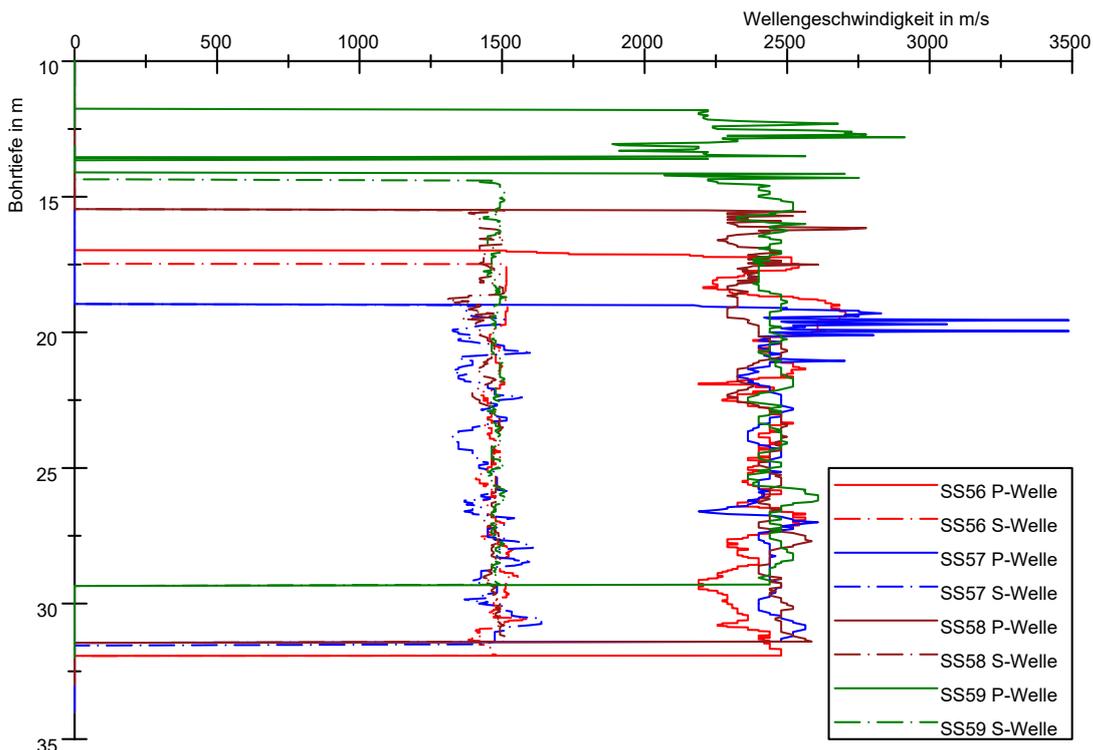


Abbildung 45: Verlauf der P- und S-Wellen über die Tiefe im Mindener Tonstein

Weitere geophysikalische Messungen (Gamma-Gamma-Dichtelog, Gamma-Ray-Log, Fokussierter Elektro-Log, akustischer Bohrlochscanner) bestätigen die Homogenität des Mindener Tonsteins über die erbohrte Mächtigkeit (Anhang A8). Eine Abhängigkeit der gemessenen geophysikalischen Werte von der Tiefe ist nicht erkennbar. Die Verteilung von Trennflächen im Bohrloch lässt sich mit einem akustischen Bohrlochscanner nachvollziehen (elektronischer Anhang). Auch hier zeigt sich wie bei den Ergebnissen der Felsansprache

eine relativ gleichmäßige Verteilung der Trennflächen über die Bohrlochtiefe mit einigen Abschnitten erhöhter Kluftdichte. Die offenen Schichtflächen liegen etwa horizontal (Einfallen 0° bis 10°) und die Klüfte weisen Einfallswinkel zwischen 10° und 80° auf ohne eine eindeutige Vorzugsrichtung.

Eine tiefenabhängige Änderung der im Labor ermittelten Feucht-, Trocken- und Korndichte sowie des Wassergehalts existiert ebenfalls nicht (Abbildung 46). Die statistischen Lagemaße (Kennzahlen einer Stichprobe) der untersuchten Proben schwanken innerhalb enger Bereiche (Tabelle 24). Alle hier aufgeführten Untersuchungen weisen auf eine ausreichend vergleichbare Homogenität der Proben hin.

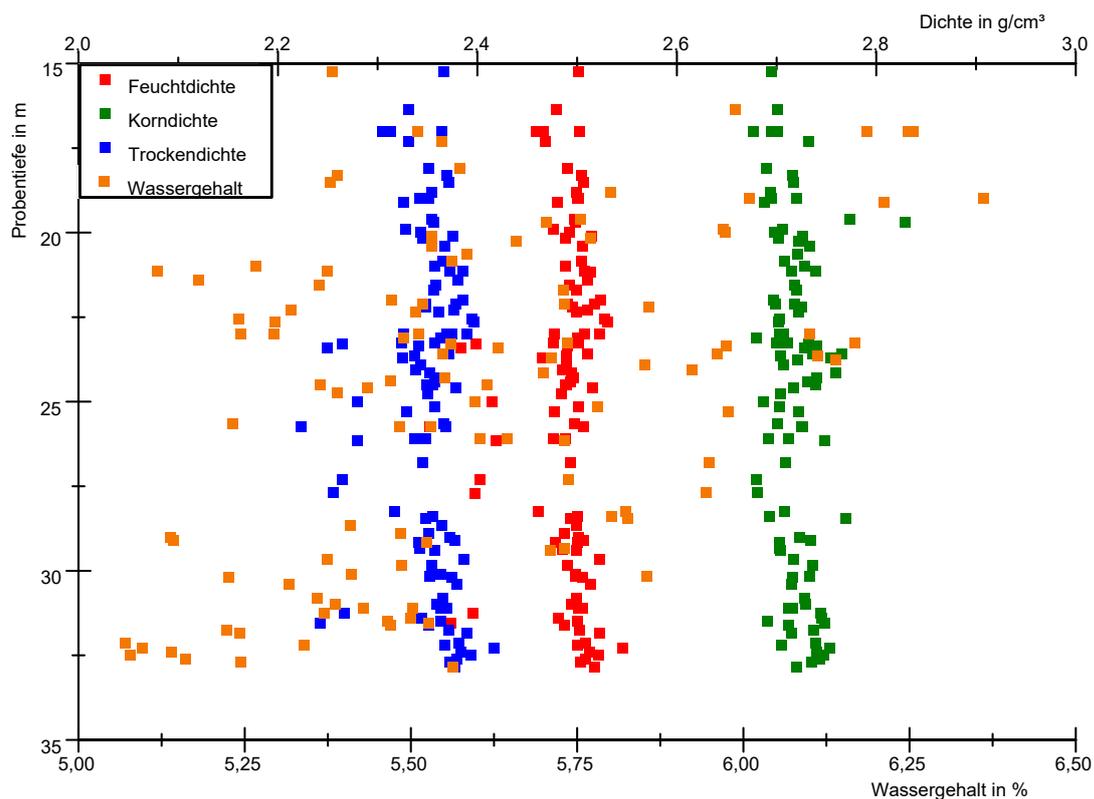


Abbildung 46: Tiefenabhängigkeit von Feucht-, Korn-, Trockendichte und Wassergehalt der Proben des Mindener Tonsteins

Tabelle 24: Statistische Lagemaße verschiedener geotechnischer Eigenschaften des Mindener Tonsteins

Messgröße	Mittelwert	Standardabweichung	Anzahl
Feuchtdichte in g/cm^3	2,49	0,03	83
Trockendichte in g/cm^3	2,35	0,03	83
Korndichte in g/cm^3	2,72	0,02	78
Porenzahl	0,16	0,02	78
Sättigungsgrad in %	98,90	9,57	78

Um die Homogenität des Mindener Tonstein in kleineren Skalen beurteilen zu können, wurden Mikrostruktur-Untersuchungen durchgeführt. Die mit MIP untersuchten Proben, die aus vier verschiedenen Bohrlöchern und unterschiedlichen Tiefen stammen, zeigen eine sehr

gute Übereinstimmung in deren Porenverteilung (siehe Abbildung 57 im Abschnitt IV, Kapitel 9.1). Somit kann davon ausgegangen werden, dass die Proben im cm^3 -Bereich strukturell sehr ähnlich sind. Die kleineren Peaks im Bereich größerer Porendurchmesser sind auf Artefakte der Probenvorbereitung sowie auf „Fracking“-Ereignisse infolge hoher Einpressdrücke zurückzuführen. Weitere Proben (2016-1224, 2016-1216) wurden per BIB-SEM untersucht. Mit dieser Technik können abhängig von der Vergrößerung μm^2 - bis nm^2 -große Bereiche analysiert werden. Bei 5.000-facher Vergrößerung liegen die Porenverteilungskurven der beiden untersuchten Proben sehr nah beieinander (Abbildung 47). Der Unterschied wird bei 20.000-facher und 40.000-facher Vergrößerung deutlicher, ist aber angesichts der sehr kleinen Betrachtungsausschnitte gering. Grundsätzlich treten Unterschiede zwischen Einzelproben umso deutlicher heraus, je geringer das untersuchte Probenvolumen ist. Weiterhin ist zu erkennen, dass Poren mit einem Durchmesser von mehr als $1\ \mu\text{m}$ kaum vorhanden sind. Dieser Befund spricht in Hinblick auf die MIP-Messungen dafür, dass die Peaks im Bereich größerer Porenhalsdurchmesser Artefakte der Probenvorbereitung darstellen. Zudem deutet sich bei den Aufnahmen mit 40.000-facher Vergrößerung an, dass ein Teil der Proben Porendurchmesser besitzt, die kleiner als $10\ \text{nm}$ sind.

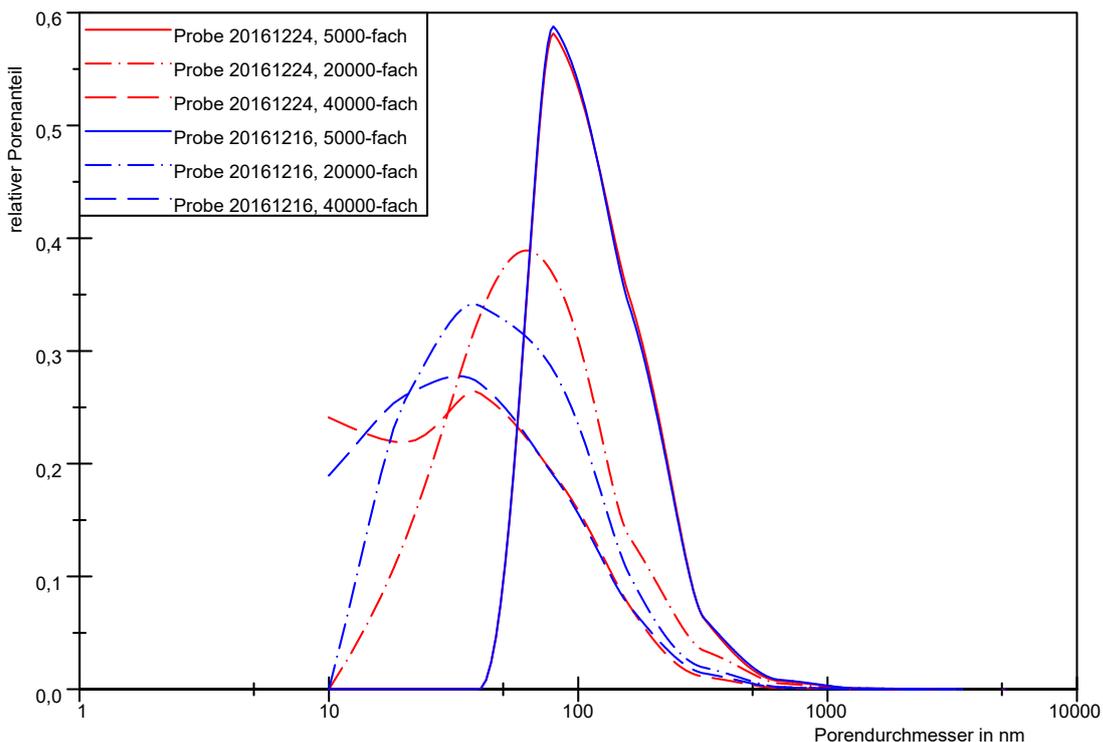


Abbildung 47: Verteilung des Porendurchmessers bei unterschiedlichen Vergrößerungen im Mindener Tonstein ermittelt per BIB-SEM-Untersuchungen

Entsprechend der aufgeführten Untersuchungsergebnisse sind die Proben des Mindener Tonsteins über mehrere Skalen (Bohrloch-Triaxialprobe-Mikrostruktur) hinweg ausreichend homogen. Darauf aufbauend können die unterschiedlichen Probeentnahme- und Lagerungsvarianten miteinander verglichen werden, ohne dass die natürliche strukturelle Variabilität des Probenmaterials die durch die Probeentnahmevarianten induzierten Unterschiede stark

beeinflusst oder gar überdeckt. Die hohe Homogenität der Proben des Mindener Tonsteins ist ein Hinweis auf ein sehr konstantes Ablagerungsmilieu während der Sedimentation.

Das orthogonale Kluftsystem des Mindener Tonsteins, wie es sich im Aufschlussmaßstab darstellt, ist ebenfalls in den Bohrkernen wiederzufinden, wo aber die flacher einfallenden Klüfte dominieren. Insgesamt kann das Kluftsystem vom flächigen Aufschlussmaßstab über einige Zehner-Meter bis zum Bohrlochmaßstab als homogen angesehen werden.

Die Homogenität des Mindener Tonsteins über mehrere Skalen hinweg liefert einen Hinweis darauf, dass die Struktur dieses Gesteins mit dem **Konzept der Fraktalität** (Selbstähnlichkeit einer Struktur über mehrere Skalen hinweg) beschrieben werden kann, was in mehreren Studien zu Tonsteinen genutzt und angewendet wurde (Shao et al. 2017; Chen et al. 2019; Liu et al. 2019a). Chen et al. (2019) beschreiben die Mikrostruktur lakustrinen Schiefers und Liu et al. (2019a) nutzen die Fraktalität, um ein organikreiches Schiefergestein von der Mikrostruktur bis zum Bohrlochmaßstab zu charakterisieren. In Abbildung 47 ist zu erkennen, dass mit steigender Vergrößerung immer kleinere Poren aufgenommen werden können, was zu einer Verschiebung der Porenverteilungskurve entlang der Abszisse führt. Da ein Gestein über Inhomogenitäten z. B. hinsichtlich der Mineralverteilung verfügt, verschiebt sich die Porenverteilungskurve zwar nach links zu kleineren Porendurchmessern, wird aber gleichzeitig gestaucht. Bei perfekter Selbstähnlichkeit müsste sich eine einfache Parallelverschiebung der Porenverteilungskurve entlang der Abszisse einstellen, was einem Eins-zu-eins-Übertrag einer Struktur über mehrere Skalen hinweg entsprechen würde. Trotzdem besteht die Möglichkeit, aus der Verbindung zwischen Homogenität und Fraktalität Aussagen über die Mikrostruktur des Mindener Tonsteins zumindest auf den Probenmaßstab zu übertragen.

Ähnliches kann über die Homogenität und die fraktale Beschreibung des Kluftsystems geschlossen werden. Das in den Aufschlüssen sichtbare Kluftsystem lässt sich in kleinerem Maßstab teilweise in den Bohrkernen wiederfinden. Die Fraktalität von Kluftsystemen in Gesteinen nutzen z. B. Davy et al. (2010), um Kluftsysteme vom Aufschlussmaßstab bis über Ausdehnungen von mehreren hundert Kilometern zu beschreiben.

Der **Kriegenbrunner Schluffstein** ist ein geschichtetes bis massiges Sedimentgestein mit kalkigen, mergeligen und sandigen Zwischenlagen. Die sandigen Bereiche können linsenförmig ausgeprägt sein. Die Übergänge zwischen dem Schluffstein und den Zwischenlagen sind relativ scharf. Tonige Bereiche sind stärker oder schwächer ausgeprägt. Da die Übergänge zwischen Schluffstein und tonigen Bereichen allerdings fließend sind, gestaltet sich eine eindeutige Zuordnung zu einem der beiden Bereiche sehr schwierig, was sich potentiell negativ auf die Vergleichbarkeit der entnommenen Proben mit Hinblick auf die Probeentnahmevarianten auswirkt.

Die mit dem Sonic-Log ermittelte P-Wellengeschwindigkeit des Kriegenbrunner Schluffsteins liegt zwischen 1900 und 3000 m/s (Abbildung 48) und weist somit einen größeren Schwankungsbereich auf als im Mindener Tonstein. Auffällig sind die stark schwankenden Messwerte bei Bohrung N21, die aus lokal sandigeren oder kalkigeren Abschnitten resultieren. Die S-Wellengeschwindigkeiten schwanken zwischen 1100 und 1400 m/s und sind somit in ihrer Streuung mit denen des Mindener Tonsteins vergleichbar.

Die geophysikalischen Messungen des Kriegenbrunner Schluffsteins (γ - γ -Log, fokussierter Elektro-Log, γ -Ray-Log) zeigen größere Streuungen als die des Mindener Tonsteins (Anhang A8). Eine Abhängigkeit der gemessenen geophysikalischen Werte von der Tiefe ist nicht erkennbar. Die statistischen Lagemaße (Kennzahlen einer Stichprobe) der untersuchten Proben schwanken innerhalb relativ großer Bereiche (Tabelle 25), was auf eine geringe Homogenität der Proben hindeutet. Die Versuchsergebnisse der Proben des Kriegenbrunner Schluffsteins sowie dessen geophysikalische Vermessung weisen auf eine Streuung der Messwerte hin, die für einen Vergleich unterschiedlicher Probeentnahmevarianten zu groß sein könnte. Daher ist der Kriegenbrunner Schluffstein als ungünstiger für eine Vergleichsstudie zu bewerten als der Mindener Tonstein.

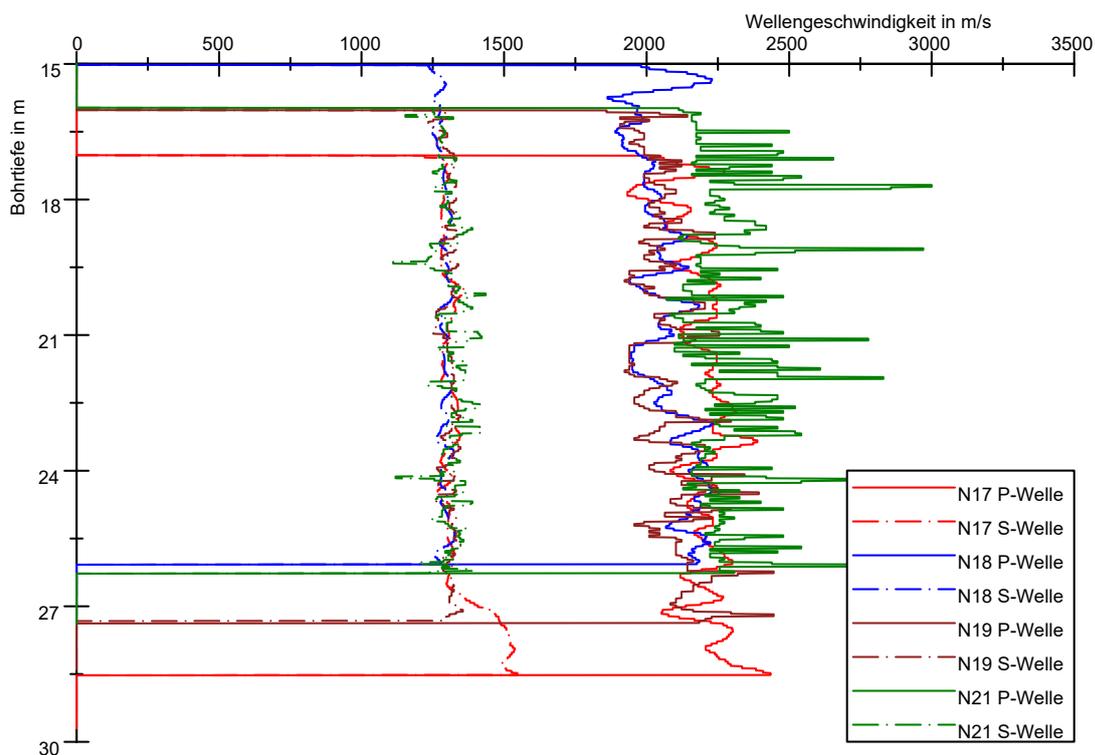


Abbildung 48: Verlauf der P- und S-Wellen über die Tiefe im Kriegenbrunner Schluffstein

Tabelle 25: Statistische Lagemaße verschiedener geotechnischer Eigenschaften des Kriegenbrunner Schluffstein

Messgröße	Mittelwert	Standardabweichung	Anzahl
Feuchtdichte in g/cm^3	2,42	0,12	14
Trockendichte in g/cm^3	2,20	0,16	13
Korndichte in g/cm^3	2,77	0,05	14
Porenzahl	0,26	0,07	13
Sättigungsgrad in %	95,82	11,02	13

Geophysikalische Untersuchungen des Opalinustons und des Emscher Mergels liegen nicht vor, da für beide Gesteine keine Vergleichsuntersuchungen vorgesehen waren.

8.2 Auswirkung längerer Lagerungszeiten

Die Ansprache von Kernen des Mindener Tonstein einer älteren Bohrkampagne aus dem Jahre 2011 (Lagerung in PVC-Linern mit abgeklebten Plastikdeckeln in der Probenhalle) deutet auf starke Zerfallserscheinungen hin. Besonders auffällig sind die rostfarbenen Verfärbungen bei 19,50 m und 19,90 m (Abbildung 49), was bei den Kernen der Bohrungen SS56, SS57, SS58 und SS59 nicht beobachtet wurde (vgl. Abbildung 44). Dies weist auf eine Oxidation von eisenhaltigen Mineralen hin, die auf die Interaktion mit Sauerstoff oder Bakterienaktivität zurückzuführen ist. Daraus ist zu schlussfolgern, dass der Liner nicht ausreichend gegen Luft- und Wasserdampfaustausch geschützt war. Neben der schlechten Kernqualität ist nicht abzuschätzen, welche Auswirkungen die Oxidationserscheinungen auf die Probenqualität haben. Eine Lagerung von Kernen ohne besondere Vorkehrungen eignet sich also nicht, um die Kernqualität dauerhaft zu erhalten.



Abbildung 49: Foto des Bohrmeters 19 bis 20 m der Bohrung P3, Entnahmedatum 28.01.2011

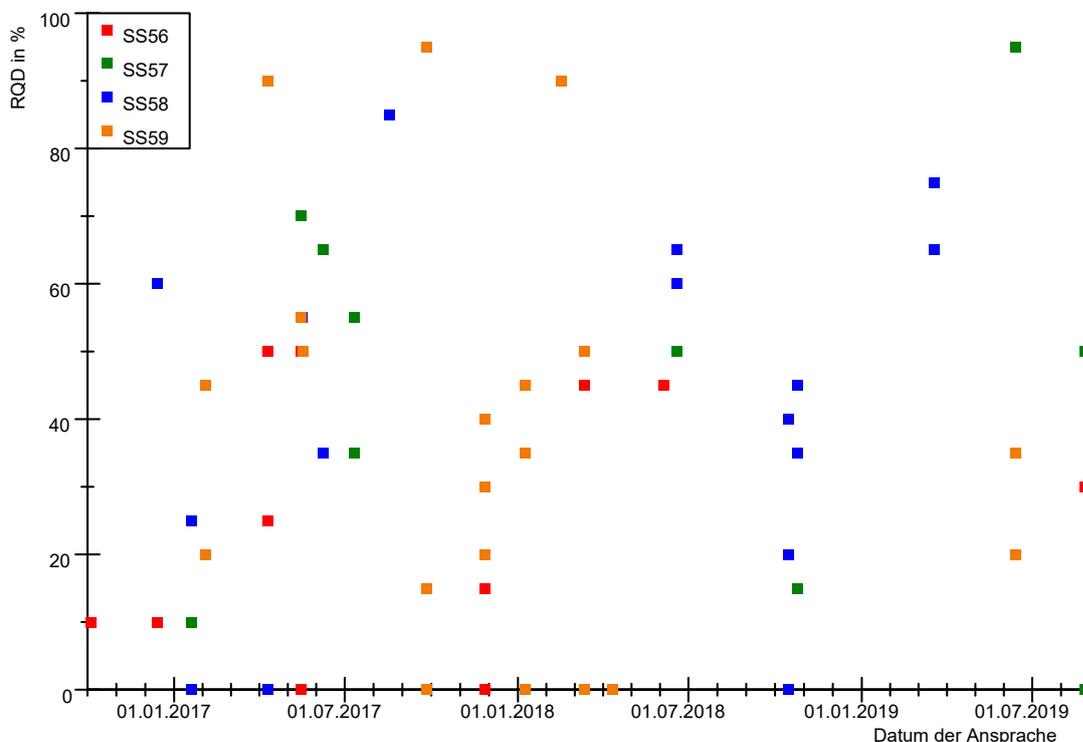


Abbildung 50: Verlauf des RQD-Wertes in Abhängigkeit des Ansprachedatums

Die Auswirkung der Lagerungsdauer auf die Qualität der Kerne lässt sich anhand des RQD-Wertes beurteilen. Ohne besondere Vorkehrungen könnte potentiell mit längerer Dauer der Lagerung eine Abnahme des RQD-Wertes aufgrund einsetzender Zerfallsmechanismen verbunden sein. Aufgrund der Maßnahmen zur Einlagerung (s. Abschnitt II, Kapitel 5.6) der Kerne sollten die Qualität der Kerne und der RQD-Wert über die Zeit konstant bleiben. Diese These wird in Abbildung 50 bestätigt. Der Verlauf des RQD-Wertes zeigt keinen Trend zu schlechteren Werten. Bei näherer Betrachtung der einzelnen Bohrungen ergibt sich ebenfalls kein Trend in den Daten. Dies führt zu der Schlussfolgerung, dass bei den gewählten Lagerungsbedingungen die Qualität der Kerne des Mindener Tonsteins mindestens über einen Zeitraum von zweieinhalb Jahren konstant bleibt.

Abschnitt IV: Auswertung

9 Besonderheiten veränderlich-fester Gesteine im Triaxialversuch

In diesem Kapitel wird auf die Besonderheiten veränderlich-fester Gesteine, die für die Ermittlung repräsentativer Festigkeitswerte von Bedeutung sind, bezüglich der einzelnen Phasen eines Triaxialversuchs (Sättigung, Konsolidierung, Abscheren) eingegangen. Dies beinhaltet Fragestellungen, die sich z. T. erst nach der Durchführung einiger Triaxialversuche ergeben haben, aber beantwortet werden müssen, um zu ergründen, ob sich diese auf die Endergebnisse des Triaxialversuchs auswirken. Darüber hinaus existiert weder für festen Fels noch für veränderlich-feste Gesteine eine gültige DIN-Norm für Triaxialversuche, die Orientierung bieten könnte. Es gibt eine Empfehlung der DGGT für Triaxialversuche im Fels (TP BF-StB Teil C2), welche aber nicht den Einfluss des Porenwasserdrucks berücksichtigt und nicht auf die besonderen Eigenschaften und Fragestellungen der veränderlich-festen Gesteine eingeht.

So fielen nach ersten Auswertungen der Sättigungsphase relativ niedrige und z. T. sinkende B-Werte im Verlauf mehrerer B-Tests auf, was mit Hinsicht auf die Probensättigung geklärt werden muss. Daran schließt sich die Frage nach der (Auf-)Sättigung der Proben an, da die hier untersuchten feinkörnigen Sedimentgesteine eine sehr geringe Durchlässigkeit aufweisen. In der Literatur wird immer wieder auf das Quellvermögen von Tonsteinen bei Kontakt mit Wasser hingewiesen (Wittke et al. 2004; Zhang et al. 2010). Es muss untersucht werden, ob dies für die hier untersuchten Gesteine zutrifft und wie dem Quellen begegnet werden kann. Für drei der hier untersuchten Gesteine konnten während der Konsolidierung besondere Verläufe der logarithmischen Zeit-Setzungs-Kurve beobachtet werden, die von einem typischen Bodenverhalten abweichen, was zur Frage führt, ob dies ein allgemeines Charakteristikum veränderlich-fester Gesteine darstellt. Aufgrund des besonderen Verlaufs der logarithmischen Zeit-Setzungs-Kurve stellt sich das Problem, wann die Konsolidierung als beendet betrachtet werden kann. Ein wichtiger Einflussfaktor auf die Bruchfestigkeiten stellt die Abschergeschwindigkeit dar, was entsprechend untersucht werden muss genauso wie die Entscheidung für Ein- oder Mehrstufen-Triaxialversuche und die daraus abzuleitenden Scherfestigkeitsparameter.

Die Untersuchungen der Gesteine aus Kriegenbrunn (Schluffstein aus den Lehrbergsschichten), dem Boßlertunnel (Opalinuston) und der Schleuse Wanne-Eickel (Emscher Mergel) werden wie die Mikrostruktur- und Zerfallsuntersuchungen in dieses Schema eingewoben.

9.1 Sättigungsphase

Während der Sättigungsphase wird die Probe mit einem Gegendruck (zusätzlicher Porenwasserdruck) beaufschlagt. Dies soll dazu dienen, dass die noch in den Leitungen oder in der Probe vorhandenen Gasbläschen sich im Wasser auflösen. Die Sättigung wird mit dem B-Test und dem daraus abgeleiteten B-Wert überprüft. Eine (nahezu) vollständige Sättigung der Probe muss gewährleistet sein, um die effektiven Spannungen σ_{eff} aus der Differenz der

totalen Spannungen σ_{tot} und dem Porenwasserdruck u berechnen zu können (s. Gleichung (2), Abschnitt I, Kapitel 2.4).

Im Laufe der Sättigungsphase sollen nach DIN EN ISO 17892-9 wiederholt B-Tests durchgeführt werden, wobei normalerweise ein Ansteigen der Sättigung und somit auch des B-Wertes zu erwarten ist. Bei allen untersuchten Proben sinkt der B-Wert oder bleibt konstant. Zudem sind die B-Werte relativ niedrig und erreichen in keinem B-Test für irgendeine Probe einen Wert von $B = 1$, der auf eine vollständige Sättigung hinweisen würde. Dies war aber erwartet worden, da Wild et al. (2015a) ebenfalls B-Werte von unter 1 für den Opalinuston ermittelt haben. Beispielhaft ist in Abbildung 51 der Verlauf der B-Werte über mehrere B-Versuche bei unterschiedlichen Gegendrücken aufgetragen.

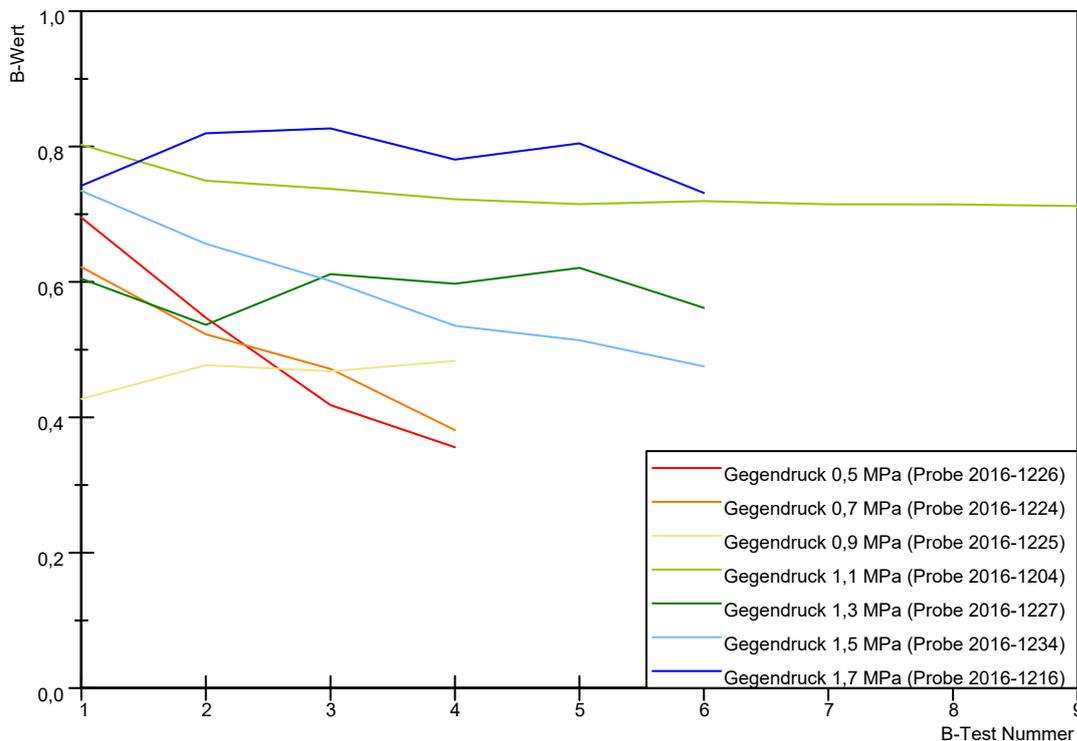


Abbildung 51: Verlauf des B-Wertes über mehrere B-Versuche hinweg

Das **Absinken des B-Wertes** bei den in Abbildung 51 angeführten Beispielen ist deutlich bei Gegendrücken von 0,5, 0,7 und 1,5 MPa. In etwa konstant ist der B-Wert bei Gegendrücken von 0,9, 1,3 und 1,7 MPa. Ein direkter Zusammenhang zwischen dem aufgebrauchten Gegendruck und B-Wert ist auf Grundlage dieser Ergebnisse nicht nachzuweisen. Im Folgenden werden verschiedene Ursachen diskutiert, die zu den dargestellten Resultaten führen können.

Um einen möglichen Geräteeffekt zu prüfen, sind in Tabelle 26 die Trends der B-Wert-Entwicklung verschiedener Proben in Abhängigkeit des Triaxial-Prüfstands aufgeführt. Es ist ersichtlich, dass das Absinken des B-Wertes unabhängig vom Prüfstand auftritt.

Tabelle 26: Trends der B-Wert-Entwicklung in Abhängigkeit des genutzten Triaxial-Prüfstands

Prüfstand	Trend des B-Wertes mit Probennummer
Nr. 1	2016-1204: B-Wert konstant, 2016-1234: B-Wert sinkt
Nr. 2	2016-1224: B-Wert sinkt, 2016-1216: B-Wert konstant
Nr. 3	2016-1225: B-Wert konstant, 2016-1227: B-Wert konstant
Nr. 4	2016-1226: B-Wert sinkt

In der DIN EN ISO 17892-9 wird in Kapitel 6.3.3.6 darauf hingewiesen, dass sinkende B-Werte auf ein sogenanntes Luftlager zurückgeführt werden können. Dabei handelt es sich um eine Konstruktion, bei der durch einen Luftfilm zwischen Kolben und Kopfplatte der Triaxialzelle die Reibung verringert werden soll. Da ein solches Lager in den hier genutzten Triaxialprüfständen nicht verbaut ist, kann dieser Einflussfaktor ausgeschlossen werden.

Zur Überprüfung, ob bestimmte Gesteinseigenschaften zu sinkenden B-Werten führen, können die Ergebnisse der geophysikalischen Bohrlochmessungen herangezogen werden. Wie in Tabelle 27 zu erkennen ist, weisen Proben mit ähnlichen geophysikalischen Eigenschaften sinkende und konstante B-Wert-Entwicklungen auf. Es lässt sich hieraus kein systematischer Trend oder Zusammenhang zu bestimmten Gesteinseigenschaften feststellen. Für zwei Proben lagen keine geophysikalischen Messungen vor, da sich die entsprechenden Bohrlochabschnitte außerhalb der Messstrecke befanden.

Tabelle 27: Ergebnisse der geophysikalischen Bohrlochmessungen der untersuchten Proben

Probe	Zelle	Poissonzahl	K in GPa	E in GPa	v_p in m/s	B-Wertverlauf
2016-1226	4	0,21-0,25	7,0-8,4	12,3-12,7	2360-2480	sinkend
2016-1224	2	0,20-0,25	6,9-8,5	12,6-12,9	2360-2480	sinkend
2016-1225	3	0,20-0,24	6,9-8,0	12,3-12,5	2360-2440	konstant
2016-1204	1	*/*	*/*	*/*	*/*	konstant
2016-1227	3	*/*	*/*	*/*	*/*	konstant
2016-1234	1	0,22-0,23	7,6-8,0	12,8-13,3	2440-2480	sinkend
2016-1216	2	0,28-0,42	8,7-24,2	11,3-12,3	2440-3500	konstant

Bei genauerer Betrachtung der Versuchsspuren (Abbildung 52) wird deutlich, dass bei der Durchführung eines B-Versuchs (gekennzeichnet durch die kurze Erhöhung der Axialspannung) die Axialverformung nicht wieder den Ausgangswert vor dem B-Test erreicht und somit eine bleibende Verformung in der Probe zurückbleibt. Am größten ist die Differenz in der Axialverformung nach dem ersten B-Test und nimmt mit weiteren B-Tests tendenziell ab. Zudem ist auffällig, dass mit steigender B-Test-Anzahl die Änderung des B-Wertes ebenfalls sinkt. In Abbildung 53 kann gezeigt werden, dass mit fortschreitenden B-Versuchen ein Übergang von nicht-elastischem zu elastischem Verhalten der Spannungs-Deformations-Beziehung einhergeht. Dies zeigt sich am Übergang von einer nichtlinearen zu einer linearen Spannungs-Deformations-Beziehung. Dieses Verhalten ist nicht bei allen Proben so schematisch ausgebildet. Die in Abbildung 53 dargestellten Zusammenhänge lassen sich dennoch wiederfinden.

Es liegt die Vermutung nahe, dass infolge der oberflächennahen Lagerung der Gesteine in situ sowie durch den Bohrvorgang Mikrorisse im Gestein vorhanden sind, die während der axialen Belastung im B-Test teilweise geschlossen werden, was sich in der bleibenden Verformung in Abbildung 52 widerspiegelt. Das Schließen der Mikrorisse sollte sich in einer Versteifung der Probe und einem Anstieg des undrainierten Verformungsmoduls äußern. In Abbildung 54 ist die Entwicklung des undrainierten Verformungsmoduls der von einem sinkenden B-Wert betroffenen Proben abgebildet. Hier bestätigt sich der tendenzielle Anstieg der Verformungs-Moduln mit steigender Anzahl durchgeführter B-Versuche.

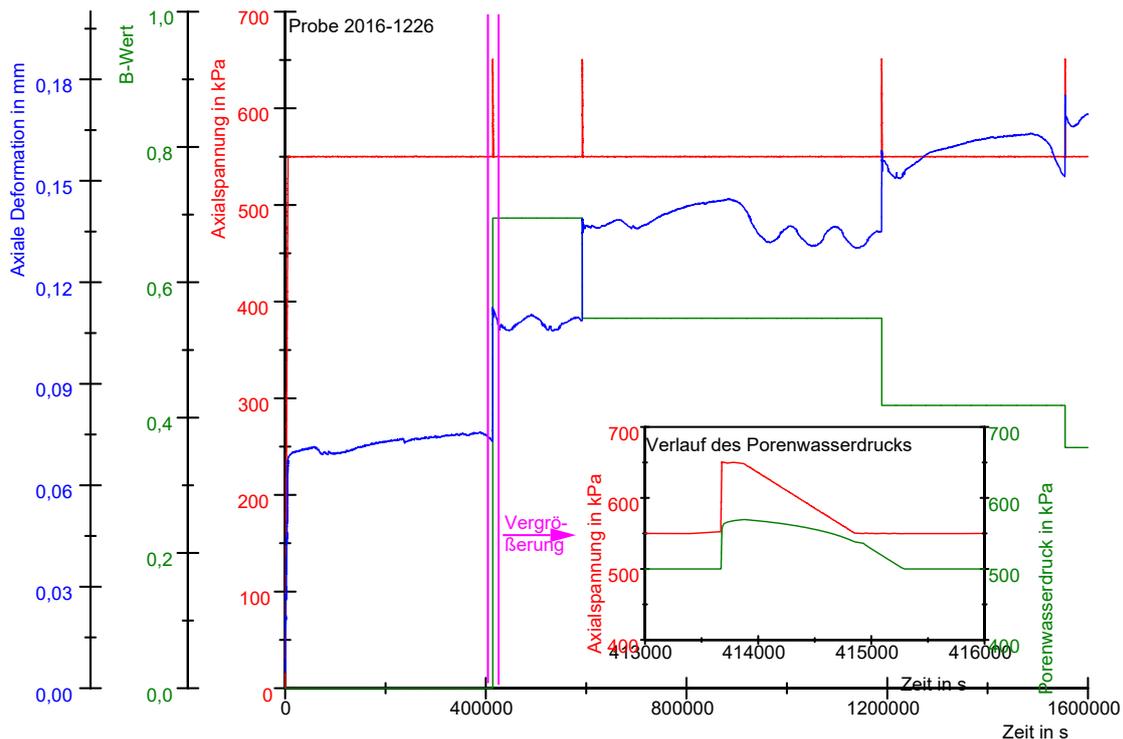


Abbildung 52: Verlauf des B-Wertes und der axialen Deformation während mehrerer B-Tests (Probe 2016-1226)

Der Vorgang kann zusammenfassend wie folgt beschrieben werden: Zu Beginn der B-Testserie sind die Mikrorisse noch geöffnet, schließen sich aber unter der axialen Belastung während der B-Versuche, was sich in einer nicht-elastischen Verformung widerspiegelt. Wenn ein Teil der Mikrorisse geschlossen ist, tragen sie nicht mehr zur Verformung bei und die Reaktion auf die Belastung wird immer mehr von der sich bei diesen geringen Spannungssteigerungen elastisch verhaltenden Gesteinsmatrix übernommen. Das Absinken des B-Wertes hängt also mit dem Schließen von Mikrorissen und der einhergehenden Versteifung der Probe zusammen.

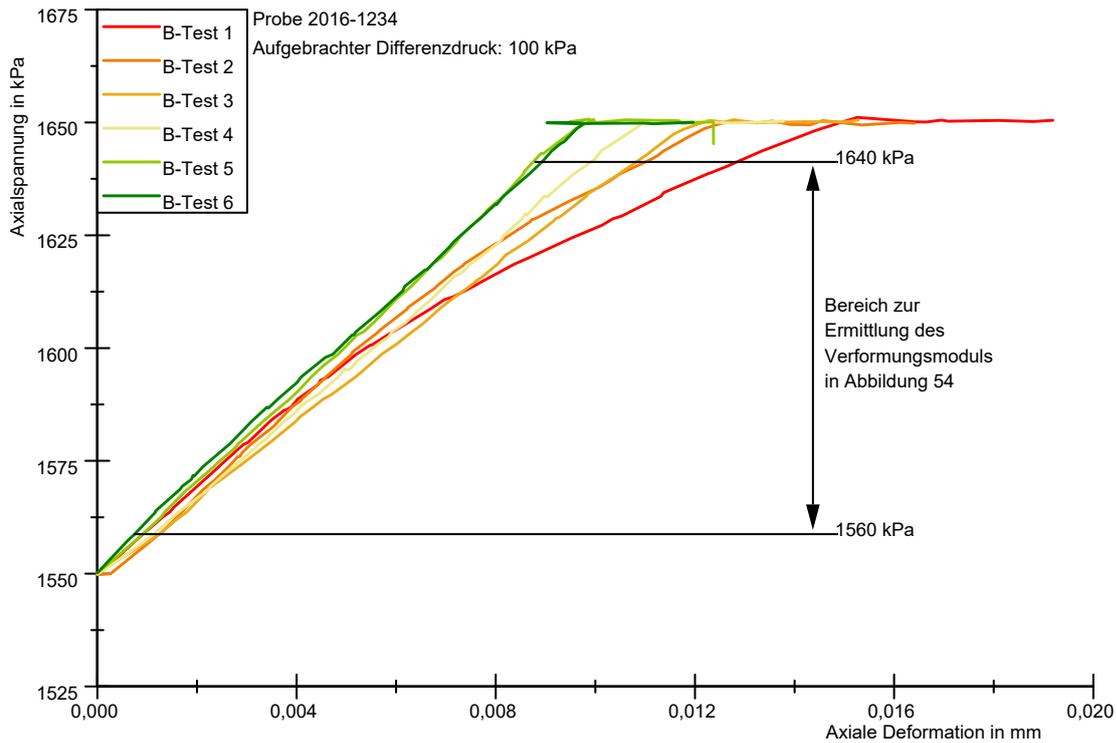


Abbildung 53: Entwicklung des Spannungs-Deformations-Verhaltens mit fortschreitenden B-Tests (Probe 2016-1234)

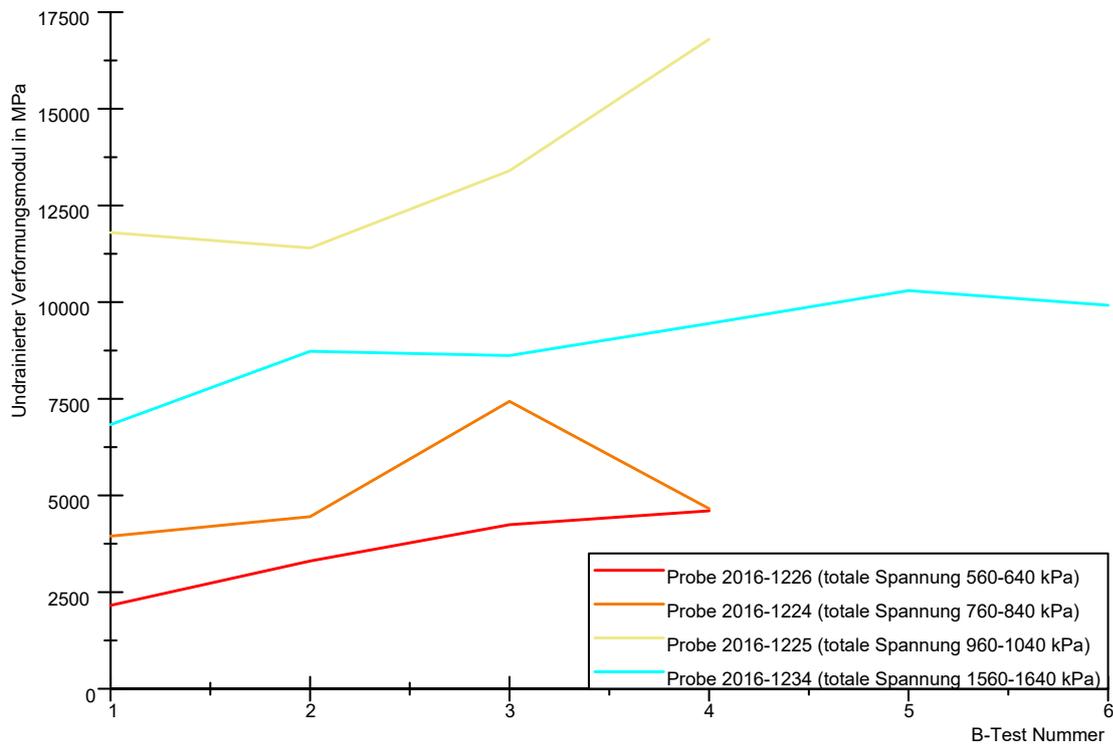


Abbildung 54: Entwicklung der Steifigkeiten mit fortschreitenden B-Versuchen

Die Versteifung der Proben hat direkte Implikationen für die **Repräsentativität des B-Tests**, bei welchem von isotrop-elastischem Verhalten ausgegangen wird (Skempton 1954). Die untersuchten Tonstein-Proben zeigen bei den B-Versuchen ein teilweise nicht-elastisches Verhalten (Abbildung 53). Dementsprechend sind B-Werte aus diesen Versuchen nicht re-

präsentativ. Es muss also gewartet werden, bis sich die B-Werte stabilisieren (z. B. Probe 20161204 in Abbildung 51) und die Probe elastisch reagiert (B-Test 5 und 6 in Abbildung 53), bevor Aussagen über den B-Wert getroffen werden können. Weiterhin wurde gezeigt, dass ein sinkender B-Wert mit der Versteifung der Probe durch das Schließen von Mikrorissen und der daraus resultierenden Erhöhung des undrainierten Verformungs-Modul im Zusammenhang steht. Im Umkehrschluss könnte das Absinken des B-Wertes als qualitatives Maß für die Menge und/oder Größe von Mikrorissen und somit für den Probenzustand angesehen werden. Je stärker das Absinken des B-Wertes ist, umso mehr bzw. größere Mikrorisse wären in der Probe zu erwarten.

Zur Beantwortung der Frage, ob das Absinken des B-Wertes und vorhandene Mikrorisse einen **Einfluss auf die Bruchspannung** haben, ist in Abbildung 55 der Unterschied in der maximal erreichten Differenzspannung zwischen Proben mit sinkendem und stabilem bzw. steigendem Verlauf des B-Wertes dargestellt. Im Diagramm ist kein Unterschied zwischen den beiden Gruppen zu erkennen, sodass geschlussfolgert werden kann, dass bei behutsamer Probenvorbereitung natürliche und durch die Herstellungsschritte unvermeidbare Mikrorisse keinen nachweisbaren negativen Effekt auf die Festigkeit des Mindener Tonsteins haben.

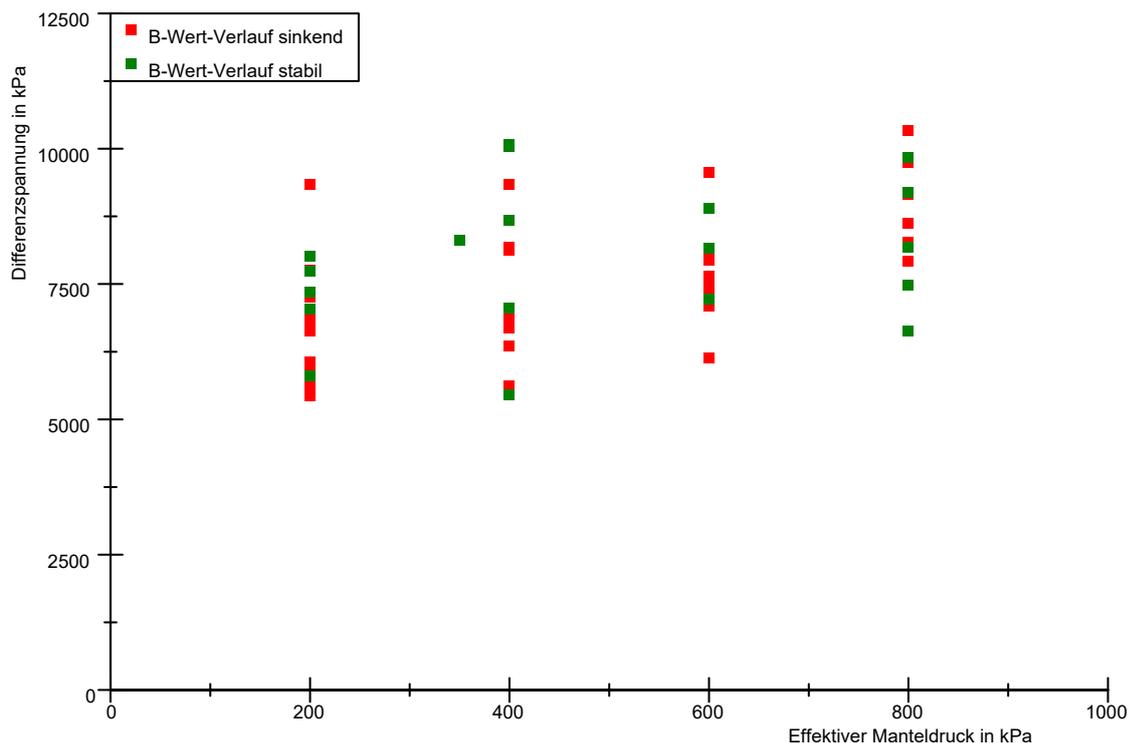


Abbildung 55: Einfluss eines sinkenden B-Wertes auf die maximal erreichten Differenzspannungen bei Proben des Mindener Tonsteins

Eine weitere Problematik des B-Wertes ist dessen Sensitivität bezüglich des Sättigungsgrads bei steifen, feinkörnigen Böden. Diesen Zusammenhang haben Black und Lee (1973) für Tone unterschiedlicher Konsistenzen untersucht, der in Tabelle 28 und Abbildung 56 aufgezeigt ist und bei dem deutlich wird, dass der zu erreichende B-Wert auch von der untersuchten Materie abhängig ist. Bei steifen und sehr steifen Tönen steigt der B-Wert bei kleiner

Änderung des Sättigungsgrades extrem an. Dieses Verhalten führt dazu, dass der B-Wert nur für einen sehr eng begrenzten Bereich nahe der vollständigen Sättigung als indikativ für die Sättigung eines Tonsteins angesehen werden kann (Abbildung 56).

Tabelle 28: Typische B-Werte für Böden bei vollständiger und nahezu vollständiger Sättigung (Black, Lee, 1973)

Konsistenz	Sättigungsgrad in %		
	100	99,5	99,0
weich	B = 0,9998	B = 0,9920	B = 0,9860
mittelsteif	B = 0,9988	B = 0,9630	B = 0,9300
steif	B = 0,9877	B = 0,6900	B = 0,5100
sehr steif	B = 0,9130	B = 0,2000	B = 0,1000

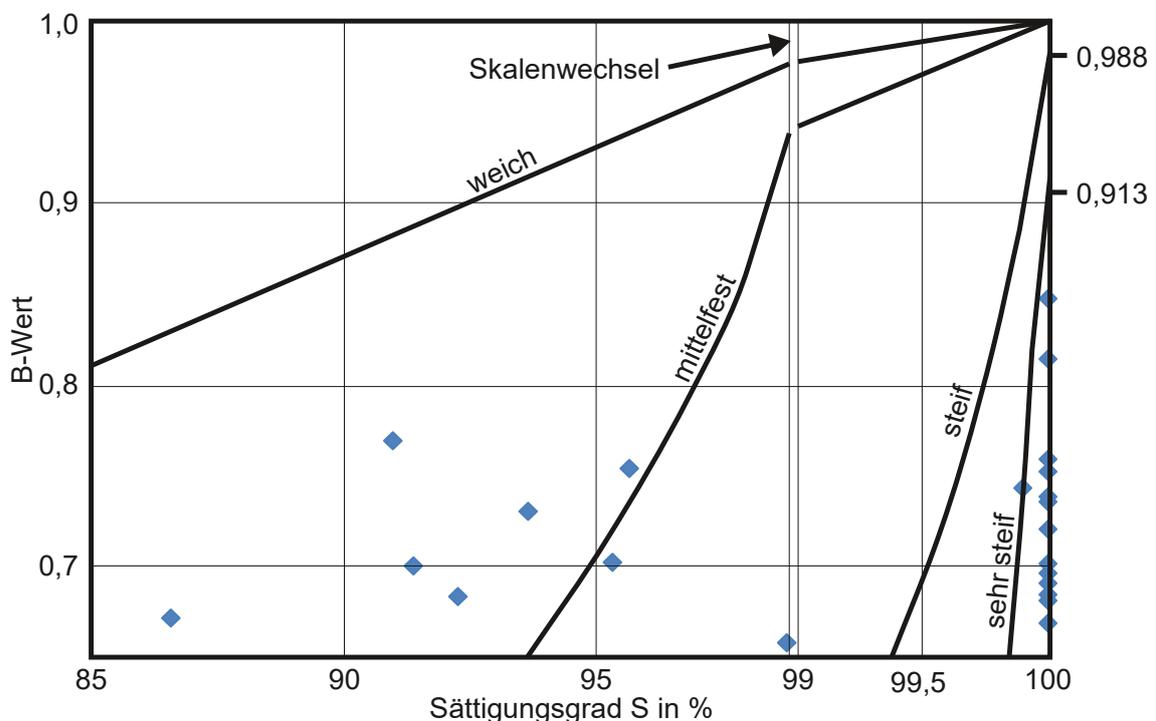


Abbildung 56: Maximal mögliche B-Werte für Tonböden in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad (Black und Lee 1973) mit Daten aus B-Tests von Proben des Mindener Tonsteins

Der Mindener Tonstein zeigt diese hohe Sensitivität. Trotz der in Kapitel 8.1 nachgewiesenen hohen strukturellen Homogenität und (fast) vollständiger Sättigung aller Proben schwanken die B-Werte relativ stark (Abbildung 56). Unter diesen Voraussetzungen würden relativ ähnliche B-Werte nahe einem Wert von 1 zu erwarten sein.

In der Sättigungsphase ermittelte B-Werte sind demnach nur bedingt zur Interpretation des Sättigungsgrades für Tonsteine geeignet und sollten daher nicht als Maß für die Sättigung des Tonsteins herangezogen werden. Eine alternative Vorgehensweise besteht in der Ermittlung des Sättigungsgrades S_r der Probe nach Gleichung (7) (Abschnitt III, Kapitel 7.1.1). Diese Gleichung wurde zur Berechnung des Sättigungsgrades in Abbildung 56 genutzt.

Neben der begrenzten Aussagefähigkeit des B-Wertes stellt sich aufgrund der geringen Porengrößen in Tonsteinen grundsätzlich die Frage nach der **Wirksamkeit der Sättigungsphase bei geringen Umgebungsspannungen**. Dazu wurden am KIT MIP-Messungen unter den Fragestellungen der Größenverteilung und hydraulischen Wirksamkeit der Porenhäule durchgeführt. Die Definition des Übergangsbereichs zwischen hydraulisch wirksamen und nicht wirksamen Porenhäule geht auf Busch und Luckner (1974) zurück. Dieser ergibt sich aus der Überlappung elektrostatischer Felder, die von negativ geladenen Tonmineraloberflächen erzeugt werden. In den elektrostatischen Feldern werden Wassermoleküle in ihrer Bewegung behindert oder ganz zurückgehalten. Somit sind Porenhäule, die schmal genug sind, nicht hydraulisch wirksam. In Abbildung 57 ist der Porenhalsradius gegen das differentielle Porenvolumen abgetragen. Dieses Diagramm sagt aus, welches Volumen Quecksilber pro Druck-Inkrement in einen bestimmten Porendurchmesser-Bereich gepresst wurde. Es ist klar ersichtlich, dass die meisten Poren im hydraulisch nicht wirksamen Bereich liegen. Daraus ist zu schlussfolgern, dass während des Sättigungsprozesses nur ein Bruchteil des Porenvolumens durch Einpressen einer Flüssigkeit erreicht werden kann, insofern dieses nicht schon gesättigt ist.

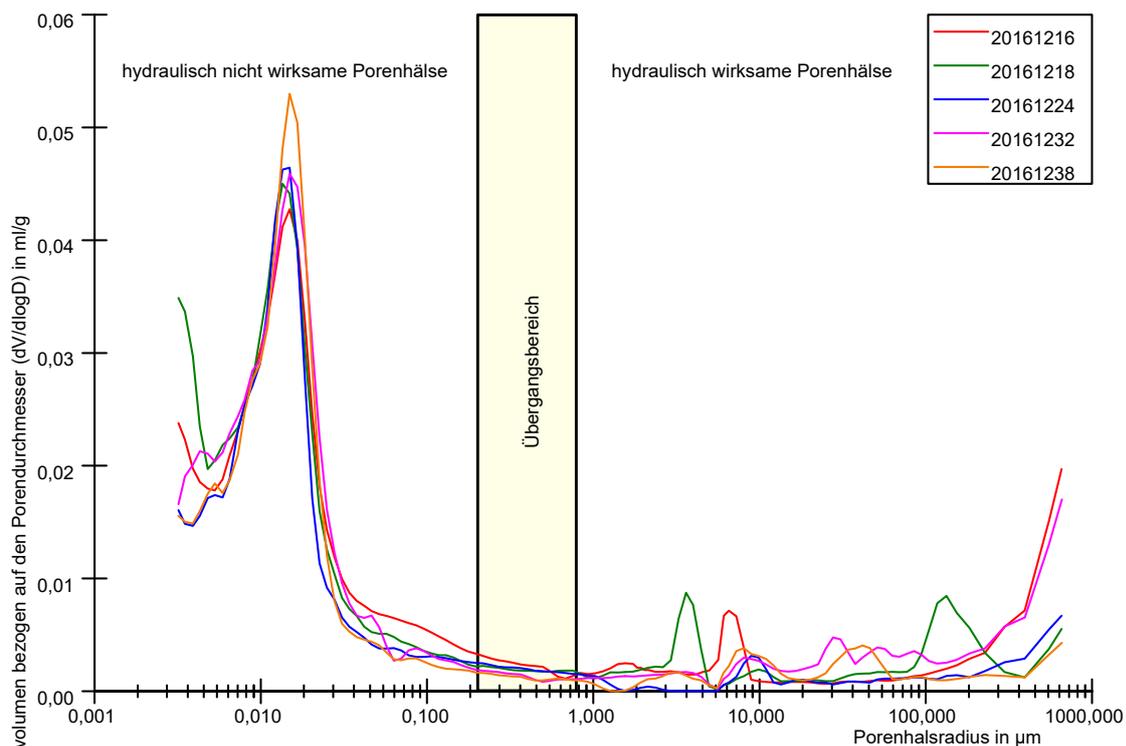


Abbildung 57: Ergebnisse der MIP-Messungen

Um bei der MIP Quecksilber in hydraulisch nicht wirksame Porenhäule zu pressen, muss mindestens ein Druck von 80 bis 100 MPa aufgebracht werden. Um den Einpressdruck für Wasser zu ermitteln, kann die Gleichung von Washburn (siehe Gleichung (5), Abschnitt III Kapitel 6.1) genutzt werden. Die Oberflächenspannung von Wasser beträgt bei 20 °C 72,25 mN/m. Verschiedene Angaben für Benetzungswinkel von Wasser auf Tonmineralen sind in Tabelle 29 aufgeführt. Abhängig von der Mineralogie ist der Benetzungswinkel starken Schwankungen unterworfen, weshalb für die in Tabelle 30 angestellten Berechnungen

drei unterschiedliche Benetzungswinkel angesetzt werden. Die zu infiltrierende Kapillargröße kann aus Abbildung 57 entnommen werden.

Tabelle 29: Benetzungswinkel unterschiedlicher Geomaterien in Kontakt mit Wasser

Materie in Kontakt mit Wasser	Benetzungswinkel in °	Quelle
Montmorillonit	21,8	Helmy et al. 2010
Longmaxi Schiefer	~35	Liang et al. 2016
Kompaktierter Argillit	~15	Sofinskaya et al. 2016
Illit	~25	Lin et al. 2017
Marcellus Schiefer	72	Siddiqui et al. 2018

Tabelle 30: Theoretisch benötigte Gegendrucke zum Einpressen von Wasser in bestimmte Kapillargrößen

Benetzungswinkel in °	Oberflächenspannung in mN/m	zu infiltrierende Kapillargröße in μm	benötigter Druck in MPa
15	72,25	0,1000	1,41
15	72,25	0,0135	10,41
15	72,25	0,0040	35,14
45	72,25	0,1000	1,03
45	72,25	0,0135	7,62
45	72,25	0,0040	25,72
72	72,25	0,1000	0,45
72	72,25	0,0135	3,33
72	72,25	0,0040	11,24

Um die Poren am globalen Hochpunkt der Verteilungskurve in Abbildung 57 bei $0,0135 \mu\text{m}$ zu infiltrieren, wären abhängig vom Benetzungswinkel 3,33 bis 10,41 MPa Gegendruck notwendig. Dies steht im Kontrast zu den geringen Umgebungsdrücken, die für oberflächliche und oberflächennahe Infrastrukturmaßnahmen charakteristisch sind. Somit ist diese Art der Probensättigung nicht zielführend. Zudem liefern Conil et al. (2018) Beweise, dass bei einer künstlichen Wiederaufsättigung die Mikrostruktur der Proben beeinflusst wird und diese somit Schaden nehmen kann.

Die im Abschnitt III, Kapitel 7.1.2 ermittelten Werte für die Sättigung der Proben nach den Gleichungen von Lowe und Johnson (1961), nach denen ein Gegendruck von 735 kPa ausreichen sollte, um die Proben zu sättigen, stehen im scheinbaren Widerspruch zu den in Tabelle 30 berechneten Drücken. Dies ist auf die unterschiedlichen physikalischen Randbedingungen der Gleichungen zurückzuführen. Die Gleichungen von Lowe und Johnson beziehen sich auf das Auflösen von Luftblasen unter erhöhtem Druck und die Gleichung von Washburn auf das Einpressen einer Flüssigkeit in ein poröses Medium. Dementsprechend müssen abhängig von der Sättigungsmethode verschiedene Drücke aufgebracht werden.

Um überhaupt Wasser in eine Probe pressen zu können, muss diese über luftgefüllte Poren verfügen. Unter der Fragestellung der Probensättigung wurden Cryo-BIB-SEM-Messungen durchgeführt. Abbildung 58 gibt das Ergebnis einer solchen Aufnahme wieder. Der obere Teil

zeigt eine gefriergetrocknete Probe mit noch vorhandenem Porenwasser, welches sich durch dunkelgraue Tönungen von den mineralischen Phasen abhebt. Der untere Abschnitt bildet die Probe nach der Sublimation ab. Beim Vergleich der Bilder fällt auf, dass die Tönung in den Mikrorissen und den Poren von dunkelgrau zu schwarz umschlägt. Bei der Temperaturerhöhung in der Probenkammer sublimiert das gefrorene Porenwasser und hinterlässt einen Hohlraum, der in der Cryo-BIB-SEM-Aufnahme als schwarzer Bildausschnitt abgebildet wird. Besonders deutlich ist dies um das kalkige, leicht ovale Fossil in der Mitte des Bildes zu erkennen. Das ist ein Beweis dafür, dass alle auf dem Ausschnitt sichtbaren Risse und Poren wassergefüllt waren. Andere Bereiche dieser und einer zweiten untersuchten Probe zeigen das gleiche Phänomen. Die Probe kann folglich als vollständig gesättigt betrachtet werden.

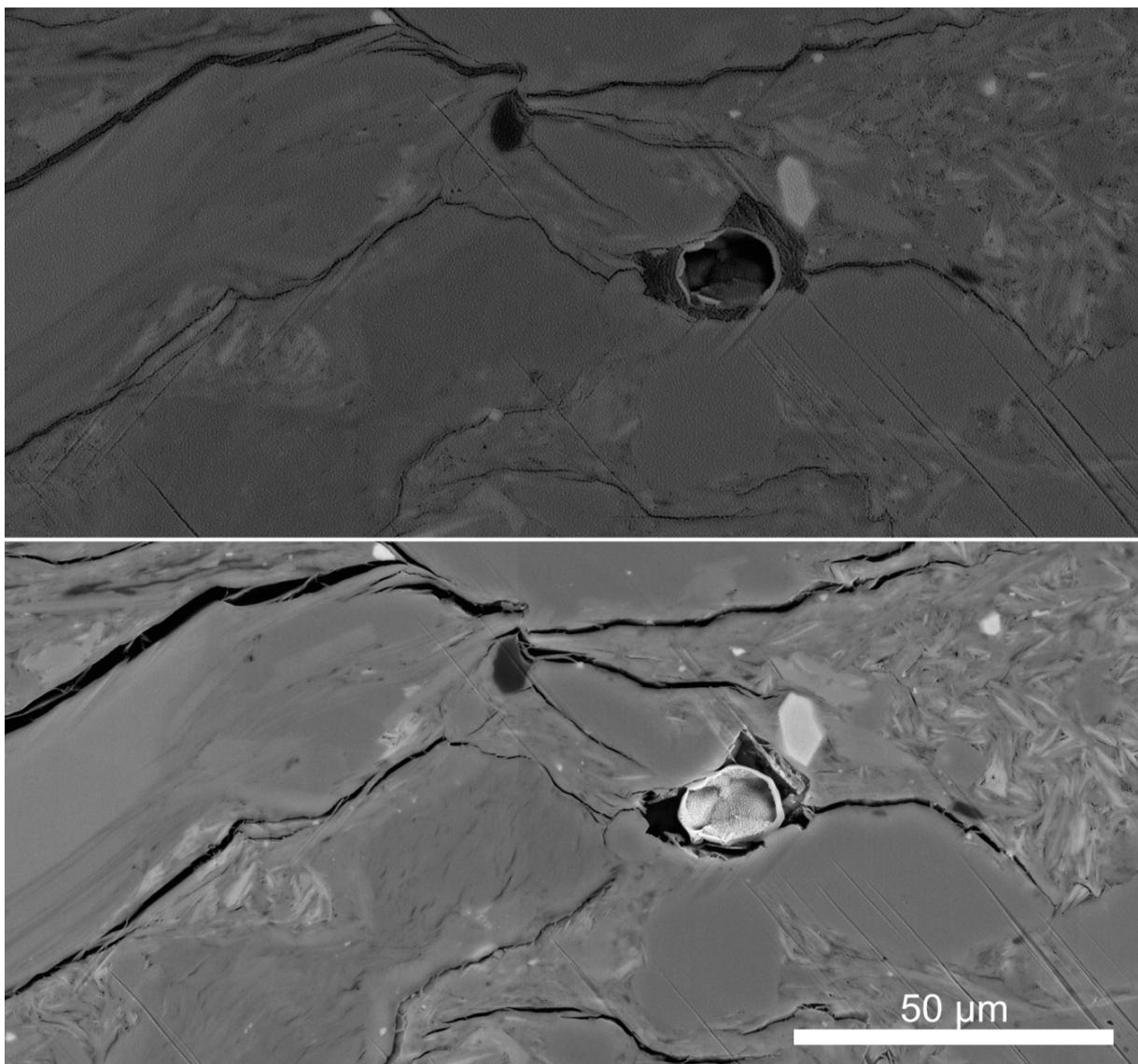


Abbildung 58: Cryo-BIB-SEM-Aufnahme des Mindener Tonsteins (Probe 20161216)

Berechnungen des Sättigungsgrades weisen ebenfalls auf eine vollständige Sättigung des Mindener Tonsteins und des Kriegenbrunner Schluffstein hin (Anhang A2). All diese Ergebnisse bestätigen die Vermutungen von Lempp et al. (2016), wonach aufgrund der Lage der

Gesteine unterhalb des Grundwasserspiegels über geologische Zeiträume hinweg der Porenraum als gesättigt angesehen werden kann. Da zudem die meisten Porenhäule hydraulisch nicht wirksam sind, erscheint der Versuch einer Sättigung der Probe während eines Triaxialversuchs bei den in dieser Arbeit abgebildeten Spannungsverhältnissen nicht sinnvoll.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Sättigungsphase bei geringen totalen Spannungen bis 1500 kPa für gesättigte Proben nur von untergeordneter Bedeutung ist. Zurückführen lässt sich dieser Sachverhalt auf den sinkenden B-Wert bei wiederholten B-Versuchen, den hohen Anteil an hydraulisch nicht aktiven Poren, die vollständige Sättigung der Proben und die Empfindlichkeit des B-Wertes auf den Sättigungsgrad bei steifen und sehr steifen Tonen. Dementsprechend kann die Sättigungsphase ausgelassen und der Triaxialversuch mit der Konsolidierungsphase begonnen werden. Bei der Untersuchung von gesättigten Proben sollte während der Konsolidierung trotzdem ein Gegendruck aufgebracht werden, der sich in der Höhe an den Ergebnissen der Gleichungen von Lowe und Johnson (1961) orientiert, damit Gasbläschen in den Leitungen des Triaxialprüfstandes in Lösung gehen können. Das Durchströmen einer Probe zur Sättigung benötigt gerade bei sehr dichten und feinkörnigen Sedimentgesteinen hohe Gegendrucke aufgrund der geringen Durchlässigkeiten, lange Zeiträume oder beides. Eine weitere Möglichkeit zur Sättigung einer Probe besteht durch die Lagerung in einem Exsikkator (geschlossenes Gefäß, mit dem Proben unter Zuhilfenahme spezieller Salze auf einen bestimmten Sättigungsgrad gebracht werden können) bei vollständiger Wassersättigung der Luft innerhalb des Gefäßes (Ewy 2014; Pineda et al. 2014).

9.2 Konsolidierungsphase

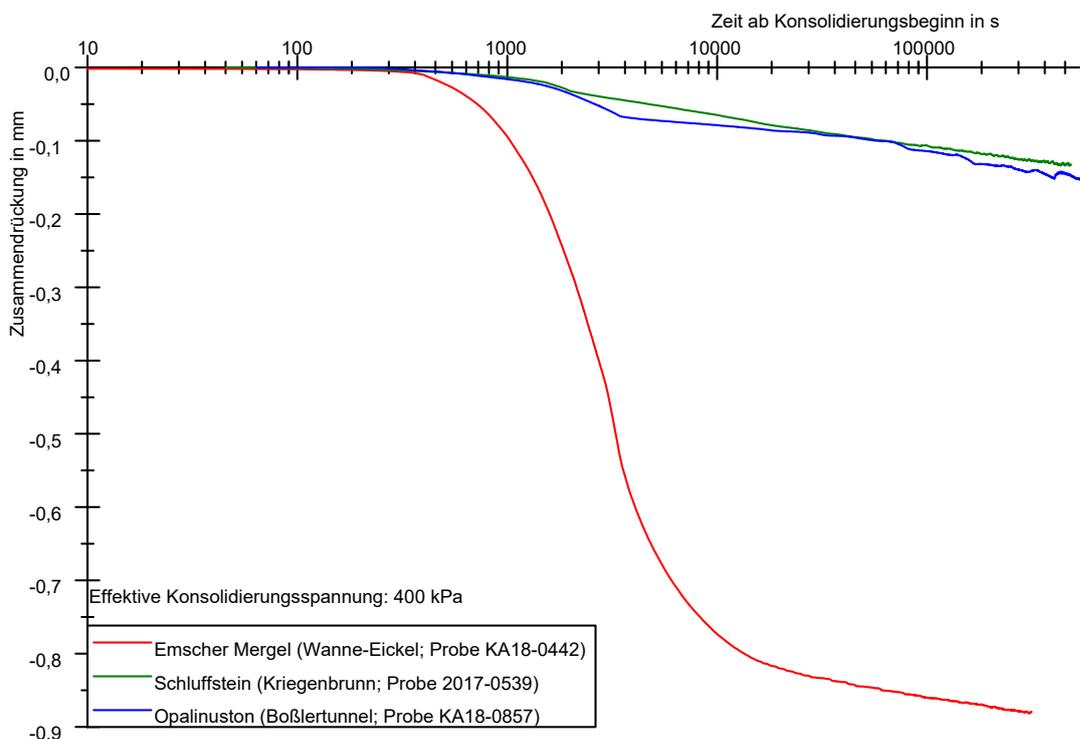


Abbildung 59: Entwicklung der axialen Verformung während der Konsolidierung der untersuchten Gesteine bei geringer Belastungsrate (0,1 kPa/s)

An die Sättigungsphase schließt sich nach DIN EN ISO 17892-9 die Konsolidierungsphase an. Abbildung 59 zeigt die Entwicklung der axialen Verformung während der Konsolidierungsphase des Emscher Mergels, des Kriegenbrunner Schluffsteins und des Opalinustons. In Abbildung 60 sind die Konsolidierungsphasen der unterschiedlichen Untersuchungsvarianten des Mindener Tonsteins anhand je eines Probenbeispiels dargestellt. Vorgaben zur Wahl der Belastungsrate existieren in der DIN EN ISO 17892-9 nicht. Die Belastungsrate wurde mit 0,1 kPa/s gering gewählt. Alle Messkurven zeigen eine mehr oder weniger deutliche axiale Zusammendrückung der Probe während der Konsolidierung. Eine Sofortkonsolidierung ist nicht zu beobachten, was wahrscheinlich auf das Schließen der Mikrorisse während des B-Tests (Abschnitt III, Kapitel 9.1) zurückzuführen ist. Die höchste axiale Zusammendrückung weist der Emscher Mergel mit fast 0,9 mm auf. Für den Kriegenbrunner Schluffstein, den Opalinuston sowie für den Mindener Tonstein liegen die axialen Zusammendrückungen zwischen 0,1 und 0,3 mm.

Die Detailbetrachtung der Mindener Tonstein-Proben zeigt, dass die Gesamt-Zusammendrückung zwischen 0,2 und 0,3 mm liegt und sich bei den dargestellten Untersuchungsvarianten nur um etwa 0,1 mm unterscheidet (Abbildung 60), was etwa 0,1 % der Ausgangsprobenhöhe der Triaxialversuche entspricht. Die Verläufe der Konsolidierungskurven und dementsprechend das Konsolidierungsverhalten sind ebenfalls recht ähnlich. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die untersuchten Probeentnahmevarianten keinen Einfluss auf das Konsolidierungsverhalten zeigen. Der sichtbare Knick in der Mitte der Konsolidierungskurve entspricht dem Punkt, an dem die effektive Spannung zur Konsolidierung der Probe erreicht und die isotrope, effektive Spannung nicht weiter erhöht wurde. Daher wird die negative Steigung der Konsolidierungskurven flacher.

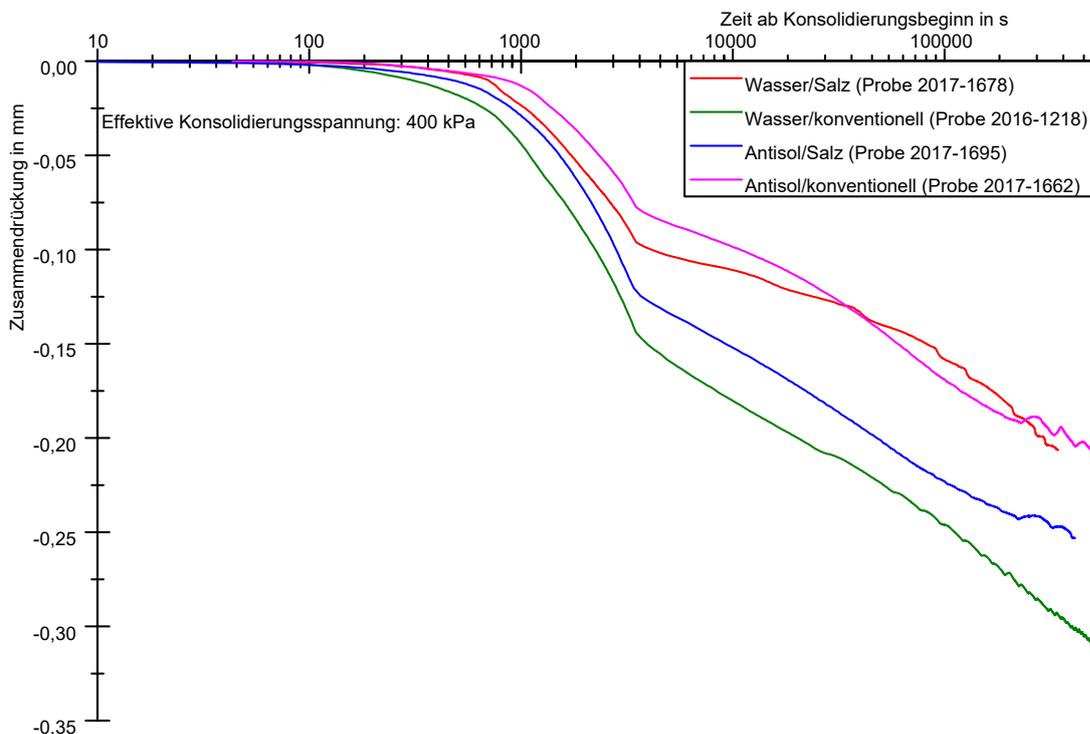


Abbildung 60: Entwicklung der axialen Verformung während der Konsolidierung der unterschiedlichen Probeentnahmevarianten des Mindener Tonsteins (Belastungsrate 0,1 kPa/s)

An Abbildung 59 und Abbildung 60 wird die Stellung der veränderlich-festen Gesteine zwischen Boden und festem Fels deutlich. Während der Emscher Mergel eine Konsolidierungskurve aufweist, die auch einem Boden zugeordnet werden kann (vergleiche Schmidt et al. [2017] Abb. 4.19), unterscheiden sich die Konsolidierungskurven des Opalinustons, des Mindener Tonsteins und des Kriegenbrunner Schluffsteins davon. Deutlich ist der bereits erwähnte Knick beim Erreichen der effektiven Konsolidierungsspannung. Ein weiterer Unterschied ist das kontinuierliche Steilerwerden der logarithmischen Zeit-Setzungskurve, was eine Abgrenzung der primären zur sekundären Setzung nach dem Verfahren für Böden von Casagrande (1936) nicht möglich macht. Diese Eigenschaft der logarithmischen Zeit-Setzungskurve trifft beim Mindener Tonstein auf fast alle und beim Opalinuston sowie Kriegenbrunner Schluffstein auf etwa die Hälfte der Proben zu.

Um den Einfluss der Belastungsrate auf den Verlauf der logarithmischen Zeit-Setzungskurve und den Knick in derselben zu evaluieren, ist in Abbildung 61 der Verlauf der Konsolidierung des Emscher Mergels, des Kriegenbrunner Schluffsteins sowie des Mindener Tonsteins bei einer höheren Belastungsrate von 10 kPa/s dargestellt. Der Knick in der logarithmischen Zeit-Setzungskurve ist beim Mindener Tonstein und beim Kriegenbrunner Schluffstein immer noch erkennbar. Somit handelt es sich bei dem Knick um ein für diese Gesteine typisches Verhalten. Der Emscher Mergel zeigt den Knick auch in dieser Darstellung nicht.

Zur Klärung dieses Prozesses müssen die die Konsolidierung beeinflussenden Größen betrachtet werden: die Steifigkeit und die Durchlässigkeit. Das Auftreten des Knicks sollte anhand dieser Eigenschaften erklärt werden können.

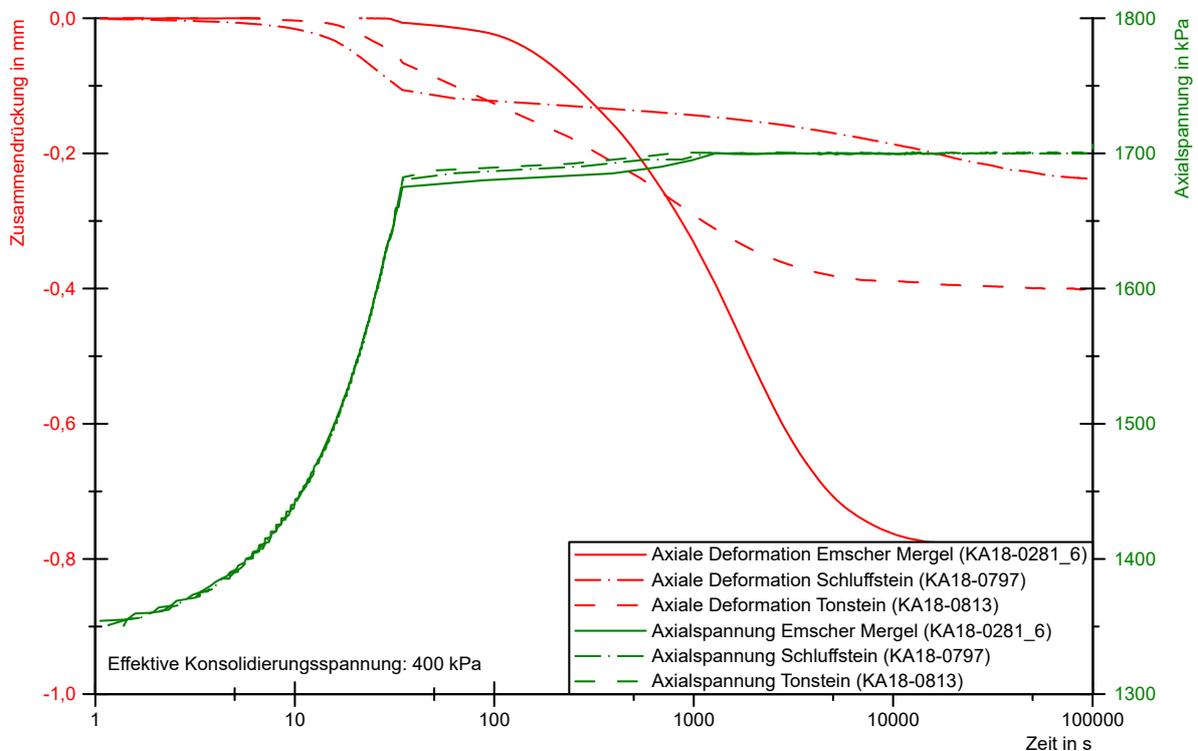


Abbildung 61: Axialen Zusammendrückung während der Konsolidierung des Mindener Tonsteins, Emscher Mergels und Kriegenbrunner Schluffsteins bei hoher Belastungsrate

Die Steifigkeiten der in dieser Arbeit untersuchten Gesteine sind in Tabelle 31 aufgetragen. Es ist ersichtlich, dass der Mindener Tonstein und der Opalinuston die höchsten und der Kriegenbrunner Schluffstein und der Emscher Mergel die geringsten Steifigkeiten aufweisen, was teilweise auf die ehemalige höchste Überlagerungsspannung zurückzuführen ist. Der Emscher Mergel erfuhr die geringste Überlagerungsspannung aller vier Gesteine (Abbildung 107), verfügt dementsprechend über eine geringere Anzahl an Punkt- und Phasenkontakten (siehe Osipov [1975]) und verhält sich aufgrund der daraus folgenden relativ geringen Steifigkeit während der Konsolidierung am ehesten wie ein Boden. Der Kriegenbrunner Schluffstein und der Opalinuston wurden stärker überlagert und dementsprechend mehr verfestigt.

Tabelle 31: Steifigkeiten der untersuchten Gesteine dargestellt anhand des E-Moduls* in MPa bei einer Abschergeschwindigkeit von 0,006 mm/min

Gestein	$\bar{x} \pm s; n^{**}$
Mindener Tonstein	7584 ± 1592; n = 70
Kriegenbrunner Schluffstein	3223 ± 1177; n = 10
Opalinuston	7864 ± 2379; n = 5
Emscher Mergel	2697 ± 771; n = 4

*Für den Mindener Tonstein und den Opalinuston wurden die E-Module vor dem Wendepunkt (s. Abschnitt IV, Kapitel 10.3) genutzt

**Arithmetischer Mittelwert ± Standardabweichung; Anzahl

Literaturwerte zur Durchlässigkeit zu den hier untersuchten oder ähnlichen Gesteinen sind in Tabelle 41 aufgeführt. Die geringsten Durchlässigkeiten werden den Tonsteinen zugeordnet. Die höchste Durchlässigkeit weist der Emscher Mergel auf. Schluffsteine liegen in ihrer Durchlässigkeit zwischen dem Emscher Mergel und Tonsteinen. Der Knick tritt bei den am geringsten durchlässigen Gesteinen (Opalinuston und Mindener Tonstein) auf. Der Kriegenbrunner Schluffstein weist zwar eine höhere Durchlässigkeit auf als der Opalinuston und der Mindener Tonstein, aber der Knick tritt noch auf. Der Emscher Mergel mit der höchsten Durchlässigkeit zeigt diesen Knick hingegen nicht.

Die Synthese der aufgeführten Werte für Steifigkeit und Durchlässigkeit ergibt folgendes Bild: Der Mindener Tonstein und der Opalinuston verfügen beide über die höchste Steifigkeit und die geringste Durchlässigkeit. Bei beiden Gesteinen tritt der Knick in der logarithmischen Zeit-Setzungskurve auf. Der Kriegenbrunner Schluffstein verfügt zusammen mit dem Emscher Mergel über die geringste Steifigkeit und eine Durchlässigkeit, die zwischen den Tonsteinen und dem Emscher Mergel liegt. Der Kriegenbrunner Schluffstein weist den Knick in der logarithmischen Zeit-Setzungskurve auf. Der Emscher Mergel besitzt die höchste Durchlässigkeit. Der Knick in der logarithmischen Zeit-Setzungskurve tritt hier nicht auf.

Für das Auftreten des Knicks ist also eine hohe Steifigkeit und sowie eine geringe Durchlässigkeit erforderlich. Die Steifigkeit darf aber nicht zu hoch sein, da sonst keine Konsolidierungserscheinungen im effektiven Spannungsbereich von 200 bis 800 kPa auftreten würden. Da der Kriegenbrunner Schluffstein über eine ähnliche Steifigkeit verfügt wie der Emscher Mergel, der Knick aber trotzdem auftritt, muss die Durchlässigkeit eine größere Rolle beim Auftreten des Knicks in der logarithmischen Zeit-Setzungskurve spielen. Dies kann darin

begründet liegen, dass sich die Durchlässigkeit bei Vergleich aller Gesteine um mehrere Zehnerpotenzen unterscheidet, die Steifigkeit aber nur etwa um das Zwei- bis Dreifache.

Die Ursache für das Auftreten des Knicks in der logarithmischen Zeit-Setzungskurve kann auf die spezielle Kombination der veränderlich-festen Gesteine aus Steifigkeit und Durchlässigkeit zurückgeführt werden. Bei sehr gering durchlässigen veränderlich-festen Gesteinen wie dem Mindener Tonstein bewirkt eine äußere Belastung einen starken Anstieg des Porenwasserdrucks. Bei sehr geringdurchlässiger Materie läuft die Drainage langsamer ab als der Porenwasserdruckaufbau, was zu einem undrainierten Verhalten führt. Wenn das Porenwasser nicht entweichen kann, verhindert dies zugleich ein Schließen von Poren und Mikrorissen und eine stärkere Zusammendrückung der Probe. Die geringere Verformung bei gleichbleibender Belastungsrate führt so zu einem erhöhten Elastizitätsmodul. Die Steifigkeit eines veränderlich-festen Gesteins ist also bei undrainierten Bedingungen höher als bei drainierten, was sich in Abbildung 101 und in Tabelle 40 ebenfalls bestätigt. Eine hohe Steifigkeit bewirkt eine schnelle Reaktion auf eine Änderung der Belastungsrate, was im Ergebnis zu einem Knick in der logarithmischen Zeit-Setzungskurve führt. Bei durchlässigeren Gesteinen wie dem Emscher Mergel kann das Porenwasser schnell genug aus der Probe entweichen, sodass drainierte Verhältnisse vorherrschen und die Steifigkeit geringer ausfällt.

Zur Ermittlung der **Beendigung der primären Konsolidierung** wird nach DIN EN ISO 17892-9 der Verlauf des Probenkörpervolumens bzw. der Verlauf des Porenwasserüberdrucks angesetzt. Anhand der zu Verfügung stehenden Möglichkeiten der in dieser Arbeit genutzten Triaxialprüfstände kann die Axialverformung und der Verlauf des Porenwasservolumens verwendet werden, um das Ende der Konsolidierungsphase zu ermitteln. Aus Abbildung 62 ist ersichtlich, dass abhängig vom genutzten Kriterium unterschiedliche Enden der Konsolidierungsdauern festgestellt werden. Anhand der axialen Verformung ist die primäre Konsolidierung später beendet (Zeitpunkt 1 in Abbildung 62) als nach dem Kriterium des ausgepressten Porenwasser-Volumens (Zeitpunkt 2 in Abbildung 62). Die primäre Konsolidierung kann erst dann als abgeschlossen betrachtet werden, wenn beide Kriterien zur Ermittlung der Beendigung erfüllt sind. Die gegen Ende der Konsolidierungskurven auftretenden Schwankungen sind auf thermische Effekte in Folge von Temperaturunterschieden im Labor zurückzuführen.

Bei einer zu frühen Beendigung der Konsolidierung ist entweder das Porenwasser noch nicht vollständig drainiert oder die Axialverformungen noch nicht abgeklungen oder beide Vorgänge noch aktiv. Bei ungenügendem Abbau des Porenwasserdrucks liegt dieser während der Abscherphase von Beginn an über dem angestrebten Niveau, was die effektiven Spannungen innerhalb der Probe herabsetzt und diese damit potentiell schwächt.

Das langsamere Abklingen der Axialverformung bei schon beendeter Porenwasser-Drainage kann auf Kriechphänomene oder weiteres Schließen von Mikrorissen hindeuten. In Abbildung 55 wurde anhand der Streuungen der Spitzenfestigkeiten von Proben, deren B-Wert-Verlauf stabil bzw. sinkend war, gezeigt, dass die Anwesenheit von bereits vorhandenen Mikrorissen keinen Einfluss auf die Spitzenfestigkeit hat. Demnach kann davon ausgegangen werden, dass eine Beendigung der Konsolidierung vor dem Schließen der Mikrorisse keinen nennenswerten Auswirkungen auf die erreichbaren Spitzenfestigkeiten in der Abscherphase haben dürfte.

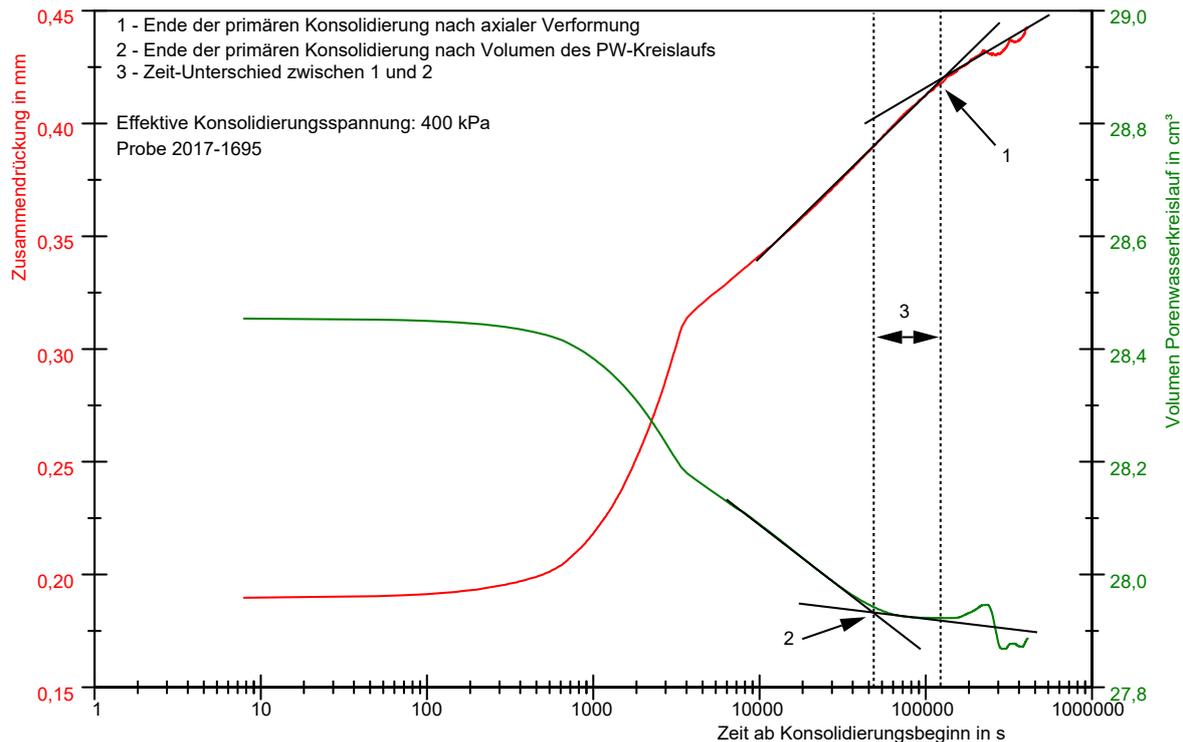


Abbildung 62: Ende der Konsolidierungsphase in Abhängigkeit des Abbruchkriteriums

Zur Charakterisierung des Konsolidierungsverhaltens kann der Konsolidierungskoeffizient nach DIN EN ISO 17892-5 in einem logarithmischen Zeit-Setzungs-Diagramm ermittelt werden. Es zeigt sich allerdings, dass die Anwendbarkeit des Verfahrens vom Gestein abhängt. Die Proben des Emscher Mergel zeigen eine typische Konsolidierungskurve und lassen sich alle mit einem logarithmischen Zeit-Setzungs-Diagramm auswerten (Abbildung 59). Beim Kriegenbrunner Schluffstein sowie am Opalinuston können auf diese Weise nur einzelne Proben ausgewertet werden. Der Mindener Tonstein lässt sich nach dieser Methode gar nicht evaluieren. Das Problem liegt darin begründet, dass die primäre Konsolidierung nicht von der sekundären grafisch getrennt werden kann. D. h. die charakteristische Abflachung der Kurve, die zur Trennung von Primär- und Sekundärkonsolidierung benötigt wird, ist nicht erkennbar oder durch thermische Ausdehnungseffekte der Probe und des Versuchstandes überdeckt. Ein weiteres Problem ist der Knick im logarithmischen Zeit-Setzungs-Diagramm an dem Punkt, wo die effektive Konsolidierungsspannung erreicht wird (s. Abbildung 59 und Abbildung 60), wodurch der typische Verlauf einer Konsolidierungskurve verändert wird. Besonders deutlich ist dies an den Mindener Tonstein-Proben.

In Tabelle 32 sind die berechneten Konsolidierungskoeffizienten des Emscher Mergel, Kriegenbrunner Schluffstein und Opalinuston aufgelistet und in Beziehung zu Literaturwerten unterschiedlicher Ton- und Schluffsteine gesetzt. Die Konsolidierungskoeffizienten der in dieser Arbeit untersuchten Proben des Emscher Mergel, Kriegenbrunner Schluffstein und Opalinustonproben liegen in ähnlichen Bereichen. Im Vergleich zu den aufgeführten Literaturwerten liegen die Koeffizienten der untersuchten Gesteine in der unteren Streubreite. Direkte Vergleiche von Gesteinen sind zwischen den „flachen“ Opalinustonproben (Favero 2017) und den hier untersuchten Opalinustonproben aus dem Boßlertunnel möglich. Die Konsolidationskoeffizienten beider Untersuchungen liegen in vergleichbaren Bereichen.

Tabelle 32: Konsolidierungskoeffizienten c_v der in dieser Arbeit untersuchten Gesteine sowie Vergleichswerte aus der Literatur

Quelle	Gestein	c_v in m^2/s	effektive Vertikalspannung in kPa
diese Untersuchung	Emscher Mergel	$3,1 \cdot 10^{-9}$ - $5,5 \cdot 10^{-9}$	400
diese Untersuchung	Kriegenbrunner Schluffstein	$3,2 \cdot 10^{-10}$ - $5,2 \cdot 10^{-9}$	400
diese Untersuchung	Opalinuston	$2,6 \cdot 10^{-9}$ - $4,0 \cdot 10^{-9}$	400
Hobbs et al. (2002)	Mercia Mudstone	$1,9 \cdot 10^{-9}$ - $3,2 \cdot 10^{-6}$	400
Song et al (2008)	Nankei Margin Mudrock	$2,0 \cdot 10^{-7}$ - $4,0 \cdot 10^{-7}$	keine Angabe
Bonini et al. (2009)	Clay Shale	$1,0 \cdot 10^{-8}$ - $1,0 \cdot 10^{-7}$	keine Angabe
Ferrari et al. (2012)	Opalinuston	$2,0 \cdot 10^{-9}$ - $2,4 \cdot 10^{-7}$	1500-100000
	Mergel (tonig/kalkig)	$6,0 \cdot 10^{-9}$ - $1,0 \cdot 10^{-7}$	800-100000
Flemings et al (2012)	Gulf of Mexico Mudrock	$2,2 \cdot 10^{-8}$	keine Angabe
Betts (2014)	Gulf of Mexico Mudrock	$1,0 \cdot 10^{-8}$ - $1,0 \cdot 10^{-9}$	200-10000
Favero (2017)	Opalinuston flach	$2,0 \cdot 10^{-9}$ - $6,0 \cdot 10^{-9}$	3000-50000
	Opalinuston tief	$5,0 \cdot 10^{-9}$ - $5,0 \cdot 10^{-8}$	600-50000
Ge (2019)	Illitic Mudrock	$1,0 \cdot 10^{-6}$ - $1,0 \cdot 10^{-5}$	300-80000
	Smectitic Mudrock	$1,0 \cdot 10^{-6}$ - $1,0 \cdot 10^{-6}$	500-80000

Eine besondere Fragestellung im Kontext von veränderlich-festen Gesteinen ist die **Quellfähigkeit der Geomaterie**. Erste Indizien dazu können aus mineralogischen Untersuchungen (hinsichtlich quellfähiger Tonminerale) oder diversen Quellfähigkeits-Messungen gewonnen werden. Im Triaxialversuch während der Konsolidierung zeigt sich eine erhöhte Quellfähigkeit der Proben am Steigen der Axialspannung bei einem weggesteuerten Versuch oder an einer negativen Axialverformung bei einem spannungsgesteuerten Versuch. Aus Abbildung 63 und Abbildung 64 ist an den Proben 20171663, 20171658 und 20171662 für den Mindener Tonstein und an den Proben 20170525, 20170547 und 20170548 für den Kriegenbrunner Schluffstein abzuleiten, dass beide Gesteine keine Quellneigung besitzen. Dies ist ebenfalls an den Ergebnissen der mineralogischen Untersuchungen (Abschnitt II Kapitel 1.1 und 1.2) abzulesen. Der Mindener Tonstein verfügt über keine quellfähigen Tonminerale. Der Gehalt an quellfähigen Mineralen liegt beim Kriegenbrunner Schluffstein bei 9 %.

Für den Opalinuston wird in der Literatur von dessen Quellneigung berichtet (Ferrari et al. 2012). Dies bildet sich ebenfalls in Abbildung 65 ab. Das Quellen in den hier untersuchten Proben ist nur sehr schwach ausgeprägt mit einer axialen Verformung von 0,025 bis 0,05 mm. Möglicherweise sind die geringen Werte auf Quellvorgänge während der Probeentnahme zurückzuführen. Auf Grundlage der Messungen muss bei veränderlich-festen Gesteinen nicht generell von einer (signifikanten) Quellfähigkeit ausgegangen werden, was eine Untersuchung dieses Sachverhaltes aber keineswegs ausschließt. Empfehlenswert ist hier die Durchführung eines weggesteuerten Versuchs, da bei einem Quellen der Probe der Lastkolben an seiner Position verbleibt und die Probe somit keine Möglichkeit besitzt, sich

auszudehnen. Dieses Vorgehen verhindert die Entwicklung von zusätzlichen Mikrorissen, die die Probe in ihrer Struktur schwächen könnten.

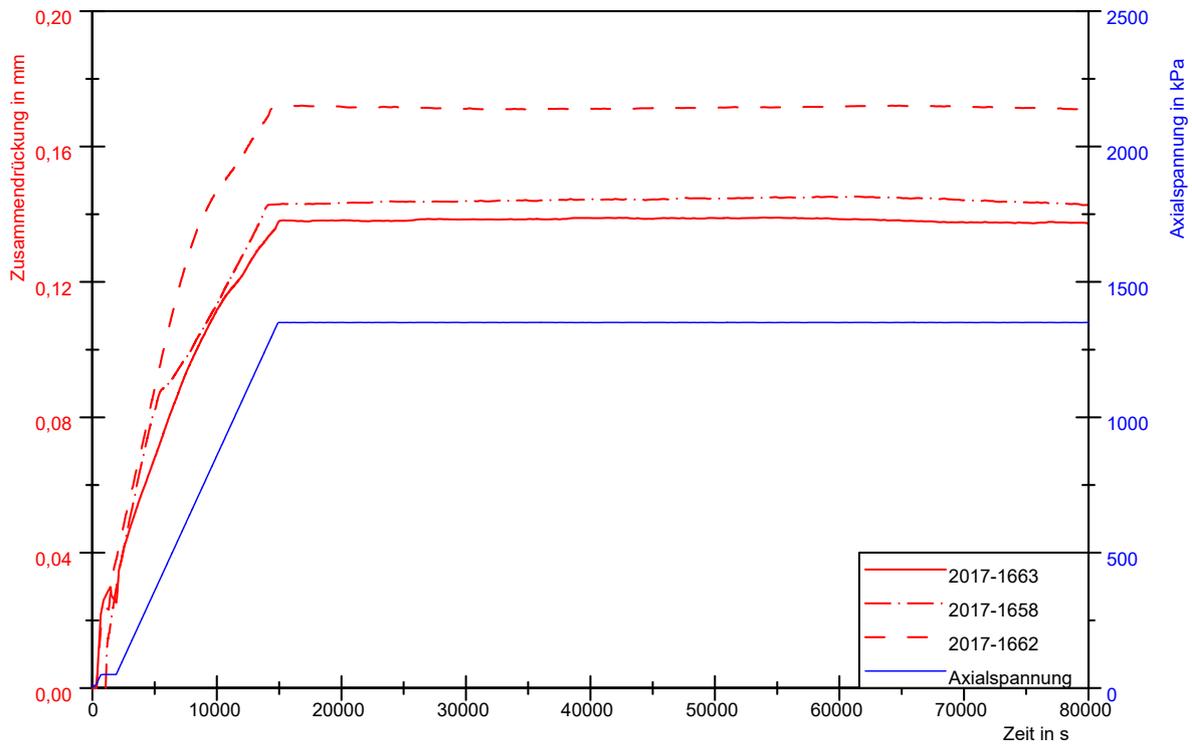


Abbildung 63: Quellneigung des Mindener Tonstein

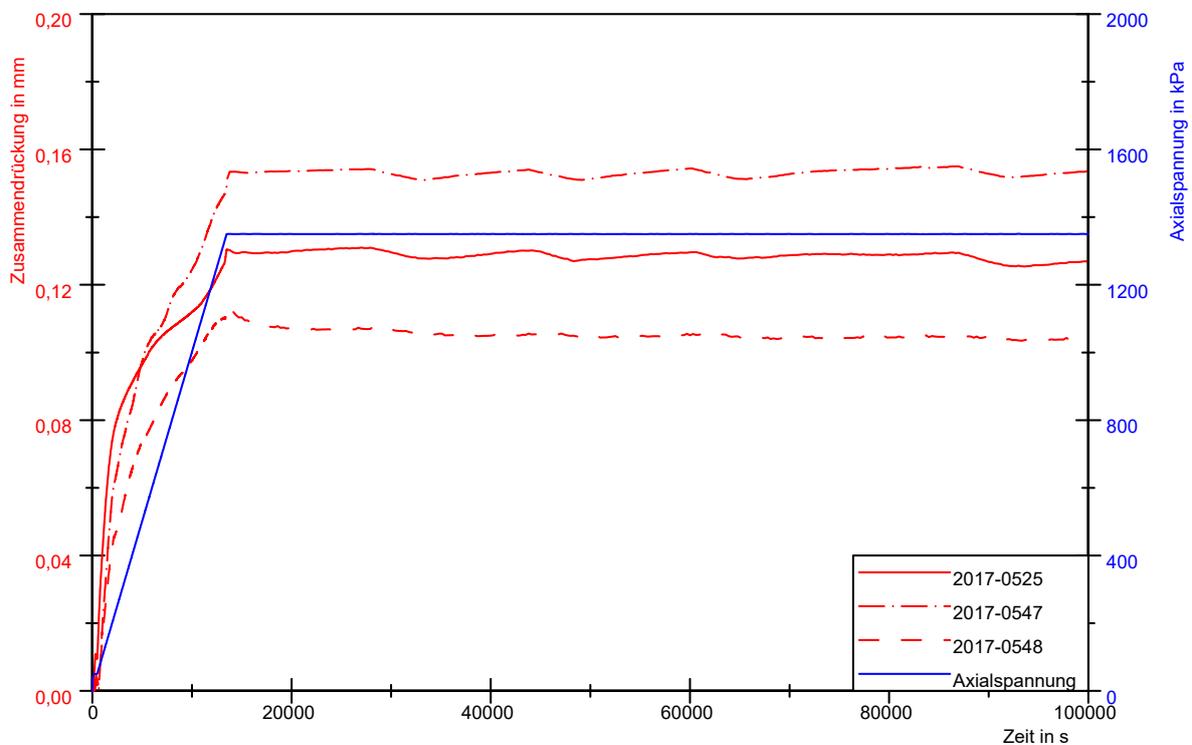


Abbildung 64: Quellneigung des Kriegenbrunner Schluffstein

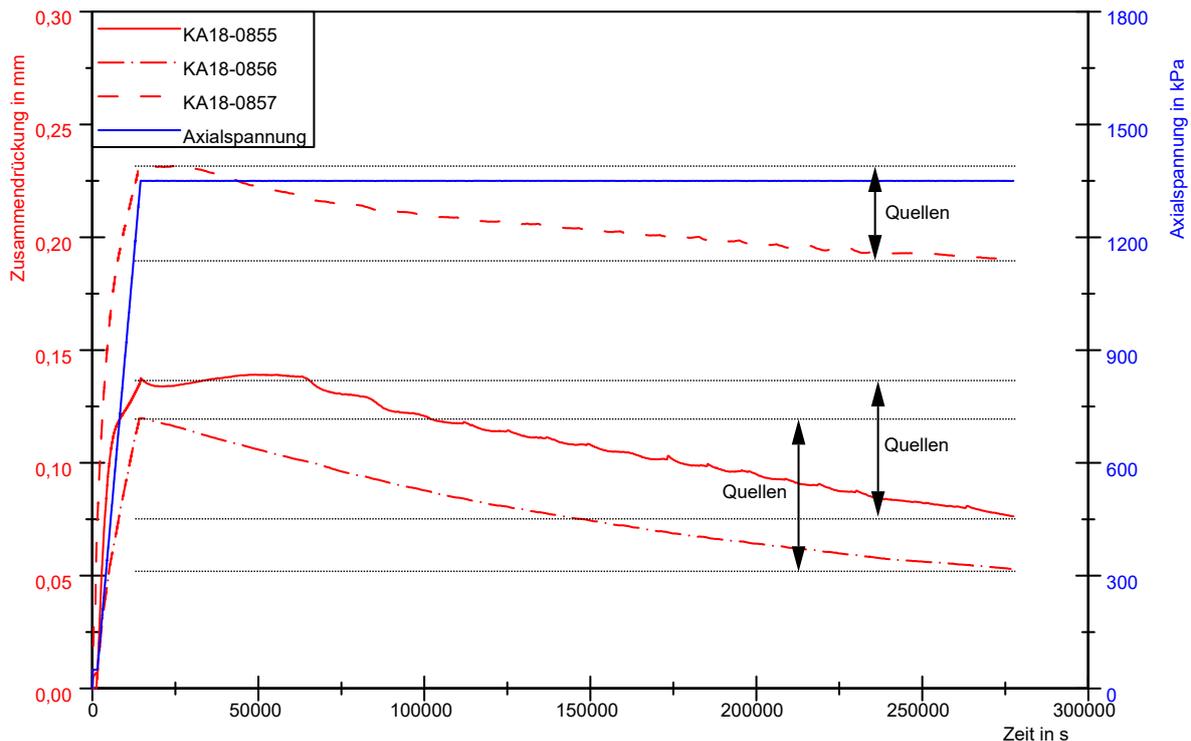


Abbildung 65: Quellneigung des Opalinuston

Um potentielle Quelldrücke von Tonsteinen a priori abzuschätzen, haben Zhang et al. (2010) ein Stoffmodell für diese Fragestellung entwickelt. Danach entspricht der Quelldruck in situ, der sog. „disjoining pressure“, in etwa dem effektiven Überlagerungsdruck des Gesteins. Für den Fall von ungestörten, oberflächennahen Vorkommen von veränderlich-festen Gesteinen hieße dies, dass der zu erwartende Quelldruck nur recht gering ausfällt, da der Prozess der tektonischen Hebung und Erosion, durch den die Gesteine an oder in die Nähe der Oberfläche befördert wurden, nur sehr langsam voranschreitet und sich somit ein Gleichgewicht zwischen Quelldruck und Überlagerungsdruck eingestellt haben sollte. Bei Eingriffen für oberflächennahe Infrastrukturmaßnahmen z. B. bis in 50 m Tiefe muss bei einer angenommenen Wichte von 20 kN/m^3 der Überdeckung dementsprechend mit Quelldrücken von bis zu 1 MPa gerechnet werden. Wenn Proben aus diesen Tiefen per Bohrung entnommen werden und die Auflast wegfällt, wird das Gestein mit dieser Spannung auf Zug belastet.

Aus den Spannungs-Dehnungs-Kurven des Mindener Tonstein, Kriegenbrunner Schluffsteins und Opalinustons ist abzuleiten, dass eine Belastung unter Druck bis 1 MPa im linear-elastischen Bereich der Verformung liegt. Auf eine Zugbelastung lässt sich diese Aussage anhand der durchgeführten Versuche nicht ableiten. Aufgrund der Ergebnisse der MIP-Messungen scheint kein struktureller Schaden in Folge des Quelldrucks entstanden zu sein, was sich anhand der sehr ähnlichen Porenvolumenverteilungen der Proben aus unterschiedlichen Tiefen zeigen lässt (Abbildung 57).

Crisci et al. (2019) ermittelten nur einen sehr moderaten Effekt einer Entlastung auf die geotechnischen Eigenschaften am Beispiel des Opalinustons. Bei Entnahmetiefen von mehr als 20 m konnten die Änderungen der Porenzahl auf einen rein elastischen Entlastungseffekt zurückgeführt werden, womit eine Änderung der geotechnischen Eigenschaften durch eine strukturelle Schädigung der Proben ausgeschlossen werden kann.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass aufgrund der deutlichen Konsolidierungserscheinungen eine Konsolidierungsphase durchgeführt werden muss. Die Dauer hängt vom Typ des veränderlich-festen Gesteins sowie von den gewählten effektiven Spannungen ab. Zudem sollten die Proben auf potentiell Quellen untersucht und entsprechende Maßnahmen im Falle des Eintretens ergriffen werden, mit denen das Quellen unterbunden wird. Die Konsolidierungsphase kann als abgeschlossen betrachtet werden, wenn die Änderungen der Zusammendrückung und der Porenwasserdrainage beendet sind. Zudem lässt sich anhand der Konsolidierung die Stellung der veränderlich-festen Gesteine zwischen Boden und festem Fels aufzeigen.

Das besondere Verhalten veränderlich-fester Gesteine wird bei der Betrachtung der logarithmischen Zeit-Zusammendrückungs-Kurve besonders deutlich. Wo der Verlauf der Zeit-Zusammendrückungs-Kurve des Emscher Mergels deutlich einem Boden ähnelt, weichen Proben des Mindener Tonsteins, des Kriegenbrunner Schluffsteins und des Opalinustons davon ab (Abbildung 59 und Abbildung 60).

Im Vergleich zu Böden weisen die Zeit-Zusammendrückungs-Kurven bestimmter veränderlich-fester Gesteine spezielle Merkmale auf wie einen Knick an dem Punkt, wo die effektive Konsolidierungsspannung erreicht und nicht weiter erhöht wird (Erklärung s. S. 91). Zudem ist die totale Zusammendrückung nur relativ gering. Der bei der Gesteinsansprache nur schwer zu Boden oder Fels zuzuordnende Emscher Mergel zeigt diesen Knick nicht und weist eine signifikant höhere Zusammendrückung als der Mindener Tonstein, der Opalinuston sowie der Kriegenbrunner Schluffstein auf. Somit lässt sich der Emscher Mergel zwischen Boden und veränderlich-festem Gestein einordnen. Ein weiterer Unterschied zeigt sich an der nicht einsetzenden Abflachung der Konsolidierungskurve zur Trennung von primärer und sekundärer Setzung. Die Größe der Zusammendrückung nimmt vom Übergang Boden-veränderlich-festes Gestein zum veränderlich-festen Gestein (analog vom Emscher Mergel zum Mindener Tonstein) hin ab (Abbildung 59 und Abbildung 60). Damit ist bei den vier Gesteinen ein Übergang vom „weichen“ Boden zum „steiferen“ veränderlich-festen Gestein zu erkennen.

Die Abgrenzung der veränderlich-festen Gesteine zu festem Fels wurde in dieser Arbeit nicht untersucht, sodass es sich bei den nächsten Ausführungen um begründete Annahmen handelt. Die Vermutung liegt nahe, dass die Zusammendrückung von festem Fels bei geringer Konsolidierungsspannung aufgrund der hohen Steifigkeit keine Rolle spielen sollte. Die Drainage von Porenwasser verliert damit ebenfalls an Bedeutung, da aufgrund der stark verringerten oder ausbleibenden Verformung der Porenraum sich kaum verringert und somit nur wenig oder gar kein Porenwasser drainiert.

9.3 Abscherphase

An die Konsolidierungsphase schließt die Abscherphase an. Die effektiven Manteldrücke wurden auf 200 kPa, 400 kPa, 600 kPa und 800 kPa festgelegt, was etwa dem Bereich der effektiven In-situ-Spannungen bei oberflächennahen Infrastrukturmaßnahmen liegt. Eine Übersicht wie viele Proben für welche Untersuchungsvariante, für welche Gesteine und für welche Triaxialversuchsart getestet wurden, ist in Anhang A3 Tabelle A-11 aufgeführt.

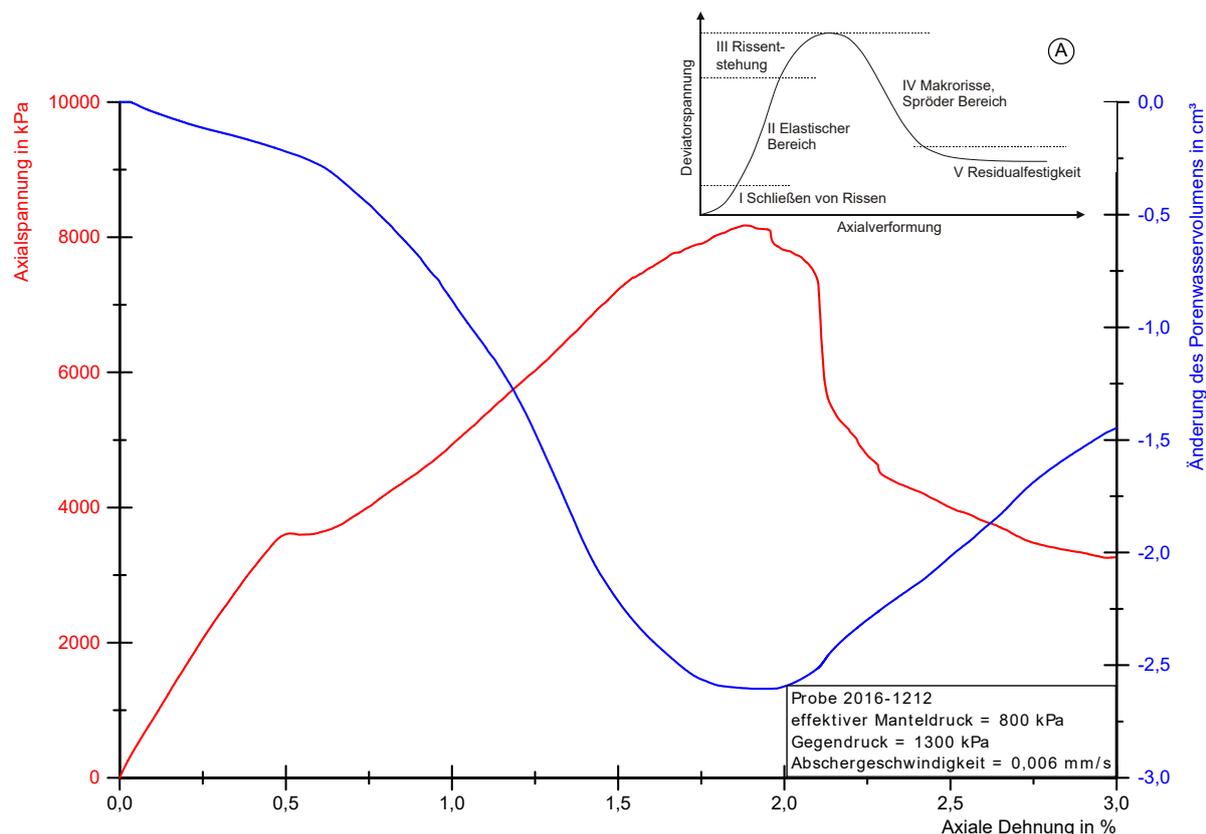


Abbildung 66: Darstellung einer Spannungs-Dehnungs-Kurve am Beispiel einer Probe des Mindener Tonsteins, A: Abbildung einer schematischen Spannungs-Dehnungs-Kurve aus Goodman (1989)

Anhand einer Tonsteinprobe aus Minden ist stellvertretend für alle anderen Mindener Proben in Abbildung 66 eine Spannungs-Dehnungs-Kurve abgebildet. Zunächst steigt die Kurve gleichmäßig bis zu einem Wendepunkt an und danach mit einer geringeren Steigung weiter bis zum Bruch. In Abbildungen von Spannungs-Dehnungs-Kurven für Fels ist zu Beginn oft ein konvex nach oben gerichteter Verlauf zu beobachten (Wittke 1984; Prinz und Strauß 2011), der mit dem Schließen von Mikrorissen begründet wird (Goodman 1989; Martin und Chandler 1994). Der konvexe Anstieg ist in den Spannungs-Dehnungs-Kurven der hier untersuchten Gesteine nicht zu beobachten, da die Mikrorisse schon in der Sättigungsphase durch die B-Tests geschlossen wurden und dieser Vorgang dementsprechend vorweggenommen wurde. Im Nachbruchbereich sind Unstetigkeiten zu erkennen. Dies ist auf Sprödbrüche der Proben zurückzuführen, die noch kein komplettes Abscheren zur Folge haben. Stattdessen verkeilen sich Bruchstücke und die Differenzspannung steigt kurz an oder bleibt

konstant, bis diese unter weiterem Abscheren zerbrechen und die Restscherfestigkeit erreicht wird. Dieser Vorgang resultiert in kataklastischen Zerreibseln in der Scherfuge. Ähnliches beobachteten Desbois et al. (2017) bei der Untersuchung unterschiedlicher Tonsteine. Um belastbare Vergleiche der Probeentnahmevarianten durchführen zu können, muss der **Einfluss der Abschergeschwindigkeit** auf die Bruchfestigkeit ermittelt werden. Der Entwicklung eines Porenwasserüberdrucks kann größtenteils entgegengesteuert werden, indem die Probe ausreichend durchlässig ist oder die Deformationsrate klein genug gewählt wird und die Reibung an den Probenenden minimiert wird. Dies gewährleistet, dass die Poren-druckgradienten in der Probe gering bleiben.

Für die Evaluierung der idealen Abschergeschwindigkeit existieren mehrere theoretische Ansätze. Nach DIN EN ISO 17892-9 berechnet sich die maximale Vorschubgeschwindigkeit v_{max} nach:

$$v_{max} = \frac{H_C * \varepsilon_{vf}}{F * t_{50}} \quad (17)$$

oder

$$v_{max} = \frac{H_C * \varepsilon_{vf}}{\frac{F}{4} * t_{100}} \quad (18)$$

H_C – Höhe der Probe am Ende der Konsolidierung

ε_{vf} – erwartete Bruchdehnung

t_{50} – Zeit, die benötigt wird, um 50 % der Primärkonsolidierung abzuschließen

t_{100} – Zeit, die benötigt wird, um 100 % der Primärkonsolidierung abzuschließen

Tabelle 33: Faktoren F zur Bestimmung der Vorschubgeschwindigkeit

Drainage	undrännierter Versuch	drännierter Versuch
an einem Ende	2,1	34
an beiden Enden	8,4	34
am Umfang und an einem Ende	7,2	56
am Umfang und an beiden Enden	9,2	64

Der Faktor F richtet sich nach den Drainagebedingungen während des Versuches. Diese sind in Tabelle 33 aufgeführt.

Die Berechnungen der maximalen Vorschubgeschwindigkeit nach Gleichung (18) ergeben für die in dieser Arbeit untersuchten Gesteine Werte zwischen 0,026 und 0,047 $\mu\text{m}/\text{min}$ (Tabelle 34). Dies würde für den Mindener Tonstein eine Abscherdauer von rund 36 Tagen bedeuten.

Tabelle 34: Maximale Vorschubgeschwindigkeit nach DIN EN ISO 17892-9

Gestein	H _c in mm*	ε _{vf} in %**	t ₅₀ in s***	F	v _{max} in μm/min
Mindener Tonstein	99,80	1,70	2500	34	0,033
Opalinuston	99,85	1,60	2500	34	0,031
Kriegenbrunner Schluffstein	99,85	1,60	3000	34	0,026
Emscher Mergel	99,10	2,40	2500	34	0,047

* Ermittelt aus Abbildung 59 und Abbildung 60

** Ermittelt aus der Abscherphase von Erstversuchen

*** Ermittelt aus der Konsolidierungsphase der Triaxialversuche

Die größte Herausforderung nach dem Vorgehen nach DIN EN ISO 17892-9 ist die Ermittlung von t₅₀, da dies mit einem hohen Schwankungs- bzw. Interpretationsspielraum behaftet ist. Eine Abschätzung für den Mindener Tonstein ist aufgrund des Knicks in der logarithmischen Zeit-Setzungskurve (siehe Abbildung 60) kaum möglich. Einzig anhand des sehr ähnlichen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens zum Opalinuston kann t₅₀ abgeschätzt werden. Die t₅₀-Werte für den Kriegenbrunner Schluffstein schwanken zwischen 1800 und 29000 s, also um das etwa 16-fache. Diese Probleme schränken die Aussagefähigkeit der auf Grundlage von Gleichung (17) berechneten Vorschubgeschwindigkeiten ein.

Zur Vollständigkeit sind im Folgenden drei weitere Möglichkeiten zur Ermittlung der maximalen Abschergeschwindigkeit aufgeführt. Bishop & Henkel (1962) geben für drainierte Verhältnisse in folgender Gleichung die Dauer der Abscherphase an, die nötig ist, dass 95 % des Porenwasserüberdrucks dissipieren kann:

$$t_f = 1,667 * \frac{H^2}{c_v} \quad (19)$$

Bei undrainierten Verhältnissen kann nach Blight (1964) folgende Beziehung genutzt werden:

$$t_f = 0,4 * \frac{H^2}{c_v} \quad (20)$$

t_f – benötigte Zeit bis 95 %-igen Abbau des Porenwasserdrucks

H – Probenhöhe

c_v – Konsolidierungskoeffizient

Für die Berechnung des Konsolidierungskoeffizienten c_v wird nach DIN EN ISO 17892-5 der t₅₀-Wert benötigt. Daher sind die Gleichungen (19) und (20) zur Ermittlung der maximalen Abschergeschwindigkeit ebenfalls mit großen Unsicherheiten behaftet.

Nach Berre (2011) errechnet sich der Porenwasserüberdruck auf halber Probenhöhe nach:

$$\Delta u_{max} = 0,5 * \left(\frac{\dot{\epsilon}}{k_v} \right) * \left(\frac{H}{2} \right)^2 * \gamma_l \quad (21)$$

Δu_{\max} – Porenwasserüberdruck auf halber Probenhöhe

$\dot{\epsilon}$ – Porenvolumen-Deformationsrate

H – Probenhöhe

γ_l – Wichte des Porenfluids

k_v – Durchlässigkeitsbeiwert in vertikaler Richtung

Der so berechnete Porenwasserüberdruck sollte im Idealfall nahe bei 0 liegen. Die größte Unsicherheit liegt in der Ermittlung der vertikalen Matrixdurchlässigkeit, die Schwankungsbreiten von mehreren Zehnerpotenzen aufweisen kann.

Um die Berechnungen mit Messungen an Proben zu vergleichen, wurden bei einem effektiven Manteldruck von 800 kPa sechs Proben des Mindener Tonsteins mit unterschiedlichen Abscherraten bis zum Bruch belastet. Die Proben entstammen aus zwei Linern, die beide unterhalb des Grundwasser-Schwankungsbereiches entnommen wurden. Wie Abbildung 67 zu entnehmen ist, besteht kein erkennbarer Zusammenhang zwischen Abschergeschwindigkeit und maximaler Differenzspannung bei Abscherraten von weniger als 0,6 mm/min. Nur bei einer Abschergeschwindigkeit von 6 mm/min ist ein erhöhter Wert der Differenzspannung zu erkennen. Dieselbe Aussage lässt sich bei einem Vergleich mit dem Boxplot ableiten. Nur die Probe KA18-0808 mit einer Abschergeschwindigkeit von 6 mm/min liegt außerhalb des Boxplot-Bereiches und ist somit als Ausreißer zu betrachten.

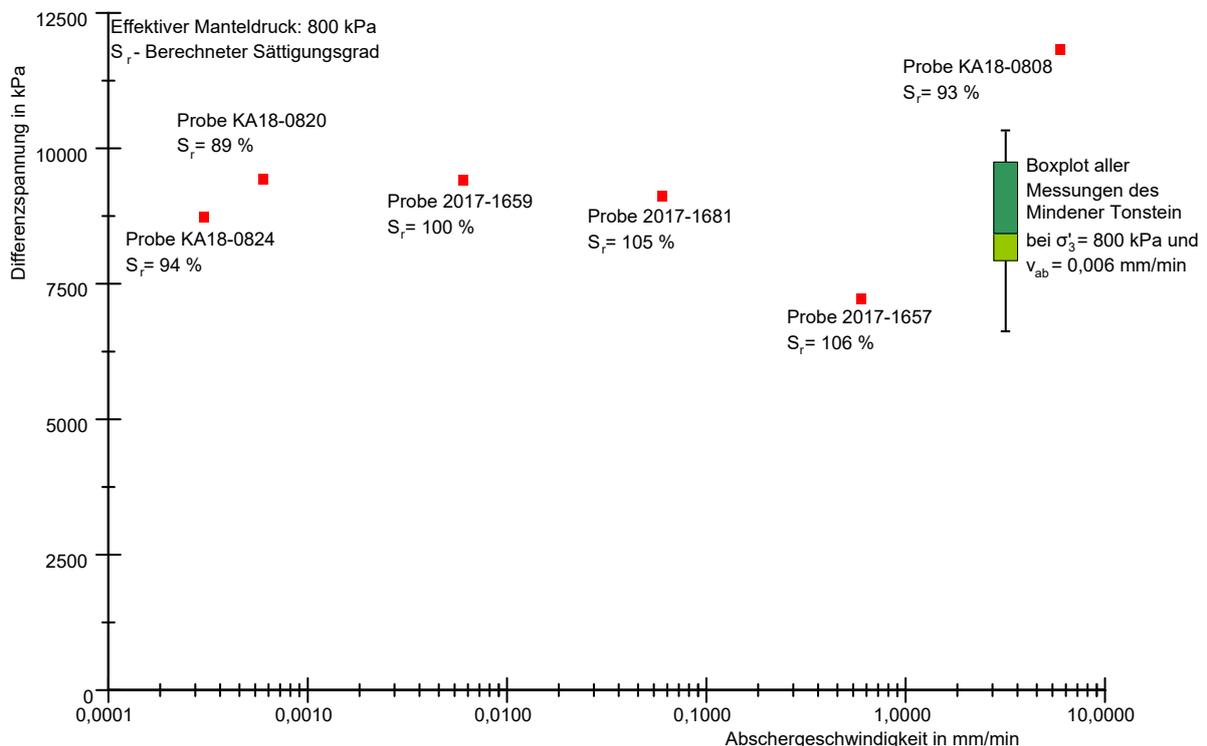


Abbildung 67: Einfluss der Abschergeschwindigkeit auf die maximal zu erreichende Differenzspannung bei Proben des Mindener Tonsteins

Aus den theoretischen Berechnungen und den Labormessungen ist klar ersichtlich, dass die Abscherdauern beider Methoden weit auseinanderliegen. Dies liegt zumindest teilweise in den Unsicherheiten zur Ermittlung des t_{50} -Wertes begründet. Zugleich müssten sehr lange

Versuchsdauern in Kauf genommen werden, was sich in der praktischen Anwendung negativ auswirkt. Daher wird von der Anwendung der Gleichungen (17) und (18) auf veränderlich-feste Gesteine abgeraten, wenn der Konsolidierungsbeiwert nicht zuverlässig bestimmt werden kann. Entsprechend werden die Ergebnisse der Labormessungen als Grundlage der Wahl der Abschergeschwindigkeit genutzt.

Zusammen mit den bereits in Abschnitt III, Kapitel 7.1.2 getroffenen Aussagen kann aus Labormessungen (kein Einfluss der Abschergeschwindigkeit auf die Bruchfestigkeit bei Werten von $<1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$) geschlussfolgert werden, dass eine Abschergeschwindigkeit von unter $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ ($\cong 0,006 \text{ mm/min}$) keinen Einfluss auf die Bruchspannung ausübt und dieser Wert für die Vergleichsuntersuchungen der unterschiedlichen Probeentnahme- und Lagerungsvarianten angesetzt werden kann.

Zur **Ermittlung von Kohäsion und Reibungswinkel** können bei einer ausreichenden Anzahl an Proben die Bruchfestigkeiten bei unterschiedlichen effektiven Manteldrücken **Einstufen-Triaxialversuche** durchgeführt werden. Bei einer relativ geringen Streuung der Spitzenfestigkeiten können „belastbare“ Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion ermittelt werden. Empfehlenswert ist es, mindestens drei bis vier Proben pro Homogenbereich bei unterschiedlichen effektiven Manteldrücken zu untersuchen. Wenn die Ergebnisse einen gleichmäßigen Anstieg der Differenzspannung mit steigendem Manteldruck zeigen, wird üblicherweise das Mohr-Coulomb-Kriterium angewendet. Eine zweite Möglichkeit bietet das Hoek-Brown-Kriterium, welches die Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungs-Beziehung in Gesteinen berücksichtigt (Hoek et al. 2002):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} * \left(m * \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5} \quad (22)$$

σ'_1 – Effektive Bruchfestigkeit

σ'_3 – Effektiver Manteldruck

σ_{ci} – Einaxiale Druckfestigkeit einer intakten Probe

m – Materialkonstante für die Felsmasse

s – Materialkonstante für die Felsmasse

Beide Bruchkriterien werden nachfolgend vergleichend angewendet. Die Unterschiede beider Versagenskriterien im Spannungsbereich von 200 bis 800 kPa sind vernachlässigbar, wie aus Abbildung 68 entnommen werden kann.

Einschränkend ist anzumerken, dass bei Einstufen-Triaxialversuchen die Felsmasse sehr homogen sein muss, um vergleichbare Proben gewinnen zu können, da sonst die Streuungen zu groß werden. Dies ist z. B. beim Emscher Mergel und Kriegenbrunner Schluffstein der Fall. Somit könnte dieses Vorgehen für viele veränderlich-feste Gesteine sich als nicht anwendbar erweisen. Zudem liegt der in dieser Arbeit abgedeckte Spannungsbereich unterhalb zu denen vieler anderer felsmechanischer Abhandlungen, welche zudem einen größeren effektiven Manteldruckbereich abdecken. Dies führt dazu, dass die relativen Abweichungen pro Manteldruckstufe zwischen einzelnen Proben weniger ins Gewicht fallen.

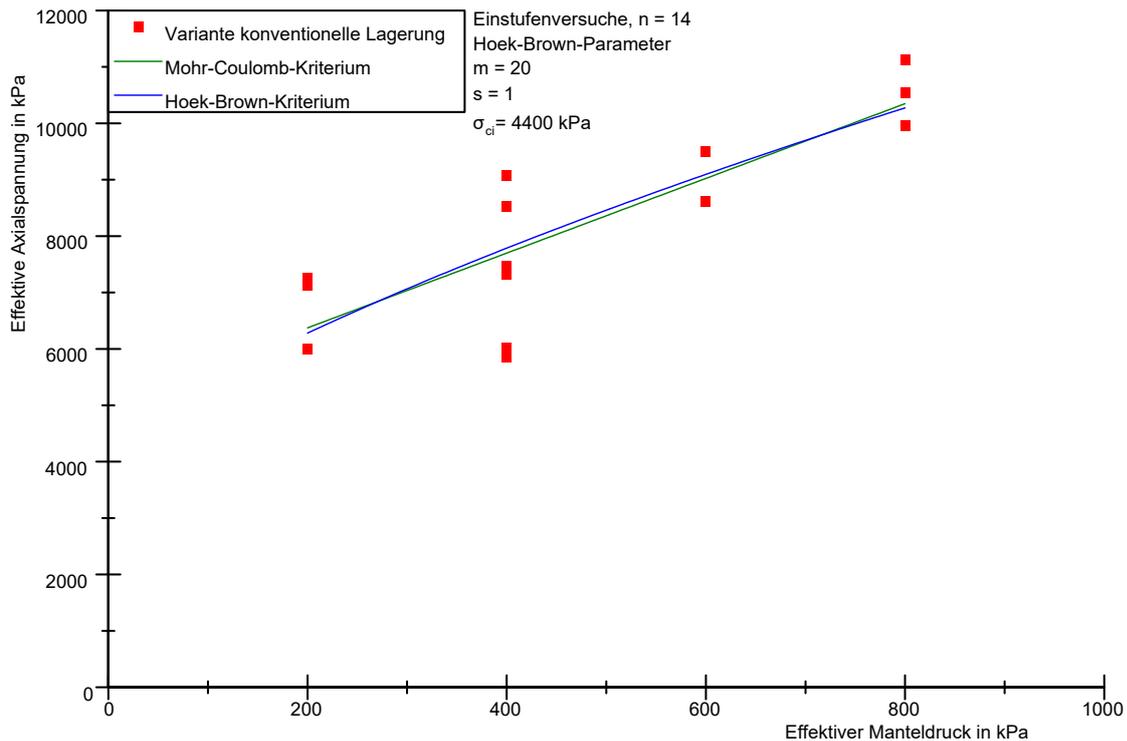


Abbildung 68: Vergleich der Kriterien nach Mohr-Coulomb und Hoek-Brown anhand von Untersuchungen an Proben des Mindener Tonsteins

Als Alternative zu Einstufenversuchen wurden an Proben des Mindener Tonsteins **Mehrstu-
fen-Triaxialversuche** durchgeführt. Diese bieten den Vorteil, dass anstatt mehrerer Proben für die Ermittlung der Bruchgerade rein theoretisch nur eine Probe benötigt wird. Somit können weniger streuende Ergebnisse erzielt werden. Die Konzentration auf eine einzelne Probe hat zum Nachteil, dass die für die Beurteilung von Homogenbereichen nötige statistische Streuung nicht abgedeckt wird, da diese von nur einer Probe abhängig wäre. Somit müssen mehrere Mehrstufenversuche pro Homogenbereich durchgeführt werden.

Die Ergebnisse der Mehrstufenversuche am Mindener Tonstein weichen relativ stark von den Resultaten der Einstufen-Versuche ab, wenn alle Manteldruckstufen berücksichtigt werden (Tabelle 35). Die Kohäsion c liegt bei rund 2295 kPa bzw. 2231 kPa und die Reibungswinkel φ bei 27,6° bzw. 23,6°, was im starken Kontrast zu den vergleichbaren Einstufen-Triaxialversuchen steht ($c = 1313$ kPa, $\varphi = 40,3^\circ$, Untersuchungsvariante Wasserspülung/Lagerung in Salzlösung/tiefe Proben, ermittelt aus Abbildung 68).

Bei der Aussortierung von Ausreißern nähern sich die Messwerte der Mehrstufenversuche denen der Einstufenversuche an. Das Weglassen der letzten Manteldruckstufe der Probe KA18-0798 kann damit begründet werden, dass die Schädigung der Probe vor dem vierten Peak schon relativ groß gewesen sein muss, da die Spitzenfestigkeit bei 1000 kPa effektivem Manteldruck niedriger liegt als bei 800 kPa. Bei der Probe KA18-0799 müsste die erste effektive Manteldruckstufe ausgelassen werden. Für dieses Vorgehen existiert allerdings kein offensichtlicher Grund, da die Probe zu diesem Zeitpunkt noch keine Schäden durch Vorbelastungen aus dem Triaxialversuch erfahren haben kann.

Tabelle 35: Aus Mehrstufen-Triaxialversuchen ermittelte Kohäsion und Reibungswinkel

Probe, Auswertungsvariante	Kohäsion in kPa	Reibungswinkel in °
KA18-0798, alle Stufen	2295	27,6
KA18-0798, ohne $\sigma'_3 = 1000$ kPa	1292	43,6
KA18-0799, alle Stufen	2231	23,6
KA18-0799, ohne $\sigma'_3 = 400$ kPa	1542	33,7

Die Unterschiede zwischen Ein- und Mehrstufenversuchen können darin begründet liegen, dass sich Mikrorisse als Folge des Erreichens der Bruchspannung in mehreren Manteldruckstufen zu stark akkumulieren. Das ist besonders bei sehr spröden Gesteinen wie dem Mindener Tonstein ein Problem, da für das genaue Erkennen des Bruchs nur relativ kurze Reaktionszeiten zur Verfügung stehen (am Beispiel in Abbildung 69B nur etwa zwei Stunden). Dies bewirkt bei der Ergebnisauswertung durch zu geringe Anstiege der Regressionsgerade im Manteldruck-Bruchspannungs-Diagramm zu hohe Kohäsionen und zu geringe Reibungswinkel, was sich potentiell in Tabelle 35 widerspiegelt. Nach Wichter (1987) sind sehr spröde reagierende Gesteine generell nicht für Mehrstufen-Triaxialversuche geeignet.

Prinzipiell bestünde die Möglichkeit, die Peakerkennung mit der Ableitung der Spannungs-Deformations-Kurve bzw. der Porenwasservolumen-Zeit-Kurve zu automatisieren. Bei der Spannungs-Deformations-Kurve besteht das Problem, dass auf dem ansteigenden Teil kleinere, abrupt auftretende Spannungsabfälle als Folge von winzigen Bruchereignissen auftreten. In Abbildung 69A sinkt die Axialspannung in knapp zwei Minuten um 23 kPa. Dadurch würde diese Manteldruckstufe aber zu früh abgebrochen werden, was zu Fehlern in der Auswertung führen kann (zu geringe Kohäsion und zu hohe Reibungswinkel). Eine Möglichkeit zur Umgehung dieses Problems ist ein gleitender Mittelwert, der die abnehmenden Spannungs-Abschnitte verschmiert und verhindert, dass ein automatisiertes Programm die Versuchsstufe zu früh beendet. Die Porenwasser-Volumenkurve ist weniger anfällig für solche „Zwischenbrüche“, da sie nach den Erfahrungen an den untersuchten Gesteinen auf kleine Ereignisse weit träger reagiert als die Spannungs-Deformations-Kurve. Hier besteht das Problem, dass der Tiefpunkt der Porenwasser-Volumenkurve breiter ist als der Peak der Deformations-Spannungs-Kurve (Abbildung 69 B). Folglich kann die Probe überfahren werden und die Ergebnisse weiterer Manteldruckstufen sind ungültig.

Um die Eignung von Mehrstufen-Triaxialversuchen für veränderlich-feste Gesteine bei geringen Manteldrücken besser beurteilen zu können, sind weitere systematische Untersuchungen erforderlich, die über den Rahmen dieser Arbeit hinausgehen. Zum einen muss überprüft werden, wie sich die Entlastung auf die Bruchfestigkeit auswirkt. Die Frage besteht, ob die Verformung infolge der Entlastung abklingen oder die Axiallast so schnell wie möglich nach Erreichen der nächsten Manteldruckstufe erhöht werden muss. Zudem ist zu untersuchen, wie sich die Entlastungsgeschwindigkeit auf die Ergebnisse des Mehrstufenversuches auswirkt. Wird die Probe bei geringen oder bei einer schnellen Entlastung weniger geschädigt? Des Weiteren sollten unterschiedliche Varianten der Mehrstufenversuche wie nach Kovári et al. (1983), Youn und Tonon (2010), Gräsle (2011) oder Lempp et al. (2016) gegenübergestellt und verglichen werden. Von besonderer Bedeutung ist die Frage, ob beim Anfahren zur nächsten Manteldruckstufe die Axiallast konstant gehalten oder heruntergefahren

werden sollte. Wenn die Axiallast konstant gehalten wird, könnten sich Mikrorisse zu größeren Rissnetzwerken verbinden und die Probe über ihren kritischen Zustand hinaus schädigen. Aufgrund dieser ungeklärten Fragen werden für die Vergleichsuntersuchungen Einstufen-Triaxialversuche durchgeführt.

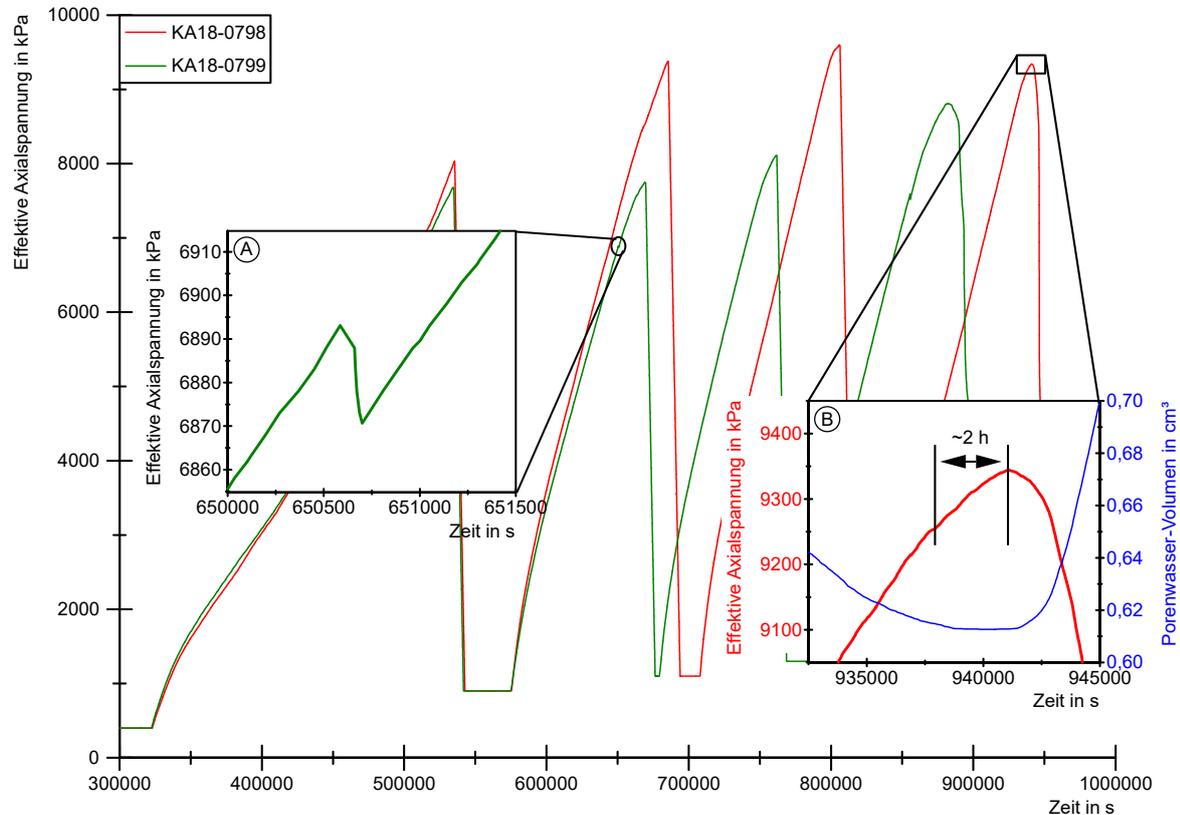


Abbildung 69: Mehrstufenversuche an Proben des Mindener Tonsteins mit Subgrafiken zu A) plötzlichem Spannungsabfall in der Spannungs-Dehnungskurve und B) sehr scharfem Spannungs-Peak

Wenn bei der **Anwendung beider Varianten die Streuung der Werte zu groß** oder keine gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen Ergebnissen und den Versagenskriterien zu erzielen ist, kann die ungünstigste Bruchspannung der Proben gewählt und ein Wert für den Reibungswinkel aus der Literatur entnommen werden. Daraus kann die Kohäsion aus einem σ_N -T-Diagramm ermittelt werden.

10 Ergebnisse

Dieses Kapitel behandelt die zentrale Forschungsfrage dieser Arbeit: *Die Auswirkungen der hier untersuchten Probeentnahmevarianten sowie von unachtsamer Probenbehandlung auf die Festigkeit der Proben*. Zuerst wird eine hypothetische Reihenfolge der Untersuchungsvarianten hinsichtlich der wahrscheinlich zu erreichenden Bruchfestigkeiten aufgestellt. Anschließend wird dies überprüft und die Schlussfolgerungen daraus gezogen. Weiterhin wird auf die Auswirkungen unsachgemäßer Probenbehandlung eingegangen und was dies für den Ablauf eines Triaxialversuchs und dessen Auswertung bedeutet.

Zudem wird auf ein besonderes Phänomen im Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Tonsteinen eingegangen und dessen Entstehung erläutert. Dafür werden verschiedene Thesen evaluiert, die Beobachtungen und Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen dieser Arbeit genauer beschrieben und mit den genannten Thesen in Zusammenhang gebracht.

10.1 Vergleich der Lagerungs- und Probeentnahmevarianten

Beim **Vergleich der einzelnen Lagerungsvarianten** handelt es sich aufgrund der relativ geringen Anzahl der Triaxialversuche nicht um statistisch signifikante Unterschiede, wodurch in den folgenden Abschnitten Tendenzen beschrieben werden. Um statistisch aussagekräftige Ergebnisse zu erzielen bzw. um sogenannte parametrische Tests durchzuführen, mit denen statistisch signifikante Unterschiede zwischen einzelnen Untersuchungsgruppen ermittelt werden können, wird meist auf Grundlage des Grenzwerttheorems (Verteilung der Mittelwerte vieler Stichproben bilden eine Normalverteilung um den Mittelwert der Grundgesamtheit) eine Mindestanzahl von 30 Proben pro Gruppe vorgeschlagen (Journel und Huijbregts 2003; Hogg et al. 2015). Bei vier unterschiedlichen Probeentnahmevarianten und vier effektiven Manteldruckstufen, wie in dieser Arbeit durchgeführt, müssten dementsprechend mindestens 480 Triaxialproben geprüft werden. Aufgrund von Mengen- und Zeitbeschränkungen ist ein so großer Stichprobenumfang innerhalb dieses Projektes nicht zu realisieren.

Die Kontraste in den Ergebnissen zwischen den Varianten sind im Hinblick auf die geotechnische und hydrogeologische Erkundungspraxis in Deutschland zu betrachten. In der Regel wird Klarwasser als Bohrspülung genutzt. Spülzusätze werden meist nur in geringen Mengen zugegeben. Daran orientiert sich ebenfalls die Zugabe von Antisol zur Bohrspülung im Promillebereich und des Salzes zur Lagerungsflüssigkeit (2,5 % NaCl). Dementsprechend sind die zu erwartenden Unterschiede von geringerem Umfang im Gegensatz zu Studien, bei denen sehr hoch konzentrierte Lösungen verwendet wurden (Al-Bazali 2013; Karakul 2018). Auf Auswertungen von Kohäsion und Reibungswinkel der einzelnen Probeentnahmevarianten wird nur in Einzelfällen eingegangen. Die Grenze zwischen als in diesem Kapitel bezeichneten „flachen“ Proben bzw. Proben aus „geringen“ Tiefen und „tiefe“ Proben bzw. Proben aus „größeren“ Tiefen ist ab der Unterkante des Grundwasserschwankungsbereiches definiert. Es kann davon ausgegangen werden, dass unterhalb dieser Grenze die in Abschnitt I, Kapitel 2.3 beschriebenen Zerfallsmechanismen noch nicht oder nur sehr schwach gewirkt haben können.

Auf Grundlage des Probeentnahmeschemas stehen zwei Hypothesen zur Disposition. Zu erwarten wären aufgrund der stabilisierenden Funktion des Antisols auf den Tonstein während des Bohrvorgangs höhere Spitzenfestigkeiten infolge einer besseren Probenqualität im Vergleich zu Proben, die nur mit Klarwasser erbohrt wurden. Zudem sollten sich bei den in Salzlösung gelagerten Proben höhere Festigkeiten ergeben als bei den konventionell gelagerten. Zusammengefasst sollte sich also in absteigender Reihenfolge der Festigkeit folgendes Bild ergeben:

1. Antisolspülung/Lagerung in Salzlösung
2. Antisolspülung/konventionelle Lagerung oder Wasserspülung/Lagerung in Salzlösung
3. Wasserspülung/konventionelle Lagerung

Beim Vergleich der mit Wasserspülung erbohrten Proben und konventioneller Lagerung mit der Probenlagerung in Salzlösung fällt im σ'_3 -Differenzspannungs-Diagramm (Abbildung 70) auf, dass die maximale Differenzspannung der in Salzlösung gelagerten Proben zu den konventionell gelagerten Proben eine leichte Verschiebung bei 400, 600 und 800 kPa in Richtung geringerer Bruchscherfestigkeiten aufweist. Dafür kommen möglicherweise osmotische Effekte in Frage, wie sie mit dieser Lagerungsvariante eigentlich verhindert werden sollten (Vgl. Abschnitt II, Kapitel 5.1).

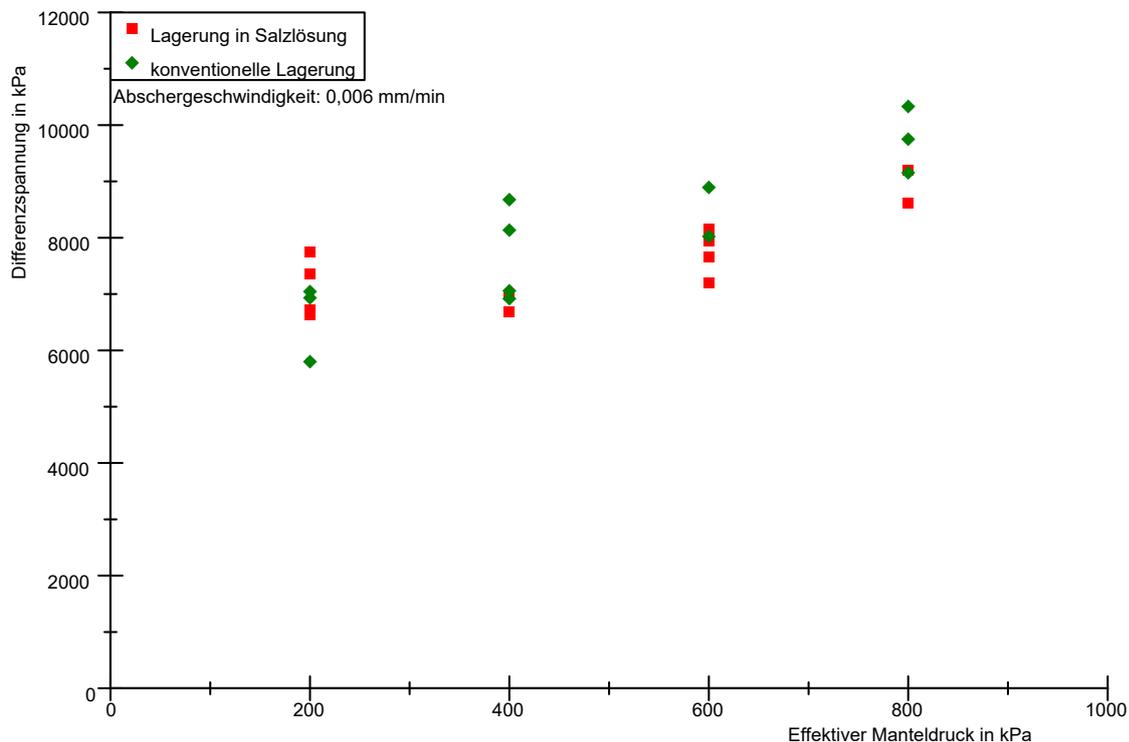


Abbildung 70: Vergleich der in Salzlösung und konventionell gelagerten, mit Wasser als Bohrspülung gewonnenen Proben im σ'_3 -Differenzspannungs-Diagramm, alle Triaxialversuche wurden unter gleichen Randbedingungen durchgeführt

Die osmotischen Vorgänge müssten zu einer Änderung des Wassergehalts und möglicherweise zur Veränderung des Porenraums führen, wenn abhängig vom chemischen Potential,

die Salzlösung in den Bohrkern herein- oder herausmigriert. Anhand des Vergleichs der Wassergehalte ist kein systematischer Unterschied zwischen den konventionell und in Salzlösung gelagerten Proben erkennbar (Abbildung 71 C). Gleiches gilt für die Betrachtung der Porenzahlen von Proben, die mit einer Klarwasserspülung gewonnen wurden (Abbildung 71D). Abschließend kann noch kein physikalischer Grund für dieses Verhalten geliefert werden. Somit ist vorerst davon auszugehen, dass es sich bei dem Unterschied zwischen konventionell und in Salzlösung gelagerten Proben um ein zufälliges Ergebnis handelt und kein systematischer Einfluss der Lagerungsvariante auf die Bruchfestigkeiten zu erkennen ist. Abbildung 71A zeigt ebenfalls keine Unterschiede im Wassergehalt der Proben hinsichtlich des Einflusses der eingesetzten Bohrspülung. In Abbildung 71B sind tendenzielle Unterschiede in den Porenzahlen zwischen mit einer Antisolspülung und mit einer Wasserspülung gewonnenen Proben zu erkennen. Dies hängt vermutlich nicht mit osmotischen Vorgängen, sondern eher mit erhöhten Spüldrücken während des Überbohrens in der Probenvorbereitung zusammen. Die hohen Spüldrücke sind nötig, um die viskositätserhöhende Wirkung des Antisols auszugleichen und die Spülung während des Überbohrens pumpfähig zu halten. Dies kann dazu geführt haben, dass die Proben in ihrer Mikrostruktur geschädigt wurden und sich so der Porenraum etwas vergrößerte.

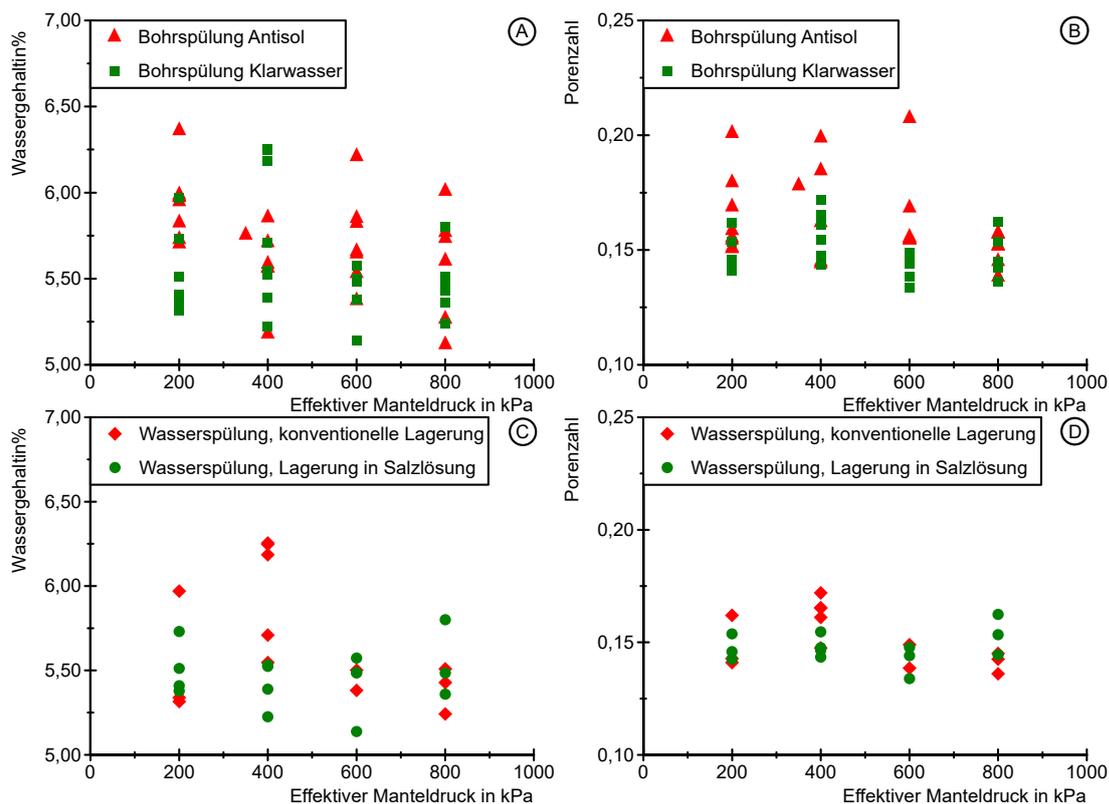


Abbildung 71: Einfluss der Bohrspülung und Lagerungsvariante auf den Wassergehalt und die Porenzahl

Beim Vergleich von Proben aus größeren Tiefen mit Proben aus geringeren Tiefen ist ein Unterschied hinsichtlich der Spitzenfestigkeit nicht zu erkennen (Abbildung 72B). Auffällig ist einzig, dass die mit Wasserspülung gewonnenen Proben aus dem flachen Bereich eine höhere Streuung aufweisen als Proben aus größeren Tiefen. Dies kann darauf zurückzuführen

sein, dass die Proben aus größeren Tiefen nicht im Bereich von Grundwasserstands-Schwankungen lagen und somit keine Zerfallsmechanismen wirken konnten. Dementsprechend können im Grundwasser-Schwankungsbereich der Tonsteinschichten Zerfallsmechanismen gewirkt haben. Die Proben aus geringen Tiefen könnten aufgrund ihrer potentiellen Schwächung anfälliger für Schädigungen während der Probeentnahme sein, was die in Laborversuchen ermittelten Festigkeiten beeinflusst.

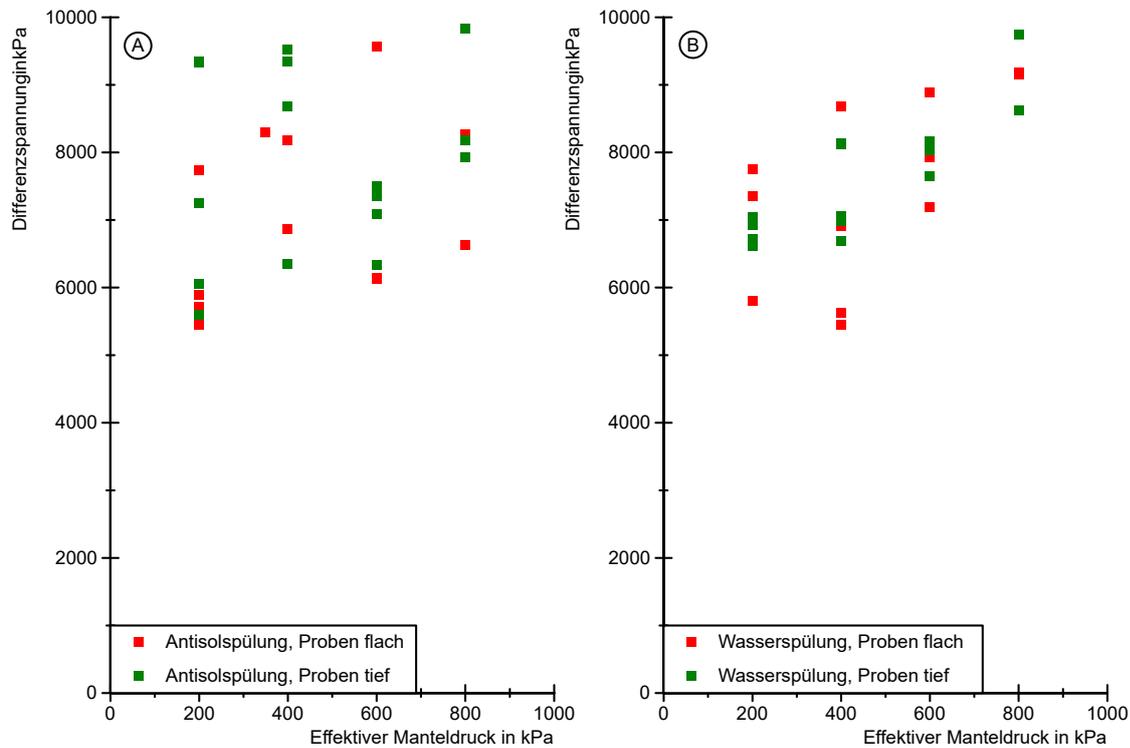


Abbildung 72: Vergleich der Spitzenfestigkeit von flachen und tiefen Proben, alle Triaxialversuche wurden unter gleichen Randbedingungen durchgeführt

Die Berechnung der Kohäsion in Tabelle 36 unterstützt aufgrund der höheren Werte für die tiefen Proben die These, dass die Proben aus größerer Tiefe noch keinem Zerfall ausgesetzt waren. Konsequenterweise kann nicht automatisch davon ausgegangen werden, dass veränderlich-feste Gesteine über deren kompletten Mächtigkeit gleichmäßig entfestigt sind. Daher muss abhängig von der Fragestellung der Bereich der Grundwasserschwankung Eingang in die Überlegungen zur Konzeption einer Erkundungskampagne finden. Crisci et al. (2019) vermuten ebenfalls Zerfallsmechanismen infolge der Grundwasserspiegelschwankungen als Grund für die intensive Klüftung des Opalinustons in einer Tiefe von bis zu 20 m. Für mit Antisol gewonnene Proben kann über diesen Sachverhalt aufgrund der Streuung der Werte keine sinnvolle Aussage getroffen werden (Abbildung 72A).

Tabelle 36: Berechnete Kohäsionen nach DIN EN ISO 17892-9 Anhang B von mit Klarwasser erbohrten Proben des Mindener Tonsteins und Einfluss der Entnahmetiefe

Variante (Bohrspülung/Lagerung/Tiefe)	Undrainierte Kohäsion* in kN/m ²
Wasser/Salzlösung/flach	489
Wasser/Salzlösung/tief	1313
Wasser/konventionell/flach	354
Wasser/konventionell/tief	1160

*Eine Diskussion zu drainierten und undrainierten Werten wird im Kapitel 12.2 geführt

Die mit wasserbasierter Polymerspülung erbohrten Proben zeigen im σ'_3 -Differenzspannungs-Diagramm (Abbildung 73) eine höhere Streuung als die mit reiner Wasserspülung erbohrten Proben (Abbildung 70). Eine Tendenz, dass Proben aus größeren Tiefen höhere Festigkeiten ergeben als flache Proben, lässt sich in dieser Probeentnahmevariante nicht ableiten (Abbildung 72A). Ein systematischer Unterschied der in Salzlösung gelagerten Proben im Vergleich zu den konventionell gelagerten Proben ist ebenfalls nicht erkennbar.

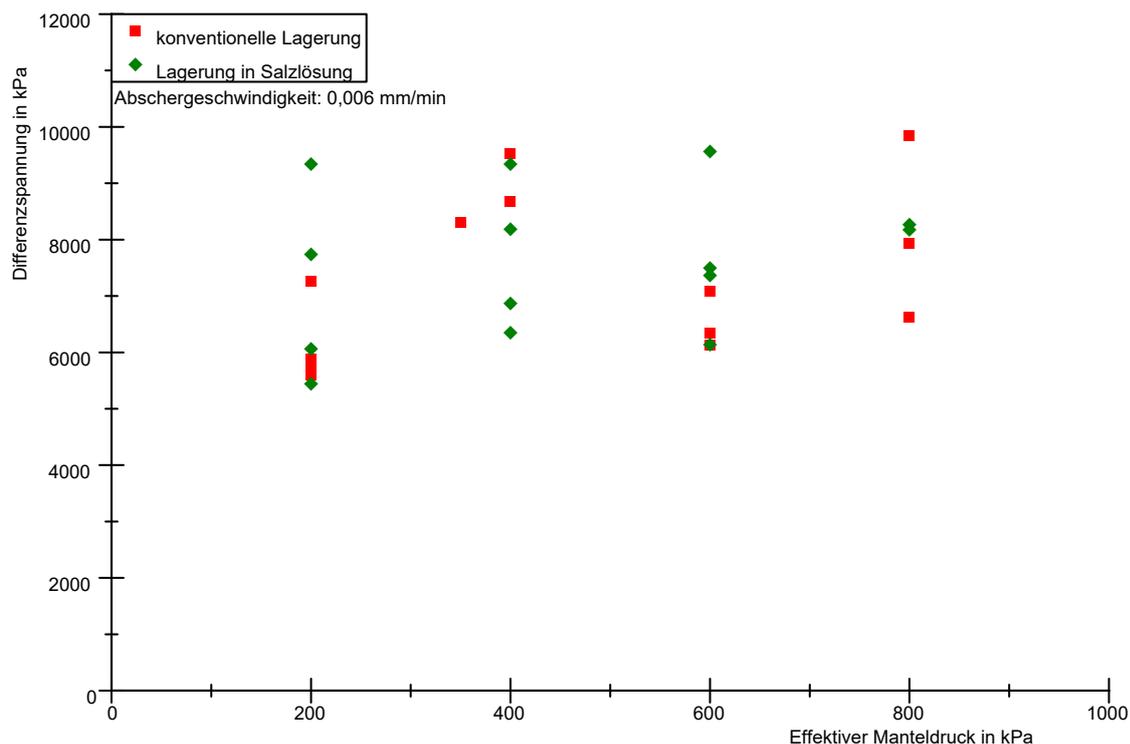


Abbildung 73: Vergleich der in Salzlösung und konventionell gelagerten mit Antisol-Bohrspülung gewonnenen Proben im σ'_3 -Differenzspannungs-Diagramm

Die mit Wasserspülung gewonnenen Proben liegen innerhalb des Schwankungsbereiches der mit Antisolspülung erbohrten Proben. Es ist also kein Unterschied zwischen den Varianten der Bohrspülung offenkundig (siehe Abbildung 70 und Abbildung 73). Dies bestätigt sich ebenfalls in Abbildung 74, bei der die Streuungen als Boxplots dargestellt sind. Der klassische Anstieg der Differenzspannung mit steigendem effektivem Manteldruck ist bei den mit Wasser erbohrten Proben deutlich erkennbar. Bei den mit Antisolspülung gebohrten Proben

ist ein Trend zu höheren Differenzspannungen weniger deutlich, zumal die erreichten maximalen Differenzspannungen im Bereich von 400 auf 600 kPa sogar abfallen. Sie zeigen zudem tendenziell höhere Streuungen als die mit Wasser erbohrten Proben. Prägnanter ist der Unterschied zwischen den Probeentnahmevarianten bei den Interquartilsabständen. Diese sind bei der Variante Wasserspülung bei 200, 600 und 800 kPa deutlich geringer und bei 400 kPa etwa gleich groß. Die größeren Streuungen der mit Antisol erbohrten Proben sind wahrscheinlich auf die Probenvorbereitung zurückzuführen. Da Antisol eine viskositätssteigernde Wirkung besitzt, war ein signifikant höherer Wasserdruck nötig, damit beim Überbohren der 0,5 mm breite Ringspalt nicht mit Bohrschmand zugesezt wird. Der hohe Wasserdruck könnte die Struktur der Proben geschwächt haben, was sich negativ auf die erreichbare Spitzenfestigkeit auswirkt. Eine Erhöhung der Festigkeit durch die Behandlung mit Antisolspülung ist eher unwahrscheinlich, da die Funktion des Antisols darin besteht, eine Art Schutzschicht um den Tonstein zu bilden, die verhindert, dass Wasser in die Probe hineinmigriert und somit die Interaktion zwischen Wasser und Tonsteinprobe verringert. Somit reagiert das Antisol selbst nicht mit den Mineralen oder Bindungen im Gestein. Aus den Darstellungen in Abbildung 70 und Abbildung 73 kann umgekehrt nicht auf eine festigkeitsverringende Wirkung des Klarwassers als Bohrspülung geschlossen werden. Dementsprechend liefert eine Probeentnahme mit Wasserspülung bis in wenige Zehnermeter Tiefe hinreichend gute Ergebnisse für eine laborative Untersuchung veränderlich-fester Gesteine. Eine Tendenz, ob sich die Variante der Antisolspülung positiv auf die Festigkeiten der Proben auswirkt, lässt sich aus den vorliegenden Ergebnissen nicht ableiten.

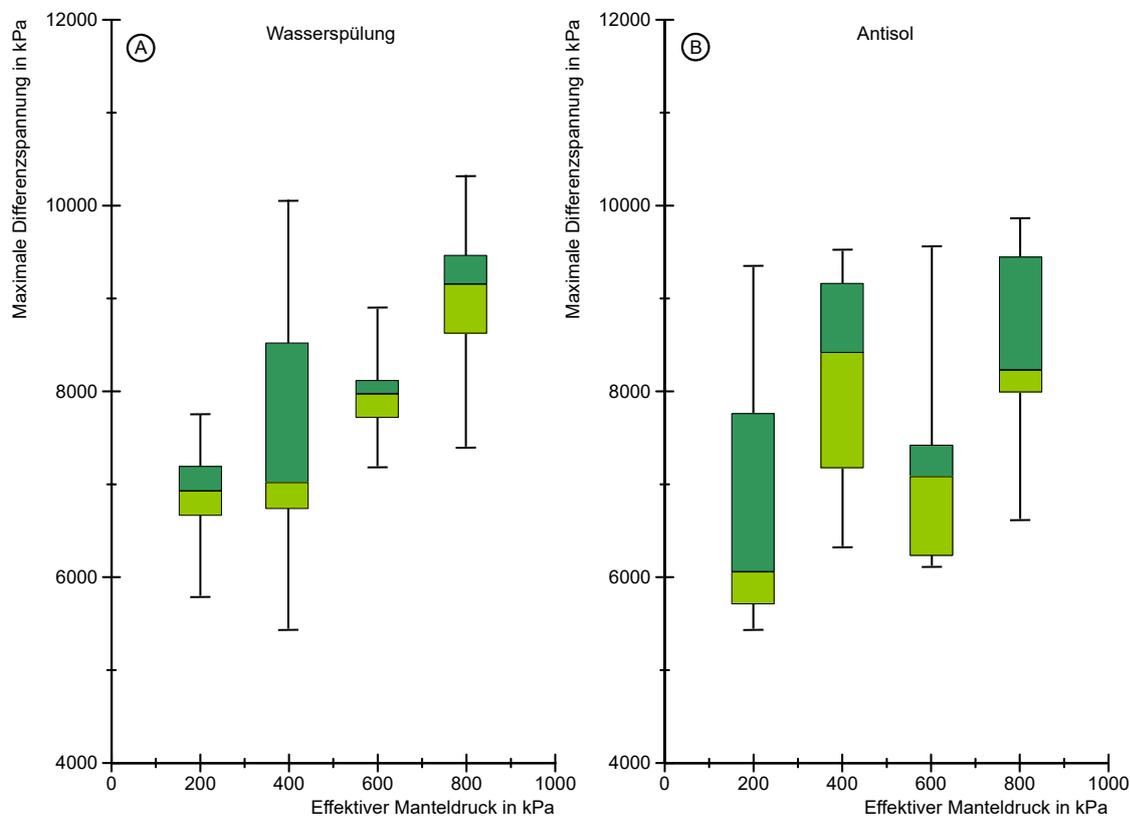


Abbildung 74: Vergleich der Streuungen der Spitzenfestigkeiten von Proben mit unterschiedlicher Bohrspülung

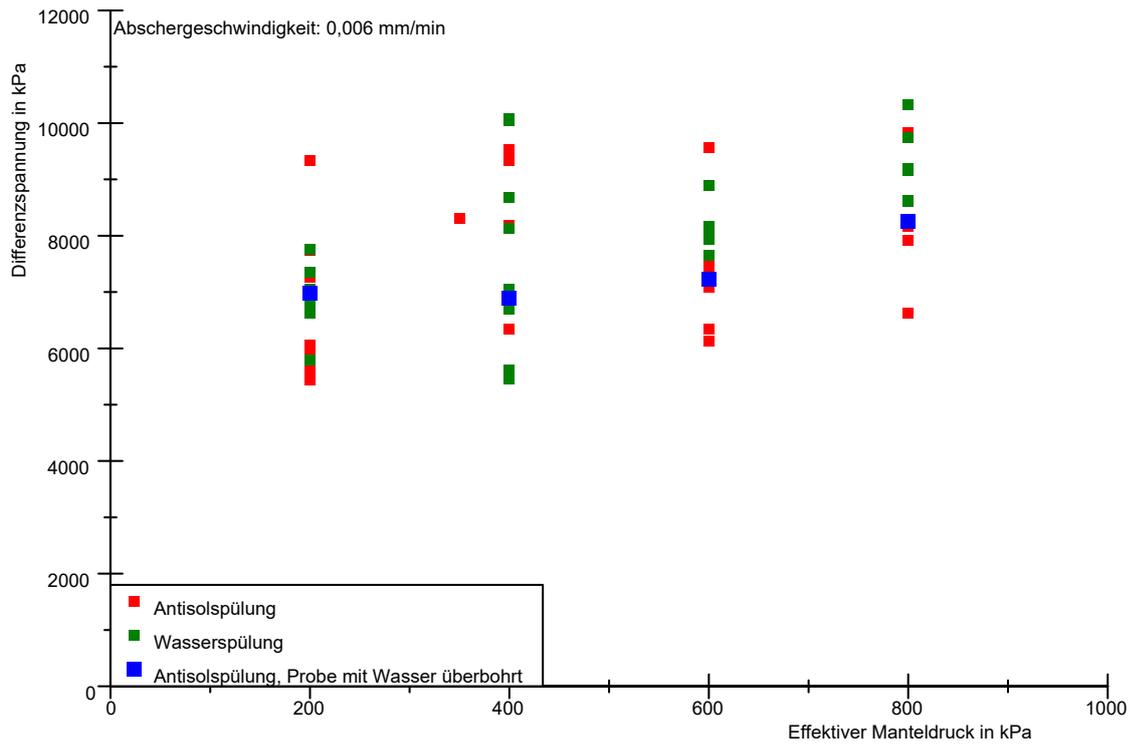


Abbildung 75: Vergleich der mit Antisol erbohrten und Wasser flberbohrten Proben zu den Bohrspflungsvarianten

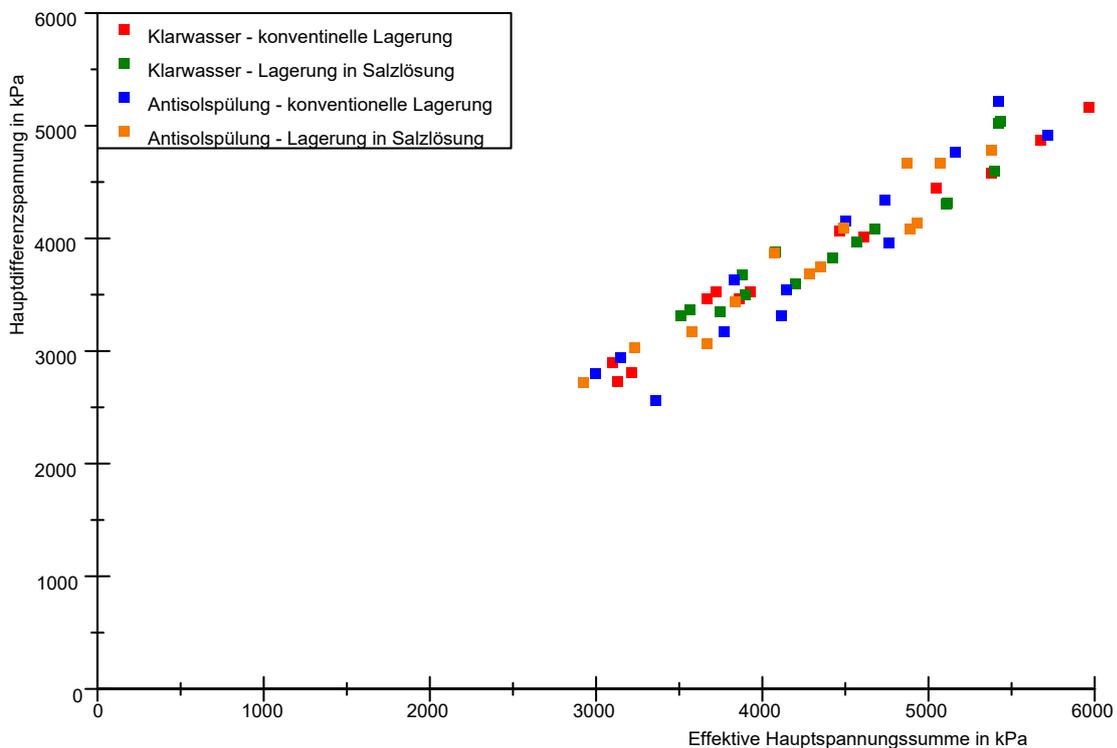


Abbildung 76: Vergleich aller Untersuchungsvarianten im p-q-Diagramm

Um die Auswirkung der Antisolpflung auf die Festigkeit der Proben genauer zu untersuchen, wurde zusfzglich eine Charge mit Proben untersucht, die mit wasserbasierter Polymerpflung erbohrt wurden. Diese wurde beim flberbohrvorgang nur mit Wasser und dement-

sprechend einem niedrigeren Spüldruck gebohrt. Somit soll der Antisoleffekt beim Überbohren und die hohen Spüldrücke vermieden werden. Bei dieser Probenbehandlung (hervorgehoben durch die blauen Quadrate) kann kein Unterschied zu den Proben mit hohem Spüldruck festgestellt werden (Abbildung 75).

Auch eine Gesamtübersicht mit allen Untersuchungsvarianten im p-q-Diagramm (effektive Hauptspannungssumme-Hauptspannungsdifferenz-Diagramm) gibt keinen erkennbaren Hinweis auf Unterschiede in den Bruchfestigkeiten (Abbildung 76).

Die Bruchdeformation zeigt wie die Bruchspannung keinen erkennbaren Einfluss der Probeentnahmevarianten (Abbildung 77). Die Schwerpunkte der Bruchdeformationen liegen bei allen Varianten etwa zwischen 1,75 und 2 mm. Die Streuungen, die über diese Bandbreite hinausgehen können als zufällig betrachtet werden.

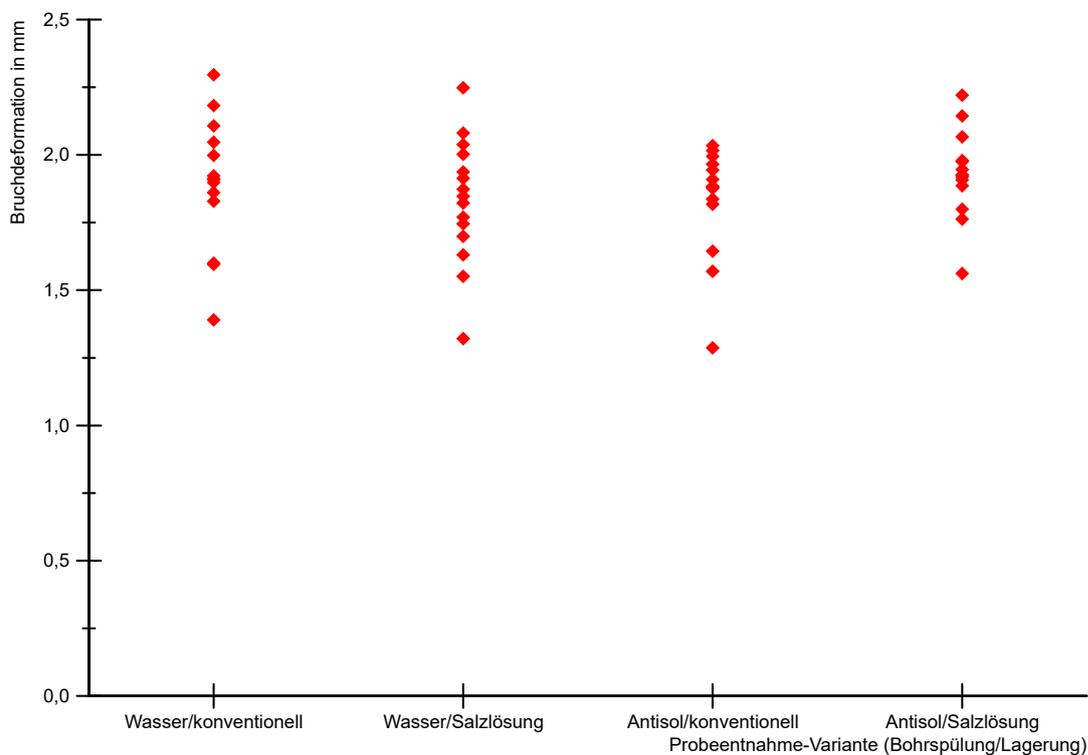


Abbildung 77: Einfluss der Probeentnahmevariante auf die Bruchdehnung

Auffällig ist die **abnehmende gemittelte Streuung der Bruchdeformation** aller Untersuchungsvarianten mit steigendem effektivem Manteldruck (Abbildung 78). Dies könnte darin begründet liegen, dass mit steigenden effektiven Manteldrücken vorhandene Mikrorisse in den Proben immer weiter geschlossen werden, diese ihre Bedeutung für das Probenverhalten verlieren und die Probe „homogenisiert“ wird. Zudem reagiert der Mindener Tonstein relativ steif, wodurch die stabilisierende Wirkung eines geringen effektiven Manteldrucks (z. B. 200 kPa) noch nicht ausreichend groß sein könnte, um das Festigkeitsverhalten des Gesteins entscheidend zu beeinflussen. Dadurch verhalten sich die Proben mit Blick auf die Messwertstreuung eher wie in einem Einaxialversuch als wie in einem Triaxialversuch (Bartmann und Alber 2018). Zudem kommen bei geringen effektiven Manteldrücken Geräteeffekte stärker zum Tragen als bei höheren.

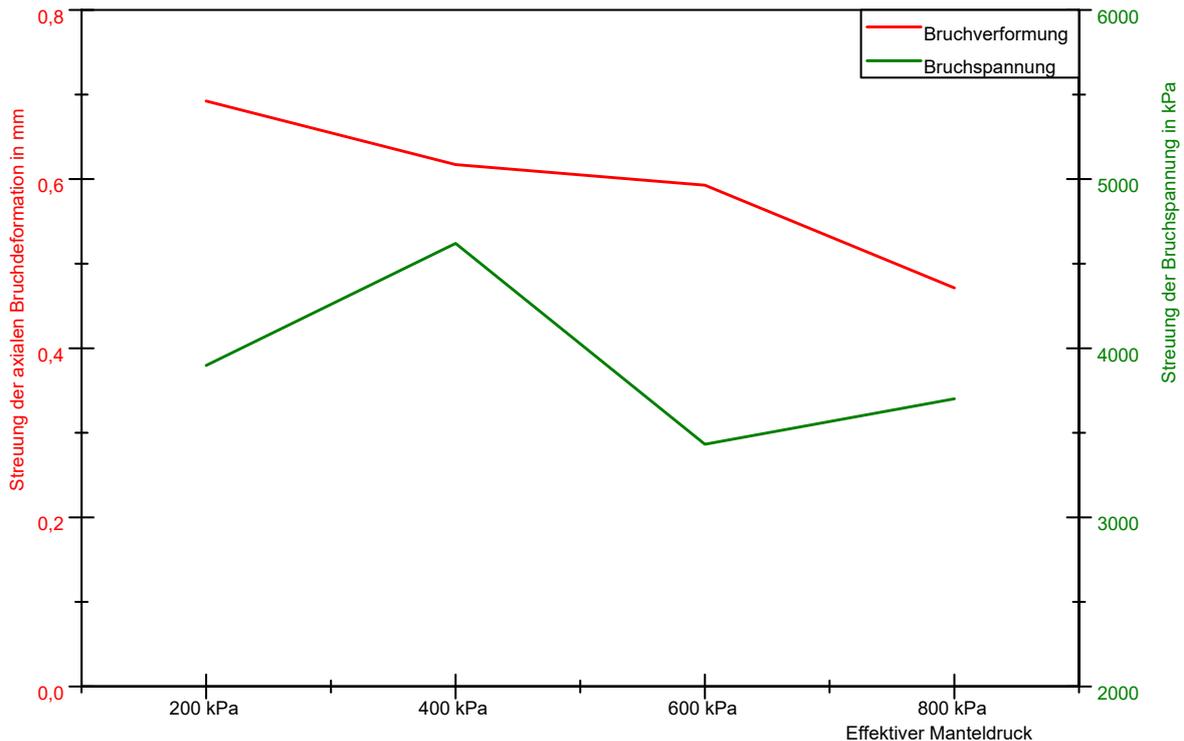


Abbildung 78: Entwicklung der gemittelten Streuung der Bruchverformung mit steigendem effektivem Manteldruck

Weniger eindeutig ist der Verlauf der Differenzspannung. Hier ist eine in der Summe leicht sinkende Tendenz der Streuung erkennbar, ein klarer Trend ist allerdings nicht vorhanden. Ähnliches wurde von Bartmann und Alber (2018) für Differenzspannungen an einem metamorphen Gestein beobachtet. Auch Wichter und Gudehus (1982) weisen darauf hin, dass bei höheren Manteldrücken die Streuung der Differenzspannungen geringer wird. Andere Studien belegen diesen Zusammenhang nicht (Venter et al. 2016). Möglicherweise ist dieses Phänomen von der Gesteinsart und Probenbeschaffenheit abhängig.

Abbildung 79 zeigt Spannungs-Dehnungs-Kurven von Proben, die mit einer Geschwindigkeit von $0,12 \mu\text{m}/\text{min}$ ($\approx 2 \cdot 10^{-8} \text{s}^{-1}$) abgeschert wurden. Deutlich ist die Erhöhung der erreichten Bruchspannung mit erhöhten, effektiven Manteldruck von 200 bis 600 kPa. Bei einem effektiven Manteldruck von 800 kPa (Probe KA19-0708) wurde der Versuch während der Abscherphase aus gerätetechnischen Gründen abgebrochen und musste neu gestartet werden. Dies führte zu einem Spannungsabfall von etwa 300 kPa sowie zu einem Datenverlust bis zum Beginn der abgebildeten Messkurve, weshalb die Ergebnisse dieses Einzelversuchs kritisch zu betrachten sind. Die Auswertung der Bruchwerte nach DIN EN ISO 17892-9 Anhang B in der p-q-Darstellung ergibt eine Kohäsion von 635 kPa und ein Reibungswinkel von $48,6^\circ$ bei Berücksichtigung aller vier Proben. Bei Auslassen der Probe KA19-0708 (effektiver Manteldruck = 800 kPa) liegen die Kohäsion bei 458 kPa und der Reibungswinkel bei $53,4^\circ$. Die Werte für Kohäsion und Reibungswinkel schwanken innerhalb der Bereiche, die auch die Variantenuntersuchungen mit höheren Abschergeschwindigkeiten ergeben haben (s. Tabelle 36). Die Bruchdehnungen der mit $0,12 \mu\text{m}/\text{min}$ abgescherten Proben liegen ebenfalls innerhalb der Schwankungsbreite der Proben aus den Untersuchungsvarianten (vgl. Abbildung 77). Dies ist ein weiterer Beweis, dass die Ergebnisse der Triaxialversuche der mit höheren

Abschergeschwindigkeiten in den Variantenuntersuchungen getesteten Proben des Mineraltoneins ($v_{ab} = 0,006 \text{ mm/min} \pm 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$) valide sind.

Auffällig ist das Fehlen des Wendepunktes in den Spannungs-Dehnungs-Kurven im Vergleich zu Proben, die mit höheren Abschergeschwindigkeiten bis zum Bruch belastet wurden (z. B. Abbildung 66 und Abbildung 81 bis Abbildung 84). Auf die Klärung dieses Phänomens wird in Abschnitt IV, Kapitel 10.3 eingegangen.

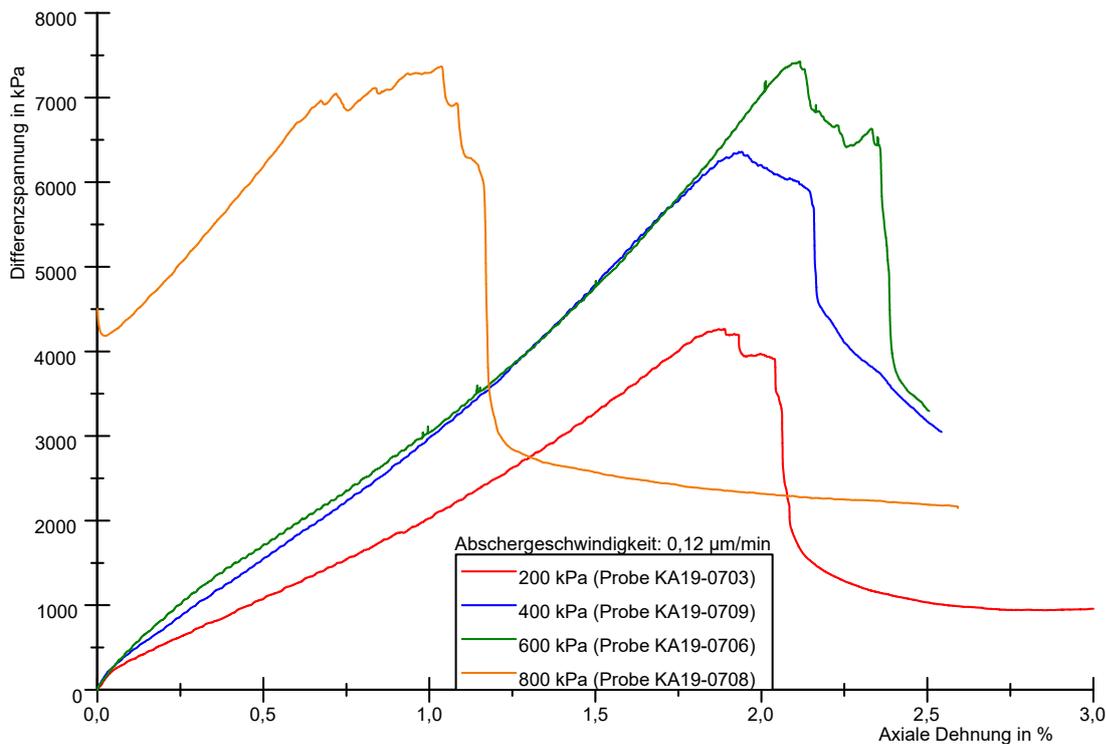


Abbildung 79: Dehnungs-Spannungs-Kurven der mit $0,12 \mu\text{m/min}$ abgescherten Proben

10.2 Einfluss unsachgemäßer Probenbehandlung

Der unsachgemäße Umgang mit veränderlich-festen Gesteinen kann entlang der kompletten Probeentnahmekette v. a. zur Trocknung von Proben führen – sei es durch eine ungeschützte Zwischenlagerung der Kerne oder kleinere Unachtsamkeiten im Labor, die eine Wassergehaltsänderung der Probe nach sich ziehen. Dies kann Zerfallsmechanismen auslösen oder eine Saugspannung in der Probe infolge der Trocknung induzieren, was sich auf die ermittelten Festigkeiten auswirkt.

Sollten die Proben während deren Vorbereitung mehrmaligen Feucht-Trocken-Wechseln ausgesetzt sein, verlieren sie ihren Zusammenhalt. Die Bildabfolge (Abbildung 80) illustriert dies an einer zylindrischen Tonsteinprobe. Der Zerfallsprozess wurde mit einer Hochgeschwindigkeitskamera aufgenommen. Die Probe wurde 48 h im Trockenofen bei $30 \text{ }^\circ\text{C}$ getrocknet (Bild 0 s) und anschließend einmalig mit Wasser benetzt (Bild 30 s). Nach 429 s hat die Probe das Wasser aufgesaugt. Gleichzeitig quillt die Probe, was im Einklang zu den Beobachtungen der Sättigungsphase steht (Abbildung 86). Es bildet sich ein pervasives Rissnetzwerk aus. Beim Versuch die Probe hochzuheben, zerfällt diese zu kieskorngroßen Einzelaggregaten (Bilder 435 s und 440 s).



Abbildung 80: Zerfallsversuch an einer zylindrischen Tonsteinprobe

Um die Auswirkungen einer Trocknung zu untersuchen, wurde eine Probengruppe 10 Minuten und eine zweite Gruppe 7 Tage im Labor bei Raumluft getrocknet und anschließend hinsichtlich verschiedener Parameter ausgewertet.

Ein Vorher-Nachher-Vergleich der Wassergehalte zeigt, dass der Wassergehalt und damit die Sättigung des Gesteins abgenommen (Tabelle 37) haben.

Tabelle 37: Wassergehalte der Proben hinsichtlich der Trocknungsvarianten

Probenvariante	Wassergehalt vor Trocknung in %	Wassergehalt nach Trocknung in %
10 Minuten getrocknet	5,83	5,65
7 Tage getrocknet	5,49	1,90

Eine geringere Sättigung sollte infolge der Wirkung von Saugspannungen zu einer erhöhten Festigkeit der Probe führen (West 1994; Wild et al. 2015b). Entgegen dieser Erwartung steigt die gemessene Spitzenfestigkeit der Proben abgesehen von einem Fall nicht an (Abbildung 81 bis Abbildung 84). In Tabelle 38 sind die Relationen der erreichten Spitzenfestigkeiten der getrockneten Proben zu allen frischen Proben aufgeführt. Bei einem effektiven Manteldruck von 200 kPa liegen die beiden getrockneten Proben unterhalb der Streuung der frischen Proben. Bei 400 und 800 kPa ist dieser Trend nicht oder nur teilweise vorhanden. Bei einem effektiven Manteldruck von 600 kPa ist die Schwankungsbreite erhöht. Ein klarer Unterschied zwischen 10 Minuten und 7 Tagen getrockneten Proben ist nicht zu erkennen.

Tabelle 38: Qualitative Beurteilung der Lage der Bruchwerte der getrockneten Proben in Relation zu den Spannweiten der frischen Proben

Effektiver Manteldruck	Lage der Bruchspannung	Lage der Bruchdeformation
200 kPa	knapp unterhalb der Streuung	innerhalb der Streuung
400 kPa	unterer Rand bis mittlerer Bereich der Streuung	innerhalb der Streuung
600 kPa	innerhalb der Streuung, teilweise unterhalb und oberhalb	innerhalb der Streuung
800 kPa	innerhalb der Streuung, teilweise unterhalb	innerhalb der Streuung

Die Bruchdehnungen schwanken innerhalb der Streuung der frischen Proben. Die Bruchfestigkeiten der getrockneten Proben verhalten sich relativ zu denen der frischen Proben zufällig. Allerdings ist die Schwankungsbreite bei den getrockneten Proben erhöht. Da einzelne getrocknete Proben über dem Schwankungsbereich frischer Proben liegen, andere wiederum darunter, ist anzunehmen, dass gegenläufige Mechanismen zum Tragen kommen, die die Festigkeit beeinflussen.

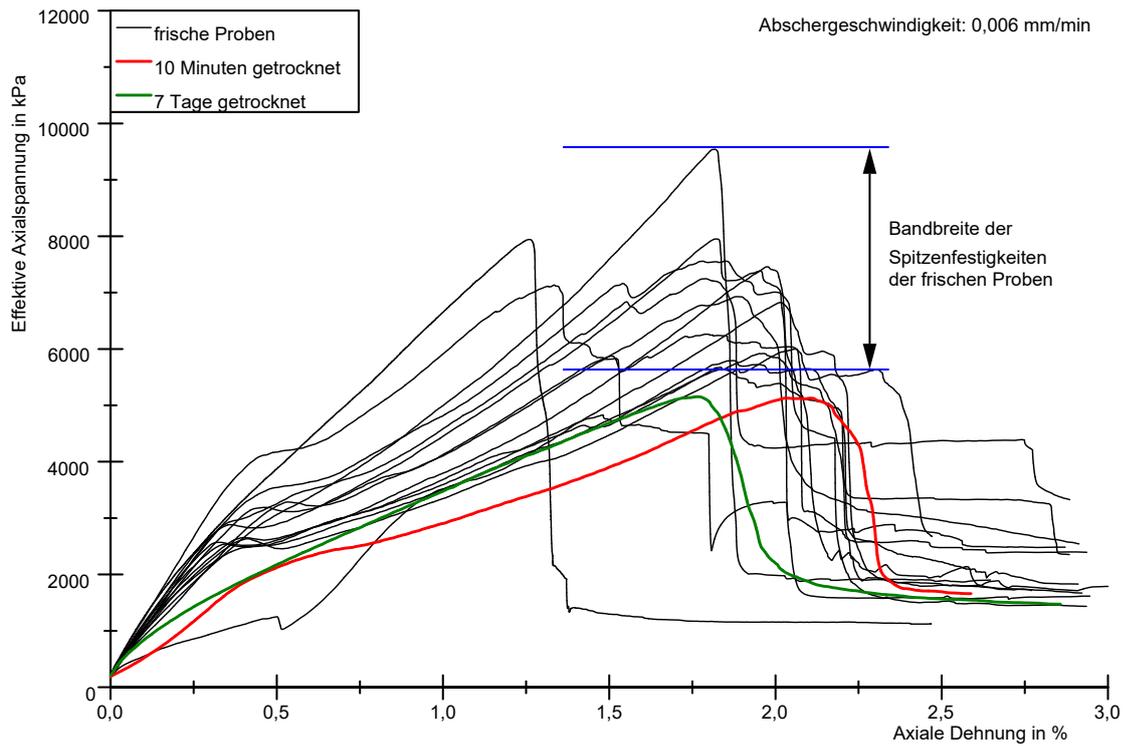


Abbildung 81: Vergleich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von frischen und getrockneten Proben bei einem effektiven Manteldruck von 200 kPa

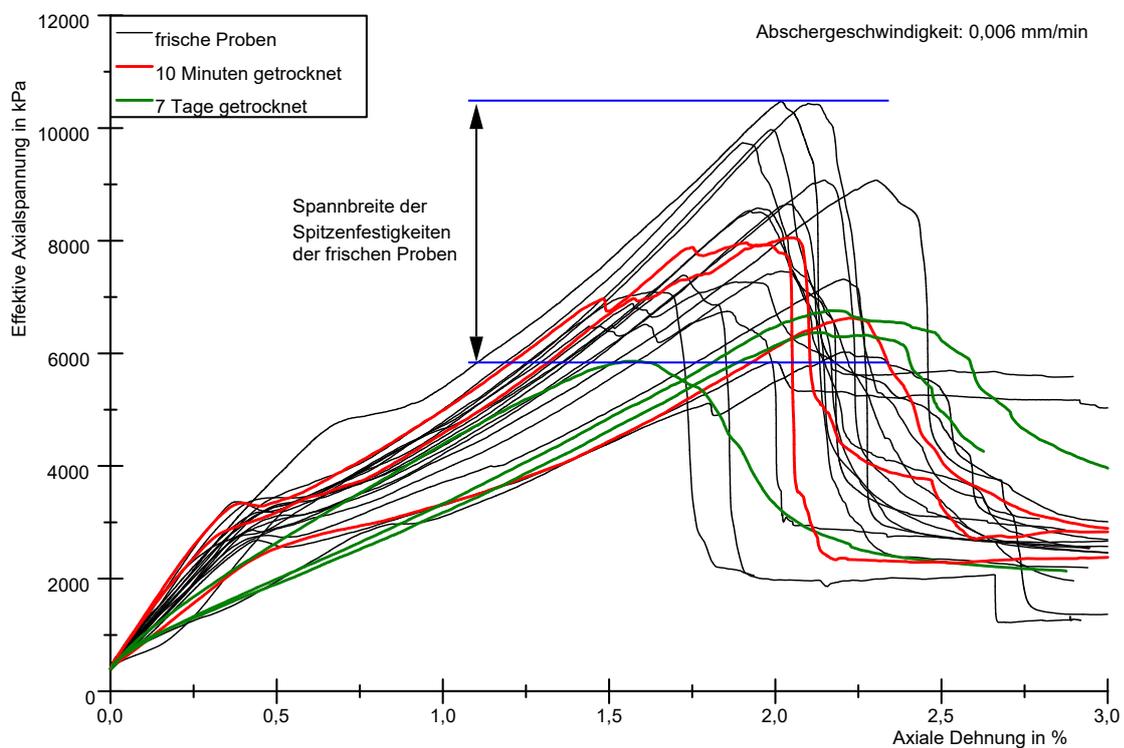


Abbildung 82: Vergleich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von frischen und getrockneten Proben bei einem effektiven Manteldruck von 400 kPa

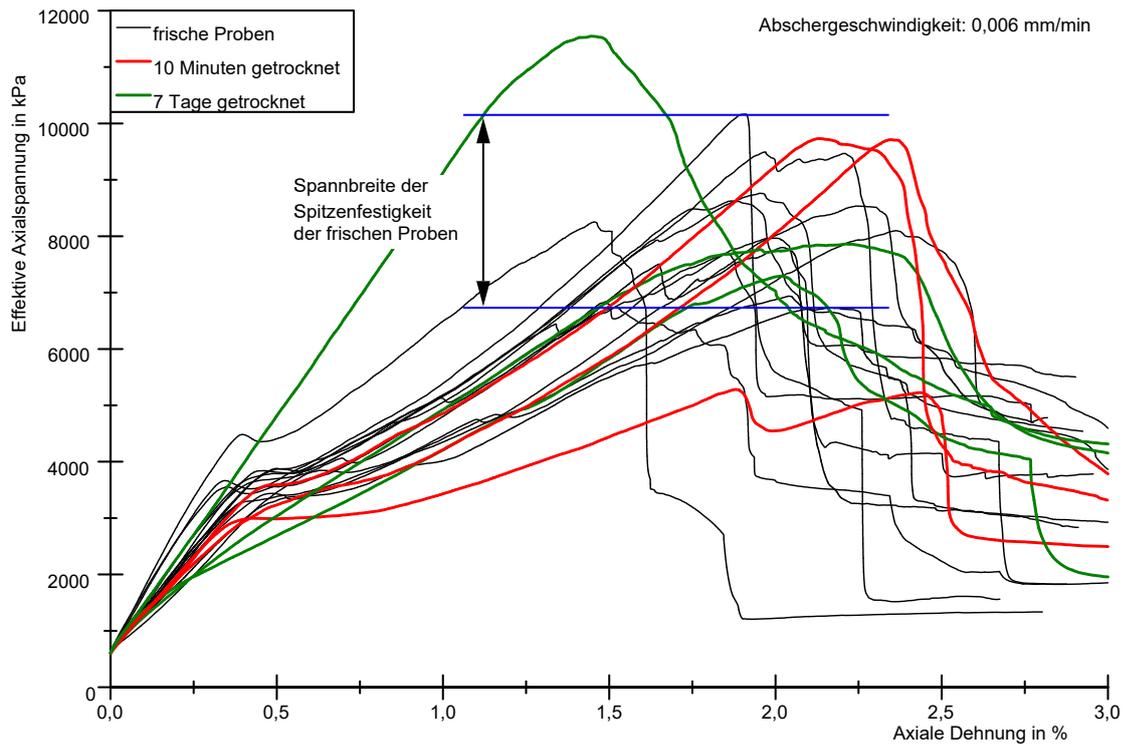


Abbildung 83: Vergleich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von frischen und getrockneten Proben bei einem effektiven Manteldruck von 600 kPa

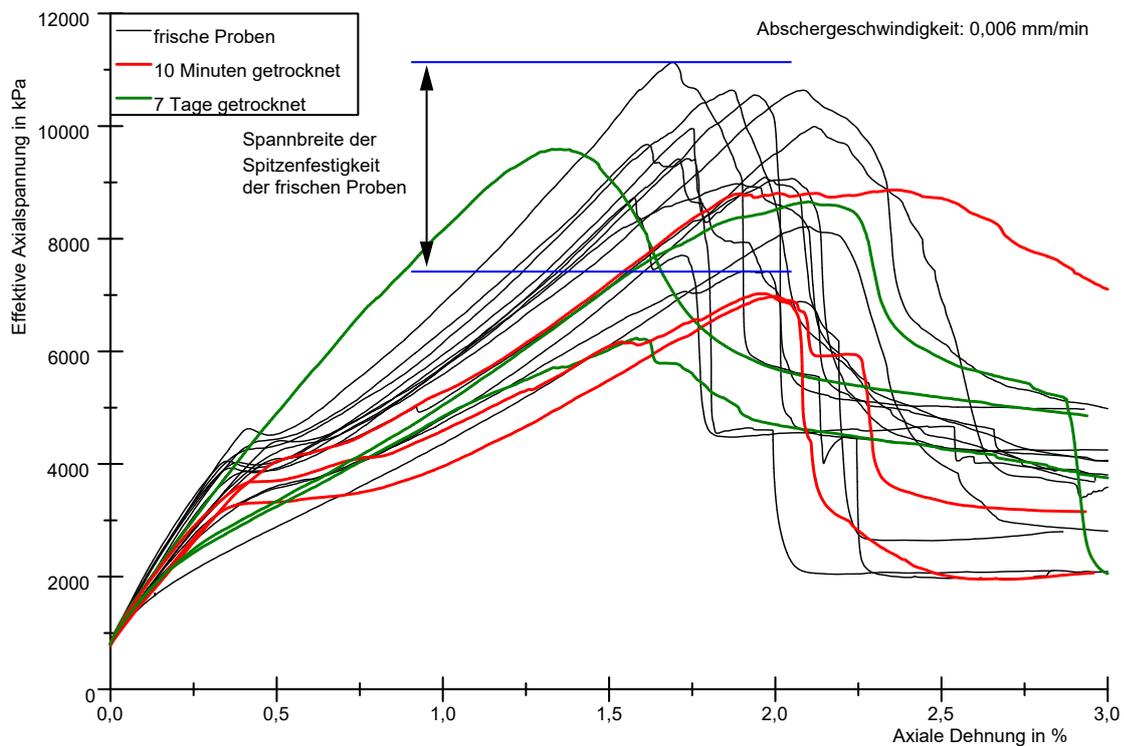


Abbildung 84: Vergleich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von frischen und getrockneten Proben bei einem effektiven Manteldruck von 800 kPa

Daraus leitet sich die Frage ab, ob die ermittelten Spitzenfestigkeiten der getrockneten Proben zur Ableitung von Festigkeits- und Steifigkeitsparametern nutzbar sind. Der **Einfluss der**

Trocknung auf die Validität der ermittelten Festigkeitswerte kann mit einem Vergleich der Korrelationskoeffizienten der getrockneten und frischen Proben (Abbildung 85) qualitativ abgeschätzt werden. Es ist zu erkennen, dass die Korrelationskoeffizienten der getrockneten Proben niedriger ($r = 0,387$, $n = 10$ für 10 Minuten getrocknete Proben und $r = 0,159$, $n = 10$ für 7 Tage getrocknete Proben) sind als die der frischen Proben ($r = 0,659$, $n = 29$). Dieser Vergleich ist als Indiz zu betrachten, da für eine gesicherte statistische Aussage die Probenanzahl der getrockneten Proben zu niedrig ist. Die geringeren Korrelationskoeffizienten können auf die Trocknung der Proben in Laborluft zurückgeführt werden, was einen unkontrollierten Wasserverlust verursacht. Damit einhergehend entwickeln sich erste, makroskopisch nicht oder nur kaum sichtbare Trocken- bzw. Schrumpfrisse in der Probe. Beim Einbau in die Triaxialzelle kommt die Probe mit Wasser in Kontakt und es besteht die Möglichkeit, dass der Zerfallsprozess der Porenluftkompression einsetzt, was zu einer Schwächung der Probe führen sollte. Anhand von Abbildung 81 bis Abbildung 84 ist aber nicht in allen Fällen eine Verminderung der Festigkeit zu erkennen. Zeitgleich könnte die in der getrockneten Probe entstandene Saugspannung noch wirksam sein, die Probe teilweise stabilisieren und dem Festigkeitsverlust entgegenwirken. Dies setzt aber voraus, dass sich die neu entstandenen Trocknungsrisse noch nicht zu einem pervasiven Netzwerk verbunden haben. Durch den nicht kontrollierten Austrocknungsvorgang ist allerdings die Größe der Saugspannung nicht abschätzbar. Im Ergebnis führt dies zu relativ stark schwankenden Festigkeitswerten.

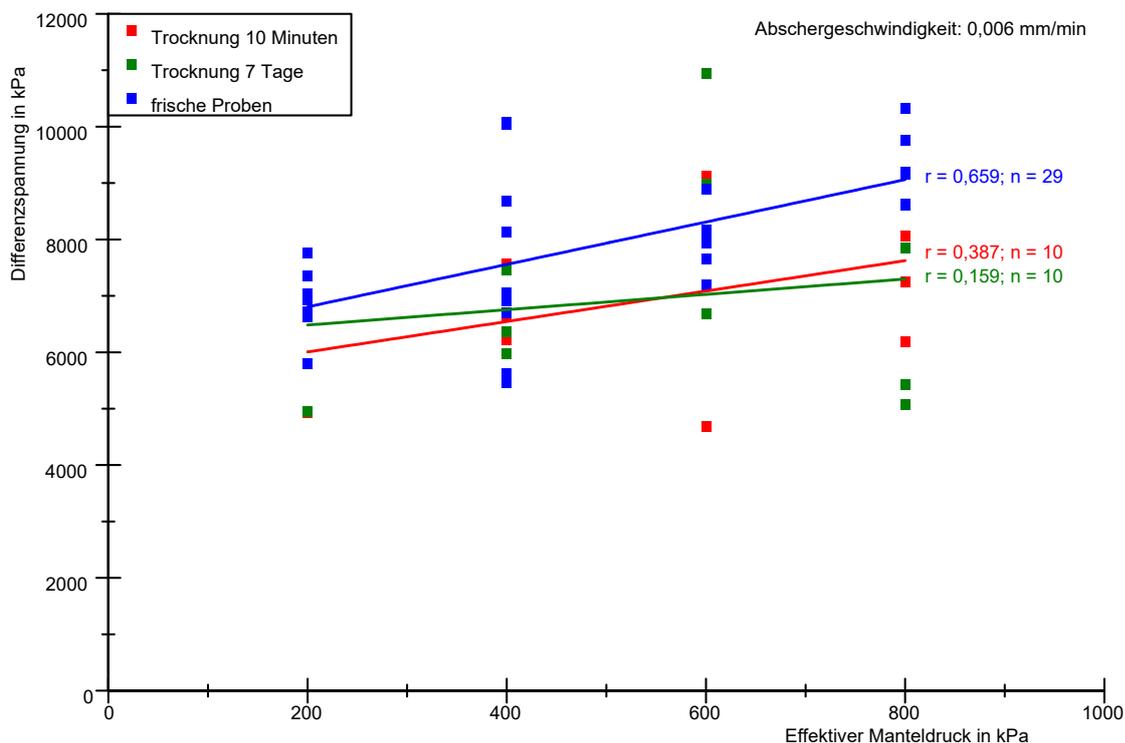


Abbildung 85: Einfluss der Probentrocknung auf die Validität der Messergebnisse anhand von polyserialen Korrelationskoeffizienten

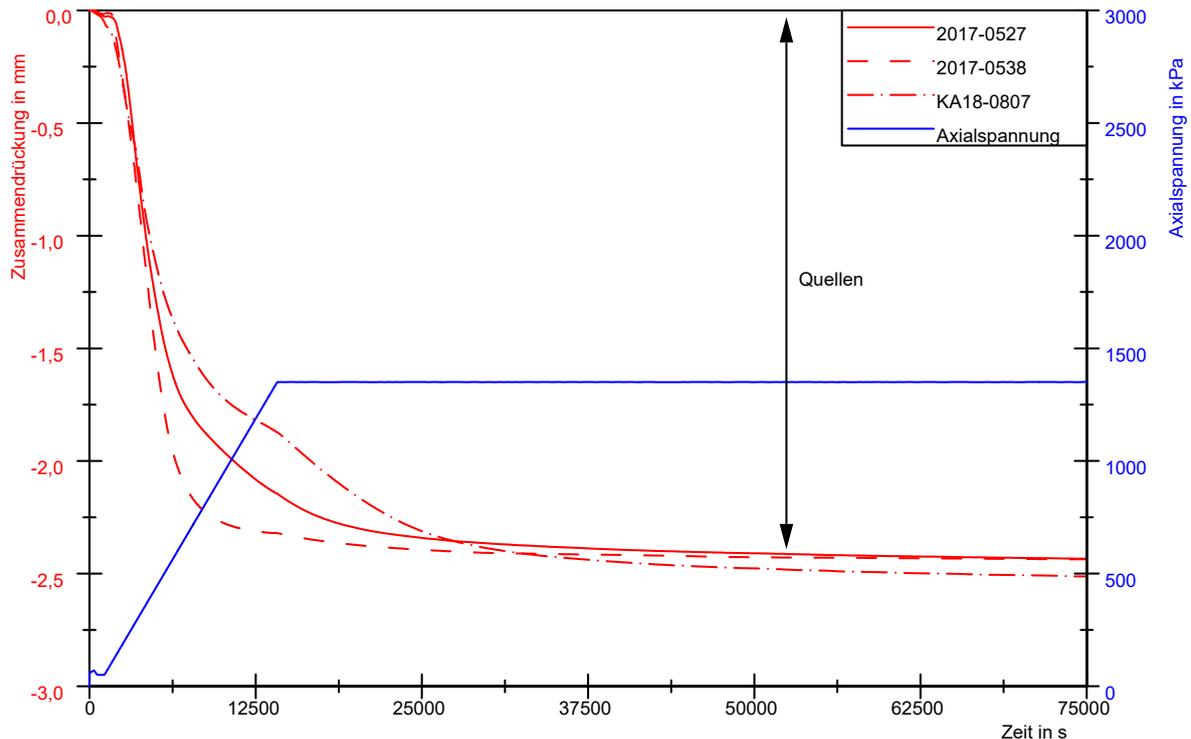


Abbildung 86: Quellneigung der getrockneten Proben

Durch die Erniedrigung der Sättigung muss bei der Auswertung nach effektiven Festigkeitsparametern die Größe der Saugspannung berücksichtigt werden, die aber, wie schon ausgeführt, bei unkontrollierten Trocknungsvorgängen nicht bestimmbar ist. Das hat zur Folge, dass bei solchen Proben nur totale Spannungen auswertbar sind.

Eine weitere Beobachtung an in Laborumgebung (Raumluft) getrockneten Proben ist deren ausgeprägtes, sofortiges Quellvermögen (Abbildung 86). Nach etwa acht Stunden war der Prozess abgeklungen. Die Quellhebung beträgt bei den untersuchten Proben bis zu 2,5 % der Probenhöhe und übersteigt damit den Wert der Bruchdeformation sowie die Quellung des Opalinustons im frischen Zustand bei weitem. Dies passt gut zu der Beschreibung des Zerfallsprozesses der Porenluftkompression, wonach infolge der Trocknung Saugspannungen entstehen. Diese Saugspannungen führen dazu, dass das veränderlich-feste Gestein bei Kontakt mit Wasser selbiges aufsaugt, was in einer Zunahme des Probenvolumens resultiert, was wiederum eine Weitung der durch die Trocknung entstandenen Mikrorisse zur Folge hat. Auf die **Rissentwicklung** wird im Folgenden Abschnitt genauer eingegangen.

Eine Probentrocknung kann bei hohen Konsolidierungsspannungen zum Scheitern des Triaxialversuches führen. In Abbildung 87 ist dargestellt, wie eine Probe schon in der Konsolidierungsphase versagen kann. Vor dem Bruch ist in der Abbildung 87A ein kleiner Knick nach 420.000 s zu erkennen. Dies markiert den Beginn der ersten Brucherscheinungen, wobei es sich hier wahrscheinlich um die Entwicklung von Mikrorissen handelt. Abbildung 87B stellt eine Vergrößerung der Zeitachse dar, was die Details kurz vor dem Bruch der Probe besser sichtbar macht. Die Zunahme der Verformungsrate bei etwa 487.200 s wird erst durch die Darstellung des Verformungsdifferentials über die Zeit in Abbildung 87C deutlich. Die erhöhte Verformungsrate weist auf ein schnelleres Wachstum der Mikrorisse hin, welche nach relativ kurzer Zeit koagulieren und nach etwa 488.000 s das Versagen verursachen.

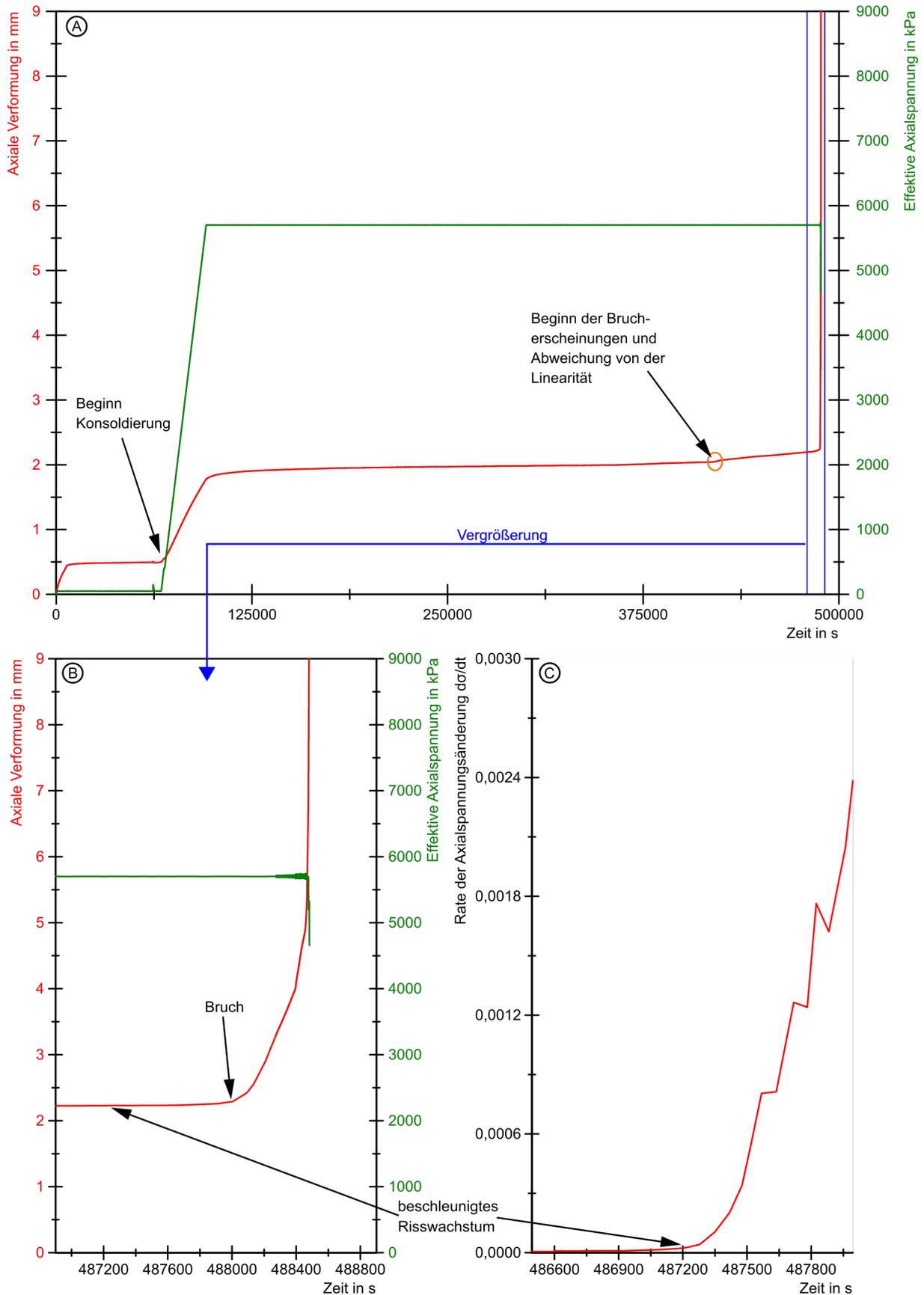


Abbildung 87: Bruch der Probe während der Konsolidierungsphase dargestellt anhand der Entwicklung der axialen Verformung und effektiven Axialspannung über die Zeit

Der Vorgang kann zusammenfassend in drei Stadien erklärt werden: Dem Einsetzen der ersten Brucherscheinungen folgt nach einer gewissen Zeit ein beschleunigtes Risswachstum, das in relativ kurzer Zeit zum Koagulieren der Risse bis zum Versagen der Probe führt. Zusammenfassend sind Festigkeitsparameter, die auf Grundlage an Raumluft getrockneter Proben ermittelt wurden, aufgrund der hohen Schwankungen der Messwerte sowie der unbekanntenen Saugspannung nicht für die Beurteilung des Baugrundes im ungestörten Zustand geeignet. Die Abweichungen sind vermutlich auf die Wirkung der Saugspannung und der Porenluftkompression mit einhergehender Rissbildung zurückzuführen. Für Fragen des Bauablaufs können diese Ergebnisse trotzdem eine Rolle spielen, z. B. bei unvermeidlichem Freilegen von veränderlich-festen Gesteinen ohne Abdeckung oder Schutz gegen Austrocknung während einer Baumaßnahme.

Die Rissentwicklung wurde bei wiederholten Feucht-Trocken-Wechseln mit Proben des Mindener Tonsteins unter einem Digitalmikroskop genauer untersucht. Die Risse entstehen und öffnen sich bereits beim ersten Trockenzyklus. Während der Wiederbefeuchtung schließen sie sich durch die Wirkung der Saugspannung. Bei wiederholtem Trocknen öffnen sie sich wieder. Die Vermessung der Rissweite zeigt, dass nach dem ersten Feucht-Trocken-Wechsel keine signifikante Risserweiterung mehr zu beobachten ist (Abbildung 88). Ein immer weiter fortschreitender Zerfall der Probe kann also nicht auf größere Rissweiten zurückgeführt werden. Aus Videoaufnahmen zum Zerfall des Mindener Tonsteins geht hervor, dass sich neue Risse bilden, die nach einer bestimmten Anzahl an Feucht-Trocken-Wechseln koagulieren und ein pervasives Rissnetzwerk bilden.

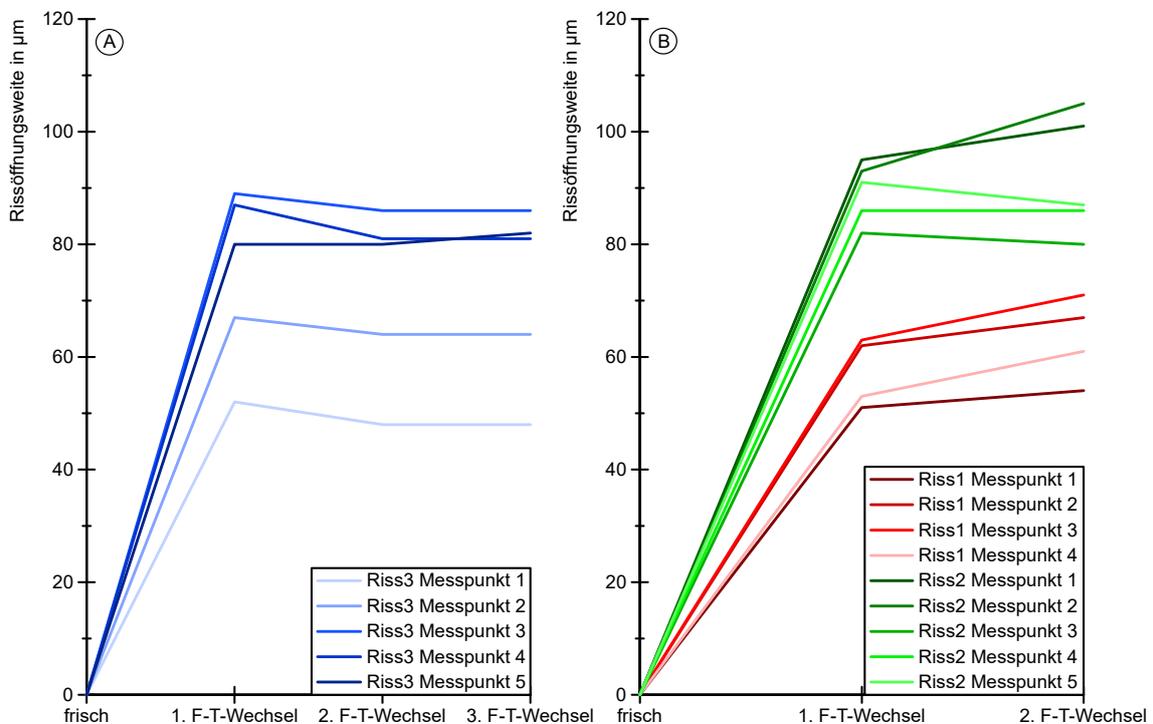


Abbildung 88: Rissentwicklung von getrockneten Proben des Mindener Tonsteins

Während der Trocknung der Mindener Tonsteinproben ändert sich ebenfalls das **Anisotropieverhältnis**, welches mit einem Anisotropiequotienten beschrieben werden kann. Dieser berechnet sich nach Knödel et al. (2005) aus der P-Wellengeschwindigkeit in vertikaler und horizontaler Richtung an einer zylinderförmigen Probe zu:

$$A_{vp} = \frac{v_{\text{vertikal}}}{v_{\text{horizontal}}} \quad (23)$$

Das Anisotropieverhältnis sinkt mit der Trocknung der Proben ab (Tabelle 39), was nach Gleichung (23) einer Erhöhung der Anisotropie entspricht.

Tabelle 39: Anisotropieverhältnisse des Mindener Tonsteins im frischen und im getrockneten Zustand

Probenzustand	Anisotropieverhältnis A_{vp}	Anzahl
frisch	$0,8096 \pm 0,0155$	12
getrocknet bei 105 °C	$0,5552 \pm 0,0502$	10

Wie in Abbildung 89 zu erkennen ist, bilden sich abhängig vom Sättigungs- bzw. Trocknungszustand der Probe zwei Cluster. Die P-Wellengeschwindigkeit senkrecht zur Schichtung sinkt von durchschnittlich 2588 auf 2164 km/s während sie parallel zur Schichtung von 3209 auf 3893 km/s steigt. Durch den Trocknungsvorgang bilden sich Trocknungsrisse parallel zur Schichtung aus, die die Ausbreitung der P-Wellen in senkrechter Messrichtung hemmen. Gleichzeitig ist in horizontaler Richtung ein Schrumpfen (Abbildung 90) zu beobachten, was auf den Verlust des Schichtwassers der Tonminerale zurückgeführt werden kann.

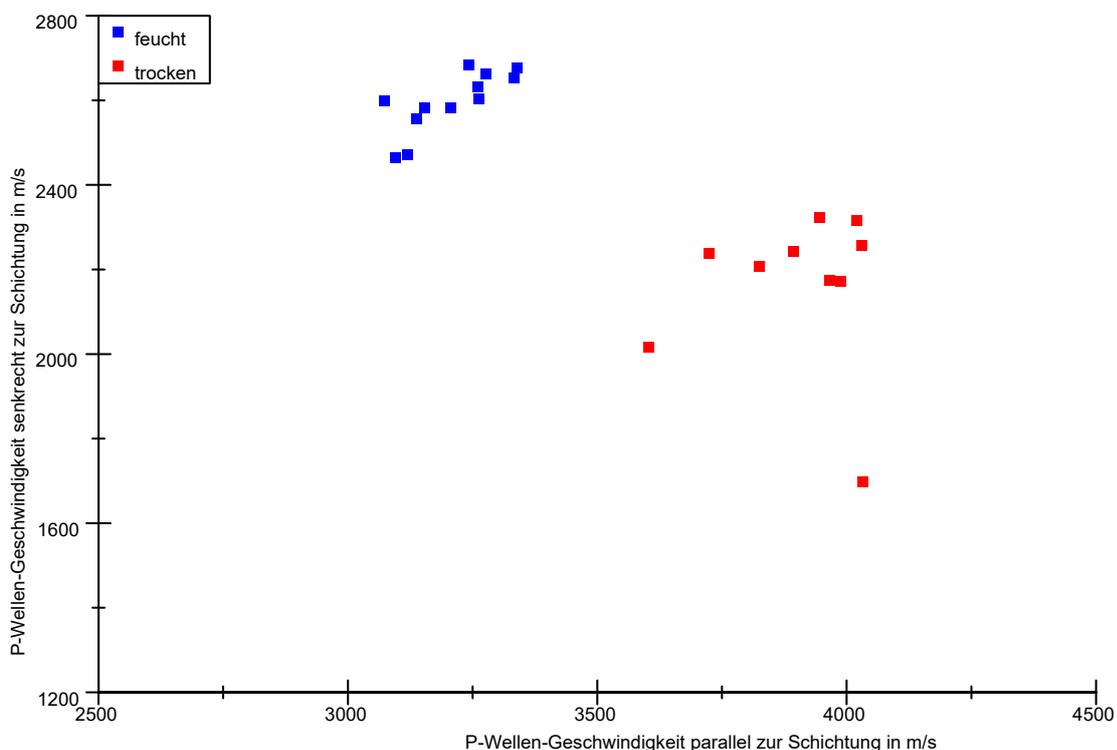


Abbildung 89: Vergleich der P-Wellengeschwindigkeiten vor und nach dem Trocknen

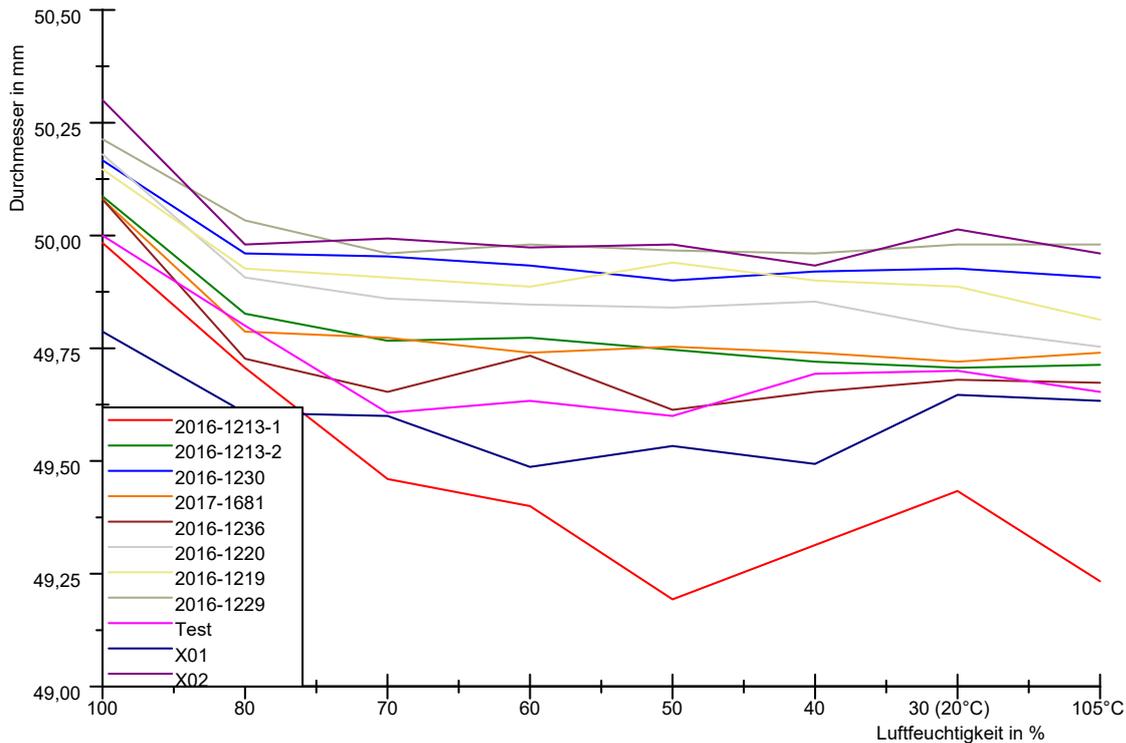


Abbildung 90: Entwicklung des Probendurchmessers (Mindener Tonstein) in Abhängigkeit der Luftfeuchtigkeit bei 15 °C Umgebungstemperatur (wenn nicht anders angegeben)

Eine größere P-Wellengeschwindigkeit kann darauf hinweisen, dass die Tonsteinproben parallel zur Schichtung durch den Verlust des Schichtwassers der Tonminerale kompaktieren und somit den Wellen eine bessere Übertragungsmöglichkeit geben. Zudem sinkt der zurückzulegende Weg.

Es kann geschlussfolgert werden, dass sich Risse v. a. parallel zur Schichtung bilden und im geringeren Umfang senkrecht dazu. Zu erklären ist dieses Phänomen mit der parallelen Orientierung und Einregelung der Tonminerale. Bei Tonmineralen wird das Scherversagen von den Schichtflächen bestimmt (Etheridge et al. 1973). Zwischen den Tonmineralen sind Wassermoleküle und gelöste Kationen eingelagert, die die Abstoßungskräfte der negativ geladenen Tonmineraloberflächen kompensieren. Infolge der Trocknung verringert sich die Menge des Wassers und der gelösten Kationen zwischen den Tonmineralen und der Abstand zwischen den Tonmineralen erhöht sich durch die zunehmenden Abstoßungskräfte, was zu einem Scherversagen entlang der Tonminerale und damit entlang der Schichtung führt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass eine (kurzzeitige) Trocknung von Proben veränderlich-fester Gesteine zu einer erhöhten Streuung der Bruchwerte und damit zu einer erhöhten Unsicherheit in Hinblick auf die Festsetzung von charakteristischen Kennwerten führt. Dabei ist unklar, ob die festigkeitserhöhende Wirkung der Saugspannung oder die Porenluftkompression als Zerfallsmechanismus überwiegen. Dies kann von Probe zu Probe unterschiedlich ausgeprägt sein. Zudem erhöht sich durch Trocknung die Anisotropie der Proben, was weitere Unsicherheiten bei der Beurteilung von Kennwerten nach sich zieht. Dementsprechend ist die Erhaltung des In-situ-Wassergehalts veränderlich-fester Gesteine während des kompletten Probeentnahme- und Untersuchungsvorgangs von entscheidender Bedeutung bei der Festlegung charakteristischer Kennwerte. Für oberhalb des Grundwas-

erspiegels liegende und somit in situ **teilgesättigte Proben** würde sich für Triaxialversuche das Verfahren von Ewy (2018) anbieten, wonach der Axial- und Manteldruck solange erhöht wird, bis ein Porenwasserdrucksignal gemessen und das Gesetz der effektiven Spannungen angewendet werden kann. Es sind aber unter Umständen sehr hohe Drücke mit entsprechend hohen effektiven Spannungen notwendig. Diese können die effektiven In-situ-Spannungen um ein Vielfaches überschreiten. Möglicherweise wird dadurch die Abscher-Charakteristik der Probe beeinflusst, was nach DIN EN ISO 17892-9 vermieden werden muss.

10.3 Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve und der Porenwasserdruck

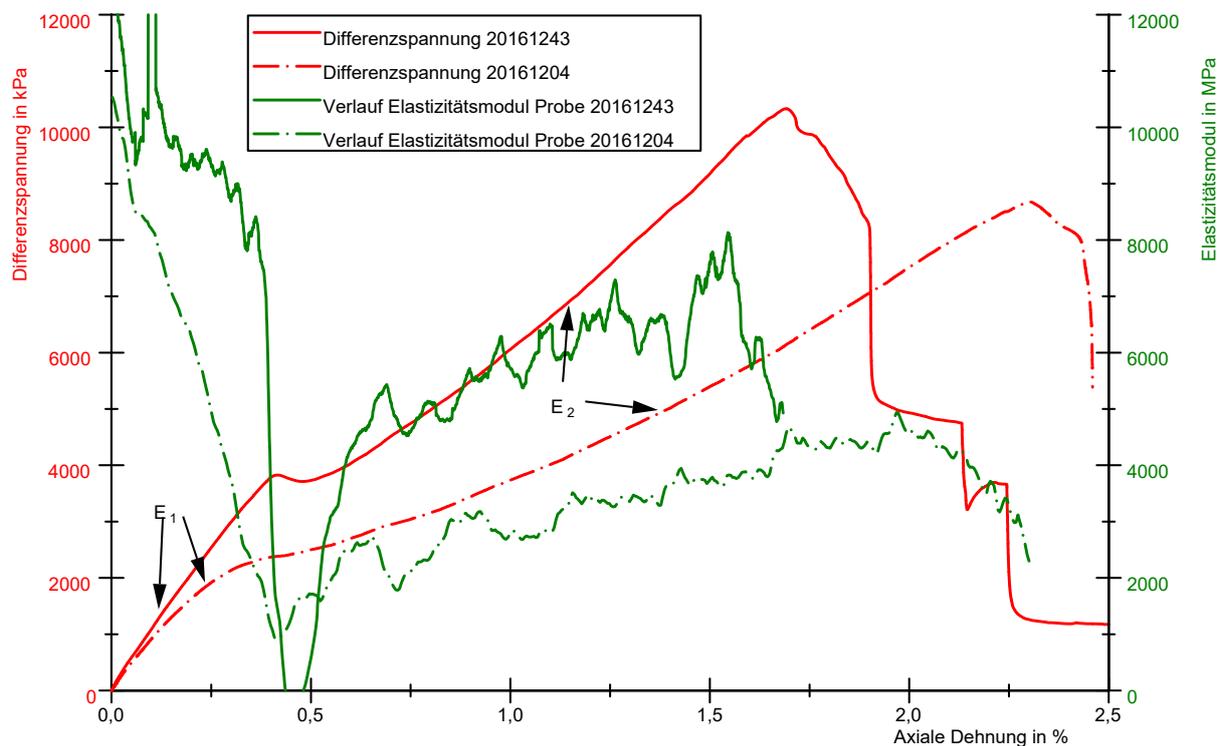


Abbildung 91: Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve zweier Tonsteinproben aus Minden und nicht-lineares Spannungs-Verformungs-Verhalten

Bei allen untersuchten, frischen Mindener Tonstein- und Opalinustonproben tritt ein markanter Wendepunkt bei etwa 0,5 % Dehnung in der Spannungs-Dehnungs-Kurve auf. An Proben des Emscher Mergel sowie des Kriegenbrunner Schluffsteins (Abbildung 96) treten keine solchen Wendepunkte auf. Da zuerst der Entstehungsgrund des Wendepunktes erläutert werden soll, wird zunächst ausschließlich auf den Mindener Tonstein sowie den Opalinuston eingegangen. Das Ausbleiben des Wendepunktes wird später im Kapitel wieder aufgegriffen. Zu dessen Verdeutlichung ist in Abbildung 91 beispielhaft an zwei Tonsteinproben aus Minden das Spannungs-Dehnungs-Verhalten sowie der entsprechende Verlauf des Elastizitätsmoduls dargestellt. Für die Ermittlung von Elastizitätsmoduln wird in der DGGT-Empfehlung Nr. 1 (Mutschler 2004) vorgeschlagen, den Spannungsbereich zwischen 40 und 60 % der Bruchfestigkeit anzusetzen. Aufgrund des Wendepunktes in der Spannungs-Dehnungs-Kurve des Mindener Tonsteins und des Opalinustons ist diese Vorgehensweise aber nicht

möglich. Daher wird zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls der jeweils lineare Anteil der Spannungs-Dehnungs-Kurve vor (E_1) und nach (E_2) dem Wendepunkt genutzt (Abbildung 91).

Zunächst sinkt der Elastizitätsmodul bis zu einem Tiefpunkt ab, der die Schulter bzw. den Wendepunkt der Spannungs-Dehnungs-Kurve markiert. Danach steigt der Elastizitätsmodul wieder bis kurz vor Erreichen der Spitzenfestigkeit an, um danach abzufallen. Der Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Kurve bzw. der Elastizitätsmodul vor dem Wendepunkt (E_1) ist höher als danach (E_2). Abbildung 92 verdeutlicht die Abnahme der Elastizitätsmoduln vor und nach dem Wendepunkt von etwa 33 bis 50 %.

Nach unterschiedlichen Autoren spielen für das Auftreten des Wendepunktes (1) Porenwasserüberdrücke (Bundesanstalt für Wasserbau 1983) oder (2) das Erreichen der Elastizitätsgrenze des Gesteins (Popp und Salzer 2007a) eine Rolle. Ein weiterer denkbarer Einfluss ist (3) die ehemalige maximale Überlagerungsspannung, der das Gestein im Laufe seiner Ablagerungshistorie ausgesetzt war. Wendepunkte in Spannungs-Dehnungs-Kurven werden ebenfalls bei dicht gelagerten Sanden beobachtet, deren Auftreten mit der Dilatanz erklärt wird (Nguyen et al. 2018).

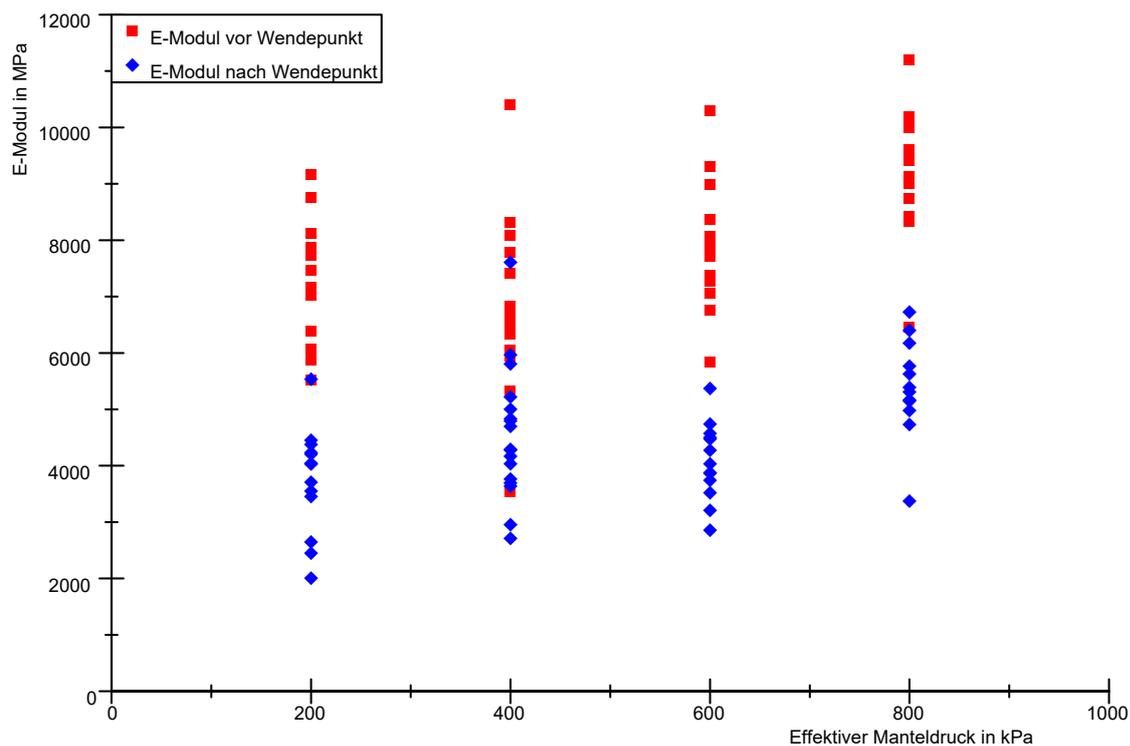


Abbildung 92: Vergleich der ausgewerteten Elastizitätsmoduln vor und nach dem Wendepunkt der Spannungs-Dehnungs-Kurve

Es ist denkbar, dass der (1) Porenwasserdruck aufgrund der geringen Durchlässigkeit feinkörniger Sedimentgesteine bei der Entstehung des Wendepunktes eine Rolle spielt. Das (2) Erreichen einer Elastizitätsgrenze kann potentiell als ein weiterer Grund für den Wendepunkt aufgeführt werden, da die abnehmende Steifigkeit nach dem Wendepunkt mit einer strukturellen Änderung in der Probe in Zusammenhang gebracht werden kann. Gegen die These, dass es sich bei dem Wendepunkt um ein Phänomen handelt, das mit (3) der ehemaligen

Überlagerungsspannung in Zusammenhang steht, spricht, dass die Lage des Wendepunktes in den Spannungs-Dehnungs-Diagrammen nicht mit der erwartbaren Größe der höchsten Überlagerungsspannung übereinstimmt. Diese müssten beim Mindener Tonstein (ermittelt anhand von Abbildung 107) zwischen 7500 und 12500 kPa sowie beim Opalinuston zwischen 1750 und 3000 kPa liegen (Annahme: Wichte der überlagernden Schichten liegt bei 25 kN/m³). Die berechneten und gemessenen Lagen der Wendepunkte stimmen nicht überein. Eine Proportionalität, die auf einen anderweitigen Zusammenhang zwischen beiden Größen hindeuten könnte, existiert ebenfalls nicht (Abbildung 93).

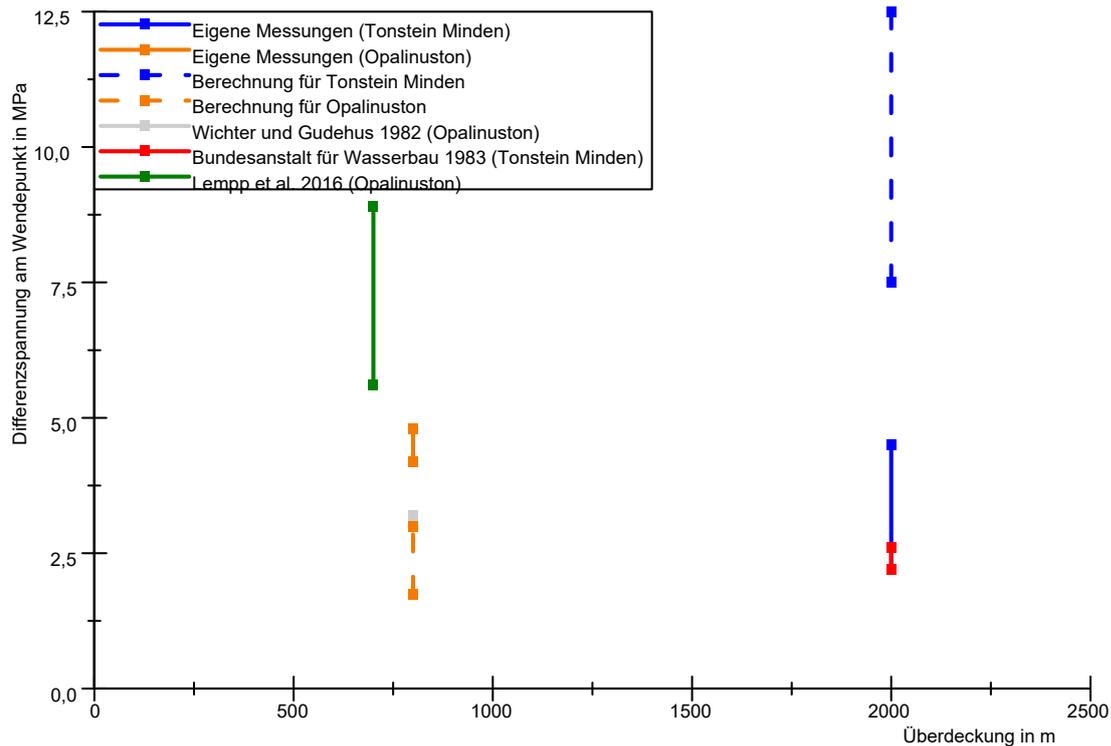


Abbildung 93: Lage der Wendepunkte des Mindener Tonsteins und des Opalinustons in Bezug auf die Differenzspannung, die Angaben zur Überdeckung basieren auf Literaturquellen und Abbildung 107

Erfahrungen aus dem Umgang und der Untersuchung veränderlich-fester Gesteine sowie Ergebnisse der Literaturrecherche (Vgl. Abschnitt I, Kapitel 2.4) lassen den Einfluss des Porenwasserdrucks als Grund für die Entstehung des Wendepunktes am wahrscheinlichsten erscheinen.

Bei Betrachtung von Abbildung 94 bis Abbildung 96 wird der Einfluss des Porenwasserdrucks im Verlauf eines Abscherversuches deutlich. Der Verlauf der Porenwasserdruckkurven von **CU-Versuchen** lässt einen starken Anstieg des Porenwasserdrucks mit steigender Differenzspannung bis zum Erreichen des effektiven Manteldrucks erkennen, welcher dadurch neutralisiert wird und somit den Einfluss auf das Festigkeitsverhalten der Probe verliert. Das ist auf die geringe Durchlässigkeit des Tonsteins sowie den partiellen Transfer der Belastung von der Gesteinsmatrix auf das Porenwasser zurückzuführen. Somit wäre im Bereich der hier untersuchten Manteldrücke entweder eine vielfach niedrigere Abscherrate erforderlich oder es muss ein drainierter Versuch durchgeführt werden, bei dem kontinuierlich

das drainierte Porenwasser, welches für den Porenwasserdruckanstieg verantwortlich ist, zumindest teilweise abgeführt werden kann. Bei höheren Manteldrücken bis 10 MPa erreicht der Porenwasserdruck nicht ganz das Niveau (fast 90 %) des Manteldruckes (Abschnitt III, Kapitel 7.1.2, Abbildung 33).

Auffällig ist zudem die etwa übereinstimmende Lage der Wendepunkte und dem Erreichen des Porenwasserdruck-Plateaus bei dem Mindener Tonstein (Abbildung 94) bzw. des Porenwasserdruck-Maximums beim Opalinuston (Abbildung 95) bei zirka 0,5 % axialer Dehnung (gekennzeichnet durch einen vertikalen, schwarzen Strich). Somit kann ein **Zusammenhang zwischen dem Porenwasserdruckverlauf und dem Wendepunkt** weiter untersucht werden. Der Kriegenbrunner Schluffstein zeigt keinen Wendepunkt trotz ansteigendem Porenwasserdruck (Abbildung 96), was später im Kapitel wieder aufgegriffen wird.

Da bei einem CU-Versuch das Porenwasservolumen im Druckerzeugersystem konstant gehalten wird, kann der Abfall der Porenwasserdrucks bei der Opalinuston-Probe (Abbildung 95) bzw. die Nivellierung bei der Mindener Tonstein-Probe (Abbildung 94), ähnlich wie beim Sand, mit der Entstehung zusätzlicher Porenräume (Dilatanz) innerhalb der Probe erklärt werden.

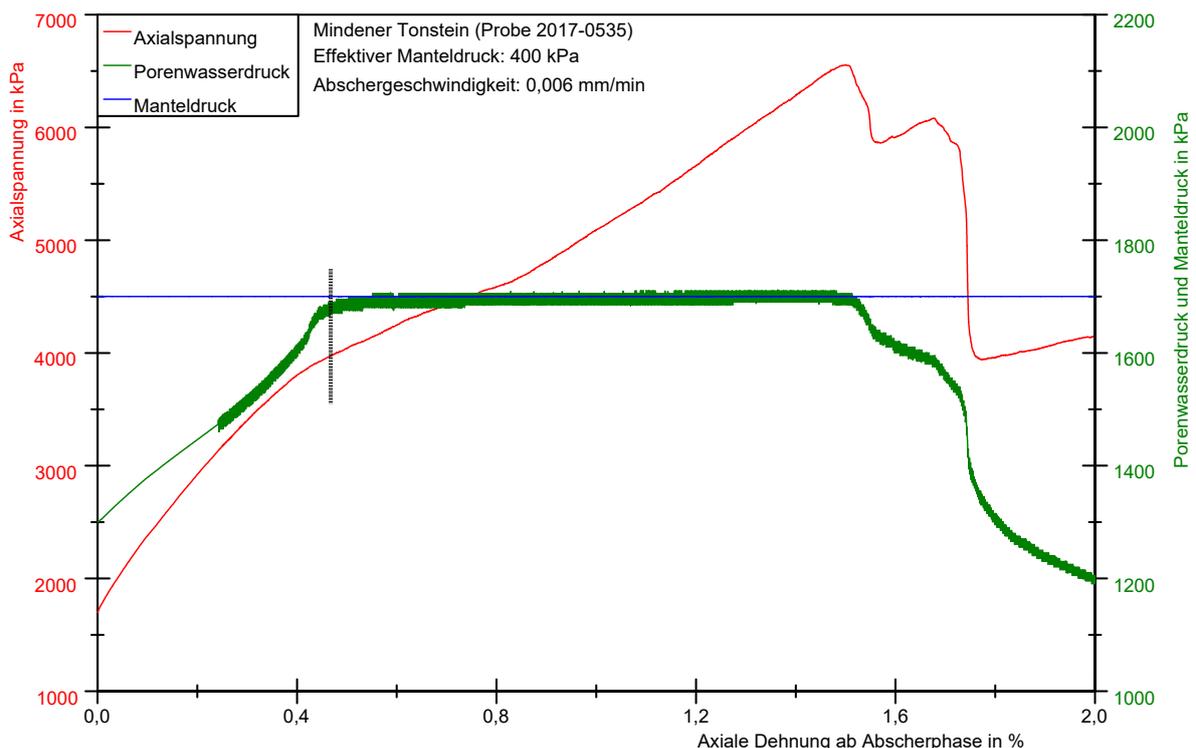


Abbildung 94: Entwicklung des Porenwasserdrucks während der Abscherphase einer Probe des Mindener Tonsteins

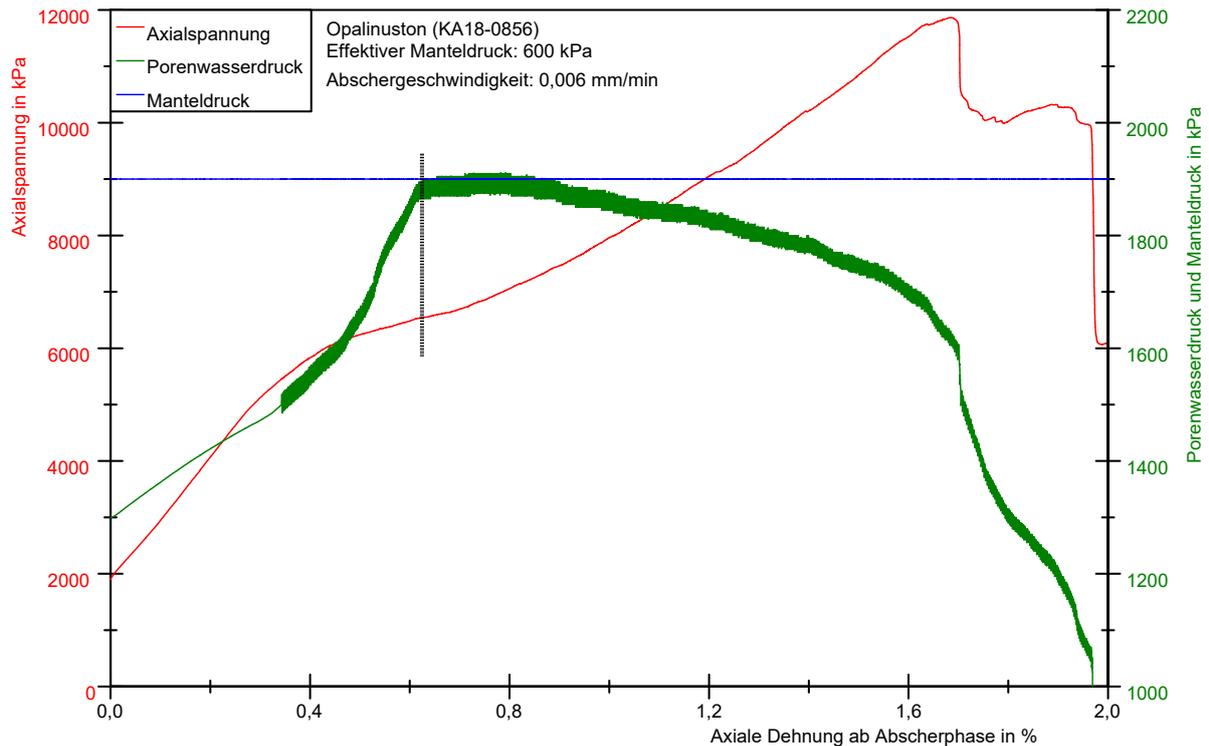


Abbildung 95: Entwicklung des Porenwasserdrucks während der Abscherphase einer Probe des Opalinustons

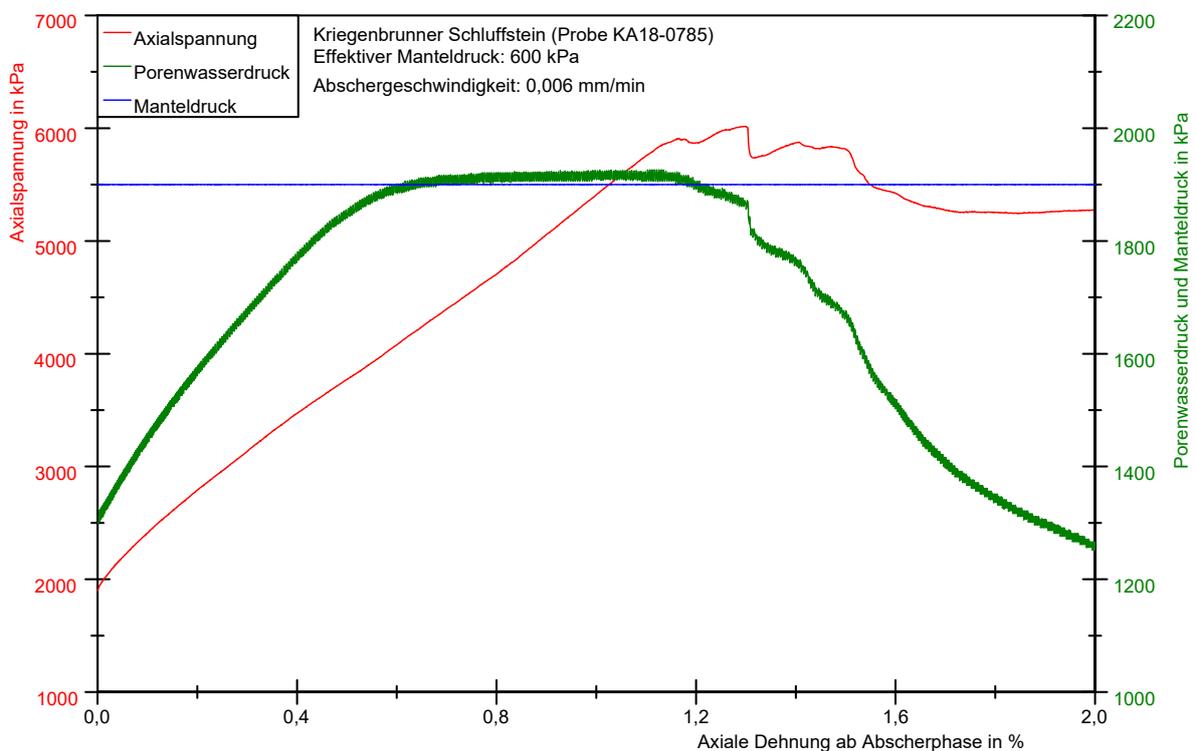


Abbildung 96: Entwicklung des Porenwasserdrucks während der Abscherphase einer Probe des Kriegenbrunner Schluffsteins

Bei **CD-Versuchen** müsste sich analog zu den CU-Versuchen ein charakteristisches Verhalten des Porenwasser-Volumens zeigen. In Abbildung 97 sind Spannungs-Dehnungs-Kurven aus CD-Versuchen mit den korrespondierenden Porenwasser-Volumenverläufen von vier

Proben des Mindener Tonsteins aufgetragen. Ähnlich zum Erreichen des Porenwasserdruckmaximums am Wendepunkt der Spannungs-Dehnungs-Kurve bei CU-Versuchen wird an der gleichen Stelle eine Änderung im Anstieg der Porenwasser-Volumenkurve bei CD-Versuchen sichtbar. Im Bereich des Wendepunktes der Spannungs-Dehnungs-Kurve nimmt die Steigung der Porenwasser-Volumenkurve zunächst ab. Nach dem Wendepunkt der Spannungs-Dehnungs-Kurve wird die Porenwasser-Volumenkurve wieder steiler.

Zur Erklärung der beschriebenen Verläufe der Volumenkurven bei CD-Versuchen sowie der Porenwasserdrücke bei CU-Versuchen dienen die schematischen Skizzen A bis C in Abbildung 97. Mit steigender Belastung erhöht sich der Porenwasserdruck (Abbildung 97A), der wiederum eine Last auf die Oberflächen und Enden von Mikrorissen ausübt. Mikrorisse sind in den Proben schon vor dem Einbau vorhanden (Vgl. Abschnitt IV, Kapitel 9.1, Abbildung 58) oder können infolge der Erhöhung der Differenzspannung entstanden sein. Durch die Drainage am Kopf und am Fuß der Proben ergibt sich im Probenquerschnitt gesehen ein parabelförmiger Porenwasserüberdruck (grüne Kurve in Abbildung 97A bis C), welcher in der Mitte der Probe am größten ist und die effektiven Spannungen im Probenzentrum herabsetzt. Dies resultiert in einer Neubildung, Erweiterung und Koagulation von Mikrorissen (Abbildung 97B). Dadurch wird die Probe neben der steigenden axialen Belastung zusätzlich geschwächt. Das Entstehen von Mikrorissen weit vor dem Erreichen der Bruchfestigkeit wurde von Popp und Salzer (2007a) durch die Messung akustischer Emissionen nachgewiesen. Der Porenwasserüberdruck wirkt also beschleunigend auf die Rissbildung in der Probe. Das Porenwasser kann in die neuen oder sich erweiternden Fehlstellen eindringen (Abbildung 97B), was eine weitere Erhöhung des Porenwasserdrucks verhindert (im CU-Versuch) bzw. die Menge an drainiertem Porenwasser (im CD-Versuch) verringert.

Abhängig von der Beschaffenheit der Probe sinkt der Porenwasserdruck (Opalinuston, Abbildung 95) oder er bleibt konstant bis zum Bruch der Probe (Mindener Tonstein, Abbildung 94). Letzteres deutet möglicherweise darauf hin, dass der Porenwasserdruckanstieg nicht hoch genug war, um im weiteren Maße neue Mikrorisse zu induzieren oder bestehende zu erweitern. Die erreichbare Höhe des Porenwasserdrucks hängt von der Höhe des Manteldrucks ab, wie in Abbildung 94 deutlich wird. Hier erreicht der Porenwasserdruck im Bereich des Wendepunktes das Niveau des Manteldrucks. An diesem Punkt kann der Porenwasserdruck nicht weiter ansteigen, da dieser in einem Druckgleichgewicht mit dem Manteldruck steht (in Abbildung 97 gekennzeichnet durch $PWD = \sigma_3$), wobei letzterer konstant gehalten wird. Das hat zur Folge, dass kein Porenwasserdruckwert erreicht wird, der das weitere Wachstum oder Entstehen von Mikrorissen begünstigt und wieder mehr Porenwasser aus der Probe herausdrainiert (Abbildung 97C).

Das Absinken des Porenwasserdrucks beim Opalinuston nach Erreichen des Wendepunktes könnte darin begründet liegen, dass dieser aus einer gesprengten Felsmasse entnommen wurde und dementsprechend Vorschädigungen aus dem Tunnelvortrieb aufweist. Durch diese schon vorhandene Schwächung der Proben könnte der nun erhöhte Porenwasserdruck zu größeren Rissnetzwerken als im Mindener Tonstein geführt haben, wodurch der Porenwasserdruck schon vor dem Versagen der Probe abfällt. Dies müsste sich in höheren, verdrängten Mantelöl-Volumina von Proben des Opalinustons während der Abscherphase widerspiegeln. Tendenziell liegen die verdrängten Volumina während der Abscherphase im

Opalinuston höher (4,056 bis 5,345 cm³, n = 3) als beim Mindener Tonstein (0,839 bis 4,735 cm³, n = 35). Ein klar größeres Volumen wird von Opalinustonproben nicht verdrängt. Zudem konnten nur drei Opalinustonproben in jener Weise untersucht werden, wodurch diese Messungen als Indiz anzusehen sind. Aus diesem Sachverhalt ergibt sich ein potentielles Kriterium zur Abschätzung während der Abscherphase, ob ein feinkörniges Sedimentgestein vor Erreichen der Spitzenfestigkeit möglicherweise Schädigungen entwickelt hat.

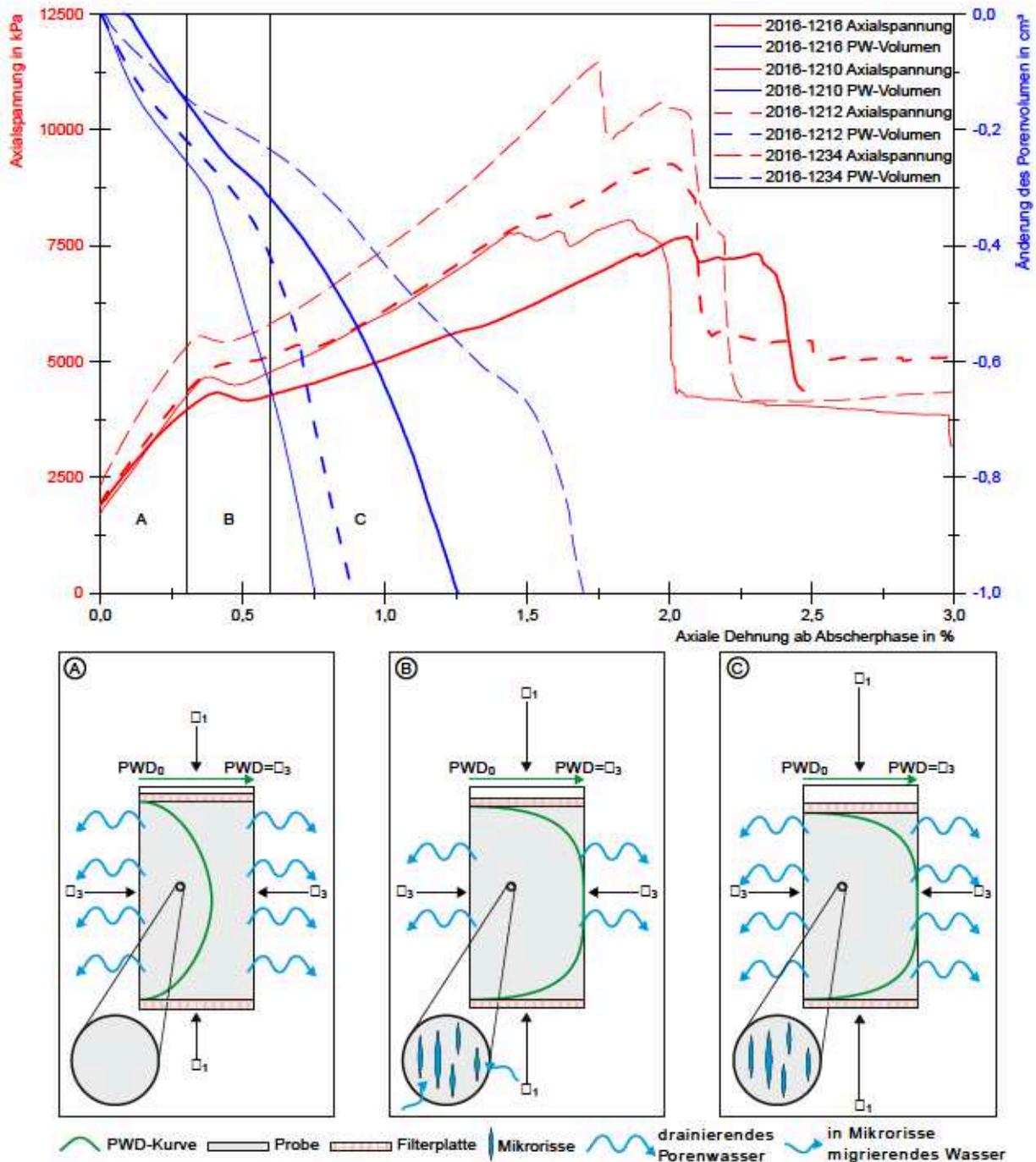


Abbildung 97: oben: Spannungs-Dehnungs-Kurven aus CD-Versuchen mit den korrespondierenden Porenwasser-Volumenverläufen von vier Proben des Mindener Tonsteins; unten: Schema der hydro-mechanischen Vorgänge am Beispiel der Probe 2016-1216 (A-C)

In einer ganz ähnlichen Weise können die Porenwasser-Volumenkurven der CD-Versuche interpretiert werden. Zu Beginn wird relativ viel Porenwasser aus der Probe drainiert (Abbildung 97A). Im Bereich des Wendepunktes bei Entstehung und Erweiterung von Mikrorissen wird ein Teil des Porenwassers nicht aus der Probe herausgedrückt, sondern strömt in die sich neubildenden oder sich erweiternden Mikrorisse und bremst den Abfall der Porenwasser-Volumenkurve (Abbildung 97B). Nach Überschreiten des Wendepunktes wird die Porenwasser-Volumenkurve wieder steiler. Also muss relativ gesehen nach dem Wendepunkt aus der Probe wieder mehr Wasser pro Verformungsincrement drainieren (Abbildung 97C). Eine mögliche Erklärung dafür ist, dass sich nach Erreichen des Wendepunktes das Risswachstum zwischenzeitlich stark verlangsamt und sich graduell auf ein Niveau verringert, auf welchem die Drainage der Probe durch die steigende Axialverformung den Verlauf der Porenwasser-Volumenkurve wieder bestimmt. Ein weiteres Fortschreiten des Mikrorisswachstums nach dem Wendepunkt scheint unwahrscheinlich, da die Probe sonst sehr schnell und sehr stark drainieren müsste um den Verlauf der Porenwasser-Volumenkurve zu reproduzieren, was den geringen Durchlässigkeiten des Tonsteins widerspricht.

Für das Einsetzen einer beschleunigten Volumen-Verformung durch die Entstehung und Erweiterung von Mikrorissen am Wendepunkt der Spannungs-Dehnungs-Kurve sprechen ebenfalls die Verläufe der Mantelöl-Volumenkurven. Diese sind ein Hinweis auf die radiale Dehnung, da die axiale Verformung über den weggesteuerten Vorschub des Lastkolbens kontrolliert wird und die Probe sich dementsprechend nicht in diese Richtung ausdehnen kann. Der Verlauf der Mantelöl-Volumenkurven wird im Bereich des Wendepunktes steiler (markiert anhand gestrichelter, senkrechter Linie), was auf ein verstärktes Verdrängen von Mantelöl-Volumen und eine beschleunigte radiale Verformung hinweist (Abbildung 98).

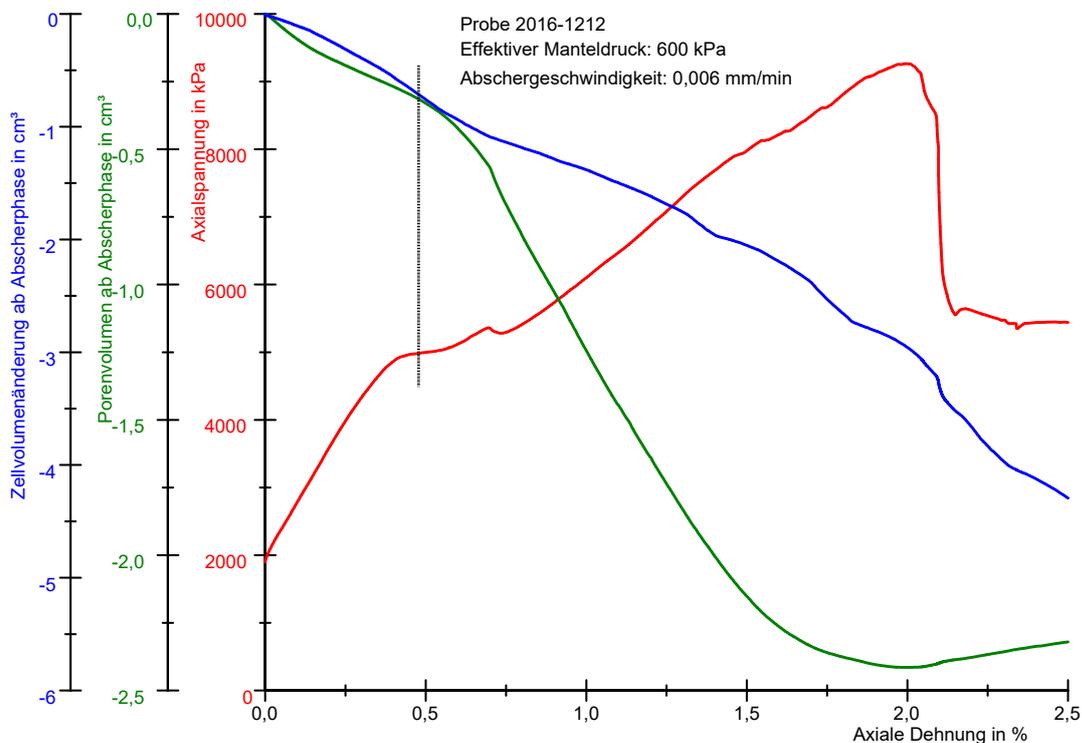


Abbildung 98: Verlauf des Porenwasser- und Mantelöl-Volumens während der Abscherphase

Der Wendepunkt im Spannungs-Dehnungs-Verhalten ist ebenfalls bei Proben des Mindener Tonsteins in einaxialen Druckversuchen zu beobachten. Am IfG in Leipzig wurden solche Untersuchungen mit gleichzeitiger direkter Messung der Radialdehnung durchgeführt (Abbildung 99). Hier ist zu erkennen, dass sich mit Einsetzen des Wendepunktes die Änderung der radialen Dehnung erhöht (analog zum verdrängten Mantelöl-Volumen). Dies ist ein Hinweis darauf, dass die entstehenden und sich weitenden Mikrorisse hauptsächlich parallel zur Belastungsrichtung orientiert sind.

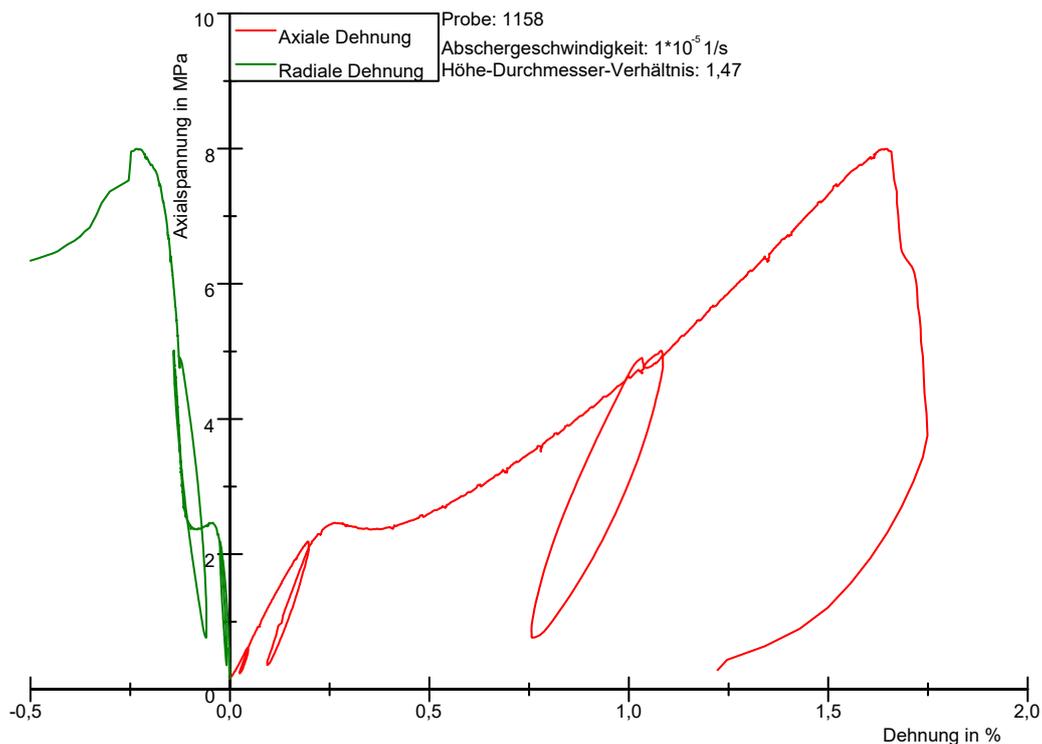


Abbildung 99: Spannungs-Dehnungs-Kurve eines einaxialen Druckversuchs am Mindener Tonstein mit axialer und radialer Dehnung, Belastung senkrecht zur Schichtung (Institut für Gebirgsmechanik GmbH 2008)

Es kann also geschlossen werden, dass der Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve auf dilatantes Verhalten der Probe während des Abscherens zurückzuführen ist (vgl. Nguyen et al. [2018]). Die Porenwasservolumen-Kurven aus den Triaxialversuchen zeigen allerdings ein in der Summe kontraktantes Volumenverhalten an (Abbildung 98). Dementsprechend muss am Wendepunkt die Volumenverkleinerung infolge der Stauchung noch größer sein als die Volumenvergrößerung infolge der Radialdehnung der Proben.

Der **Ablauf der Ereignisse während des Abscherens** kann zusammenfassend folgendermaßen beschrieben werden: Durch den ansteigenden Porenwasserdruck, der der steigenden Axialspannung entgegenwirkt, verlangsamt sich die Steigerung der Axialspannung und kann in einigen Fällen sogar kurzfristig sinken. Die erhöhte seitliche Ausdehnung der Probe infolge der Mikrorissbildung wirkt wie ein Ausweichen und trägt ebenfalls zur Erniedrigung des Anstiegs der Axialspannung bei. Unter weiterer Erhöhung der Axiallast sinkt der Porenwasserüberdruck durch das neu entstandene Porenraum-Volumen ab, was zu einem Anstieg der effektiven Spannungen führt und die Axialspannung steigt bis zum Bruch wieder an. Soll

im Detail das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Tonsteins modelliert werden, muss dieses nicht-lineare Verhalten in den entsprechenden Stoffgesetzen berücksichtigt werden. Aus den bisherigen Ausführungen wird deutlich, dass der Wendepunkt durch porenwasserdruck-induzierte Mikrorisse im Gestein entsteht. Dies hat eine nicht-elastische Verformung zur Folge. Das führt zur Schlussfolgerung, dass der Wendepunkt als Elastizitätsgrenze angesehen werden kann und dementsprechend nicht Folge sondern bei seinem Auftreten Ursache des Erreichens der Elastizitätsgrenze ist.

Auf diesen Grundlagen können die bisherigen, eingangs genannten Erklärungsmodelle kurz bewertet werden. Der Einfluss der höchsten ehemaligen Überlagerungsspannung kann ausgeschlossen werden. Der Ansatz von Popp und Salzer (2007a) mit dem Erreichen der Elastizitätsgrenze erfasst grundsätzlich das Problem, war aber aufgrund der fehlenden Verbindung zu den mikromechanischen Vorgängen und der Rolle des Porenwasserdrucks nicht vollständig. Der Einfluss des Porenwasserdrucks wurde von Seiten der BAW (1983) vermutet und bestätigt. Die Zusammenführung dieser Ansätze mit den Erkenntnissen von Nguyen et al. (2018) und den in diesem Kapitel beschriebenen mikromechanischen Vorgängen liefert ein vollständiges Bild zur Entstehung des Wendepunktes in den Spannungs-Dehnungs-Kurven.

Das Auftreten des Wendepunktes ist zudem an verschiedene Randbedingungen geknüpft, was zusammen mit weiteren Einflussfaktoren im Folgenden beleuchtet wird.

Einen entscheidenden Einfluss auf das Auftreten des Wendepunktes übt die **Abschergeschwindigkeit** aus. In Abbildung 100 sind Spannungs-Dehnungs-Kurven des Mindener Tonsteins von CD-Versuchen bei unterschiedlichen Abschergeschwindigkeiten aufgeführt.

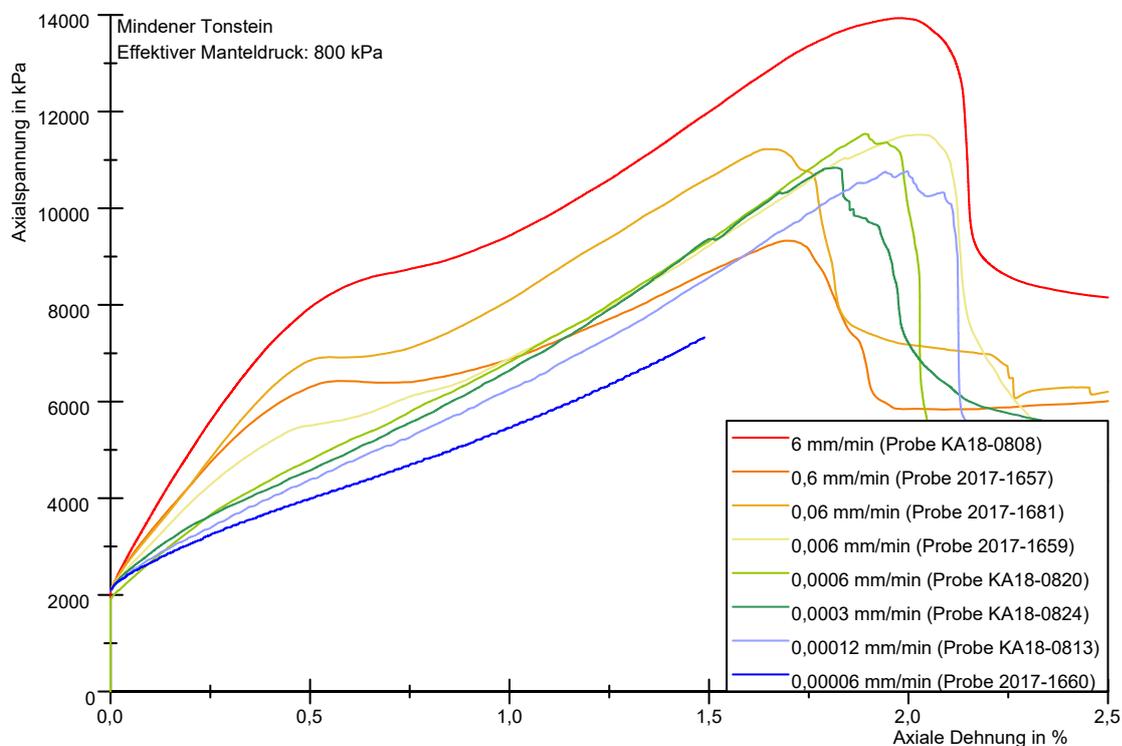


Abbildung 100: Einfluss der Abschergeschwindigkeit auf die Spitzenfestigkeit und das Auftreten des Wendepunktes in Spannungs-Dehnungs-Kurven im Mindener Tonstein

Es ist klar zu erkennen, dass mit sinkender Abschergeschwindigkeit der Wendepunkt immer undeutlicher wird, bis er bei einer Geschwindigkeit von $0,6 \mu\text{m}/\text{min}$ völlig verschwindet. Am stärksten ist der Wendepunkt bei hohen Abschergeschwindigkeiten ausgeprägt aufgrund der Entwicklung eines hohen Porenwasserüberdrucks innerhalb der Probe.

Bei sehr geringen Abschergeschwindigkeiten steht dem Porenwasser trotz der geringen Durchlässigkeit des Tonsteins genug Zeit zur Verfügung zu drainieren bzw. den Porenwasserüberdruck abzubauen, was im Ergebnis nicht zu einer Neubildung und Erweiterung von Mikrorissen führt.

Die durch den Porenwasserüberdruck induzierten Mikrorisse wirken sich nicht auf die erreichbare Bruchfestigkeit aus, was in Abbildung 100 verdeutlicht wird. Wäre dies der Fall, müssten die Spannungs-Dehnungs-Kurven der Proben mit Wendepunkt deutlich geringere Bruchspannungen zeigen als die ohne. Ein Einfluss des Auftretens des Wendepunktes in Bezug auf die Bruchfestigkeit ist für Abschergeschwindigkeit unterhalb von $0,6 \text{ mm}/\text{min}$ auf der Datengrundlage dieser Arbeit nicht zu erkennen. Nur bei einer Abschergeschwindigkeit von $6 \text{ mm}/\text{min}$ wurde eine erhöhte Bruchfestigkeit erreicht. Dies stimmt mit den Beobachtungen aus Abbildung 67 überein. Die unvollständige Spannungs-Dehnungs-Kurve der Probe 2017-1660 ist auf einen betriebsbedingten Abbruch des Versuchs vor dem Erreichen der Bruchfestigkeit zurückzuführen.

Der **Sättigungsgrad der Proben** spielt ebenfalls eine Rolle für das Auftreten des Wendepunktes. Dieser ist in der Spannungs-Dehnungs-Kurve der Proben, die 10 Minuten an Raumluft getrocknet wurden, noch deutlich zu erkennen. Bei den Proben, die 7 Tage an Raumluft getrocknet wurden, ist der Wendepunkt verschwunden (Abbildung 81 bis Abbildung 84). Dies kann darauf zurückzuführen sein, dass die Proben nach 7 Tagen einen Großteil des Porenwassers verloren haben (s. Tabelle 37) und somit während des Abscherens kein Porenwasserüberdruck in der Probe entstehen kann.

Infolge der Trocknung und des anschließenden Kontakts mit dem Wasser aus der Porenwasserleitung in der Triaxialzelle bilden sich aufgrund der Porenluftkompression Risse, die während der Abscherphase der getrockneten Probe zusätzliche Wasserwegsamkeiten darstellen. Dadurch ist es möglich, dass die Probe eher drainiert reagiert und der Wendepunkt somit nicht auftritt.

Abbildung 101 zeigt den Zusammenhang zwischen den **Elastizitätsmoduln vor und nach dem Wendepunkt**. Deutlich ist zu erkennen, dass nach Erreichen des Wendepunktes bei allen untersuchten Proben der Elastizitätsmodul abnimmt. Im Zusammenhang mit der Bildung und Erweiterung von Mikrorissen mit einhergehender Dilatanz kann dies auf bessere Wasserwegsamkeiten zurückzuführen sein. Dies würde dazu führen, dass nach dem Erreichen des Wendepunktes in der Probe kürzere Drainagewege vorhanden sind (siehe Abbildung 101 Schema oben links), was zu besserer Entwässerung bzw. einem schnelleren Abbau des Porenwasserüberdrucks führt und somit drainierte Verhältnisse rund um die zukünftige Scherfuge herrschen. Das heißt, dass vor Erreichen des Wendepunktes undrainierte und danach drainierte Verhältnisse herrschen mit der Ermittlung entsprechender Elastizitätsmoduln. Dafür spricht, dass die Steifigkeit vor Erreichen des Wendepunktes höher ist als danach, was auch das relative Verhältnis von undrainierten zu drainierten Elastizitätsmoduln widerspiegelt.

Ähnliche Verhältnisse von drainierten und undrainierten Elastizitätsmoduln wie in Abbildung 101 zeigen die in Tabelle 40 aufgeführten Gesteine, was die Interpretation stützt, dass vor dem Wendepunkt eher undrainierte und danach eher drainierte Verhältnisse in der Probe herrschen.

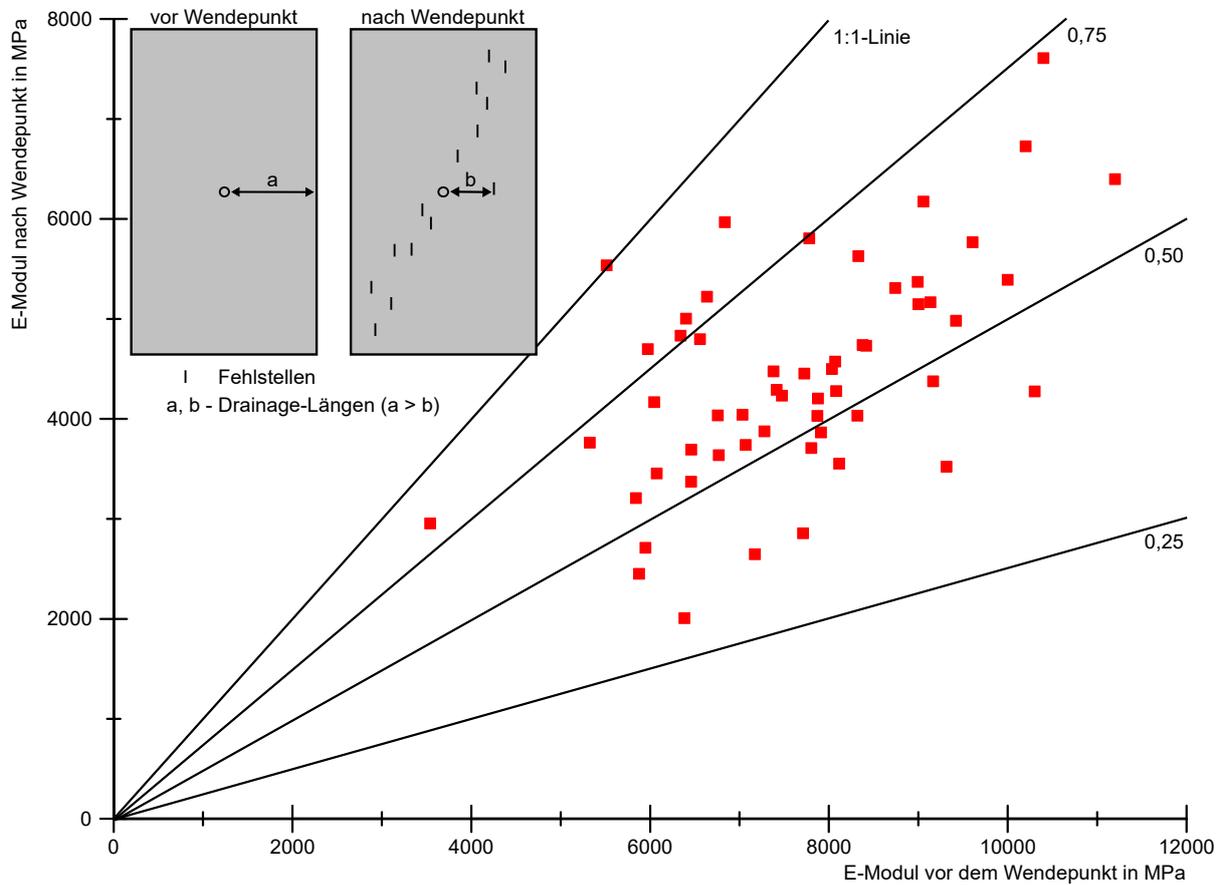


Abbildung 101: Zusammenhang zwischen Elastizitätsmoduln vor und nach dem Wendepunkt; die schwarzen Linien markieren das Verhältnis zwischen Elastizitätsmoduln vor und nach dem Wendepunkt; die schematischen Probenkörper oben links verdeutlichen die Verkürzung des Drainageweges ($a > b$) vor und nach dem Wendepunkt

Tabelle 40: Zusammenstellung von drainierten (E_d) und undrainierten (E_u) Elastizitätsmoduln verschiedener Gesteine bei unterschiedlichen effektiven Manteldrücken

Publikation (Gestein)	E_d in GPa (σ'_3 in MPa)	E_u in GPa (σ'_3 in MPa)	Verhältnis E_d/E_u
Islam und Skalle (2013) (Pierre I-Schiefer)	0,64 (17)	1,36 (20)	0,47
Makhnenko und Labuz (2016) (Barea-Sandstein)	10,00 (5) 10,70 (5)	14,90 (5) 15,70 (5)	0,67 0,68
Giger et al. (2018) (Opalinuston)	5,00 (18,4) 2,00 (6,4)	5,10 (18,1) 3,10 (3,3)	0,98 0,65
Wild und Amann (2018) (Opalinuston)	0,51 (0,76) 0,68 (2,01)	1,15 (0,76) 1,49 (1,98)	0,44 0,45

Islam und Skalle (2013) begründen den höheren undrainierten Elastizitätsmodul im Vergleich zum drainierten Elastizitätsmodul damit, dass ein Teil der Belastung im undrainierten Zustand aus dem Porenwasser übergeht, was dabei als inkompressibel angenommen wird.

In Abbildung 102 ist die Differenzspannung im Wendepunkt gegen den undrainierten Elastizitätsmodul der jeweiligen Probe aufgetragen. Je höher der Elastizitätsmodul einer Probe ist, umso höher ist die Differenzspannung am Wendepunkt. In der Tendenz ist ebenfalls eine steigende Steifigkeit mit höherem effektivem Manteldruck erkennbar. Die Lage des Wendepunktes hängt also u. a. von der **Steifigkeit** der Probe ab.

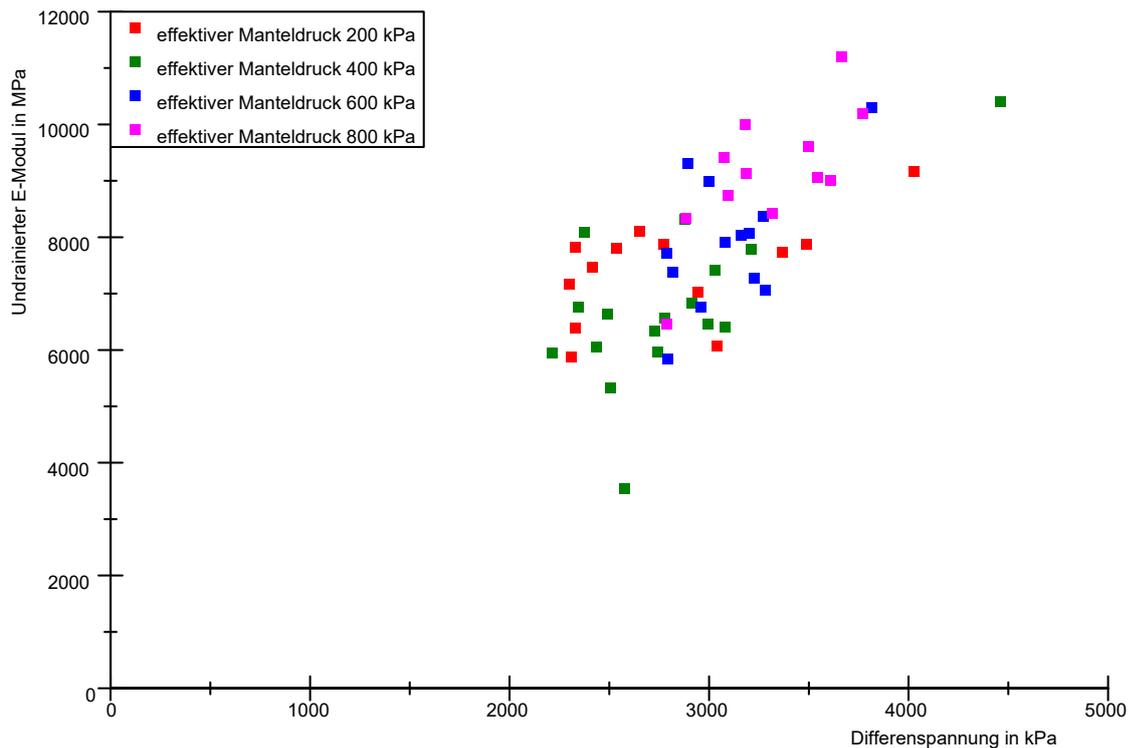


Abbildung 102: Abhängigkeit des Wendepunktes von Differenzspannung und Elastizitätsmodul am Beispiel der Proben des Mindener Tonsteins

Untersuchungen zur einaxialen Druckfestigkeit des Mindener Tonsteins vom IfG (2008) als auch bei Experimenten von Wichter und Gudehus (1982) am Opalinuston ist zu entnehmen, dass die **Anisotropie** ebenfalls einen Einfluss auf das Auftreten des Wendepunktes in der Spannungs-Dehnungs-Kurve hat. Bei Belastung senkrecht zur Schichtung tritt der Wendepunkt auf, bei Belastung parallel dazu nicht. Eigene Untersuchungen ergeben ebenfalls Unterschiede bei der Ausprägung des Wendepunktes in Abhängigkeit der Probenorientierung (Abbildung 103). Im Gegensatz zu Wichter und Gudehus (1982) und den Ergebnissen des IfG (2008) ist bei Belastung parallel zur Schichtung noch ein Wendepunkt zu erkennen. Bei Probe KA18-0814Q ist er kleiner und schärfer als die Wendepunkte bei Proben, die senkrecht zur Schichtung gebohrt wurden. Die zugehörigen Porenwasser-Volumenkurven zeigen ebenfalls relativ scharfe Krümmungen im Vergleich zu senkrecht zur Schichtung erbohrten Proben. Bei Probe KA18-0787Q ist der Wendepunkt nur sehr schwach zu erkennen. Zudem tritt der Wendepunkt bei parallel zur Schichtung erbohrten Proben früher in der Spannungs-Dehnungs-Kurve auf. Dass der Wendepunkt in den Messungen von Wichter und Gudehus

(1982) und des IfG (2008) nicht erscheint, kann möglicherweise in einer für das engbegrenzte Auftreten des Wendepunktes zu geringen Messrate begründet liegen.

Der Grund für das anisotrope Verhalten des Wendepunktes liegt in der schichtparallelen Anordnung der Tonminerale, die wie eine „Sollbruchstelle“ wirkt. Das Scherversagen wird bei Tonmineralen von den Schichtflächen bestimmt (Etheridge et al. 1973). Ist die Belastungsrichtung parallel zu den Schichtflächen orientiert, öffnen und erweitern sich im Vergleich zu einer senkrechten Belastung der Schichtflächen größere Partien bei relativ geringen Differenzspannungen. Als Folge kann mehr Wasser aus dem Porenwasserkreislauf in die Probe strömen, was sich in einer zwischenzeitlich deutlich steiler werdenden Porenwasservolumenkurve der Probe KA18-0814Q widerspiegelt. Dieses Verhalten kann auf ein schnelles Öffnen der Schichtflächen zurückgeführt werden. Die Probe KA18-0787Q weist im Vergleich einen noch schwächer ausgeprägten Wendepunkt auf. Hier könnte das Porenwasser noch früher in sich öffnende Schichtflächen eingedrungen sein. In beiden Fällen können keine hohen Porenwasserüberdrücke entstehen und der Wendepunkt tritt im Vergleich zu senkrecht zur Schichtung belasteten Proben kaum oder in kleinerem Maße und früher (bei parallel zur Schichtung belasteten Proben nach 0,1 bis 0,3 mm; bei senkrecht zur Schichtung belasteten Proben nach etwa 0,5 mm) auf.

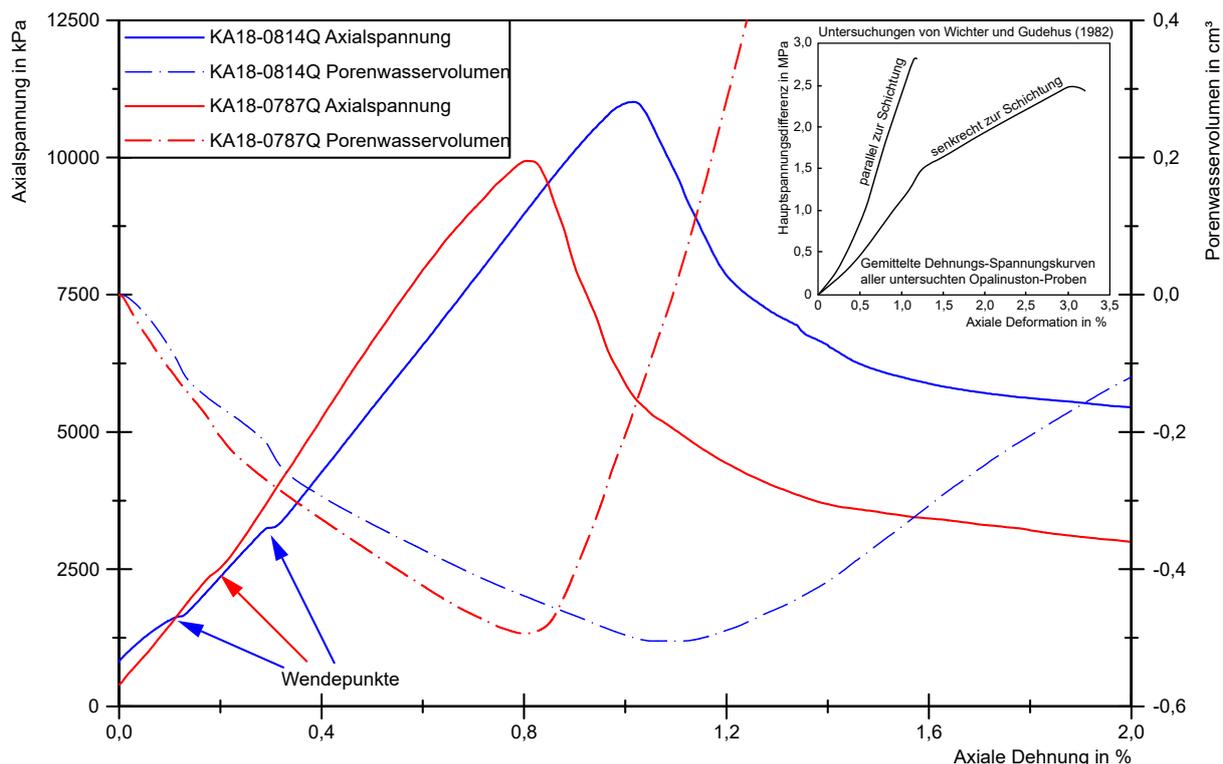


Abbildung 103: Auftreten von Wendepunkten in der Spannungs-Dehnungs-Kurve von parallel zur Schichtung gebohrten Proben des Mindener Tonsteins

Eine weitere Größe, die das Auftreten des Wendepunktes beeinflusst, ist die **Durchlässigkeit des Gesteins**. Während beim Mindener Tonstein und beim Opalinuston der Wendepunkt auftritt, bleibt er im Emscher Mergel und im Kriegenbrunner Schluffstein aus. Eine Erklärung liefert die unterschiedliche Durchlässigkeit der Gesteine. In Tabelle 41 sind die Durchlässigkeiten verschiedener, denen in dieser Arbeit entsprechenden oder ähnlichen

Gesteinen aufgelistet. Schluffsteine und Mergel besitzen eine etwa um den Faktor 100 höhere Durchlässigkeit als Tonsteine. Infolge der höheren Durchlässigkeit kann das Porenwasser bei Belastung schneller drainieren, wodurch der Porenüberdruck zu gering ausfällt, um vorhandene Mikrorisse zu erweitern oder neue zu erzeugen, weshalb der Entstehungsgrund für den Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve nicht ausgelöst werden kann.

Tabelle 41: Durchlässigkeiten verschiedener, zu denen in dieser Arbeit ähnlichen Gesteinen

Gestein	Durchlässigkeit in m/s	Quelle
Emscher Mergel	$5,0 \cdot 10^{-10}$	CDM Smith (2016)
Mergel (Süßwassermolasse)	$1,0 \cdot 10^{-10}$	Keller et al. (1990)
Mergel (Süßwassermolasse)	$4,6 \cdot 10^{-10}$	Dollinger (1997)
Schluffstein	$8,0 \cdot 10^{-12}$	Ye et al. (2018)
Schluffstein	$1,0 \cdot 10^{-10} - 1,4 \cdot 10^{-8}$	Domenico und Schwartz (1997)
Schluffstein	$1,0 \cdot 10^{-12} - 1,4 \cdot 10^{-10}$	Singhal und Gupta (1999)
Callovo-Oxfordian Clay	$1,3 \cdot 10^{-14}$	Jougnot et al. (2010)
Callovo-Oxfordian Clay	$1,0 \cdot 10^{-13} - 5,0 \cdot 10^{-13}$	Gens et al. (2007)
Opalinuston	$6,0 \cdot 10^{-14}$	Bock (2001)
Opalinuston	$3,8 \cdot 10^{-14}$	Keller und Holzer (2018)

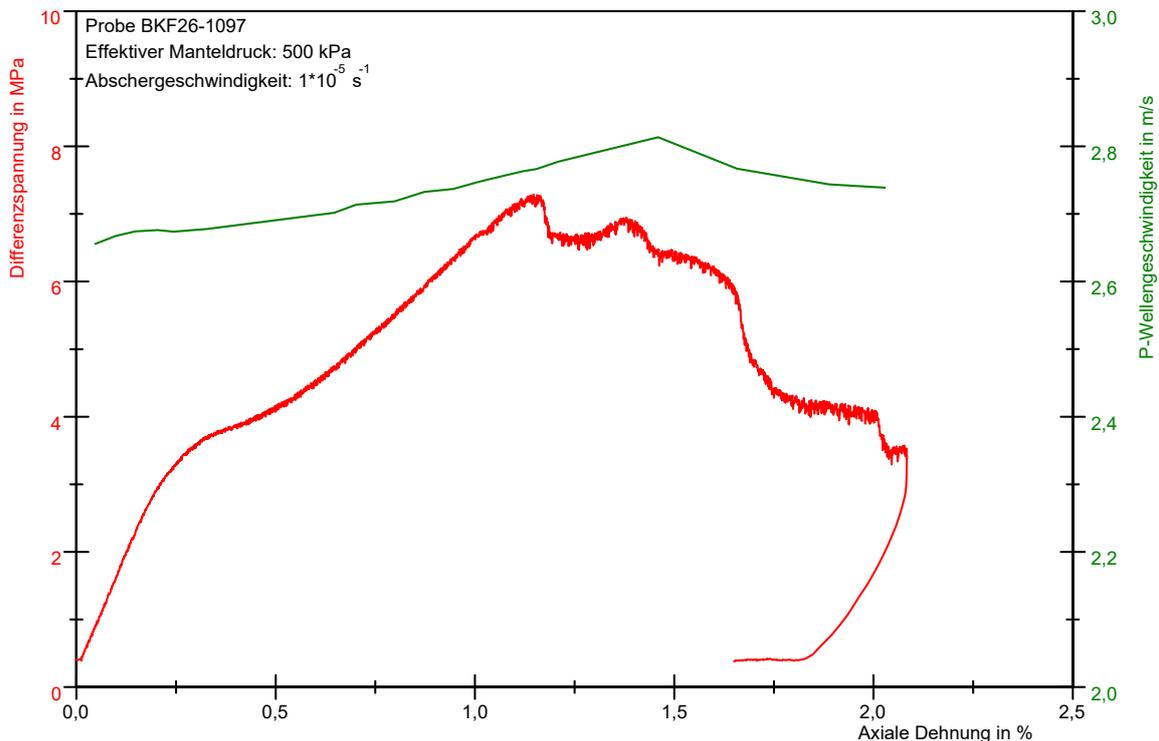


Abbildung 104: Spannungs-Dehnungs-Kurve und P-Wellengeschwindigkeit der Probe BKF26-1097 des IfG Leipzig

Scheinbar im Widerspruch zu den beschriebenen Ergebnissen stehen am IfG durchgeführte Triaxialversuche mit simultan durchgeführten **P-Wellenmessungen** (Abbildung 104). Mit steigender Differenzspannung erhöht sich die P-Wellengeschwindigkeit bis über den Bruch

hinaus. Die Dilatanz einer Probe führt aber zu deren strukturellen Schädigung, wodurch nach dem Wendepunkt mit sinkenden Wellengeschwindigkeiten zu rechnen wäre. Studien von Lenoir et al. (2007) und Desbois et al. (2017) zeigen, dass zwar weit vor Erreichen der Spitzenfestigkeit lokale (Mikro)Risse auftreten, diese aber noch nicht komplett koagulieren bzw. auf einen bestimmten Teil der zukünftigen Scherfuge begrenzt sind, sodass die Probe größtenteils Materialbrücken beibehält und die P-Wellengeschwindigkeit unter steigender axialer Deformation anwachsen kann.

Der Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve kann auch unter fraktalen Gesichtspunkten beschrieben werden. Die **Fraktalität** beschränkt sich nicht nur auf die Beschreibung von Geometrien (siehe Abschnitt III, Kapitel 8.1), sie kann ebenso zur Darstellung von Prozessen genutzt werden (Gudehus 2018, 2019). Bemerkenswert ist hier die von Gudehus aufgestellte Ähnlichkeit von Fels und Sand (2019), die ebenfalls in diesem Kapitel nachgewiesen werden konnte (s. Nguyen et al. 2018). Nach Gudehus (2019) zeigen sich weitere Gemeinsamkeiten in ähnlichen Bruchmustern bei geringen Umgebungsspannungen. Dies lasse sich mit Porenwasser- oder Kondensatbrücken begründen, die die Sandkörner miteinander verbinden. Die elastische Energie der Kondensatbrücken besteht aus einem elastischen und aus einem kapillaren Anteil. Bei einer Dilatation verschwinden die Kondensatbrücken analog zum Brechen diagenetischer Bindungen im Tonstein bei dilatantem Verhalten. Diese Ähnlichkeit kommt bei der Entstehung des Wendepunktes in der Spannungs-Dehnungs-Kurve des Mindener Tonsteins und des Opalinustons zum Tragen (Vgl. S. 126). Charakteristisch für fraktale Vorgänge sind Phasenübergänge. Dies zeigt sich beim Mindener Tonstein vor und nach dem Erreichen des Wendepunktes durch den Übergang von undrainierten zu drainierten Verhältnissen (Abbildung 101).

Aus den Ausführungen ist festzuhalten, dass es sich bei dem Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve um einen dilatanzinduzierten Porenwasserdruckeffekt handelt. Eine Zusammenfassung der Erkenntnisse, welche Faktoren das Auftreten des Wendepunktes in der Spannungs-Dehnungs-Kurve beeinflussen, sind in Abbildung 105 zusammengefasst.

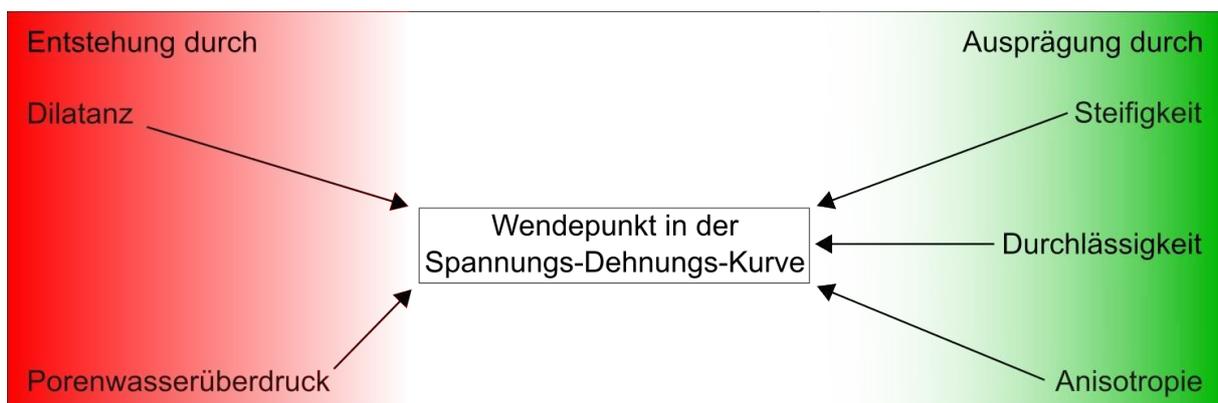


Abbildung 105: Größen, die die Entstehung und Lage des Wendepunktes beeinflussen

Grundlage der in Abbildung 105 dargestellten Zusammenhänge bildet die **Mikrostruktur** der untersuchten Gesteine. Wie oben beschrieben, muss für ein Auftreten des Wendepunktes ein Porenwasserüberdruck entstehen, der zu einem Mikrorisswachstum und Porenvolumenvergrößerung in der Probe führt. Dafür muss zum einen die Permeabilität gering genug

sein, um hohe Porenwasserüberdrücke zuzulassen. Zum anderen muss die Matrix durch zementierte Tonminerale oder diagenetische Bindungen infolge hoher Überlagerungsdrücke eine so hohe Steifigkeit besitzen, dass Sprödrübrüche möglich sind, was die Bildung von Mikrorissen, zusätzlichem Porenvolumen und einen dadurch lokalen Abbau des Porenwasserüberdrucks zulässt. Nach den im Abschnitt I, Kapitel 2.2 beschriebenen Bindungsarten in Tonen nach Osipov (1975) müssen atomare oder Punkt-Kontakte und Phasenkontakte bzw. entwickelte Kontakte im Gestein überwiegen, damit ein Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve entstehen kann. Würden die Tonminerale nur kohäsiv aneinanderhaften bzw. nur über Koagulationskontakte verfügen, müssten sie unter einer Auflast auf Kornebene plastisch reagieren und entlang der Hydratfilme aneinander vorbeigleiten. Dieser Vorgang schafft kaum oder gar kein zusätzliches Porenvolumen, wodurch der Porenwasserüberdruck infolge einer Belastung nicht in einer Art abgebaut werden kann, dass sich dies in einem Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve niederschlägt. Gleichzeitig darf die Steifigkeit nicht zu hoch sein, da sonst der Großteil einer Auflast auf die Gesteinsmatrix und nicht auf das Porenwasser transferiert wird. Dadurch fallen die Porenwasserüberdrücke zu gering aus, um ein dilatantes Verhalten der Probe auszulösen und einen Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve zu bewirken.

Die zusammengeführten Ergebnisse des in dieser Arbeit entwickelten Modells und den nach Osipov (1975) aufgestellten Bindungs- und Strukturmodell für Tone bestätigt sich in den Arbeiten von Burland et al. (1996) und Kurukulasuriya et al. (1999), die CU-Triaxialversuche an unterschiedlich stark überkonsolidierten Tonböden durchgeführt haben. In den Spannungs-Dehnungs-Diagrammen von Kurukulasuriya et al. (1999, S. 26, Abbildung 5) wird deutlich, dass mit steigendem Überkonsolidierungsverhältnis ein Knick in der Spannungs-Dehnungs-Kurve immer deutlicher wird. Bei Burland et al. (1996, S. 499 Abbildung 9 und S. 502 Abbildung 14) besteht dieser Zusammenhang bei überkonsolidierten Tonen nicht so eindeutig, da hier parallel der Überkonsolidierungsgrad und der effektive Manteldruck beim Abscheren geändert wurden, sodass der Wirkungszusammenhang nicht eindeutig zugeordnet werden kann. Deutlich ist aber zu erkennen, dass bei im Ausgangszustand normalkonsolidierten Tonen der Knick mit höherem effektiven Manteldruck besser zu erkennen ist.

Das Verhalten der Tonproben aus beiden Publikationen kann mit dem Strukturmodell nach Osipov (1975) und dem in dieser Arbeit entwickelten Modell zum Wendepunkt erklärt werden. Infolge der Konsolidierung werden die Hydrathüllen der Tonminerale ausgedünnt und es entstehen vereinzelte Punktkontakte, die die Steifigkeit der konsolidierten Tone erhöhen. Dadurch reagiert der Tonboden spröder und anstatt einander vorbeigleitender Tonminerale bilden sich beim Abschervorgang infolge der Deformation eher Mikrorisse, was zusätzlichen Porenraum schafft und dadurch der Porenwasserdruck abfällt. Dies führt zu einem Knick in der Spannungs-Dehnungs-Kurve.

Die oben dargelegten Ergebnisse haben **Auswirkungen auf das im Rahmen des Forschungsprojektes ANSICHT** von Jobmann et al. (2015) mit Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle entwickelten Dilatanzmodell für Tonstein, welches auf dem Dilatanzmodell für Salz beruht (Jobmann et al. 2015). Hier wird ebenfalls auf Dilatanzerscheinungen und die Entwicklung von Mikrorissen vor dem Erreichen der Bruchfestigkeit eingegangen. Mit steigender Differenzspannung koagulieren Mikrorisse, wodurch die Permeabilität des Ge-

steins steigt. Als Dilatanzgrenze wird nach Jobmann et al. (2015) das 0,5-fache der erreichbaren Bruchspannung angesetzt. Es wird allerdings gleichzeitig darauf hingewiesen, dass diese Grenze noch weiterer Evaluierungen bedarf. Jobmann et al. (2015) greifen in ihren Ausführungen u. a. auf das Dilatanzmodell nach Popp und Salzer (2007a) zurück, nach dem das Einsetzen von Mikrorissen auf Grundlage von Scherwellengeschwindigkeiten ermittelt wurde.

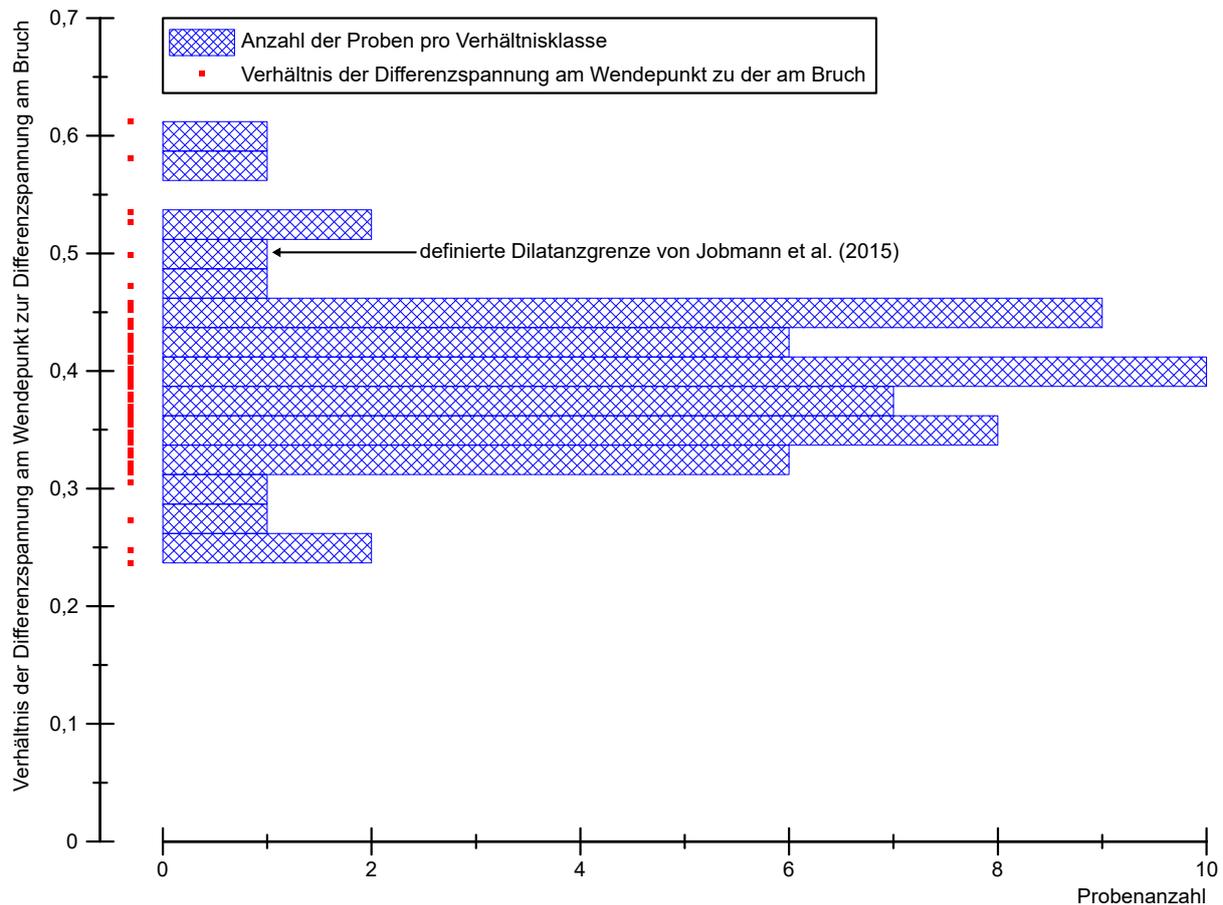


Abbildung 106: Histogrammdarstellung des Verhältnisses der Differenzspannung am Wendepunkt (Einsetzen der Dilatanz) und der Differenzspannung beim Bruch der Proben

Im Modell nach Jobmann et al. (2015) wird kein Bezug zum Porenwasserüberdruck hergestellt. Diese Lücke füllt das in der vorliegenden Arbeit aufgestellte Modell zur Entstehung des Wendepunktes in der Spannungs-Dehnungs-Kurve. Dazu ist Abbildung 106 zu entnehmen, dass bei Übertragung des Modells nach Jobmann et al. (2015) auf den Mindener Tonstein die Dilatanzgrenze vom 0,5-fachen der Bruchspannung zu hoch angesetzt wäre. Der Schwerpunkt der in dieser Arbeit ermittelten Dilatanzgrenzen liegt zwischen dem 0,3- und 0,45-fachen der Bruchspannung bei einem Mittelwert und Standardabweichung von $0,40 \pm 0,07$. Damit kann die von Jobmann et al. (2015) angesetzte Dilatanzgrenze nicht auf alle Tongesteine angewendet werden. Die Ermittlung der Dilatanzgrenze muss also für jeden potentiellen Endlagerstandort im Ton oder Tonstein spezifisch bestimmt werden. Diese Erkenntnis ist auch aus der Sicht von Bedeutung, dass die Gesteine aus der Unterkreide rund

um Minden als potentieller Zielhorizont für ein Endlager radioaktiver Abfälle gelten (Fink et al. 2019).

10.4 Zusammenhang zwischen Bruchfestigkeit und maximaler Versenkungstiefe

Die Überlagerung der in der Arbeit untersuchten Gesteine spielt eine wichtige Rolle bei der diagenetischen Verfestigung und übt somit einen großen Einfluss auf die geomechanischen Eigenschaften aus. Nach Cripps und Czerewko (2017) existieren für „mudrocks“ generelle Trends hin zu höheren Festigkeiten in Abhängigkeit vom Alter und der Versenkungstiefe. In Abbildung 107 ist der Zusammenhang zwischen der geschätzten maximalen Versenkungstiefe und der Differenzspannung bei einem effektiven Manteldruck von 800 kPa aufgetragen. Die Abschätzung der maximalen Versenkungstiefe wird in Anhang A9 näher erklärt. Für die in dieser Studie untersuchten Gesteine ist der Zusammenhang zwischen Versenkungstiefe und maximal erreichbarer Differenzspannung nur schwach ausgebildet. Obwohl der Mindener Tonstein bis in eine Tiefe von mindestens 3000 m in der geologischen Vergangenheit versenkt wurde, ist dessen Festigkeit nicht signifikant höher als die der Proben des Opalinustons oder Emscher Mergels. Offensichtlich spielt bei noch nicht zu Schiefer oder Phylliten metamorphosierten feinkörnigen Sedimentgesteinen andere Faktoren eine größere Rolle für die Höhe der Bruchfestigkeit. Einen großen Einfluss auf die Festigkeit haben die Zerfallsmechanismen, die an der Oberfläche oder in geringer Tiefe, aus der die hier untersuchten Proben entnommen wurden, wirken. Zudem kann ein hoher Karbonatanteil die Festigkeit eines Gesteins erhöhen. Dies wird am Emscher Mergel deutlich, der trotz seiner geringen Versenkungstiefe teilweise relativ hohe Festigkeiten erreicht.

Nach Milliken und Day-Stirrat (2013) ist der relative Beitrag von Kompaktion und Zementation zur Festigkeit von feinkörnigen Sedimentgesteinen noch nicht geklärt. Bei einer geringen Sedimentationsrate können lokalisierte Zementationserscheinungen schon an der Wasser-Sediment-Grenzschicht auftreten. Bei hohen Akkumulationsraten werde die Verfestigung v. a. von Kompaktionsvorgängen bestimmt. Dies ist eine Erklärung für die Lage der Gesteine im Diagramm von Abbildung 107. Demnach wäre die Akkumulationsrate des Emscher Mergel relativ gering, sodass hier v. a. Zementationsvorgänge die Festigkeitsentwicklung bestimmen und trotz geringer maximaler Versenkungstiefe recht hohe Festigkeiten verursachen. Diese hohen Festigkeiten treten im Emscher Mergel aber nur lokal auf. Es wurden auch Proben getestet, die relativ niedrige Bruchfestigkeiten aufweisen. Beim Kriegenbrunner Schluffstein scheint die Zementation eine geringere Rolle gespielt zu haben, da bei größerer Versenkungstiefe geringere Spitzenfestigkeiten ermittelt wurden. Die maximale Versenkungstiefe des Opalinustons ist nur etwas größer als beim Kriegenbrunner Schluffstein, die Festigkeiten aber deutlich höher. Daher könnten Zementationsvorgänge während der Sedimentation beim Opalinuston eine größere Rolle gespielt haben. Die mit Abstand größte Versenkungstiefe der untersuchten Gesteine hat der Mindener Tonstein erreicht, dessen Festigkeit aber nur geringfügig über der des Opalinustons liegt. Demnach muss die Akkumulationsrate zur Zeit der Ablagerung sehr hoch gewesen sein, sodass die Festigkeit hauptsächlich von der Kompaktion bestimmt wird. Die relativen Beiträge der Kompaktion und Zementation sind hier nur qualitativ abschätzbar.

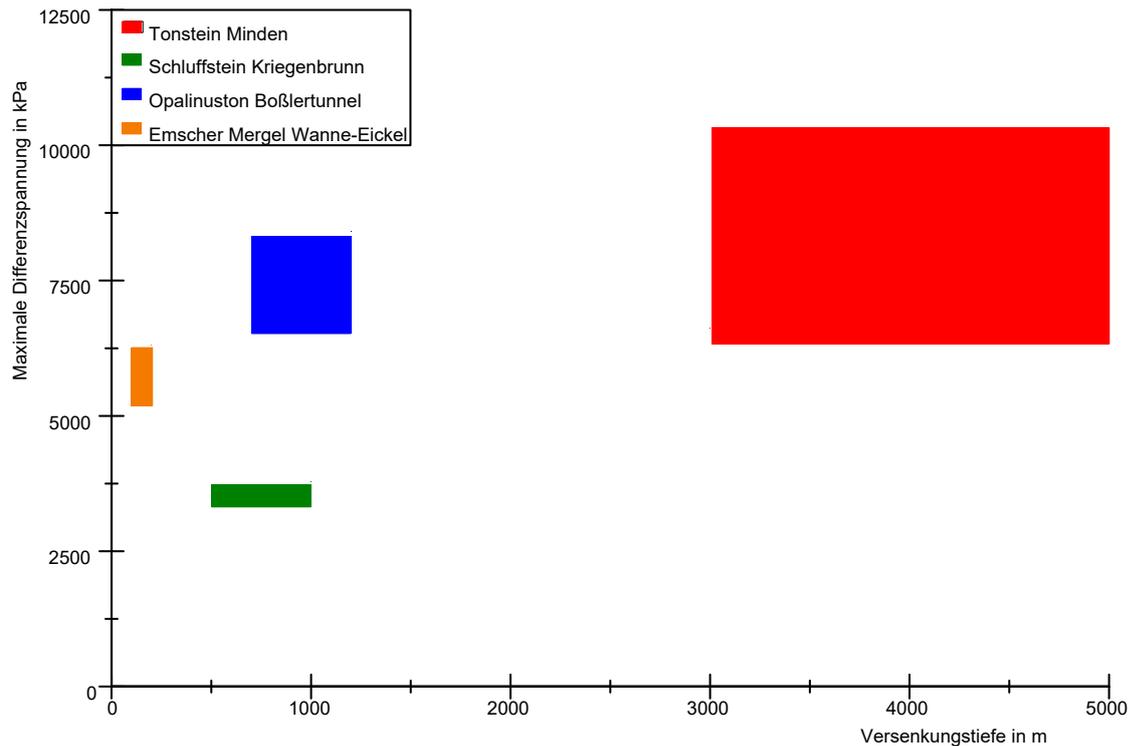


Abbildung 107: Erreichte Differenzspannungen der untersuchten Gesteine bei einem effektiven Manteldruck von 800 kPa in Abhängigkeit der geschätzten Versenkungstiefen

Die maximale Versenkungstiefe spiegelt sich teilweise im Konsolidierungsverhalten der Gesteine wieder (siehe Abbildung 59 und Abbildung 60). Der Emscher Mergel, der die geringste Versenkungstiefe aufweist und wahrscheinlich die geringste Kompaktion erfahren hat, drainiert und verformt sich während der Konsolidierungsphase am stärksten. Die Unterschiede zwischen dem Mindener Tonstein, Emscher Mergel und Kriegenbrunner Schluffstein sind nur gering ausgeprägt.

11 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Hinsichtlich der Homogenität des Mindener Tonsteins kann geschlussfolgert werden, dass ...

- die aus den Mikrostrukturuntersuchungen und geophysikalischen Messungen abgeleitete hohe Homogenität der Mindener Tonsteine auf ein sehr konstantes Ablagerungsmilieu hinweist.
- für Vergleichsuntersuchungen an natürlicher Materie der Hauterive-Tonstein aus Minden aufgrund seiner Homogenität äußerst prädestiniert ist.

Im Hinblick auf die Probeentnahmevarianten kann gesagt werden, dass ...

- die Unterschiede zwischen den beschriebenen Untersuchungsvarianten hinsichtlich der Größe des Bruchwertes kaum vorhanden oder nur gering sind. Die Art der hier eingesetzten Bohrspülungs- und Lagerungsart hat keinen messbaren Einfluss auf die ermittelte Festigkeit der Proben. Für die Festlegung von Festigkeits- und Steifigkeitsparametern im Rahmen von Bauvorhaben spielt der Einsatz der Bohrspülung im dargestellten Untersuchungsrahmen eine untergeordnete Rolle. Viel wichtiger ist das Erhalten des In-situ-Wassergehaltes der Proben. Eine Beprobung mit einer Wasserspülung bis in wenige Zehnermeter Tiefe mit anschließender Lagerung in feuchter Umgebung liefert hinreichend genaue Ergebnisse für die Ermittlung realitätsnaher Festigkeitsparameter.
- die Sensitivität der Proben aus geringen Tiefen in Bezug zu deren Behandlung während des Probeentnahmeporgangs deutlicher zu Tage tritt als bei Proben aus größeren Tiefen.

Im Rahmen der Durchführung von Triaxialversuchen hat sich bestätigt, dass ...

- Proben aus größeren Tiefen rechnerisch höhere Kohäsionen liefern als Proben aus geringen Tiefen.
- zumindest ein Vorversuch durchgeführt werden sollte, um einen ersten Eindruck über das Spannungs-Dehnungs-Verhalten (Bruchfestigkeit, Bruchdehnung, Steifigkeit, Anzeichen für drainiertes oder undrainiertes Verhalten etc.) des Gesteins zu gewinnen.
- zur Ermittlung von Festigkeits- und Steifigkeitsparametern der hier untersuchten veränderlich-festen Gesteine die Vorgehensweise für die Untersuchung von bindigen Böden zu wählen ist. D. h. es ist eine geringe Vortriebsgeschwindigkeit zu wählen und je nach Möglichkeit der Porenwasserdruck zu messen und/oder konstant zu halten.
- vor deren Durchführung ermittelt werden muss, ob der Tonstein quellfähig ist. Erste Indizien dazu können aus mineralogischen Untersuchungen oder Quellfähigkeitsmessungen (z. B. Quellhebungsversuch) gewonnen werden.
- der B-Wert zur Beurteilung der Sättigung der hier untersuchten Gesteine nicht geeignet ist und dieser in seinem Verlauf bei wiederholten B-Versuchen lediglich als qualitatives Gütemaß für die Proben herangezogen werden kann. Die Sättigung sollte auf Grundlage von Gleichung (7) ermittelt werden.

- das Absinken des B-Wertes während der Sättigung durch die nicht-elastische Verformung der Probe während der B-Versuche begründet werden kann, was zu einer Steifigkeitserhöhung des Untersuchungskörpers führt.
- wenn davon ausgegangen werden kann, dass das zu untersuchende veränderlich-feste Gestein über geologische Zeiträume hinweg unterhalb des Grundwasserspiegels liegt, die Sättigungsstufe während des Triaxialversuchs ausgelassen oder auf ein Minimum reduziert werden kann, da die In-situ-Sättigung der Proben rechnerisch 100 % beträgt und ein Großteil der Poren im hydraulisch nicht aktiven Bereich liegt. Trotzdem ist das Anlegen eines Gegendruckes empfohlen.
- die Konsolidierungsstufe unbedingt durchgeführt werden muss. Dabei ist abzuwarten, dass die Axialverformung sowie das drainierte Porenwasservolumen konstante Werte erreichen. Die Sättigungsstufe kann in die Konsolidierungsstufe integriert werden.
- die Abschergeschwindigkeit aus experimentellen Untersuchungen heraus zur ausschließlichen Ermittlung der Bruchspannung auf $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ festgelegt werden kann. Sollen Porenwasserdruckeffekte berücksichtigt werden, sollte sie Abschergeschwindigkeit um das 10- bis 100-fache niedriger liegen (sprich bei $1 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$).
- der Porenwasserdruck bei CU-Versuchen mit geringen effektiven Manteldrücken bis 800 kPa das Niveau des Manteldruckes erreichen kann und somit die stabilisierende Wirkung des effektiven Manteldruckes neutralisiert. In der Folge werden undrained Festigkeitsparameter bestimmt.
- es auf Basis der Entwicklung des Porenwasserdrucks während der Abscherphase eines CU-Versuchs qualitativ möglich ist, die potentielle Schädigung der Probe infolge von Porenwasserüberdrücken zu beurteilen.

Für die Probenbehandlung kann festgehalten werden, dass ...

- die Proben bei Entnahme, Transport und Bearbeitung immer feucht gehalten werden müssen, damit der Sättigungszustand erhalten bleibt.
- die Anisotropie veränderlich-fester Gesteine mit sinkendem Sättigungsgrad ansteigt.
- die Trocknung der Proben an Raumluft keine eindeutigen Trends in der Festigkeit relativ zu frischen Proben zeigt. Die Streuung der Bruchwerte steigt hingegen tendenziell an, wenn Tonsteinproben Trocknungsvorgängen an Raumluft ausgesetzt werden. Dies führt zu einer größeren Unsicherheit, mit der die Festigkeitswerte behaftet sind. Die Bruchwerte können größer oder kleiner sein als dies in situ der Fall ist.

Über das Auftreten des Wendepunktes in den Spannungs-Dehnungs-Kurven kann gefolgert werden, dass ...

- dessen Erscheinen mit der Entwicklung eines Porenwasserüberdrucks und dem damit einhergehenden dilatanten Verhalten der Probe zusammenhängt.
- die Ausprägtheit des Phänomens abhängig ist von der Struktur des veränderlich-festen Gesteins, der Abschergeschwindigkeit, der Anisotropie und des Sättigungsgrads.

Abschnitt V: Zusammenfassende Ausführungen

12 Hinweise für die Praxis

12.1 Arbeitsablauf für die Untersuchung veränderlich-fester Gesteine

Aufbauend auf den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit wird im Folgenden zusammenfassend ein Arbeitsablauf zur Untersuchung von veränderlich-festen Gesteinen für oberflächennahe Bauprojekte beschrieben (Abbildung 108). Die Grundlage des Arbeitsablaufes bildet die Untersuchung des Mindener Tonsteins. Es konnte nachgewiesen werden, dass die Probeentnahmevariante keinen Effekt auf die gemessenen Festigkeitsparameter hat (Abschnitt IV, Kapitel 10.1). Gleichzeitig verfügt der Mindener Tonstein über eine hohe Homogenität im Vergleich zu anderen veränderlich-festen Gesteinen wie dem Kriegenbrunner Schluffstein (Abschnitt III, Kapitel 8.1) oder dem Emscher Mergel (Anhang A1, Abbildung A-29 und Abbildung A-32). Daher ist es unwahrscheinlich, dass bei veränderlich-festen Gesteinen mit einer höheren Streuung der Festigkeitsparameter ein Effekt der Probeentnahmevariante auftritt. Damit kann der vorliegende Arbeitsablauf auf andere veränderlich-feste Gesteine übertragen werden.

Es wird empfohlen, zur Probengewinnung ein Seilkern-Bohrverfahren zu verwenden. Der Einsatz und Typ der Bohrspülung ist abhängig von den Randbedingungen. Bei Bohrungen innerhalb von Grundwasserschutzzonen ist die Nutzung von Klarwasser als Bohrspülung obligatorisch. Die Nutzung von Spülzusätzen wird dort in der Regel nicht genehmigt. Nach den Ergebnissen dieser Arbeit ist der Einsatz von Klarwasser für die Gewinnung von oberflächennahen Proben der Entnahmekategorie A ausreichend. Dementsprechend wird Klarwasser als Bohrspülung für die Gewinnung von Proben veränderlich-fester Gesteine im oberflächennahen Bereich empfohlen. Wenn die Erkundung in größere Tiefen vordringen soll, müssen Überlegungen zu Spülzusätzen angestellt werden, da mit größerer Tiefe die Grund- und Porenwässer tendenziell salzhaltiger werden. Wenn in diesem Fall mit Klarwasser gebohrt werden würde, können osmotische Vorgänge in Gang gesetzt werden, die eine Änderung des Wassergehalts und damit der Sättigung und der geomechanischen Eigenschaften nach sich ziehen (siehe Abschnitt II, Kapitel 2.3).

Beim Ziehen der Liner ist die Kontaktzeit des Kerns mit der Luft zu minimieren. Der Kern sollte während des kompletten Bohrvorgangs feucht gehalten werden bzw. sind Maßnahmen zu ergreifen, dass der Wassergehalt der Probe konstant bleibt. Um einen verkeilten Liner mit Kern aus dem Seilkernrohr zu lösen, nutzen manche Bohrfirmen eine Druckluftspeisung am Seilkernrohr. Von dieser Technik ist abzuraten, da sonst der Kern u. U. teilweise getrocknet wird. Sinnvoller ist hier der Einsatz von Wasser anstelle von Druckluft. Nach dem Ziehen sollte der Liner mit Wasser aufgefüllt sowie mit Deckeln und Gewebe-Klebeband abgedichtet werden.

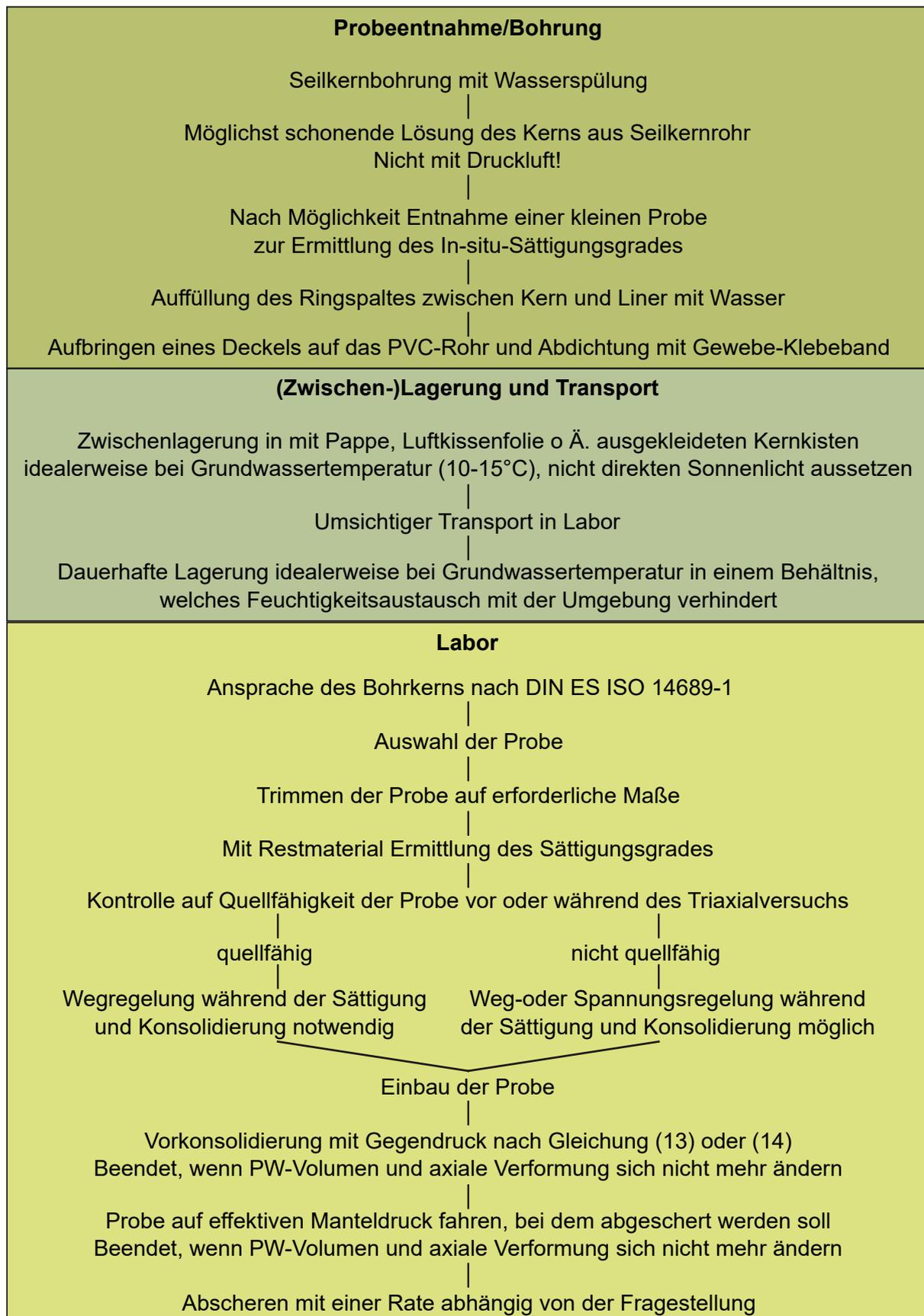


Abbildung 108: Workflow zur Untersuchung veränderlich-fester Gesteine

Zur Zwischenlagerung vor Ort sollten die Liner kühl, bei etwa 10 °C (Grundwasser- bzw. Bodentemperatur) und vor direkter Sonneneinstrahlung geschützt, in mit Pappe, Luftkissenfolie o. Ä. ausgelegten Kernkisten verstaut werden. Dies minimiert die mechanische Einwirkung auf die Kerne bei Belastungen und Stößen (z. B. beim Transport mit einem Gabelstapler). Während des Transports in das Labor sollten die mit Linern gefüllten Kernkisten sehr umsichtig behandelt werden. Wenn die Kerne im Labor längere Zeit gelagert werden sollen, ist es empfehlenswert, die Aufbewahrung in einem Kühlraum bei etwa 10 °C vorzunehmen und Maßnahmen gegen Feuchtigkeitsverluste des Kerns zu ergreifen. So kann z. B. das in Abschnitt II, Kapitel 5.6 beschriebene Verfahren angewendet werden. Die Proben können auch eingewachst werden, wenn garantiert wird, dass die Kontaktzeit zwischen Probe und dem heißen Wachs auf ein Minimum reduziert ist. Ansonsten kann dies eventuell zur Austrocknung und zur Veränderung der mechanischen Eigenschaften führen.

Für die anschließende Untersuchung im Labor (Durchführung von Versuchen zur Ermittlung der Festigkeit und Steifigkeit) wird der Kern idealerweise sofort nach Eintreffen oder nach einer gewissen Lagerungszeit nach DIN EN ISO 14689 angesprochen und ein geeignetes Kernstück zur weiteren Bearbeitung ausgewählt. Für das Zurechtschneiden des Probenkörpers auf die geforderten Maße eines Triaxialversuchs hat beim Überbohrvorgang ein Vortrieb von 0,03 mm/U bei 900 U/min und Nutzung einer Diamantbohrkrone ausgelegt für Gipsstein unter Verwendung einer Wasserspülung bei allen untersuchten Gesteinen gute Ergebnisse erzielt. Auch hier ist darauf zu achten, dass die Proben während der Bearbeitungsvorgänge nicht aus- oder antrocknen. Zu hohe Spüldrücke bei der Probenvorbereitung sind zu vermeiden, da dies die Ergebnisse der Triaxialversuche beeinflussen kann.

Mit dem beim Zurechtschneiden der Probe angefallenen Hohlzylinder kann der Sättigungsgrad der Probe ermittelt werden (Abschnitt III, Kapitel 7.3). Diese Information bildet die Grundlage dafür, ob und wie eine Sättigung der Probe erfolgen muss. Zudem muss untersucht werden, inwiefern die Probe quellfähig ist oder nicht. Davon ist abhängig, ob die Sättigungs- und Konsolidierungsphase weg- oder spannungsgeregelt gefahren werden muss. Erweist sich die Probe als quellfähig, ist eine Wegregelung zu verwenden. Ist dies nicht der Fall können die Sättigungs- und Konsolidierungsphase spannungsgeregelt gefahren werden. Wenn Proben unterhalb des Grundwasserspiegels entnommen wurden und der Wassergehalt während der Probeentnahme und –behandlung konstant geblieben ist (sollte während des Probeentnahmeprozesses kontrolliert werden), kann die Sättigungsphase in die Konsolidierungsphase integriert werden. D. h., dass die Probe bei einer vorher zu bestimmenden effektiven Spannung und einem Gegendruck berechnet nach Gleichung (13) oder (14), bei dem alle Luftbläschen in den Leitungen des Triaxialprüfstandes in Lösung gegangen sein sollten, konsolidiert wird.

Eine Aufsättigung von teilgesättigten Proben ist u. U. nur begrenzt durchführbar. Das Durchströmen einer Probe zur Sättigung benötigt gerade bei sehr dichten und feinkörnigen Sedimentgesteinen (z. B. der Mindener Tonstein, dessen Poren hauptsächlich im hydraulisch nicht aktiven Bereich liegen; s. Abbildung 57) aufgrund der geringen Durchlässigkeiten hohe „Spüldrücke“, lange Zeiträume oder beides. Die schonendste Variante der Sättigung ist aus Sicht des Autors die Lagerung der Probe in einem Exsikkator bei vollständiger Wassersättigung der Luft innerhalb des Gefäßes (Ewy 2014; Pineda et al. 2014). Der Vorteil besteht

darin, dass das Wasser als Gasphase besser in das Gestein eindringen kann und keine hohen Drücke auf die Probe aufgebracht werden müssen.

Die Abscherrate richtet sich nach der zu beantwortenden Fragestellung. Sollen innerhalb eines Projektes totale Spannungen ermittelt werden, eignen sich Abscherraten von $1 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$, da in diesen Bereichen die Größe der Bruchspannung noch nicht beeinflusst wird trotz der Entwicklung von Porenwasserüberdrücken innerhalb der Probe. Zur Ermittlung effektiver Scherparameter ist eine an das veränderlich-feste Gestein angepasste Abschergeschwindigkeit zu wählen, sodass Porenwasserüberdrücke vermieden werden oder deren Entstehen keine negativen Auswirkungen auf die Integrität der Probe nach sich ziehen. Soll das Verhalten des Porenwasserdrucks untersucht werden, so müssen geringere Abscherraten gewählt werden. Zu hohe Abschergeschwindigkeiten führen zumindest zu undrainierten Verhältnissen in der Probe. Im ungünstigsten Fall werden die effektiven Spannungen in der Probe soweit abgesenkt, dass diese früher versagt und die Bruchspannung zu niedrig ausfällt, was zu verfälschten Parametern führen kann. Davon besonders betroffen sind bereits vorgeschädigte oder sehr empfindliche Proben.

12.2 Erkundungs-, Untersuchungs- und Baupraxis

Wie schon in der Einleitung erläutert, stellen veränderlich-feste Gesteine eine außergewöhnliche Materiegruppe dar und stellen den Geotechniker in der Praxis vor besondere Herausforderungen. Mit ihrer Stellung zwischen Boden und Fels verlangt die Betrachtung von veränderlich-festen Gesteinen nach Konzepten aus der Boden- wie aus der Felsmechanik.

Im frischen Zustand erscheinen veränderlich-feste Gesteine oft als Fels, was sich besonders an der Festigkeit und im vorhandenen Kluftsystem zeigt. Hier besteht aber die Gefahr, dass die veränderlich-festen Gesteine als unveränderlicher Fels wahrgenommen und dementsprechend behandelt werden. So kann die starke Zerfallsanfälligkeit unterschätzt oder außer Acht gelassen werden, was sich negativ auf den Baufortschritt bzw. das Gewerk an sich auswirken kann. Schon bei den Arbeiten an der Fossa Carolina (Mittelalterlicher Kanal zwischen Donau und Main, errichtet in der Regierungszeit Karl des Großen) wurden wahrscheinlich die Böschungen zu steil angelegt und die Zerfallsanfälligkeit unterschätzt, sodass die Böschungen ins Rutschen gerieten und der Kanal aufgegeben werden musste (Sieler 2005). Es muss also verhindert werden, dass Zerfallsprozesse in Gang kommen, die die Stabilität der veränderlich-festen Gesteine beeinflussen. Eine rein unter bodenmechanischer Betrachtungsweise durchgeführte Studie birgt ebenfalls mit Hinblick auf die Stabilität von Böschungen Risiken. Beim Nachweis einer Baugrubenböschung kann ein Versagen auf Kluftflächen stattfinden (die im Boden aber nicht existieren), da die Kluftscherparameter oft geringer sind als die Scherparameter für die Gesteinsmatrix unter Annahme eines Kontinuums. Es müssen also bodenmechanische als auch felsmechanische Berechnungen durchgeführt werden müssen, um eine ausreichende Standsicherheit nachzuweisen.

Eine weitere Herausforderung ist die Bestimmung zutreffender geotechnischer Festigkeitsparameter für veränderlich-feste Gesteine. Dies betrifft u. a. die Definition von Homogenbereichen. Es ist angeraten, den Verwitterungshorizont gesondert zu betrachten, da dieser Bereich signifikant andere geotechnische Kennwerte aufweist als der frische Bereich einer

Felsmasse veränderlich-festen Gesteins. Aus der Untersuchung des Mindener Tonsteins ergeben sich Indizien, dass Proben veränderlich-fester Gesteine aus dem Grundwasserschwankungsbereich andere rechnerische Kohäsionen besitzen im Vergleich zu Bereichen, die dauerhaft unterhalb des Grundwasserspiegels liegen (Abschnitt IV, Kapitel 10.1, Tabelle 36). Es ist davon auszugehen, dass im Grundwasserschwankungsbereich erste Zerfallsprozesse stattgefunden und die geotechnischen Eigenschaften dementsprechend beeinflusst haben.

Bei der Bestimmung von Kennwerten für Festigkeits- und Steifigkeitsparameter muss insbesondere konsequent zwischen drainierten und undrainierten Parametern unterschieden werden. Wie in dieser Arbeit gezeigt werden konnte, baut sich aufgrund der Kombination aus geringer Durchlässigkeit und relativ hoher Steifigkeit im Vergleich zu Boden in veränderlich-festen Gesteinen unter Belastung ein Porenwasserdruck auf. Kann der Porenwasserüberdruck nicht schnell genug abgebaut werden, herrschen undrainierte Bedingungen vor. Dies kann auch der Fall sein, wenn ein Triaxialversuch drainiert, also mit offenen Porenwasserleitungen, durchgeführt wird. Unter Annahme falscher Versuchsbedingungen kann es zu Fehlinterpretationen von Versuchs- und Messergebnissen kommen. Daher muss vorher evaluiert werden, was die Ziele der Versuche innerhalb einer Untersuchungskampagne sind und wie die Ziele im Verhältnis zum zukünftigen Gewerk stehen sollen. So müssen z. B. bei Standsicherheitsbetrachtungen von dauerhaften Böschungen größere Zeiträume beurteilt werden. Somit muss bei solchen Maßnahmen mit drainierten Bedingungen gerechnet und effektive Parameter angesetzt werden, da der Porenwasserdruck innerhalb des Zeitraums der Baumaßnahme dissipieren kann. Bei kurzfristigen oder dynamischen Belastungen kann von undrainierten Verhältnissen ausgegangen werden, da der Porenwasserdruck innerhalb der kurzen Belastungszeit in gering durchlässigen Medien nur unvollständig oder gar nicht abgebaut werden kann. Solche Überlegungen wurden von Sieler (2005) für Keupergesteine im Raum Nürnberg angestellt. Es wurde erkannt, dass die zeitabhängige Festigkeit, die in Triaxialversuchen für Keupergesteine beobachtet wurde, für eine setzungsarme Konzeption von Tunnelvortrieben genutzt werden kann, da für den kurzen Belastungszeitraum der Firste die undrainierte Festigkeit der anstehenden Gesteine genutzt werden konnte.

Anhand der in dieser Arbeit dargelegten Ergebnisse lässt sich zeigen, ob bei der für die Variantenvergleiche genutzten Abschergeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ drainierte oder undrainierte Parameter ermittelt werden. Wie in Abschnitt IV, Kapitel 10.1 dargelegt wurde, ist das Auftreten des Wendepunktes in der Spannungs-Dehnungs-Kurve von der Entwicklung eines Porenwasserdrucks abhängig. Steigt dieser infolge einer Belastung stark an, bildet sich ein Wendepunkt in der Spannungs-Dehnungs-Kurve. Deshalb kann das Auftreten des Wendepunktes als ein Indiz für das Vorhandensein von undrainierten Verhältnissen in der Probe interpretiert werden.

Bei Betrachtung von Abbildung 100 wird deutlich, dass der Wendepunkt mit sinkender Abschergeschwindigkeit verschwindet. Dementsprechend herrschen erst bei sehr geringen Abschergeschwindigkeiten drainierte Verhältnisse vor. Bei der für die Variantenvergleiche genutzten Abschergeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ tritt der Wendepunkt noch deutlich heraus, was also auf undrainierte Verhältnisse schließen lässt, obwohl die Triaxialversuche unter drainierten Bedingungen mit offener Porenwasserleitung durchgeführt wurden. Allerdings

kann gleichzeitig nachgewiesen werden, dass die Abschergeschwindigkeit und der damit verbundene Porenwasserdruckaufbau keinen Einfluss auf die erreichbare Bruchspannung des Mindener Tonsteins hat (Abbildung 67). Aus einer wissenschaftlichen Perspektive ist aber deutlich, dass es sich bei den Versuchen mit einer Abschergeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ um undrainierte Verhältnisse handelt und auf Grundlage von Abbildung 100 bei einem Verschwinden des Wendepunktes erst ab einer Abschergeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ von drainierten Verhältnissen ausgegangen werden kann.

Wenn in einer Studie die Randbedingungen von Triaxialversuchen nicht ausgewiesen sind, ist Vorsicht bei deren Verwendung geboten. Es ist dann davon auszugehen, dass es sich um undrainierte Parameter handelt, da sehr langsame Abschergeschwindigkeiten ungewöhnlich sind und sehr zeitaufwändige Versuchsrandbedingungen darstellen.

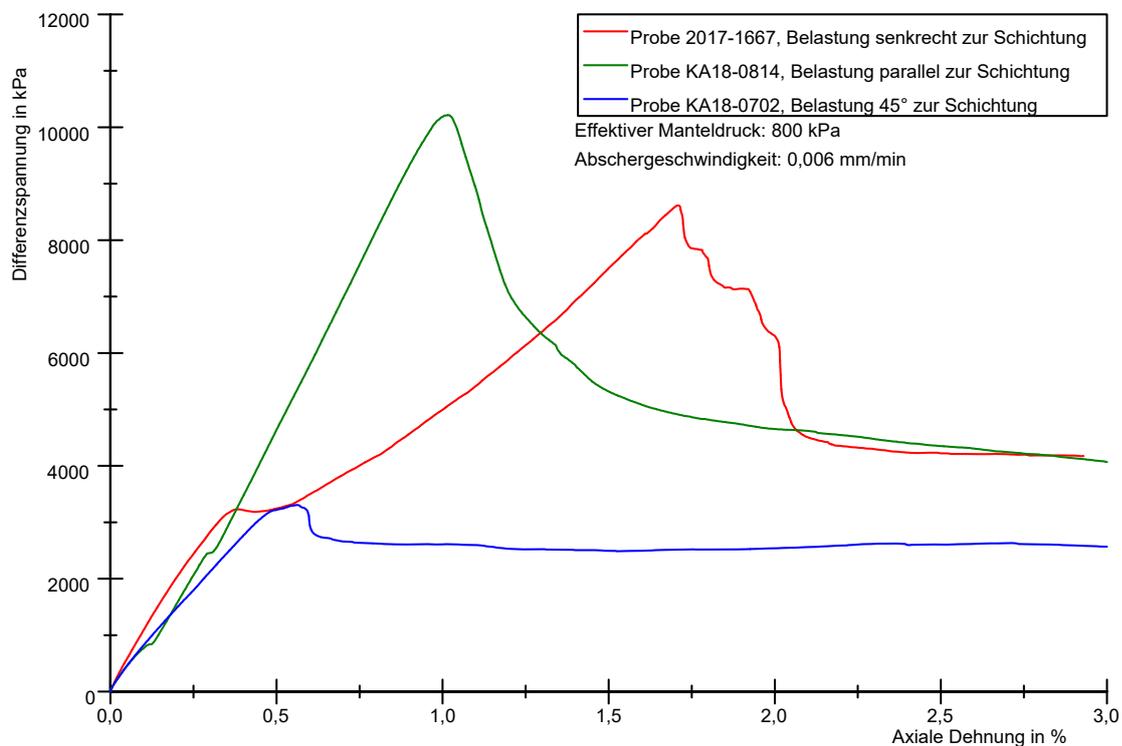


Abbildung 109: Spannungs-Dehnungs-Kurven von drei Proben des Mindener Tonsteins unterschiedlicher Orientierung

Eine weitere, wenn auch für veränderlich-feste Gesteine als Materiegruppe nicht einzigartige, Eigenschaft ist die ausgeprägte Anisotropie infolge eingeregelter Tonminerale. Die Untersuchung unterschiedlicher Probenorientierungen relativ zur Schichtung führt zu stark unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Kurven (Abbildung 109). Die höchste Bruchfestigkeit sowie die höchste Steifigkeit weist Probe KA18-0814 auf, die parallel zur Schichtung erbohrt wurde. Senkrecht zur Schichtung reagiert die Probe (2017-1667) weniger steif, zeigt eine geringere Bruchfestigkeit und eine höhere Bruchdehnung. Die mit Abstand geringste Bruchfestigkeit und Bruchdehnung wird bei einer Belastungsrichtung von 45° zur Schichtung erzielt (Probe KA18-0702). Das ist darauf zurückzuführen, dass die Schichtung als natürliche Schwächezone in Probe KA18-0702 während des Triaxialversuchs etwa parallel bzw. in einem sehr flachen Winkel zur zukünftigen Scherfuge liegt. Daher ist nur eine relativ geringe

Belastung nötig, um das Gestein zum Versagen zu bringen. Die Anisotropie von veränderlich-festen Gesteine muss also in Standsicherheitsbetrachtungen und –berechnungen berücksichtigt werden.

12.3 Stellung der veränderlich-festen Gesteine

Alle in dieser Arbeit diskutierten Punkte machen deutlich, dass die veränderlich-festen Gesteine als eine eigene Materiegruppe neben Boden und Fels zu etablieren sind. Dies sollte ebenfalls Eingang in die Normenarbeit finden und betrifft v. a. Normen zur Probengewinnung und für Versuche, die das Spannungs-Dehnungs-Verhalten oder die Zerfalleigenschaften untersuchen. Für eine Etablierung veränderlich-fester Gesteine als gleichwertige Materiegruppe zwischen Boden und Fels sprechen deren einzigartiges Zerfallsverhalten mit allen diskutierten Implikationen im Umgang sowie der Aufbau eines Porenwasserdrucks unter Belastung. Ein zusammenfassendes Konzept ist in Tabelle 42 und Abbildung 110 dargelegt. Veränderlich-feste Gesteine teilen Gemeinsamkeiten mit Boden wie auch mit festem Fels. Vergleichbarkeit mit dem Verhalten von Boden zeigen Konsolidierungsvorgänge sowie der Anstieg des Porenwasserdrucks unter Belastung. Ähnlichkeiten zum Fels schließen das Erscheinungsbild im frischen Zustand (Existenz von ausgeprägten Kluftsystemen, Versagen auf Kluftflächen), das Auftreten von Sprödbrüchen unter Belastung bei geringer Seitenspannung, die sehr geringe Durchlässigkeit der Matrix sowie die relativ hohe Steifigkeit und Druckfestigkeit ein. Was die veränderlich-festen Gesteine von Boden und Fels unterscheidet, ist deren charakteristischer Zerfall (s. Abschnitt I, Kapitel 2.3 und Nickmann [2007]).

Tabelle 42: Gemeinsamkeiten mit Boden und festem Fels und Eigenheiten der veränderlich-festen Gesteine

Gemeinsamkeiten mit Boden	Gemeinsamkeiten mit festem Fels	Eigenheit der veränderlich-festen Gesteine
Konsolidierungserscheinungen	Existenz von ausgeprägten Kluftsystemen	Art und Geschwindigkeit des Zerfalls
Anstieg des Porenwasserdruck unter Belastung	Sprödbrüche extrem geringe Durchlässigkeit Steifigkeit und Druckfestigkeit	

Anhand typischer Spannungs-Dehnungs-Kurven der in dieser Arbeit untersuchten veränderlich-festen Gesteine ist es möglich, diese in das Strukturmodell von Osipov (1975) einzuordnen (Abbildung 110) und die Stellung veränderlich-fester Gesteine zwischen Boden und festem Fels zu erläutern. Osipov gibt für die von ihm definierten Strukturtypen Beispiele für Spannungs-Dehnungs-Kurven und damit assoziierte Geomaterien an. Der Koagulationsstruktur können normal- bis überkonsolidierte Tonböden zugeordnet werden. Kompaktierte Tonsteine besitzen eine Kondensationsstruktur (s. Abschnitt I, Kapitel 2.2). Metamorphe Gesteine wie Schiefer und Phyllit weisen eine Kristallisationsstruktur auf und sind bereits so

Steifigkeit und Durchlässigkeit der veränderlich-festen Gesteine zurückzuführen. Dies unterstreicht noch einmal das besondere Verhalten der veränderlich-festen Gesteine im Vergleich zu Boden und festem Fels.

Aufgrund der in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen liegt die Annahme nahe, dass zwischen den Gruppen Boden, veränderlich-feste Gesteine und fester Fels keine scharfen Grenzen gezogen werden können und die Übergänge kontinuierlich erfolgen, wie am Beispiel des Emscher Mergels gezeigt werden kann. Im frischen Zustand wechselt der Emscher Mergel im Dezimeterbereich zwischen Boden und veränderlich-festem Gestein. Dieser Sachverhalt spiegelt sich beim Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Kurve der Probe des Emscher Mergels mit den Spannungs-Dehnungs-Kurven der Koagulationsstruktur und Kondensationsstruktur wieder. Die größere Ähnlichkeit besteht zur Spannungs-Dehnungs-Kurve der Koagulationsstruktur. Der Spannungsabfall nach Erreichen der Bruchspannung ist aber beim Emscher Mergel etwas stärker ausgeprägt, was eine gewisse Tendenz zur Kondensationsstruktur nahelegt. Eine relativ stark mit Karbonaten zementierte Probe des Emscher Mergels (KA18-0281_3) ist eindeutig der Kondensationsstruktur zuzuordnen. Der Kriegenbrunner Schluffstein lässt sich gut der Kondensationsstruktur zuordnen. Der Mindener Tonstein und der Opalinuston können ebenfalls der Kondensationsstruktur zugeordnet werden. Eine Tendenz zur Kristallisationsstruktur lässt allerdings sich aus dem Nachbruchbereich ableiten, da der Spannungsabfall nach dem Versagen bei beiden Gesteinen stärker ausgeprägt ist als in der idealtypischen Spannungs-Dehnungs-Kurve der Kondensationsstruktur. An den in dieser Arbeit untersuchten Gesteinen lässt sich die begründete Vermutung ableiten, dass veränderlich-feste Gesteine vorwiegend eine Kondensationsstruktur aufweisen. Diese These bestätigt sich ebenfalls bei Betrachtung des Spannungs-Dehnungs-Verhalten und des Zerfalls von veränderlich-festen Gesteinen wie dem Mercia mudstone (Hobbs et al. 2002) oder dem Oxford clay (Franklin und Chandra 1972; Kamal 2012).

In die Diskussion um die Stellung der veränderlich-festen Gesteine fügt sich das „Shale Symposium“ im Rahmen des International Congress of the ISRM im Jahre 2015 ein. Der Titel der Podiumsdiskussion lautete „Shale is a Soft Rock, not a Hard Soil“. Nach der Diskussion der Pro- und Contra-Argumente konnten die Teilnehmer und das Publikum über diese These abstimmen. Beide Standpunkte erhielten dieselbe Stimmenanzahl. In einer zweiten Runde wurde daraufhin der Vorschlag „Shale is both a soft rock and a hard soil“ von Mark Zoback fast einstimmig angenommen (Einstein 2016). Diese kleine Anekdote spiegelt ebenfalls die Stellung der veränderlich-festen Gesteine, hier vertreten durch „shale“, zwischen Boden und festem Fels wider und zeigt, dass es erforderlich ist, diese Materiegruppe zwischen Boden und festem Fels zu etablieren.

13 Zusammenfassung

In den letzten zwei Jahrzehnten ist das mechanische Verhalten von veränderlich-festen Gesteinen verstärkt in den Fokus der Forschung geraten v. a. in Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle, der Erdgasförderung sowie als Dichtschicht für die unterirdische CO₂-Verpressung. Weniger im Fokus stehen oberflächennahe Eingriffe wie der Bau von Verkehrs-Infrastrukturen. Besonders hier sind viele Fragen hinsichtlich des Einflusses der Probeentnahme und der Lagerung auf die Festigkeitseigenschaften veränderlich-fester Gesteine noch ungeklärt bzw. nicht in der Praxis erkannt. Daher wurde ein Probeentnahmeschema entwickelt, mit dem der Einfluss unterschiedlicher Probeentnahme- und Lagerungsbedingungen auf die Festigkeitseigenschaften von veränderlich-festen Gesteinen am Beispiel des Mindener Tonsteins evaluiert werden soll. Auf dieser Grundlage wurde ein Workflow entwickelt, der von der Probeentnahme über die Laboruntersuchungen bis zur Interpretation der Ergebnisse eine zuverlässige Bestimmung charakteristischer Festigkeits- und Steifigkeitsparameter erlaubt.

Der Einfluss der Probeentnahme- und Lagerungsmethode innerhalb der Rahmenbedingungen der in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen ist baupraktisch nicht von Relevanz. Ein Unterschied zwischen den untersuchten Probeentnahme- und Lagerungsvarianten hinsichtlich der ermittelten Bruchspannungen ist nicht feststellbar. Getrocknete Proben schwanken im Bereich der natürlichen Bandbreite der Festigkeitswerte der frischen Proben. Die Streuung steigt allerdings an, was die Versuchsauswertung und Festlegung von charakteristischen Kennwerten stark erschwert.

Bei der Durchführung von Triaxialversuchen an den hier untersuchten veränderlich-festen Gesteinen hat sich die Sättigungsphase als nicht entscheidend herausgestellt. Es konnte nachgewiesen werden, dass die Proben in situ vollständig gesättigt sind (wenn diese unterhalb des Grundwasserspiegels entnommen wurden). Zudem hat sich der B-Wert als nur unzureichendes Indiz zur Beurteilung der Sättigung herausgestellt. Eine Sättigung über Anlegen eines Gegendrucks hinaus ist bei geringen Manteldrücken kaum möglich. Als wichtig ist die Konsolidierungsphase anzusehen, was sich im Zusammendrückungsverhalten aller untersuchten Gesteine zeigt. Daher empfiehlt sich eine Kombination von Sättigungs- und Konsolidierungsphase. Während des Triaxialversuchs und besonders während der Abscherphase muss der Porenwasserdruck kontrolliert oder gemessen werden, da dieser bei zu hohen Abschergeschwindigkeiten das Niveau des Manteldrucks erreichen kann und dessen Wirkung neutralisiert wird. Zur Ermittlung effektiver Scherparameter ist eine an das veränderlich-feste Gestein angepasste Abschergeschwindigkeit zu wählen.

Der auffällige Wendepunkt in den Spannungs-Dehnungs-Kurven des Mindener Tonstein und des Opalinustons kann auf Porenwasserdruck- und Dilatanzphänomene zurückgeführt werden.

In dieser Arbeit kann eine Reihe von Besonderheiten der veränderlich-festen Gesteine nachgewiesen werden wie der Einfluss des Porenwasserdrucks auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten (Abschnitt IV Kapitel 10.1), der Einfluss von Zerfallerscheinungen durch Trocknung auf die Bruchfestigkeit (Abschnitt IV Kapitel 10.3), sowie ein besonderes Konsolidie-

rungsverhalten (Abschnitt IV Kapitel 9.2). Daher sollten veränderlich-feste Gestein als eigene Gesteinsgruppe gleichberechtigt zu Boden und Fels Einzug in die Normen finden.

Die hier zusammengefassten Ergebnisse sollten an weiteren veränderlich-festen Gesteinen überprüft werden um allgemeinere Aussagen zu dieser Gesteinsgruppe treffen zu können. Die Resultate aus dieser Arbeit beziehen sich in erster Linie auf Erkundungen für oberflächennahe Infrastruktur- und Baumaßnahmen bei Erkundungstiefen bis etwa 50 m. Bei Tiefen von mehreren hundert Metern muss u. U. davon ausgegangen werden, dass die Poren- und Grundwässer im Vergleich zu geringeren Tiefen relativ salzhaltig sind, was bei Einsatz von Klarwasserspülungen zu osmotischen Effekten führen kann. Mit größerer Tiefe steigt zudem die Gebirgsspannung, die in Bereichen von über 1 MPa in dieser Arbeit nicht abgedeckt ist. Bei Erkundungsbohrungen spielt die Entlastung der Gesteine bei größeren Tiefen infolge des Bohrvorgangs eine wichtigere Rolle. Die getroffenen Aussagen zum Einsatz der Bohrspülungen lassen sich darüber hinaus nicht eins zu eins auf andere oder höher konzentrierte Spülungen übertragen, da mit anderen Interaktionen mit dem Gestein zu rechnen ist.

14 Ausblick

Auf Grundlage der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse kann das konzipierte Probeentnahmeschema auf weitere veränderlich-feste Gesteine angewendet und die Auswirkung der unterschiedlichen Bohrungs- und Lagerungsvarianten untersucht werden. Zu prüfen wäre besonders, ob die Ergebnisse aus einer solchen Studie mit denen in dieser Arbeit übereinstimmen oder abweichen. Sollte Ersteres eintreten, könnte eine allgemeine Aussage zu veränderlich-festen Gesteinen und einer optimalen Probeentnahmevariante für diese abgeleitet werden. Voraussetzung ist, dass ähnlich homogene Gesteinsserien untersucht werden wie der Mindener Tonstein. Um dies zu prüfen, sollten im Voraus Homogenitätsuntersuchungen an dem zu erforschenden Gestein durchgeführt werden.

In einem nächsten Schritt kann das Probeentnahmeschema auf weitere Sedimentgesteine, die nicht als veränderlich-fest gelten, wie silikatisch oder karbonatisch gebundene Sandsteine, sowie auf Metamorphite des Tonsteins wie Schiefer Ton, Tonschiefer und Phyllit angewendet werden. Bei letzteren Gesteinen wären Abhängigkeiten zum Metamorphosegrad, welcher in vorausgehenden Studien petrogenetisch untersucht und ermittelt werden muss, besonders interessant herauszuarbeiten. In diesem Rahmen können die Konsolidierungseigenschaften in Abgrenzung von veränderlich-festen Gesteinen zu festem Fels untersucht werden. Dieser Übergang könnte an Sandsteinen mit unterschiedlichen Anteilen toniger Matrix untersucht werden, da diese mit abnehmenden Tongehalt eine immer geringere Kriechsetzung zeigen sollten bis diese im Fall von quarzitisches gebundenen Sandsteinen kaum noch von Bedeutung wäre, auch wenn eine Drainage von Porenwasser aufgrund der Porosität des Sandsteins immer auftreten kann.

Neben unterschiedlichen Lithologien können weitere Probeentnahmevarianten untersucht werden. Ungeklärt ist der in dieser Arbeit ausgeklammerte Einfluss der Entlastung durch den Bohrvorgang auf die Festigkeit der Proben. Dies könnte durch einen Vergleich der Ergebnisse von Labor- und Feldversuchen erreicht werden. Zudem stellt sich die Frage zum Einfluss anderer Bohrspülungen wie Baryt- oder Tonspülungen. Als weitere Untersuchungsvariante

im Probeentnahmeschema könnten die Proben in normalem Trinkwasser zwischengelagert und dessen Einfluss quantifiziert werden.

Ein weitgehend unbeachteter Faktor ist die Auswirkung des Transports auf die Probenqualität. Für eine solche Studie eignet sich der Einsatz eines an der Transportkiste befestigten Beschleunigungsmessgeräts, welches die Amplitude, Frequenz und Anzahl der Erschütterungen registriert und aufzeichnet. Die Ergebnisse können dann in Zusammenhang mit Laborergebnissen gebracht werden.

Der Überkonsolidierungsgrad bzw. die maximale Versenkungstiefe spielt im Verhalten der veränderlich-festen Gesteine eine entscheidende Rolle und beeinflusst zumindest das Konsolidierungsverhalten. In diesem Kontext sollte der Einfluss unterschiedlicher Überkonsolidierungsgrade auf die Festigkeit, wie er in dieser Arbeit in Bezug auf die untersuchten Gesteine geprüft wurde, ebenfalls untersucht werden. Sinnvoll ist die Konzentration auf eine bestimmte Lithologie, damit Einflussfaktoren aufgrund unterschiedlicher Gesteinszusammensetzung minimiert werden können. Nutzbar für solche Untersuchungen sind weit ausgedehnte Tonsteinschichten, die aufgrund eines leichten Einfallens in unterschiedlichen Tiefen vorkommen. Diese Randbedingung erfüllen in Deutschland v. a. Gesteine aus dem Jura und der Kreide.

Eine weitere offene Frage ist, ob die veränderlich-festen Gesteine anhand ihrer Konsolidierungseigenschaften von festem Fels unterscheidbar sind. Für eine solche Untersuchung würden sich Sandsteine mit unterschiedlichem tonigen Bindemittelanteil anbieten. Die Ergebnisse der einzelnen tonigen Sandsteine können untereinander verglichen und mit den Ergebnissen aus Abschnitt IV, Kapitel 9.2 in Zusammenhang gebracht werden.

Herausfordernd stellt sich die Sättigung von veränderlich-festen Gesteinen mit sehr geringen Durchlässigkeiten während des Triaxialversuchs dar. Dafür wären Untersuchungen zur tiefenabhängigen Sättigung an unterschiedlichen Standorten hilfreich. Aus den gewonnenen Informationen könnten Aussagen getroffen werden, ob und ab welcher Tiefe eine Sättigung von Proben für die Untersuchung in Triaxialversuchen überhaupt notwendig ist.

Hinsichtlich der Ermittlung von Scherparametern stellt sich die Frage nach einem validen Vorgehen bei Mehrstufen-Triaxialversuchen, wie es in dieser Arbeit angerissen wurde. So kann eine ganze Bandbreite an Variationen untersucht und deren Einfluss auf die Festigkeits- und Steifigkeitsparametern ermittelt werden. Denkbar wären Analysen zu verschiedenen Spannungspfaden, zeitlichen Abfolgen der Manteldruckstufen sowie Automatisierungsansätzen.

Im Rahmen einer numerischen Modellierung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens eines Tonsteins sollte das in dieser Arbeit erarbeitete Konzept des Wendepunktes berücksichtigt werden. Die dabei entscheidenden, zu modellierenden Größen sind die Dilatanz und die Entwicklung des Porenwasserdrucks in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit.

Diese Ansätze liefern interessante Anstöße für die weitere Erforschung veränderlich-fester Gesteine.

Literaturverzeichnis

Adachi, T.; Oka, F. (1997): An elasto-viscoplastic constitutive model for soft rock with strain softening. In: International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, International Association of Engineering Geology und International Society for Rock Mechanics (Hg.): Geotechnical engineering of hard soils - soft rocks - Proceedings of an international symposium, Bd. 1. Unter Mitarbeit von A. Anagnostopoulos, R. Frank, N. Kalteziotis und F. Schlosser. International Symposium on Hard Soils - Soft Rocks. Rotterdam: Balkema, S. 327–333.

Al-Bazali, T. (2013): The impact of water content and ionic diffusion on the uniaxial compressive strength of shale. In: Egyptian Journal of Petroleum (22/2), S. 249–260. DOI: 10.1016/j.ejpe.2013.06.004.

Al-Bazali, T.; Zhang, J.; Chenevert, M. E.; Sharma, M. M. (2008): Experimental and numerical study on the impact of strain rate on failure characteristics of shales. In: Journal of Petroleum Science and Engineering (60/3-4), S. 194–204. DOI: 10.1016/j.petrol.2007.09.001.

Ali, S. A.; Clark, W. J.; Moore, W. R.; Dribus, J. R. (2010): Diagenesis and Reservoir Quality. In: Oilfield Review (22/2), S. 14–27.

Amann, F.; Kaiser, P. K.; Button, E. A. (2012): Experimental Study of the Brittle Behavior of Clay shale in Rapid Triaxial Compression. In: Rock Mechanics and Rock Engineering (45/1), S. 21–33. DOI: 10.1007/s00603-011-0195-9.

Amann, F.; Vogelhuber, M. (2015): Assessment of Geomechanical Properties of Intact Opalinus Clay. Hg. v. Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat. Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat. Brugg (Expert Report, ENSI 33/461), 51 S.

Aplin, A. C.; Fleet, A. J.; Macquaker, J.H.S. (1999): Muds and mudstones: physical and fluid-flow properties. In: A. C. Aplin, A. J. Fleet und J.H.S. Macquaker (Hg.): Muds and Mudstones: Physical and Fluid-Flow Properties. London: Geological Society of London (Geological Society special publication, 158), S. 1–8.

Aristorenas, G. V. (1992): Time-dependent behaviour of tunnels excavated in shale. Dissertation. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge. Department of Civil and Environmental Engineering, 553 S.

Bartmann, K.; Alber, M. (2018): Analysis of crack initiation and crack damage of metamorphic rocks with emphasis on acoustic emission measurements. In: International Society for Rock Mechanics (Hg.): Proceedings of the 2018 European Rock Mechanics Symposium. Unter Mitarbeit von V. Litvinenko. EUROCK 2018 - Geomechanics and Geodynamics of Rock Masses. Boca Raton: CRC Press, S. 205–210.

Bayerisches Geologisches Landesamt (Hg.) (1978): Erläuterungen zur Geologischen Karte Nürnberg-Fürth-Erlangen und Umgebung 1:50000. München: Bayerisches Geologisches Landesamt.

Berre, T. (2011): Triaxial testing of soft rocks. In: Geotechnical Testing Journal (34/1), S. 1–15.

- Besuelle, P.; Viggiani, G. M. B.; Desrues, J.; Coll, C.; Charlier, R. (2014): A Laboratory Experimental Study of the Hydromechanical Behavior of Boom Clay. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (47/1), S. 143–155. DOI: 10.1007/s00603-013-0421-8.
- Betts, W. (2014): Compressibility and Permeability of Gulf of Mexico Mudrocks, Resedimented and In-Situ. Masterarbeit. University of Texas at Austin, Austin. Faculty of the Graduate School, 122 S.
- Binns, A. (1998): Rotary coring in soft rocks and soils for geotechnical engineering. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* (131/2), S. 63–74.
- Birle, E. M. (2011): Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes. Dissertation. Technische Universität, München. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, 239 S.
- Bishop, A. W. (1959): The principle of effective stress. In: *Teknisk Ukeblad* (39), S. 869.
- Bishop, A. W.; Henkel, D. J. (1962): The measurement of soil properties in the triaxial test. 2. Aufl. London: Edward Arnold, 228 S.
- Bjørlykke, K.; Høeg, K. (1997): Effects of burial diagenesis on stresses, compaction and fluid flow in sedimentary basins. In: *Marine and Petroleum Geology* (14/3), S. 267–276. DOI: 10.1016/S0264-8172(96)00051-7.
- Black, D. K.; Lee, K. L. (1973): Saturating Laboratory Samples by Back Pressure. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* (99/1), S. 75–93.
- Blatt, H.; Middleton, G. V.; Murray, R. C. (1980): *Origin of Sedimentary Rocks*. 2. Aufl. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 782 S.
- Blight, G. E. (1964): The effect of non-uniform pore pressure on laboratory measurements of the shear strength of soils. In: *Géotechnique* (13/3), S. 117–197.
- Bock, H. (2001): Mont Terri Project. RA Experiment: Rock Mechanics Analysis and Synthesis: Data Report on Rock Mechanics. Hg. v. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bern (Mont Terri Project Technical Report, 2000-02), 52 S.
- Bock, H. (2002): Mont Terri Project. RA Experiment: Rock Mechanics Analysis and Synthesis: Conceptual Model of the Opalinus Clay. Hg. v. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bern (Mont Terri Project Technical Report, 2001-03), 25 S.
- Bock, H. (2009): RA Experiment: Updated Review of the Rock Mechanics Properties of the Opalinus Clay of the Mont Terri URL based on Laboratory and Field Testing. Hg. v. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bern (Mont Terri Project Technical Report, 2008-04), 66 S.
- Bock, H.; Blümling, P.; Konietzky, H. (2006): Study of the micro-mechanical behaviour of the Opalinus Clay: an example of co-operation across the ground engineering disciplines. In: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* (65/2), S. 195–207. DOI: 10.1007/s10064-005-0019-9.

Bois, A. P.; Mainguy, M. (2011): Importance of Thermal Consolidation of Shale During SAGD Process. In: Society of Petroleum Engineers (Hg.): SPE International Heavy Oil Conference and Exhibition 2011. SPE International Heavy Oil Conference and Exhibition 2011. Richardson: Society of Petroleum Engineers, SPE 150420.

Bonini, M.; Debernardi, D.; Barla, M.; Barla, G. (2009): The Mechanical Behaviour of Clay Shales and Implications on the Design of Tunnels. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (42), S. 361–388. DOI: 10.1007/s00603-007-0147-6.

Bönsch, C. (2006): Auswirkungen der Saugspannung auf physikalische und mechanische Eigenschaften von überkonsolidierten Tonen und Tonsteinen im Verwitterungsprozess. Dissertation. Martin-Luther-Universität, Halle/Saale. Institut für Geowissenschaften, 115 S.

Bundesanstalt für Wasserbau (1983): Ausbau des Mittellandkanales für das 1350-t-Schiff: Baugrund und Gründung der Brücke Nr.159 bei km 120,100. Unter Mitarbeit von M. Pietsch. Hg. v. Bundesanstalt für Wasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe (22.441o), 12 S.

Bundesanstalt für Wasserbau (2008): Baugrund- und Gründungsgutachten für den Neubau der Weserschleuse in Minden. Unter Mitarbeit von R. Kauther. Hg. v. Bundesanstalt für Wasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe (A39520210090), 122 S.

Bundesanstalt für Wasserbau (2011): Baugrundgutachten für die Planung des Ersatzneubaus der Schleuse Kriegenbrunn. Unter Mitarbeit von O. Stelzer und I. Fuchs. Hg. v. Bundesanstalt für Wasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe (A39520210129), 65 S.

Burland, J. B.; Rampello, S.; Georgiannou, V. N.; Calabresi, G. (1996): A laboratory study of the strength of four stiff clays. In: *Géotechnique* (46/3), S. 491–514. DOI: 10.1680/geot.1996.46.3.491.

Busch, K. F.; Luckner, L. (1974): *Geohydraulik für Studium und Praxis*. 2. Aufl. Stuttgart: Ferdinand Enke Verlag, 442 S.

Casagrande, A. (1936): The Determination of the Pre-Consolidation Load and Its Practical Significance. In: Harvard University (Hg.): *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bd. 3. 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge: Harvard University, 60–64.

CDM Smith (2016): Gelsenkirchen, Sellmannsbach, Bau des Abwasserkanals einschl. Mischwasserbehandlung von km 0,00 bis km 5,16 und Bau der Druckrohrleitung - Baugrundgutachten und Bodenmanagementkonzept. Unter Mitarbeit von P. Priggert und M. Dohme. Hg. v. CDM Smith, 108 S.

Chen, L.; Jiang, Z.; Jiang, S.; Liu, K.; Yang, W.; Tan, J.; Gao, F. (2019): Nanopore Structure and Fractal Characteristics of Lacustrine Shale: Implications for Shale Gas Storage and Production Potential. In: *Nanomaterials* (9/3). DOI: 10.3390/nano9030390.

Chen, Q.; Nezhad, M. M.; Fisher, Q. J.; Zhu, H. H. (2016): Multi-scale approach for modeling the transversely isotropic elastic properties of shale considering multi-inclusions and interfa-

cial transition zone. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (84), S. 95–104. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2016.02.007.

Chiu, H. K.; Johnston, I. W.; Donald, I. B. (1983): Appropriate Techniques for Triaxial Testing of Saturated Soft Rock. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (20/3), S. 107–120.

Norm BS 5930:2015, 2015: Code of practice for ground investigations.

Conil, N.; Talandier, J.; Djizanne, H.; La Vaissière, R. de; Righini-Waz, C.; Auvray, C.; Morlot, C.; Armand, G. (2018): How rock samples can be representative of in situ condition: A case study of Callovo-Oxfordian claystones. In: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* (10), 613–623. DOI: 10.1016/j.jrmge.2018.02.004.

Cripps, J. C.; Czerewko, M. A. (2017): The influence of diagenetic and mineralogical factors on the breakdown and geotechnical properties of mudrocks. In: *Geological Society of London* (Hg.): *Geomechanical and Petrophysical Properties of Mudrocks*. Unter Mitarbeit von E. Rutter, J. Mecklenburgh und K. Taylor. London: Geological Society of London (Geological Society, London, Special Publications, 454), 271–293.

Crisci, E.; Ferrari, A.; Giger, S. B.; Laloui, L. (2019): Hydro-mechanical behaviour of shallow Opalinus Clay shale. In: *Engineering Geology* (251/9), S. 214–227. DOI: 10.1016/j.enggeo.2019.01.016.

Czerewko, M. A.; Cripps, J. C. (2006): The implications of diagenetic history and weathering on the engineering behaviour of mudrocks. In: *International Association for Engineering Geology and the Environment* (Hg.): *Engineering geology for tomorrow's cities*. Unter Mitarbeit von M. G. Culshaw. 10th International IAEG Congress. London: Geological Society (Geological Society engineering geology special publication, 22), S. 118.

Dachroth, W. R. (1996): *Baugeologie*. 2. Aufl. Berlin: Springer-Verlag, 531 S.

Davy, P.; Le Goc, R.; Darcel, C.; Bour, O.; Dreuzy, J. R. de; Munier, R. (2010): A likely universal model of fracture scaling and its consequence for crustal hydromechanics. In: *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* (115/B10), B10411. DOI: 10.1029/2009JB007043.

Delle Piane, C.; Madonna, C.; Dewhurst, D. N.; Raven, M.; Saenger, E. H. (2012): Attenuation Measurements in Fully and Partially Saturated Shales. In: *European Association of Geoscientists and Engineers* (Hg.): *Proceedings of the 3rd EAGE Shale Workshop*. 3rd EAGE Shale Workshop - Shale Physics and Shale Chemistry. Houten: European Association of Geoscientists and Engineers.

Desbois, G.; Höhne, N.; Urai, J. L.; Besuelle, P.; Viggiani, G. M. B. (2017): Deformation in cemented mudrock (Callovo–Oxfordian Clay) by microcracking, granular flow and phyllosilicate plasticity: insights from triaxial deformation, broad ion beam polishing and scanning electron microscopy. In: *Solid Earth* (8/2), S. 291–305. DOI: 10.5194/se-8-291-2017.

Desbois, G.; Urai, J. L.; Perez-Willard, F.; Radi, Z.; Offern, S.; Burkart, I.; Kukla, P. A.; Wollenberg, U. (2013): Argon broad ion beam tomography in a cryogenic scanning electron microscope: a novel tool for the investigation of representative microstructures in sedimentary

rocks containing pore fluid. In: *Journal of Microscopy* (249/3), S. 215–235. DOI: 10.1111/jmi.12011.

Diamond, S. (1970): Pore size distributions in clays. In: *Clays and Clay Minerals* (18), S. 7–23.

Dollinger, J. (1997): *Geologie und Hydrogeologie der Unteren Süsswassermolasse im SBB-Grauholztunnel bei Bern*. Hg. v. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft. Bern (Geologische Berichte, 21), 33 S.

Domenico, P. A.; Schwartz, F. W. (1997): *Physical and Chemical Hydrogeology*. 2. Aufl. New York: Wiley, 528 S.

Einstein, H. H. (2016): Shale Symposium at the International Congress of the ISRM Montreal, Canada May 10–13, 2015. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (49/2), S. 631–633. DOI: 10.1007/s00603-015-0871-2.

Etheridge, M. A.; Hobbs, B. E.; Paterson, M. S. (1973): Experiental deformation of single crystals of biotite. In: *Contributions to Mineralogy and Petrology* (38/1), S. 21–36. DOI: 10.1007/BF00371724.

Eurenius, J.; Fagerström, H. (1969): Sampling and testing of soft rock with weak layers. In: *Géotechnique* (19/1), S. 133–139.

Ewy, R. T. (2014): Shale swelling/shrinkage and water content change due to imposed suction and due to direct brine contact. In: *Acta Geotechnica* (9/5), S. 869–886. DOI: 10.1007/s11440-013-0297-5.

Ewy, R. T. (2015): Shale/claystone response to air and liquid exposure, and implications for handling, sampling and testing. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (80), S. 388–401. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2015.10.009.

Ewy, R. T. (2018): Practical approaches for addressing shale testing challenges associated with permeability, capillarity and brine interactions. In: *Geomechanics for Energy and the Environment* (14), S. 3–15. DOI: 10.1016/j.gete.2018.01.001.

Fam, M. A.; Dusseault, M. B.; Fooks, J. C. (2003): Drilling in mudrocks: rock behavior issues. In: *Journal of Petroleum Science and Engineering* (38/3-4), S. 155–166. DOI: 10.1016/S0920-4105(03)00029-9.

Favero, V. (2017): *Multiphysical behaviour of shales from Northern Switzerland*. École polytechnique fédérale de Lausanne, Lausanne. School of Architecture, Civil and Environmental Engineering.

Fecker, E.; Reik, G. (1996): *Baugeologie*. 2. Auflage. Stuttgart: Enke, 429 S.

Feldwisch, W. (2007): Großprojekte der Bahn als Herausforderung für den Tunnelbau. In: *Geotechnik* (30/4), S. 217–225.

Ferrari, A.; Favero, V.; Manca, D.; Laloui, L. (2012): Geotechnical characterization of core samples from the geothermal well Schlattingen SLA-1 by LMS/EPFL. Hg. v. Nationale Ge-

nossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Wettingen (Arbeitsbericht, NAB 12-50), 69 S.

Fink, R.; Frohn, V.; Froidl, F.; Littke, R.; Uffmann, A. K. (2019): Impact of burial history on petrophysical properties of Jurassic and Lower Cretaceous mudstones as potential nuclear waste storage sites in the Lower Saxony Basin, Northern Germany. In: Zeitschrift der Deutschen Gesellschaft für Geowissenschaften. DOI: 10.1127/zdgg/2019/0191.

Fjær, E.; Holt, R. M.; Horsrud, P.; Raaen, A. M.; Risnes, R. (2008): Petroleum related rock mechanics. 2. Aufl. Amsterdam: Elsevier (Developments in petroleum science, 53), 491 S.

Flemings, P. B.; Song, I.; Saffer, D. (2012): Laboratory investigation of coupled deformation and fluid flow in mudrock: implications for slope stability in the Ursa Basin, Gulf of Mexico. In: European Geosciences Union (Hg.): Proceedings of the European Geosciences Union General Assembly 2012. European Geosciences Union General Assembly 2012. München: European Geosciences Union, S. 6838.

Franklin, J. A.; Chandra, R. (1972): The slake-durability test. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (9/3), S. 325–328. DOI: 10.1016/0148-9062(72)90001-0.

Ge, C. (2019): Compression behavior of smectitic vs. illitic mudrocks. Dissertation. Massachusetts Institute of Technology. Department of Civil and Environmental Engineering, 180 S.

Gens, A.; Sánchez, M.; Sheng, D. (2006): On constitutive modelling of unsaturated soils. In: Acta Geotechnica (1/3), S. 137–147. DOI: 10.1007/s11440-006-0013-9.

Gens, A.; Vaunat, J.; Garitte, B.; Wileveau, Y. (2007): In situ behaviour of a stiff layered clay subject to thermal loading - Observations and interpretation. In: Géotechnique (57/2), S. 207–228. DOI: 10.1680/geot.2007.57.2.207.

Norm DIN EN ISO 14689, 2018-05: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels.

Norm DIN EN ISO 17892-5, 2017-08: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung.

Norm DIN EN ISO 17892-9, 2018-07: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 9: Konsolidierte triaxiale Kompressionsversuche an wassergesättigten Böden.

Norm DIN EN ISO 22475-1:2007-01, 2007: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen - Teil 1: Technische Grundlagen der Ausführung. Online verfügbar unter <https://www.beuth.de/de/norm/din-en-iso-22475-1/83672229>.

Geyer, O. F.; Gwinner, M. P. (1984): Sammlung geologischer Führer - Die Schwäbische Alb und ihr Vorland. 3. Aufl. Stuttgart: Borntraeger (Sammlung geologischer Führer, 67), 275 S.

- Giger, S. B.; Ewy, R. T.; Favero, V.; Stankovic, R. J.; Keller, L. M. (2018): Consolidated-undrained triaxial testing of Opalinus Clay: Results and method validation. In: *Geomechanics for Energy and the Environment* (14), S. 16–28. DOI: 10.1016/j.gete.2018.01.003.
- Giger, S. B.; Marschall, P. (2014): Geomechanical properties, rock models and in-situ stress conditions for Opalinus Clay in Northern Switzerland. Hg. v. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Wettingen (Arbeitsbericht, NAB 14-01), 86 S.
- Gonçalvès, J.; Rousseau-Gueutin, P.; Marsily, G. de; Cosenza, P.; Violette, S. (2010): What is the significance of pore pressure in a saturated shale layer? In: *Water Resources Research* (46/4). DOI: 10.1029/2009WR008090.
- Goodman, R. E. (1989): *Introduction to Rock Mechanics*. 2. Aufl. New York: John Wiley & Sons, 576 S.
- Goricki, A.; Pimentel, E. (2015): Triaxial Tests on Cataclasites. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (48/5), S. 2167–2171. DOI: 10.1007/s00603-014-0668-8.
- Graf, H. (2011): Bohrverfahren im Fels. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): 62. Deutsche Brunnenbauertage und BAW-Baugrundkolloquium. Baugrundaufschlüsse: Planung, Ausschreibung, Durchführung, Überwachung und Interpretation. 62. Deutsche Brunnenbauertage und BAW-Baugrundkolloquium. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, VII-1-VII-9.
- Grainger, P. (1984): The classification of mudrocks for engineering purposes. In: *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* (17/4), S. 381–387. DOI: 10.1144/GSL.QJEG.1984.017.04.13.
- Gräsele, W. (2011): Multistep triaxial strength tests: Investigating strength parameters and pore pressure effects on Opalinus Clay. In: *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C* (36/17-18), S. 1898–1904. DOI: 10.1016/j.pce.2011.07.024.
- Gray, I.; Xiao, X.; Liu, L. (2018): Anisotropic and nonlinear properties of rock including fluid under pressure. In: *International Society for Rock Mechanics* (Hg.): *Proceedings of the 2018 European Rock Mechanics Symposium*. Unter Mitarbeit von V. Litvinenko. EUROCK 2018 - Geomechanics and Geodynamics of Rock Masses. Boca Raton: CRC Press, S. 41–46.
- Griffith, A. A. (1921): The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. In: *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* (221/582-593), S. 163–198. DOI: 10.1098/rsta.1921.0006.
- Gudehus, G. (2018): *Fraktalität in der Geomechanik*. Geologisches Fachgespräch. Karlsruher Institut für Technologie. Institut für Angewandte Geowissenschaften. Karlsruhe, 2018.
- Gudehus, G. (2019): *Fractality in Geomechanics*. In: W. Wu (Hg.): *Desiderata Geotechnica*. Basel: Springer International Publishing (Springer Series in Geomechanics and Geoen지니어ing), S. 40–59.
- Handin, J.; Hager, R. V.; Friedman, M.; Feather, J. N. (1963): Experimental Deformation of Sedimentary Rocks Under Confining Pressure: Pore Pressure Tests. In: *AAPG Bulletin* (47/5), S. 717–755.

- Hedtmann, N.; Alber, M. (2018): Variation of laboratory test results with specimen size in carbonates of Bavarian Malm. In: International Society for Rock Mechanics (Hg.): Proceedings of the 2018 European Rock Mechanics Symposium. Unter Mitarbeit von V. Litvinenko. EUROCK 2018 - Geomechanics and Geodynamics of Rock Masses. Boca Raton: CRC Press, S. 1185–1190.
- Helmy, A. K.; Bussetti, S. G. de; Ferreiro, E. A. (2010): The determination of water/clay contact angles. In: Materials Science (6/4), S. 230–233.
- Herrmann, H. J.; Rybacki, E.; Sone, H.; Dresen, G. (2018): Deformation Experiments on Bowland and Posidonia Shale-Part I: Strength and Young's Modulus at Ambient and In Situ p - T Conditions. In: Rock Mechanics and Rock Engineering (51/12), S. 3645–3666. DOI: 10.1007/s00603-018-1572-4.
- Hobbs, P. R. N.; Hallam, J. R.; Forster, A.; Entwisle, D. C.; Jones, L. D.; Cripps, J. C.; Northmore, K. J.; Self, S. J.; Meakin, J. L. (2002): Engineering geology of British rocks and soils: Mudstones of the Mercia Mudstone Group. Hg. v. British Geological Survey. British Geological Survey. Nottingham (British Geological Survey Research Report, RR/01/02), 106 S.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002): Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In: Tunnelling Association of Canada (Hg.): NARMS-TAC 2002 - mining and tunnelling innovation and opportunity: Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference. NARMS-TAC 2002. Toronto: University of Toronto Press, S. 267–273.
- Hogg, R. V.; Tanis, E. A.; Zimmerman, D. L. (2015): Probability and Statistical Inference. 9. Aufl. Boston: Pearson, 544 S.
- Holzhauser, P. (2011): Bestimmung der Scherfestigkeit an veränderlich festen Gesteinen in Hinblick auf Hangbewegungsphänomene - Geotechnische, geologische und ingenieurgeologische Aspekte. München: Pfeil (Münchner Geowissenschaftliche Abhandlungen, 17), 122 S.
- Institut für Gebirgsmechanik GmbH (2008): Durchführung von Felsmechanischen Untersuchungen an tertiärem Tonstein aus Bohrungen für das Projekt „Neubau Weserschleuse Minden“. Unter Mitarbeit von T. Popp, D. Naumann und W. Bodenstern. Institut für Gebirgsmechanik GmbH. Leipzig, 48 S.
- Islam, M. A.; Skalle, P. (2013): An Experimental Investigation of Shale Mechanical Properties Through Drained and Undrained Test Mechanisms. In: Rock Mechanics and Rock Engineering (46/6), S. 1391–1413. DOI: 10.1007/s00603-013-0377-8.
- Jahns, E. (2013): Geomechanical laboratory tests on Opalinus Clay cores from the bore hole Schlattingen SLA-1. Hg. v. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Wettingen (Arbeitsbericht, NAB 13-18), 39 S.
- Jeremias, F. T.; Olarte, J. M.; Pinho, A. B.; Duarte, I. M. R.; Saroglou, H.; Torres Suárez, M. C. (2020): Mudrocks as Soft Rocks: Properties and Characteristics. In: M. A. Kanji, M. He,

Sousa und L. Ribeiro e Sousa (Hg.): *Soft Rock Mechanics and Engineering*. Cham: Springer, S. 37–107.

Jobmann, M.; Maßmann, J.; Meleshyn, A.; Polster, M. (2015): Projekt ANSICHT - Quantifizierung von Kriterien für Integritätsnachweise im Tonstein. Hg. v. Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe. Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe. Peine, 38 S.

Jougnot, D.; Revil, A.; Lu, N.; Wayllace, A. (2010): Transport properties of the Callovo-Oxfordian clay rock under partially saturated conditions. In: *Water Resources Research* (46/8), W08514. DOI: 10.1029/2009WR008552.

Journal, A. G.; Huijbregts, C. J. (2003): *Mining Geostatistics*. Caldwell: Blackburn Press, 600 S.

Kamal, R. H. (2012): *Experimental study of the geotechnical properties of UK mudrocks*. Dissertation. Imperial College, London. Department of Civil & Environmental Engineering.

Kamal, R. H.; Coop, M. R.; Jardine, R. J.; Brosse, A. (2014): The post-yield behaviour of four Eocene-to-Jurassic UK stiff clays. In: *Géotechnique* (64/8), S. 620–634. Online verfügbar unter <http://dx.doi.org/10.1680/geot.13.P.043>.

Kanji, M. A. (2014): Critical issues in soft rocks. In: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* (6/3), S. 186–195. DOI: 10.1016/j.jrmge.2014.04.002.

Karakul, H. (2018): Effects of drilling fluids on the strength properties of clay-bearing rocks. In: *Arabian Journal of Geosciences* (11/16). DOI: 10.1007/s12517-018-3816-8.

Kauther, R.; Günther, C. (2017): Veränderlich-feste Gesteine als geotechnisches Material am Beispiel des Tonsteins aus Minden. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): *Natürliche, künstliche und virtuelle Stoffe in der Geotechnik*. Natürliche, künstliche und virtuelle Stoffe in der Geotechnik. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAWMitteilungen, 101), S. 47–58.

Keil, K. (1954): *Ingenieurgeologie und Geotechnik - Grundlagen und Anwendungen der Baugrund- und Baustofflehre der natürlichen Fels- und Lockergesteine*. 2. Aufl. Halle/Saale: Knapp Verlag, 1065 S.

Keller, B.; Bläsi, H. R.; Platt, N. H.; Mozley, P. S.; Matter, A. (1990): Sedimentäre Architektur der distalen Unteren Süßwassermolasse und ihre Beziehung zur Diagenese und der Petrophysik. Eigenschaften am Beispiel der Bohrungen Langenthal. Hg. v. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Wettingen (Technical Report, 90-41), 100 S.

Keller, L. M.; Holzer, L. (2018): Image-Based Upscaling of Permeability in Opalinus Clay. In: *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* (123), S. 1–11. DOI: 10.1002/2017JB014717.

Klaver, J. M. (2014): *Pore space characterization of organic-rich shales using BIB-SEM*. Dissertation. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen. Fakultät für Georessourcen und Materialtechnik, 206 S.

- Klaver, J. M. (2018): Summary of imaging results of (Cryo/LMI-) BIB-SEM investigations of pore morphology, connectivity and fluids in claystones (Hauterive Formation). Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule. Aachen, 14 S.
- Klaver, J. M.; Hemes, S.; Houben, M. E.; Desbois, G.; Radi, Z.; Urai, J. L. (2015): The connectivity of pore space in mudstones: insights from high-pressure Wood's metal injection, BIB-SEM imaging, and mercury intrusion porosimetry. In: *Geofluids* (15/4), S. 577–591. DOI: 10.1111/gfl.12128.
- Knödel, K.; Krummel, H.; Lange, G. (1997): Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten - Band 3: Geophysik. Berlin: Springer, 1075 S.
- Knödel, K.; Krummel, H.; Lange, G. (2005): Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten - Band 3: Geophysik. 2. Aufl. Berlin: Springer-Verlag, 1102 S.
- Knopp, J.; Moormann, C. (2018): Klassifizierung der verwitterungsabhängigen Zerfallsneigung veränderlich fester Gesteine. In: *Geotechnik*. DOI: 10.1002/gete.201800005.
- Kolymbas, D. (1998): Geotechnik - Tunnelbau und Tunnelmechanik: Eine systematische Einführung mit besonderer Berücksichtigung mechanischer Probleme. Berlin: Springer, 326 S.
- Kovári, K.; Tisa, A.; Einstein, H. H.; Franklin, J. A. (1983): Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression: Revised version. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (20/6), S. 285–290. DOI: 10.1016/0148-9062(83)90598-3.
- Kurukulasuriya, C.; Oda, M.; Kazama, H. (1999): Anisotropy of Undrained Shear Strength of an Over-Consolidated Soil by Triaxial and Plane Strain Tests. In: *Soils and Foundations* (39/1), S. 21–29.
- Lahner, L.; Toloczyki, M. (2004): Geowissenschaftliche Karte der Bundesrepublik Deutschland 1: 2 000 000 - Geologie. Hannover: Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe.
- Lal, M. (1999): Shale Stability: Drilling Fluid Interaction and Shale Strength. In: *Society of Petroleum Engineers* (Hg.): Latin American petroleum industry: opportunities and realities. 6th Latin American and Caribbean Petroleum Engineering Conference. 6th Latin American and Caribbean Petroleum Engineering Conference. Richardson: Society of Petroleum Engineers, S. 54356.
- Lempp, C. (1979): Die Entfestigung überkonsolidierter, pelitischer Gesteine Süddeutschlands und ihr Einfluss auf die Tragfähigkeit des Straßenuntergrundes. Dissertation. Eberhard-Karls-Universität, Tübingen. Geowissenschaftliche Fakultät, 234 S.
- Lempp, C. (1981): Weatherability of overconsolidated pelitic rocks of the keuper and jurassic in Southwestern Germany. In: *Bulletin of the International Association of Engineering Geology* (23/1), S. 101–108. DOI: 10.1007/BF02594732.

- Lempp, C.; Menezes, F.; Sachwitz, S. (2016): Tonstein als Wirtsgestein: Ein geomechanischer Beitrag über Opalinuston. In: *Geotechnik* (39/4), S. 235–251. DOI: 10.1002/gete.201500025.
- Lenoir, N.; Bornert, M.; Desrues, J.; Besuelle, P.; Viggiani, G. M. B. (2007): Volumetric Digital Image Correlation Applied to X-ray Microtomography Images from Triaxial Compression Tests on Argillaceous Rock. In: *Strain* (43/3), S. 193–205. DOI: 10.1111/j.1475-1305.2007.00348.x.
- Li, B.; Wong, R. C. K. (2016): Quantifying structural states of soft mudrocks. In: *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* (121/5), S. 3324–3347. DOI: 10.1002/2015JB012454.
- Li, Y.; Chen, Y. F.; Zhou, C. B. (2016): Effective Stress Principle for Partially Saturated Rock Fractures. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (49/3), S. 1091–1096. DOI: 10.1007/s00603-015-0758-2.
- Liang, L.; Luo, D.; Liu, X.; Xiong, J. (2016): Experimental study on the wettability and adsorption characteristics of Longmaxi Formation shale in the Sichuan Basin, China. In: *Journal of Natural Gas Science and Engineering* (33), S. 1107–1118. DOI: 10.1016/j.jngse.2016.05.024.
- Lin, Z.; Li, P.; Hou, D.; Kuang, Y.; Wang, G. (2017): Aggregation Mechanism of Particles: Effect of Ca²⁺ and Polyacrylamide on Coagulation and Flocculation of Coal Slime Water Containing Illite. In: *Minerals* (7/2). DOI: 10.3390/min7020030.
- Liu, B.; Yao, L.; Fu, X.; He, B.; Bai, L. (2019a): Application of the Fractal Method to the Characterization of Organic Heterogeneities in Shales and Exploration Evaluation of Shale Oil. In: *Journal of Marine Science and Engineering* (7/4). DOI: 10.3390/jmse7040088.
- Liu, Z.; Shao, J.; Xie, S.; Conil, N.; Talandier, J. (2019b): Mechanical Behavior of Claystone in Lateral Decompression Test and Thermal Effect. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (52/2), S. 321–334. DOI: 10.1007/s00603-018-1573-3.
- Lowe, J.; Johnson, T. C. (1961): Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens. In: American Society of Civil Engineers und Soil Mechanics and Foundations Division (Hg.): *Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*. New York: American Society of Civil Engineers, S. 819–836.
- Mair, R. J. (1993): Developments in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations. In: *Proceedings of Institution of Civil Engineers: Civil Engineering* (93), S. 27–41. DOI: 10.1680/icien.1993.22378.
- Makhnenko, R. Y.; Labuz, J. F. (2013): Saturation of porous rock and measurement of B coefficient. In: American Rock Mechanics Association (Hg.): *47th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium: symposium proceedings. 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*. Alexandria: American Rock Mechanics Association, ARMA 13-468.

- Makhnenko, R. Y.; Labuz, J. F. (2016): Elastic and inelastic deformation of fluid-saturated rock. In: *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* (374), S. 1–22. DOI: 10.1098/rsta.2015.0422.
- Marschall, P.; Keller, L. M.; Giger, S. B.; Becker, J. (2016): Microstructural insights into the petrophysical characteristics of indurated clays. In: Clay Minerals Society (Hg.): *Filling the gaps - from microscopic pore structures to transport properties in shales*. Unter Mitarbeit von T. Schäfer, R. Dohrmann und H. C. Greenwell. Chantilly: Clay Minerals Society (The Clay Minerals Society Workshop Lectures Series, 21), S. 191–198.
- Martin, C. D.; Chandler, N. A. (1994): The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (31/6), S. 643–659. DOI: 10.1016/0148-9062(94)90005-1.
- Technical Standard JGS 3211-2003, 2003: Method for Obtaining Soft Rock Samples by Rotary Tube Sampling.
- Norm BS 1377-1, 2016: Methods of test for soils for civil engineering purposes. General requirements and sample preparation.
- Milliken, K. L.; Day-Stirrat, R. J. (2013): Cementation in Mudrocks: Brief Review with Examples from Cratonic Basin Mudrocks. In: American Association of Petroleum Geologists (Hg.): *Critical Assessment of Shale Resource Plays*. Tulsa: American Association of Petroleum Geologists (AAPG Special Volumes, Memoir 103), S. 133–150.
- Mohajerani, M.; Delage, P.; Sulem, J.; Monfared, M.; Tang, A. M.; Gatmiri, B. (2014): The Thermal Volume Changes of the Callovo–Oxfordian Claystone. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (47/1), S. 131–142. DOI: 10.1007/s00603-013-0369-8.
- Morgenstern, N. R. (1990): Instabilitäts-Mechanismen bei veränderlich festen Gesteinen. In: *Geotechnik* 13, S. 123–129.
- Mutschler, T. (2004): Neufassung der Empfehlung Nr. 1 des Arbeitskreises „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.: Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern. In: *Bautechnik* (81/10), S. 825–834. DOI: 10.1002/bate.200490194.
- Nahazanan, H.; Clarke, S.; Asadi, A.; Md.Yusoff, Z.; Huat, B. B. K. (2013): Effect of inundation on shear strength characteristics of mudstone backfill. In: *Engineering Geology* (158), S. 48–56. DOI: 10.1016/j.enggeo.2013.03.003.
- Nguyen, H. B. K.; Rahman, M. M.; Fourie, A. (2018): Characteristic Behavior of Drained and Undrained Triaxial Compression Tests: DEM Study. In: *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering* (144/9), 04018060. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001940.
- Nickmann, M. (2007): Abgrenzung und Klassifizierung veränderlich fester Gesteine unter Ingenieurgeologischen Aspekten. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl für Ingenieurgeologie.

- Nickmann, M. (2014): Projekte Erlangen und Kriegenbrunn: Untersuchungen zur Veränderlichkeit. Untersuchungsmethoden, Ursachen, Kennwerte, Ergebnisse. Bundesanstalt für Wasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau. Karlsruhe, 27.05.2014.
- Nickmann, M.; Thuro, K. (2014): Projekt: Schleuse Minden. Bericht über die Ergebnisse der Laboruntersuchungen. Hg. v. Technische Universität München und Lehrstuhl für Ingenieurgeologie. München, 25 S.
- Nied, J.; Marquart, P. (2007): Planung, Realisierung und Geologie der Großprojekte Stuttgart 21 und NBS Wendlingen–Ulm. In: *Geotechnik* (30/4), S. 225–231.
- Noy, D. J.; Horseman, S. T.; Harrington, J. F.; Bossart, P.; Fisch, H. R. (2003): An experimental and modelling study of chemico-osmotic effects in the Opalinus Clay of Switzerland. Hg. v. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bern (Mont Terri Project Technical Report, 2003-01), 39 S.
- Oka, F. (1996): Validity and Limits of the Effective Stress Concept in Geomechanics. In: *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* (1/2), S. 219–234. DOI: 10.1002/(SICI)1099-1484(199604)1:2<219::AID-CFM11>3.0.CO;2-H.
- Ondrasik, R.; Kopecky, M. (2014): Rock Pore Structure as Main Reason of Rock Deterioration. In: *Studia Geotechnica et Mechanica* (36/1), S. 79–88. Online verfügbar unter DOI: 10.2478/sgem-2014-0010.
- Osipov, V. I. (1975): Structural bonds and the properties of clays. In: *Bulletin of the International Association of Engineering Geology* (12/1), S. 13–20. DOI: 10.1007/BF02635423.
- Papamichos, E.; Brignoli, M.; Santarelli, F. J. (1997): An experimental and theoretical study of a partially saturated collapsible rock. In: *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* (2/3), S. 251–278.
- Passchier, C. W.; Trouw, R. A. J. (2005): *Microtectonics*. Berlin: Springer-Verlag, 366 S.
- Peng, S.; Podnieks, E. R. (1972): Relaxation and the behavior of failed rock. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (9/6), 699-712. DOI: 10.1016/0148-9062(72)90031-9.
- Peters, M. G.; Maltman, A. J. (1999): Insights into the hydraulic performance of landfill-lining clays during deformation. In: A. C. Aplin, A. J. Fleet und J.H.S. Macquaker (Hg.): *Muds and Mudstones: Physical and Fluid-Flow Properties*. London: Geological Society of London (Geological Society special publication, 158), S. 97–106.
- Pineda, J. A.; Alonso, E. E.; Romero, E. (2014): Environmental degradation of claystones. In: *Géotechnique* (64/1), S. 64–82. DOI: 10.1680/geot.13.P.056.
- Plinninger, R. J.; Bruelheide, T. (2007): Geotechnische Aspekte repräsentativer Probenahme von Festgesteinen. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hg.): *Veröffentlichungen von der 16. Tagung für Ingenieurgeologie und vom Forum Junge Ingenieurgeologen*. 16. Tagung für Ingenieurgeologie und Forum Junge Ingenieurgeologen. Essen: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, S. 199–208.

- Plinninger, R. J.; Spaun, G.; Nickmann, M. (2012): Geotechnische Aspekte der Beprobung und Untersuchung veränderlich fester Gesteine. In: C. Vogt (Hg.): Bauen in Boden und Fels - 8. Kolloquium. Ostfildern: TAE.
- Popp, T.; Salzer, K. (2007a): Anisotropy of seismic and mechanical properties of Opalinus clay during triaxial deformation in a multi-anvil apparatus. In: *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C* (32/8-14), S. 879–888. DOI: 10.1016/j.pce.2006.04.022.
- Popp, T.; Salzer, K. (2007b): Mont Terri Project - HE-D Experiment: Influence of bedding planes. Hg. v. Institut für Gebirgsmechanik GmbH. Institut für Gebirgsmechanik GmbH. Leipzig (Technical Report, 2007-04), 69 S.
- Potter, P. E.; Maynard, J. B.; Depetris, P. J. (2005): *Mud and Mudstones: Introduction and Overview*. Berlin: Springer, 297 S.
- Potter, P. E.; Maynard, J. B.; Pryor, W. A. (1980): *Sedimentology of Shale - Study Guide and Reference Source*. New York: Springer, 313 S.
- Prinz, H.; Strauß, R. (2011): *Ingenieurgeologie*. 5. Aufl. Heidelberg: Spektrum Akademischer Verlag, 738 S.
- Reeves, G. M.; Sims, I.; Cripps, J. C. (Hg.) (2006): *Clay Materials Used in Construction*. Unter Mitarbeit von G. M. Reeves, I. Sims und J. C. Cripps. Geological Society of London. London: Geological Society (Engineering Geology Special Publication, 21).
- Rosendahl, W.; Junker, B.; Megerle, A.; Vogt, J. (2008): *Wanderungen in die Erdgeschichte - Schwäbische Alb*. 2. Aufl. München: Pfeil, 160 S.
- Sadowski, G. R. (2020): The Geology of Soft Rocks. In: M. A. Kanji, M. He, Sousa und L. Ribeiro e Sousa (Hg.): *Soft Rock Mechanics and Engineering*. Cham: Springer, S. 19–35.
- Savage, W. Z. (1988): Pore-Pressure Distributions in Constant Strain-Rate Triaxial Tests. In: R. T. Donaghe, R. C. Chaney und M. L. Silver (Hg.): *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*. West Conshohocken: ASTM International (ASTM special technical publication, 977), S. 582–591.
- Schmidt, H. H.; Buchmaier, R. F.; Vogt-Breyer, C. (2017): *Grundlagen der Geotechnik - Geotechnik nach Eurocode*. 5. Aufl. Wiesbaden: Springer Vieweg, 783 S.
- Schmitt, L.; Forsans, T.; Santarelli, F. J. (1994): Shale testing and capillary phenomena. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (31/5), S. 411–427.
- Seegis, D. (1997): *Die Lehrbergschichten im Mittleren Keuper von Süddeutschland: Stratigraphie, Petrographie, Paläontologie, Genese*. Universität Stuttgart, Stuttgart. Instituts für Geologie und Paläontologie, 382 S.
- Shao, X.; Pang, X.; Li, Q.; Wang, P.; Chen, D.; Shen, W.; Zhao, Z. (2017): Pore structure and fractal characteristics of organic-rich shales: A case study of the lower Silurian Longmaxi shales in the Sichuan Basin, SW China. In: *Marine and Petroleum Geology* (80), S. 192–202. DOI: 10.1016/j.marpetgeo.2016.11.025.

- Siboyabasore, P. C. (2006): Beitrag zur Berechnung von Hebungen quellfähiger Böden. Dissertation. Bergische Universität, Wuppertal. Abteilung Bauingenieurwesen, 141 S.
- Siddiqui, M. A. Q.; Ali, S.; Fei, H.; Roshan, H. (2018): Current understanding of shale wettability: A review on contact angle measurements. In: *Earth-Science Reviews* (181), S. 1–11. DOI: 10.1016/j.earscirev.2018.04.002.
- Sieler, U. (2005): Keuper als geotechnisches Material. In: DGGT Fachsektion Ingenieurgeologie (Hg.): *Veröffentlichungen von der 15. Tagung für Ingenieurgeologie*. Unter Mitarbeit von M. Moser. 15. Tagung für Ingenieurgeologie. Hannover, S. 173–177.
- Simpson, J. P.; Dearing, H. L. (2000): Diffusion Osmosis-An Unrecognized Cause of Shale Instability. In: *International Association of Drilling Contractors und Society of Petroleum Engineers* (Hg.): *IADC/SPE Drilling Conference 2000: Proceedings*. IADC/SPE Drilling Conference 2000. Richardson: Society of Petroleum Engineers, S. 59190.
- Singhal, B. B. S.; Gupta, R. P. (1999): *Applied hydrogeology of fractured rocks*. 1. Aufl. Dordrecht: Springer Netherlands, 400 S.
- Sitter, L. U. de (1947): Diagenesis of Oil-Field Brines. In: *AAPG Bulletin* (31/11), S. 2030–2040. Online verfügbar unter <http://archives.datapages.com/data/bulletns/1944-48/data/pg/0031/0011/2000/2030.htm>.
- Skempton, A. W. (1954): The Pore-Pressure Coefficients A and B. In: *Géotechnique* (4/4), S. 143–147. DOI: 10.1680/geot.1954.4.4.143.
- Smykatz-Kloss, W. (1974): *Differential Thermal Analysis - Application and Results in Mineralogy*. Berlin: Springer, 188 S.
- Sofinskaya, O. A.; Kosterin, A. V.; Kosterina, E. A. (2016): Contact Angles at the Water–Air Interface of Hydrocarbon-Contaminated Soils and Clay Minerals. In: *Eurasian Soil Science* (49/12), S. 1375–1381. DOI: 10.1134/S1064229316120115.
- Song, I.; Skarbek, R.; Saffer, D.; Flemings, P. B. (2008): A Comparison of Compression Behavior of Mudrock Core Samples from the Nankai Margin, SW Japan and the Ursa Basin, Gulf of Mexico. In: *American Geophysical Union* (Hg.): *AGU Fall Meeting 2008*. AGU Fall Meeting 2008. Washington: American Geophysical Union, T31A-1985.
- Spears, D. A. (1980): Towards a classification of shales. In: *Journal of the Geological Society* (137/2), S. 125–129. DOI: 10.1144/gsjgs.137.2.0125.
- Surarak, C.; Likitlersuang, S.; Wanatowski, D.; Balasubramaniam, A.; Oh, E.; Guan, H. (2012): Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. In: *Soils and Foundations* (52/4), S. 682–697. DOI: 10.1016/j.sandf.2012.07.009.
- Swan, G.; Cook, J.; Bruce, S.; Meehan, R. (1989): Strain Rate Effects in Kimmeridge Bay Shale. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (26/2), S. 135–149. DOI: 10.1016/0148-9062(89)90002-8.

Tao, Z.; Zhou, C.; Ribeiro e Sousa, L.; Feifei, Z. (2020): Site Investigation for Soft Rock Mass. In: M. A. Kanji, M. He, Sousa und L. Ribeiro e Sousa (Hg.): *Soft Rock Mechanics and Engineering*. Cham: Springer, S. 163–186.

Tatsuoka, F.; Kohata, Y.; Tsubouchi, T.; Murata, K.; Ochi, K.; Wang, L. (1996): Sample disturbance in rotary core tube sampling of softrock. In: Institution of Civil Engineers (Hg.): *Proceedings of the International Conference on Advances in Site Investigation Practice*. Unter Mitarbeit von C. Craig. International Conference on Advances in Site Investigation Practice. London: Thomas Telford, S. 281–292.

Taylor, R. K.; Coop, M. R. (1993): Stress path testing of Boom clay from Mol, Belgium. In: Engineering Group of the Geological Society (Hg.): *The engineering geology of weak rock: proceedings of the 26th annual conference of the Engineering Group of the Geological Society*. Unter Mitarbeit von J. C. Cripps. 26th annual conference of the Engineering Group of the Geological Society. Rotterdam: Balkema, S. 77–82.

Taylor, R. K.; Smith, T. J. (1986): The engineering geology of clay minerals: swelling, shrinking and mudrock breakdown. In: *Clay Minerals* (21/3), S. 235–260.

Technische Prüfvorschrift TP BF-StB Teil C2, 1979: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Dreiaxiale Druckversuche an Gesteinsproben.

Terzaghi, K. (1923): Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. In: Akademie der Wissenschaften in Wien, Sitzungsberichte, Mathematisch-naturwissenschaftliche Klasse (132), S. 125–138.

Terzaghi, K. (1936): The stability of slopes of natural clays. In: Harvard University (Hg.): *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge: Harvard University, S. 161–165.

Thuro, K.; Plinninger, R. J.; Zäh, S.; Schütz, S. (2001): Scale effects in rock strength properties - Part 1: Unconfined compressive test and Brazilian test. In: International Society for Rock Mechanics (Hg.): *EUROCK 2001 - Rock Mechanics: A challenge for Society*. EUROCK 2001 - Rock Mechanics: A challenge for Society. Boca Raton: CRC Press, S. 169–174.

Thury, M.; Bossart, P. (1999): Mont Terri Rock Laboratory: Results of the Hydrogeological, Geochemical and Geotechnical Experiments Performed in 1996 and 1997. Hg. v. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bern (Geologische Berichte, 23).

van Eeckhout, E. M. (1976): Mechanisms of strength reduction due to moisture in coal mine shales. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (13/2), S. 61–67.

van Oort, E. (2003): On the physical and chemical stability of shales. In: *Journal of Petroleum Science and Engineering* (38/3-4), S. 213–235. Online verfügbar unter doi:10.1016/S0920-4105(03)00034-2.

Venter, J. P.; Purvis, C.; Hamman, J. (2016): Hoek–Brown mi estimation — a comparison of multistage triaxial with single stage triaxial testing. In: Australian Centre for Geomechanics (Hg.): Proceedings of the First Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference. First Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference. Crawley: Australian Centre for Geomechanics, S. 289–300.

Vergara, M. R.; Triantafyllidis, T. (2016): Influence of Water Content on the Mechanical Properties of an Argillaceous Swelling Rock. In: Rock Mechanics and Rock Engineering (49/7), S. 2555–2568. DOI: 10.1007/s00603-016-0938-8.

Vlahinić, I.; Jennings, H. M.; Andrade, J. E.; Thomas, J. J. (2011): A novel and general form of effective stress in a partially saturated porous material - The influence of microstructure. In: Mechanics of Materials (43/1), S. 25–35. DOI: 10.1016/j.mechmat.2010.09.007.

Voringer, J.; Zenz, R.; Meyer, A. M.; Strauss, A.; Hofmann, A. (2017): Erfahrungen mit der TVM-Fahrt durch Tongesteine mit geringen Festigkeiten im Boßlertunnel. In: Geomechanics and Tunnelling (10/2), S. 135–144. DOI: 10.1002/geot.201600084.

Washburn, E. W. (1921): Note on a Method of Determining the Distribution of Pore Sizes in a Porous Material. In: Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America (7/4), S. 115–116.

West, G. (1994): Effect of suction on the strength of rock. In: Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology (27/1), S. 51–56. DOI: 10.1144/GSL.QJEGH.1994.027.P1.07.

Wichter, L. (1987): Empfehlung Nr. 12 des Arbeitskreises 19 der DGGT: Mehrstufentechnik bei triaxialen Druckversuchen und direkten Scherversuchen. In: Bautechnik (11/1987), S. 383–385.

Wichter, L.; Gudehus, G. (1982): Ergebnisse von Biaxial- und Triaxialversuchen am Opalinuston. In: Geotechnik (5/1), S. 74–82.

Wiid, B. L. (1967): The influence of moisture upon the strength behaviour of rock. Dissertation. University of Witwatersrand, Johannesburg, 184 S.

Wild, K.; Amann, F. (2018): Experimental study of the hydro-mechanical response of Opalinus Clay – Part 1: Pore pressure response and effective geomechanical properties under consideration of confinement and anisotropy. In: Engineering Geology (237), S. 32–41. DOI: 10.1016/j.enggeo.2018.02.012.

Wild, K.; Amann, F.; Martin, C. D.; Wassermann, J.; David, C. (2015a): Dilatancy of clay shales and its impact on pore pressure evolution and effective stress for different triaxial stress paths. In: American Rock Mechanics Association (Hg.): 49th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. 49th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. Alexandria: American Rock Mechanics Association.

Wild, K.; Wymann, L. P.; Zimmer, S.; Thöny, R.; Amann, F. (2015b): Water Retention Characteristics and State-Dependent Mechanical and Petro-Physical Properties of a Clay Shale.

In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (48/2), S. 427–439. DOI: 10.1007/s00603-014-0565-1.

Wileveau, Y. (2005): THM behaviour of host rock: (HE-D experiment): Progress Report September 2003-October 2004 Part 1. Hg. v. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bundesamt für Wasser und Geologie. Bern (Mont Terri Project Technical Report, 2005-03), 119 S.

Wittke, W. (1984): *Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels*. Berlin: Springer-Verlag, 1054 S.

Wittke, W.; Wittke, M.; Wahlen, R. (2004): Zum Quellgesetz für den anhydrit-führenden, un-
ausgelaugten Gipskeuper. In: *Geotechnik* (27/2), S. 112–117.

Wu, T. H. (1970): *Soil mechanics*. Boston: Allyn and Bacon Inc.

Yan, C.; Deng, J.; Cheng, Y.; Li, M.; Feng, Y.; Li, X. (2017): Mechanical Properties of Gas Shale During Drilling Operations. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (50/7), S. 1753–1765. DOI: 10.1007/s00603-017-1203-5.

Ye, B.; Ni, X.; Zhang, Y.; Ye, W. (2018): Supercritical CO₂ Permeability in Rock: An Experiment Study. In: Chinese Institution of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Chinese Society for Rock Mechanics and Engineering und Shanghai Society of Civil Engineering (Hg.): *Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference: Multi-physics Processes in Soil Mechanics and Advances in Geotechnical Testing*. GeoShanghai International Conference 2018. Singapur: Springer, S. 280–288.

Yoshinaka, R.; Tran, T. V.; Osada, M. (1997): Pore pressure changes and strength mobilization of soft rocks in consolidated-undrained cyclic loading triaxial tests. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (34/5), S. 715–726. DOI: 10.1016/S1365-1609(97)00006-5.

Youn, H.; Tonon, F. (2010): Multi-stage triaxial test on brittle rock. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* (47/4), S. 678–684. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2009.12.017.

Young, A.; Low, P. F. (1965): Osmosis in Argillaceous Rocks: Geological Notes. In: *AAPG Bulletin* (49/7), S. 1004–1007.

Yu, H.; Chen, W. Z.; Li, X. L.; Sillen, X. (2014): A Transversely Isotropic Damage Model for Boom Clay. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* (47/1), S. 207–219. DOI: 10.1007/s00603-012-0346-7.

Zagożdżon, P. P. (2002): Sunburn in the Tertiary Basalts of Silesia (SW Poland). In: *GeoLines* (15), S. 188–193.

Zaraisky, G. P.; Balashov, V. N. (1995): Thermal decompaction of rocks. In: K. Shmulovich, B. Yardley und G. Gonchar (Hg.): *Fluids in the Crust - Equilibrium and transport properties*. Dordrecht: Springer, 252 - 284.

Zhang, C.; Dittrich, J.; Müller, J.; Rothfuchs, T. (2002): Experimental Study of the Hydromechanical Behaviour of the Callovo-Oxfordian Argillites. Hg. v. Bundesministerium für Wirt-

schaft und Technologie. Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) gGmbH. Köln (No. 02E9420), 75 S.

Zhang, C. L. (2015): Deformation of clay rock under THM conditions. In: *Geomechanics and Tunnelling* (8/5), S. 426–435. DOI: 10.1002/geot.201500025.

Zhang, C. L. (2017): Examination of Effective Stress in Clay Rock. In: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* (9/3), S. 479–489. DOI: 10.1016/j.jrmge.2016.07.008.

Zhang, C. L.; Wieczorek, K.; Xie, M. L. (2010): Swelling experiments on mudstones. In: *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* (2/1), S. 44–51. DOI: 10.3724/SP.J.1235.2010.00044.

Zhang, H.; Wan, Z.; Ma, D.; Zhang, B.; Zhou, P. (2017): Coupled Effects of Moisture Content and Inherent Clay Minerals on the Cohesive Strength of Remodelled Coal. In: *Energies* (10/8), S. 1234. DOI: 10.3390/en10081234.

Lebenslauf

Persönliche Daten

Geburtsname Günther
Geburtsdatum, -ort 01.02.1988, Jena
Adresse Collinstraße 5, 68161 Mannheim
E-Mail christian.ungewitter@web.de

Berufserfahrung

08.2015-heute Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Wissenschaftlicher Mitarbeiter/Doktorand
07.2013-07.2015 Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Geotechnischer Sachbearbeiter
02.2012-05.2012 Nkomati Open Pit, Machadodorp (Südafrika)
Minengeologe
10.2009-10.2012 Martin-Luther-Universität, Halle/Saale
Hilfswissenschaftler Fachgruppe Ingenieurgeologie

Ausbildung

10.2010-03.2013 Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg
MSc Angewandte Geowissenschaften
(Vertiefungen: Ingenieur-, Hydro-, Lagerstättengeologie)
10.2007-09.2010 Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg
BSc Angewandte Geowissenschaften
(Vertiefungen: Ingenieur-, Hydro-, Lagerstättengeologie)
09.1998-07.2006 Prof. Hofmann-Gymnasium Kölleda
Abitur

Wehrdienst

10.2006-06.2007 Oberpfalzkasernen, Pfreimd
4./Panzerbataillon 104

Mitgliedschaften

Berufsverband Deutscher Geowissenschaftler (BDG)
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)
International Association for Engineering Geology and the Environment (IAEG)
International Society for Rock Mechanics (ISRM)

Mannheim, 14.07.2020

Inhaltsverzeichnis

Anhang A1 – Spannungs-Dehnungs-Diagramme aller Versuchs-Chargen	A-1
Anhang A2 – Indexwerte der untersuchten Triaxialproben	A-21
Anhang A3 – Metadaten aller Triaxialproben	A-27
Anhang A4 – Randbedingungen der Triaxialversuche	A-32
Anhang A5 – Frontansicht des Druckgebers	A-38
Anhang A6 – Felsansprache	A-39
Anhang A7 – Details der Bohrungen	A-46
Anhang A8 – Geophysikalische Messungen	A-51
Anhang A9 – Methoden zur Abschätzung der maximalen Versenkungstiefe	A-63
Literaturverzeichnis	A-66
Elektronischer Anhang	A-68

Anhang A1 – Spannungs-Dehnungs-Diagramme aller Versuchs-Chargen

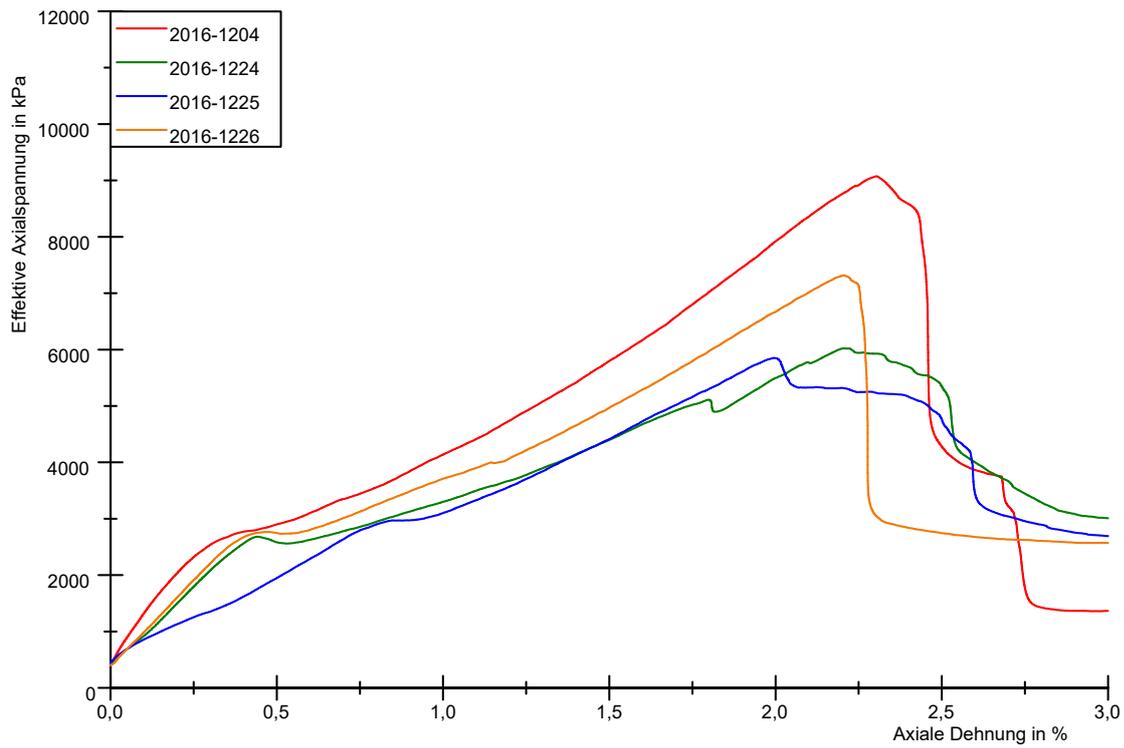


Abbildung A-1: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 1

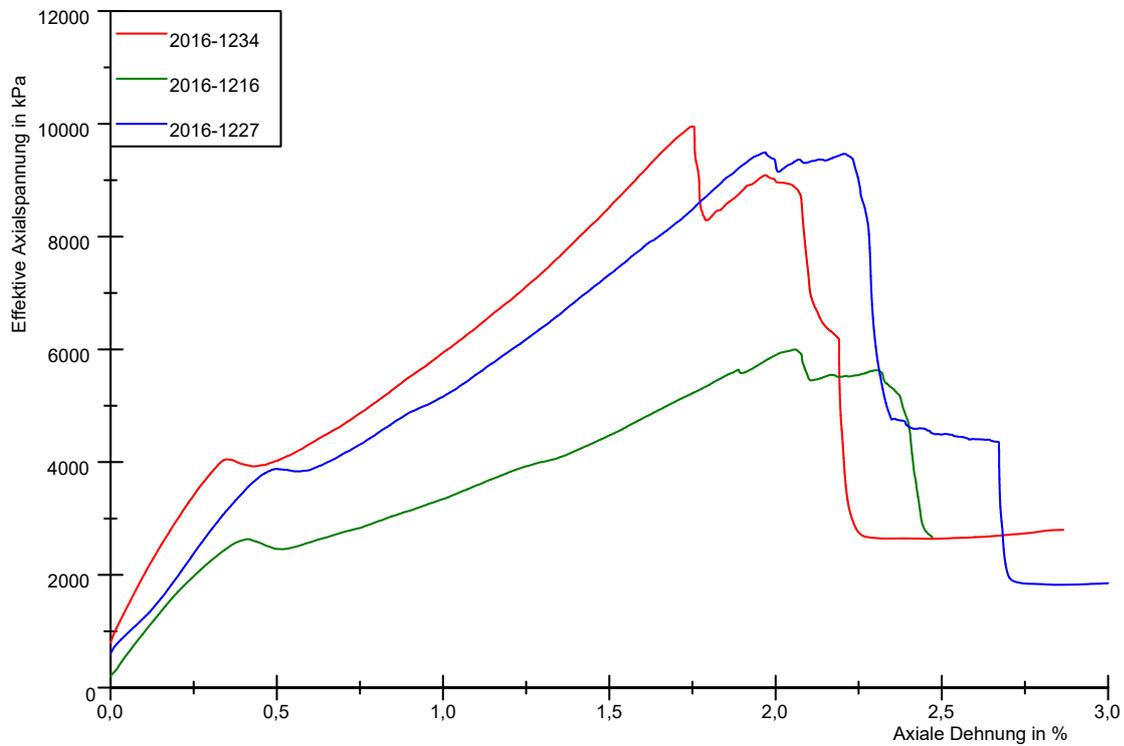


Abbildung A-2: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 2

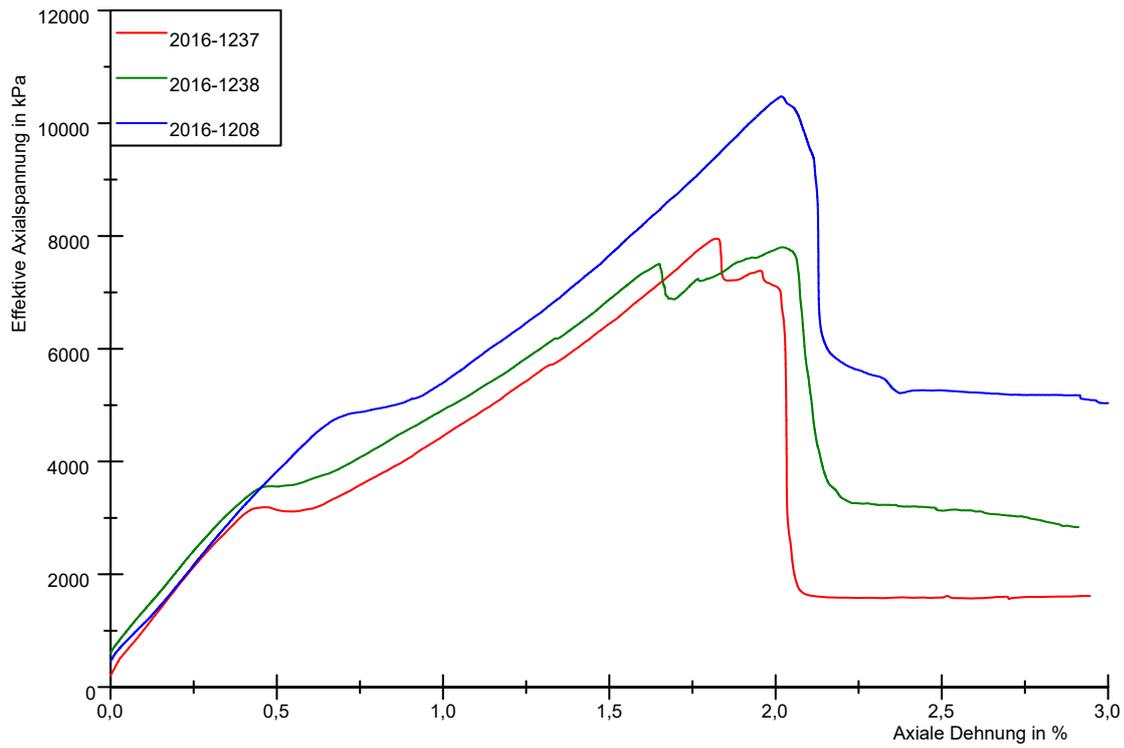


Abbildung A-3: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 3

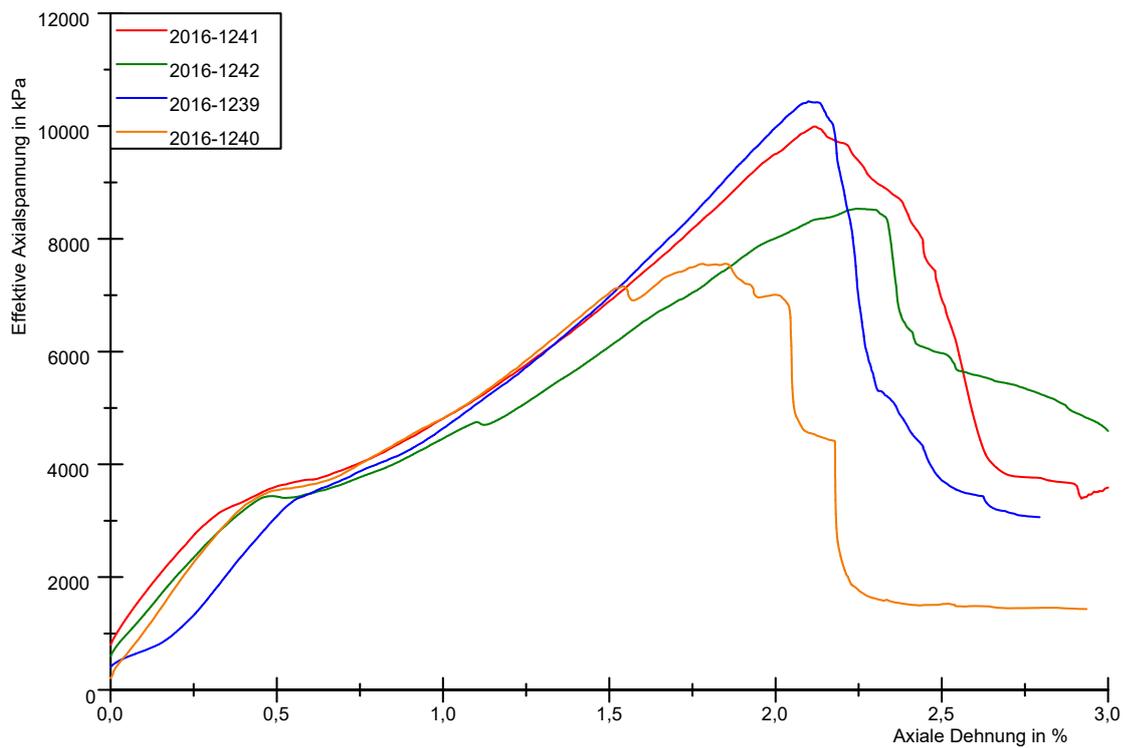


Abbildung A-4: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 4

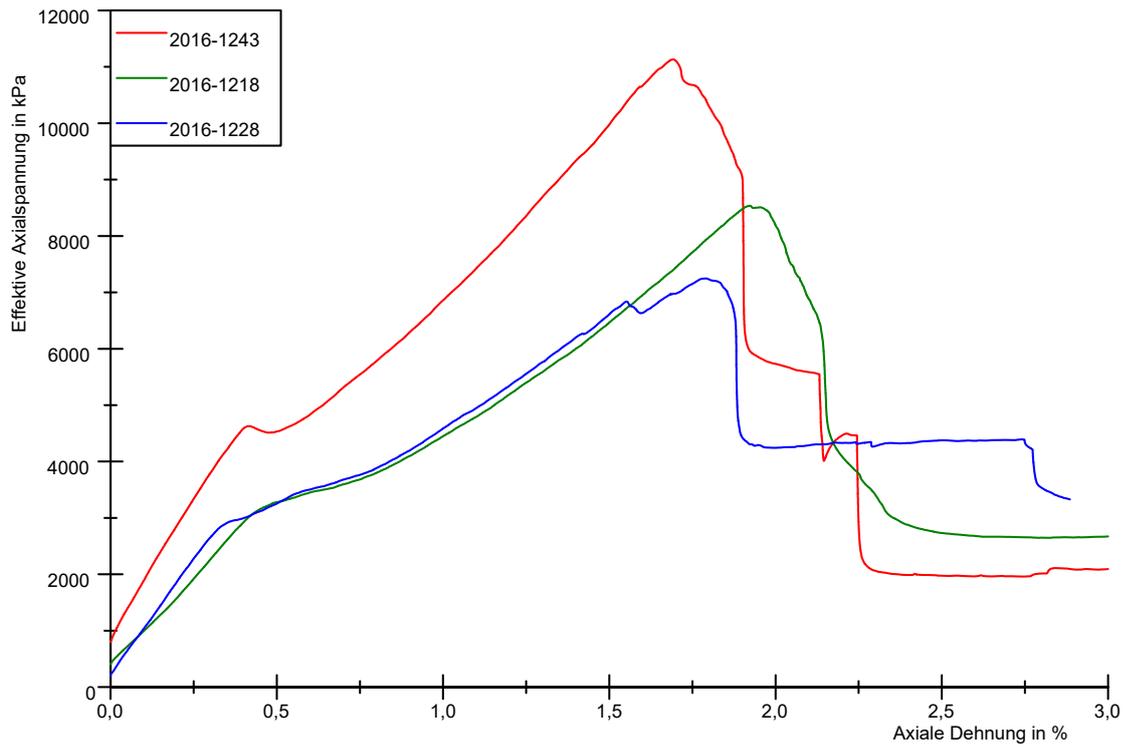


Abbildung A-5: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 5

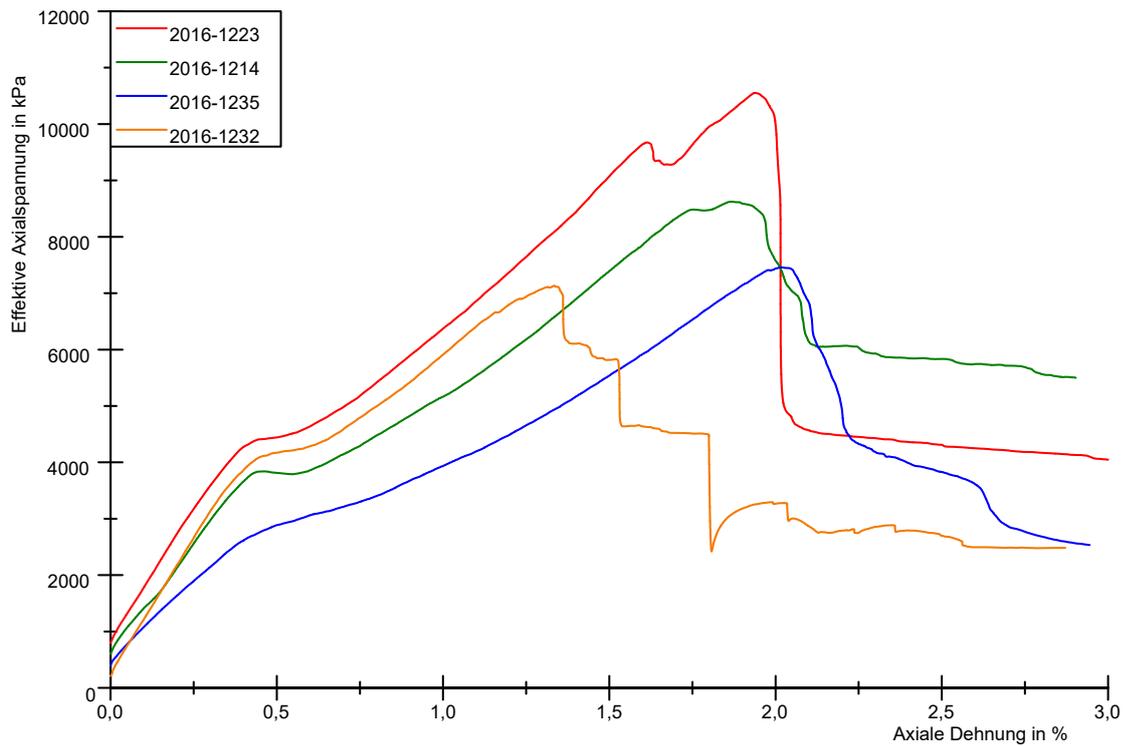


Abbildung A-6: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 6

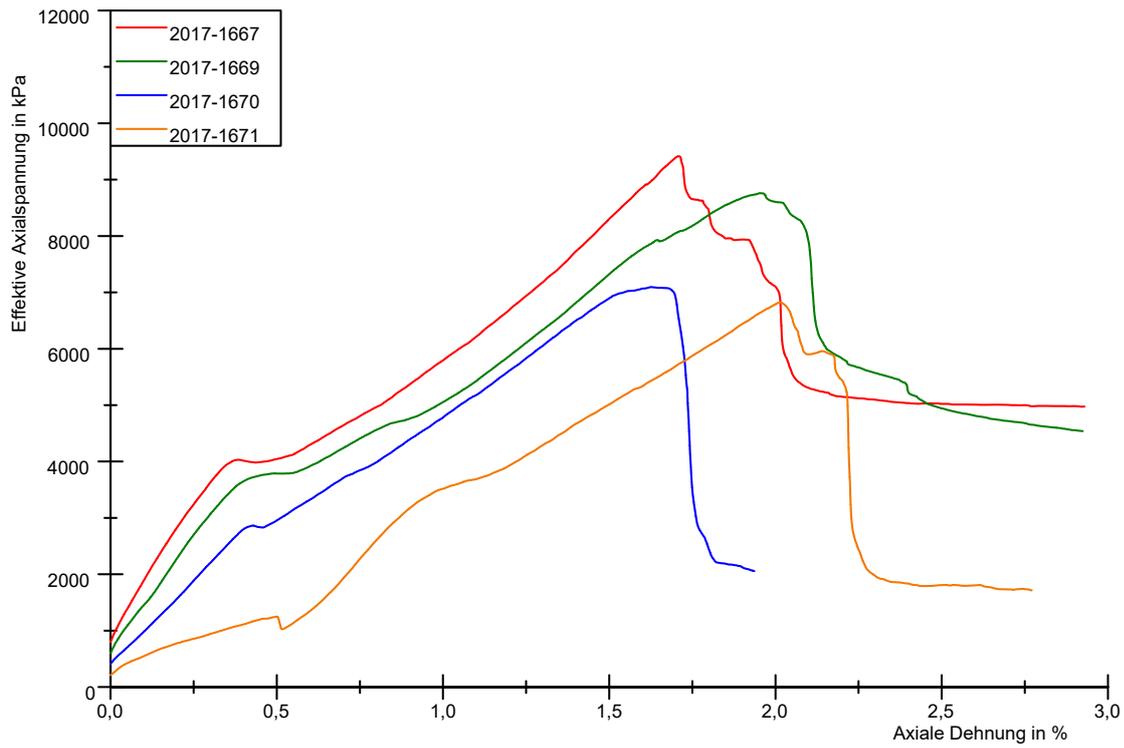


Abbildung A-7: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 7

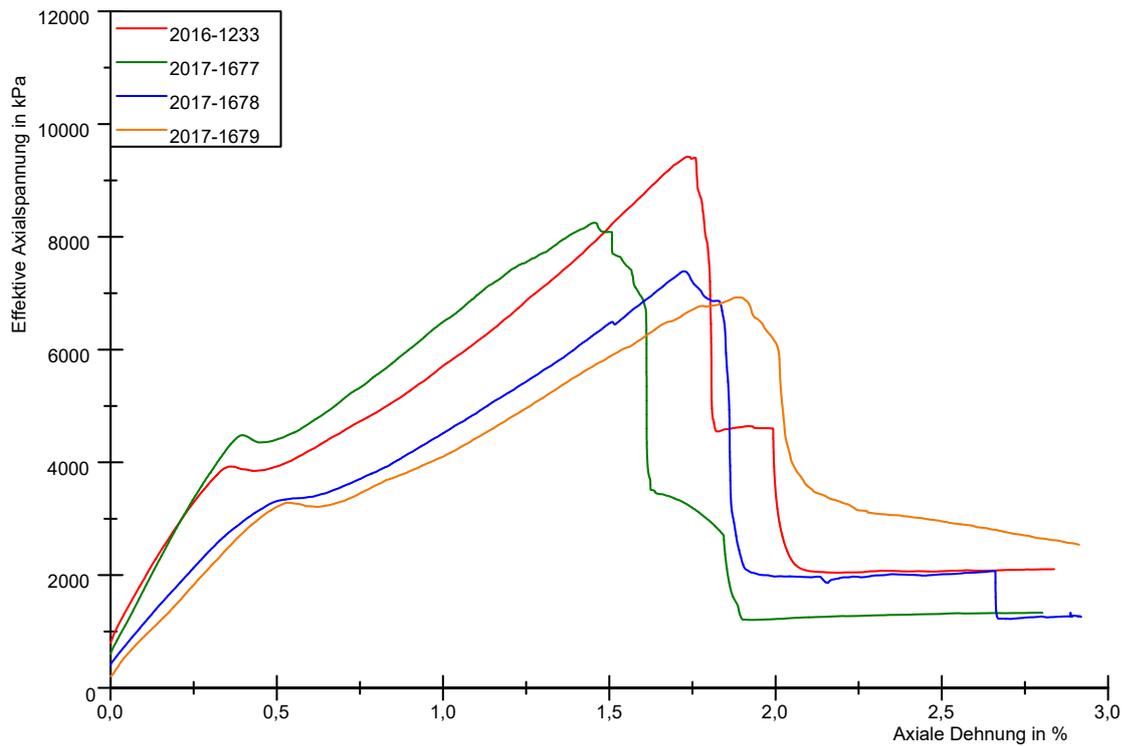


Abbildung A-8: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 8

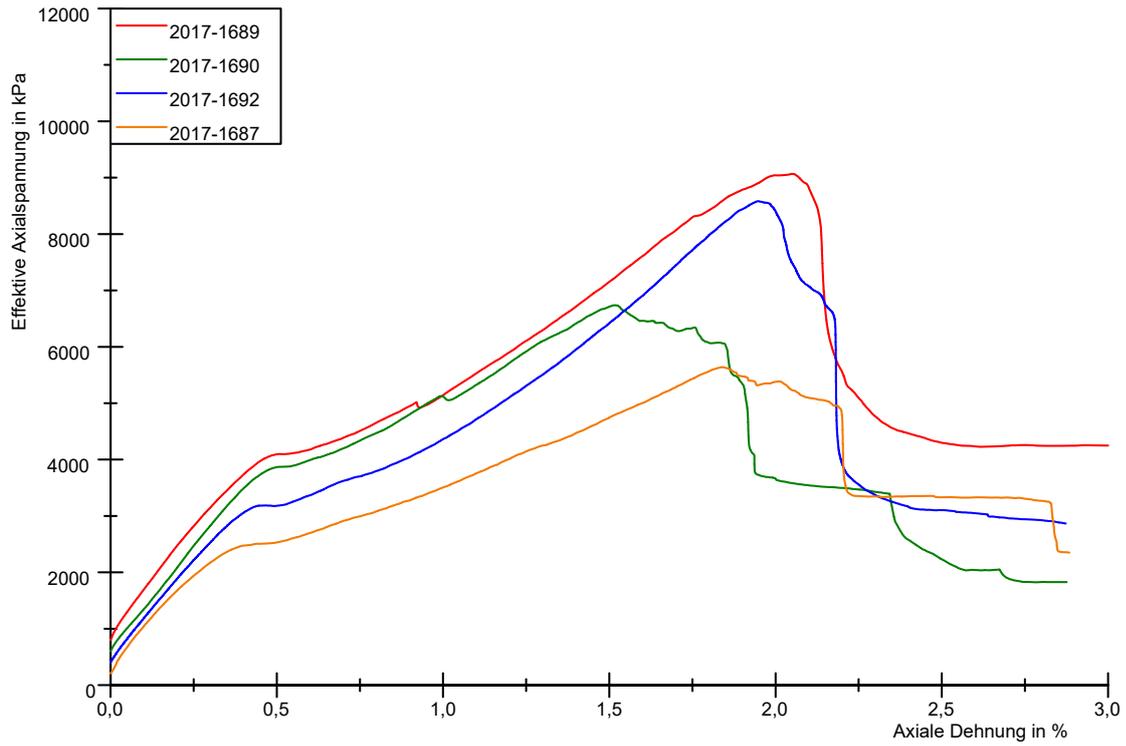


Abbildung A-9: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 9

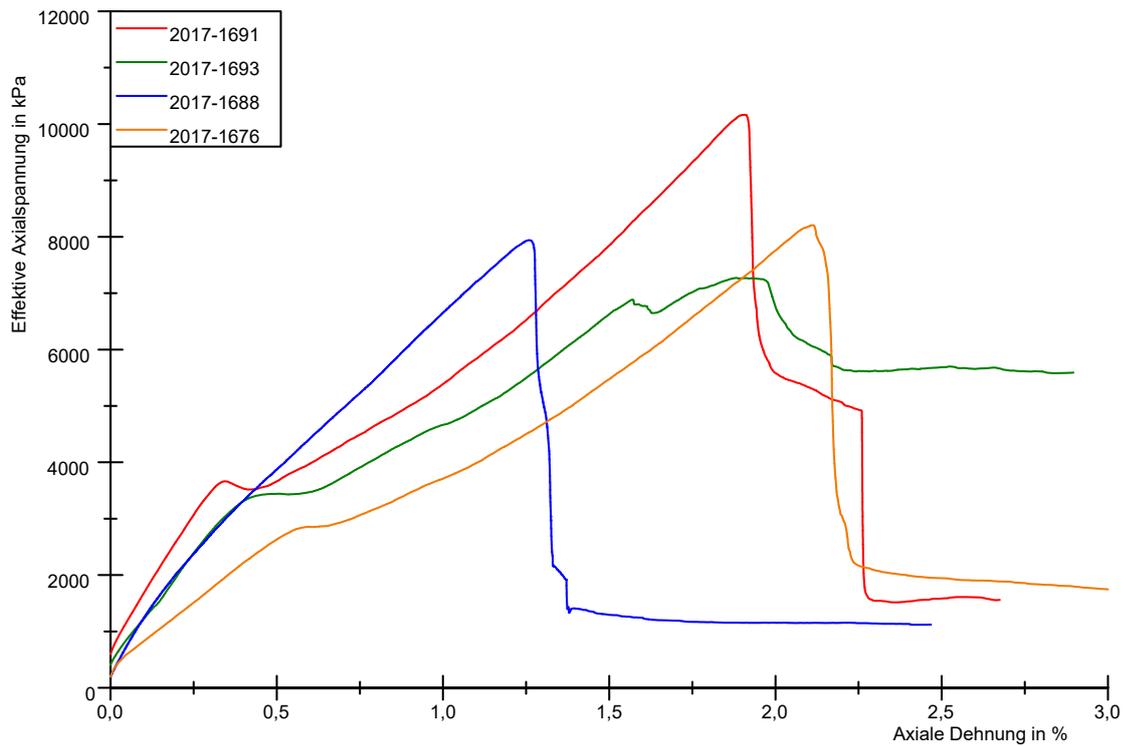


Abbildung A-10: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 10

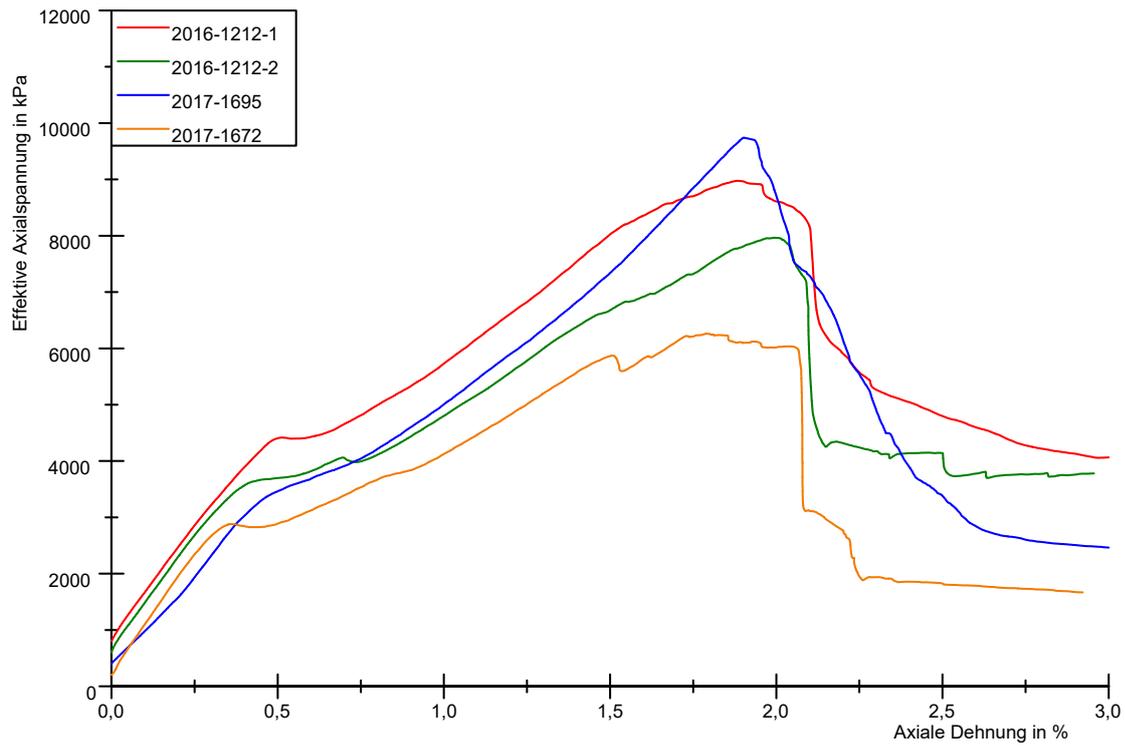


Abbildung A-11: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 11

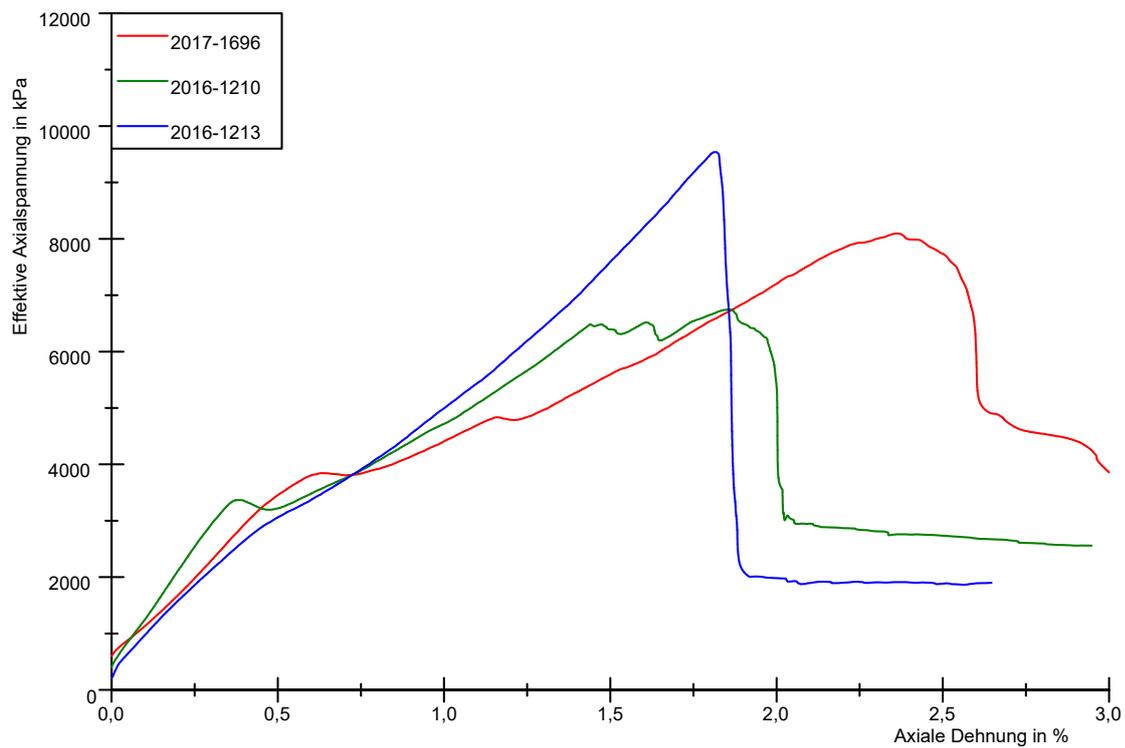


Abbildung A-12: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 12

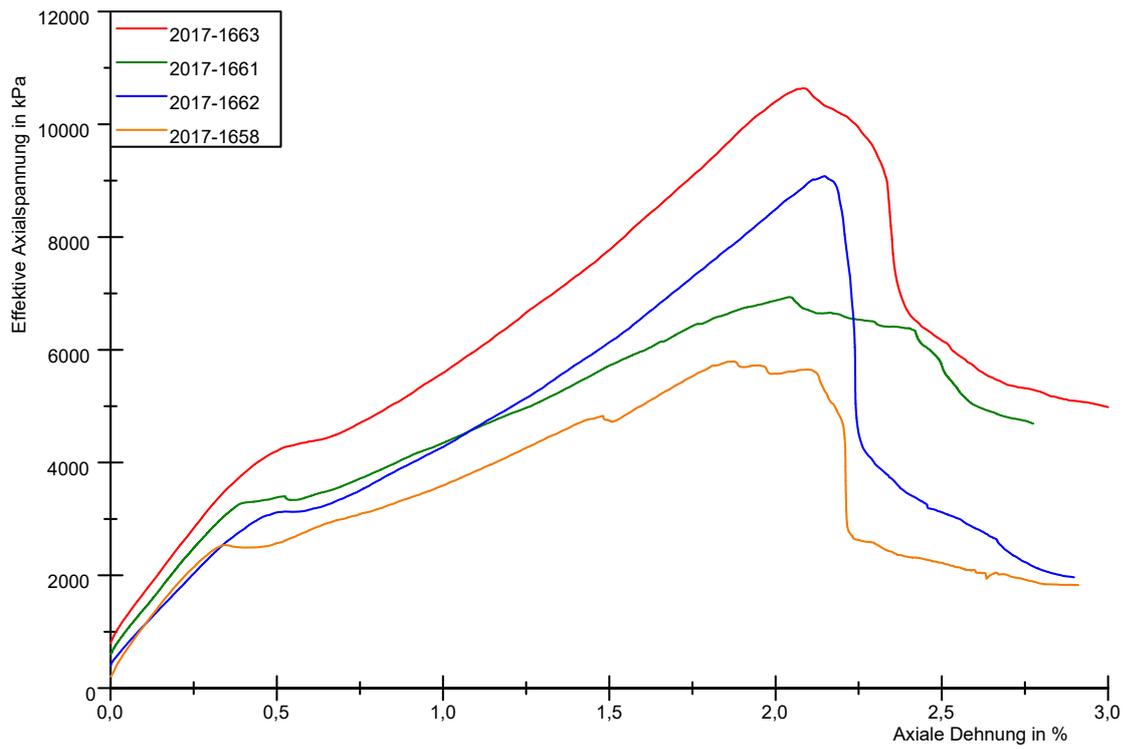


Abbildung A-13: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 13

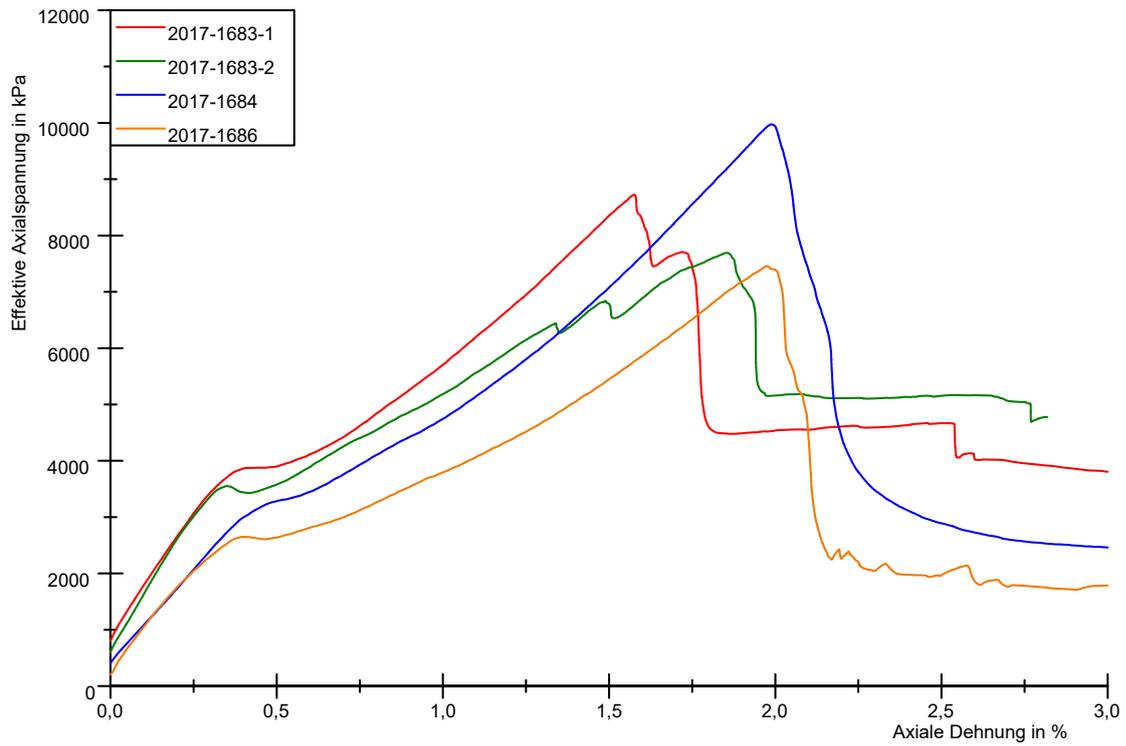


Abbildung A-14: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 14

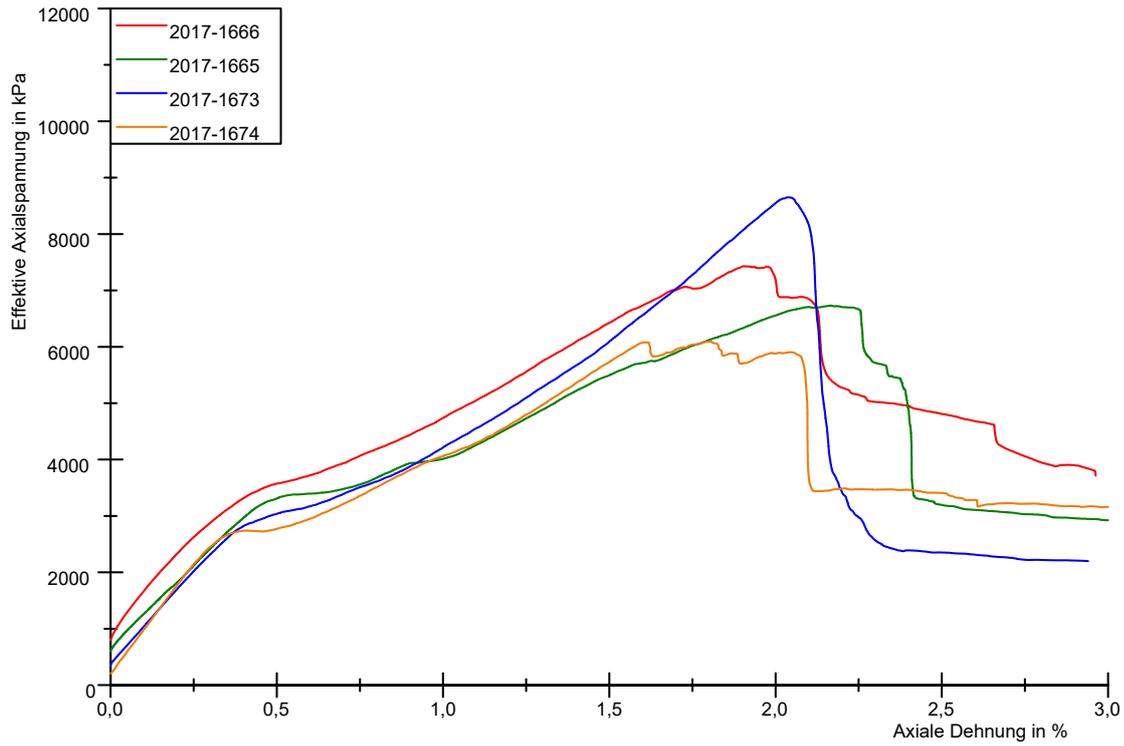


Abbildung A-15: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 15

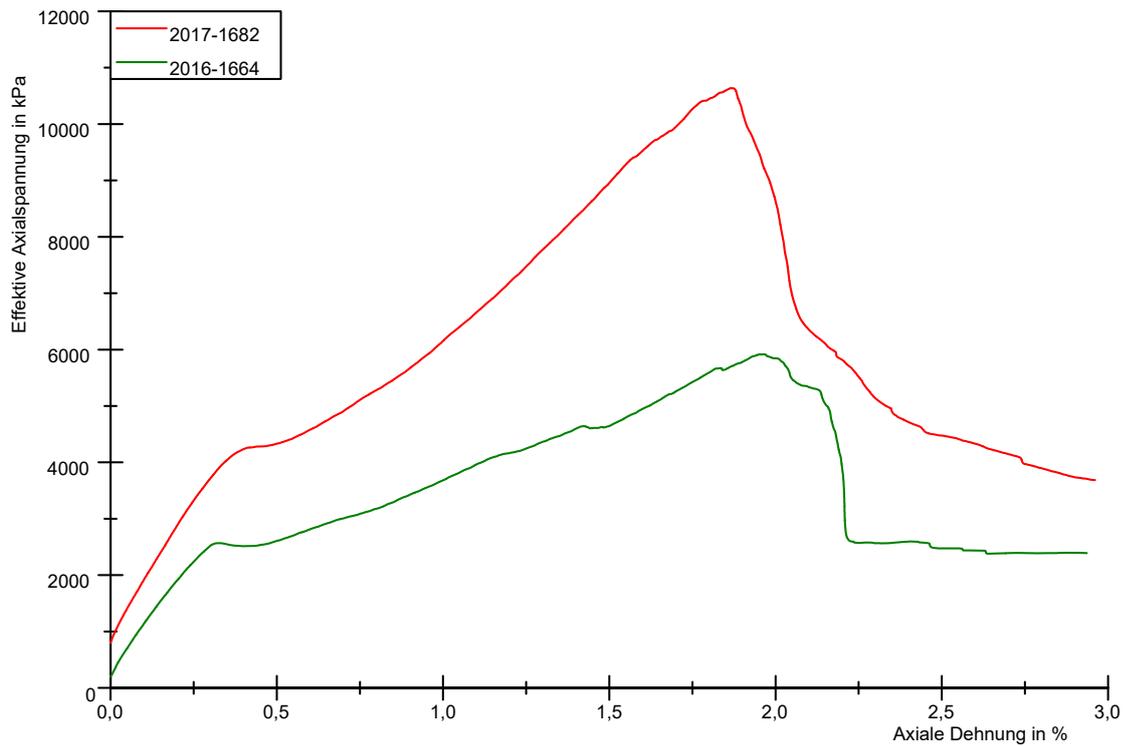


Abbildung A-16: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 16

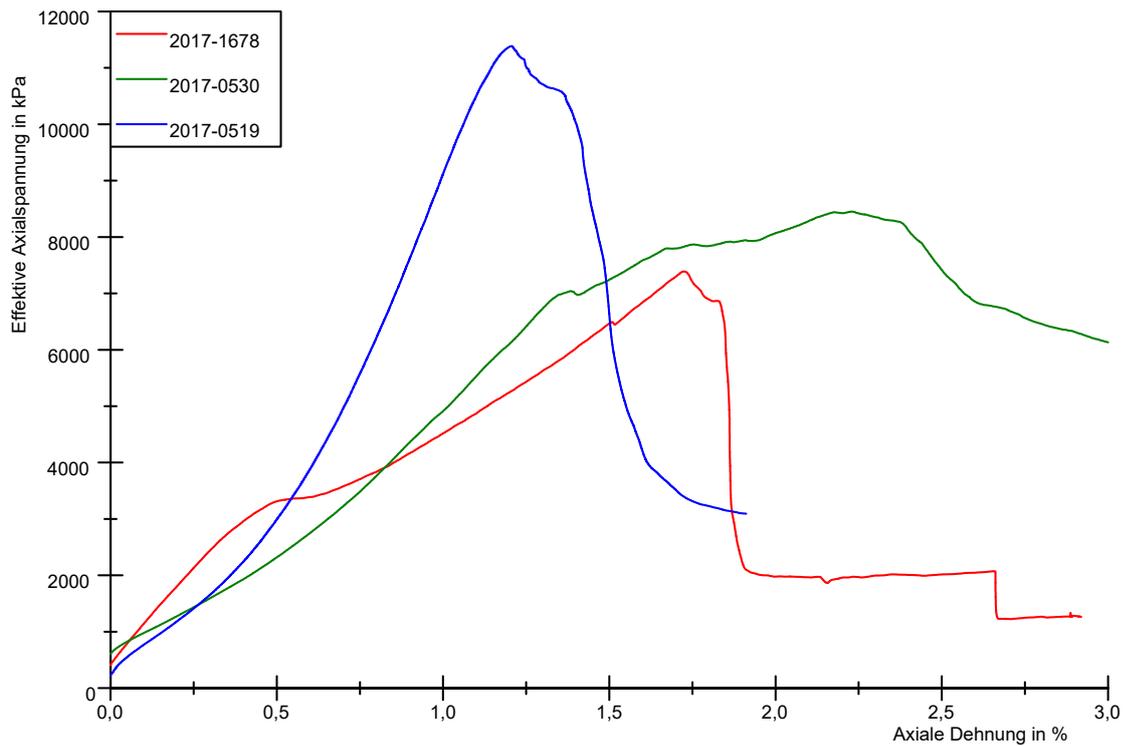


Abbildung A-17: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 17

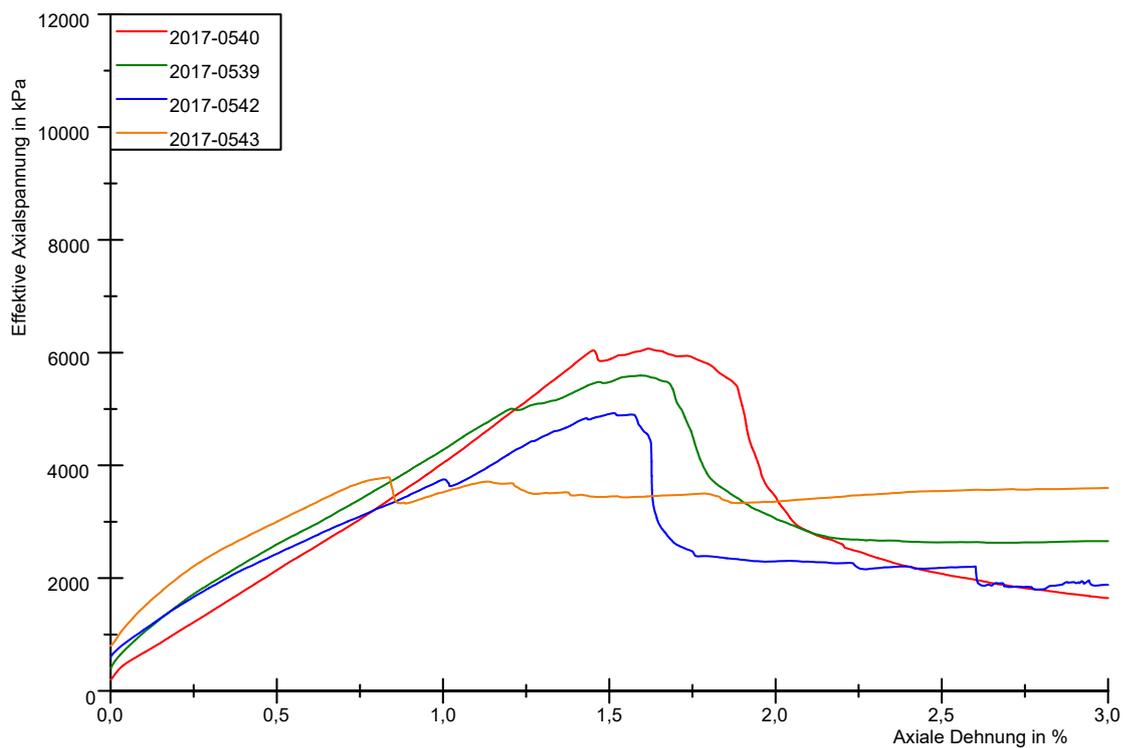


Abbildung A-18: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 18

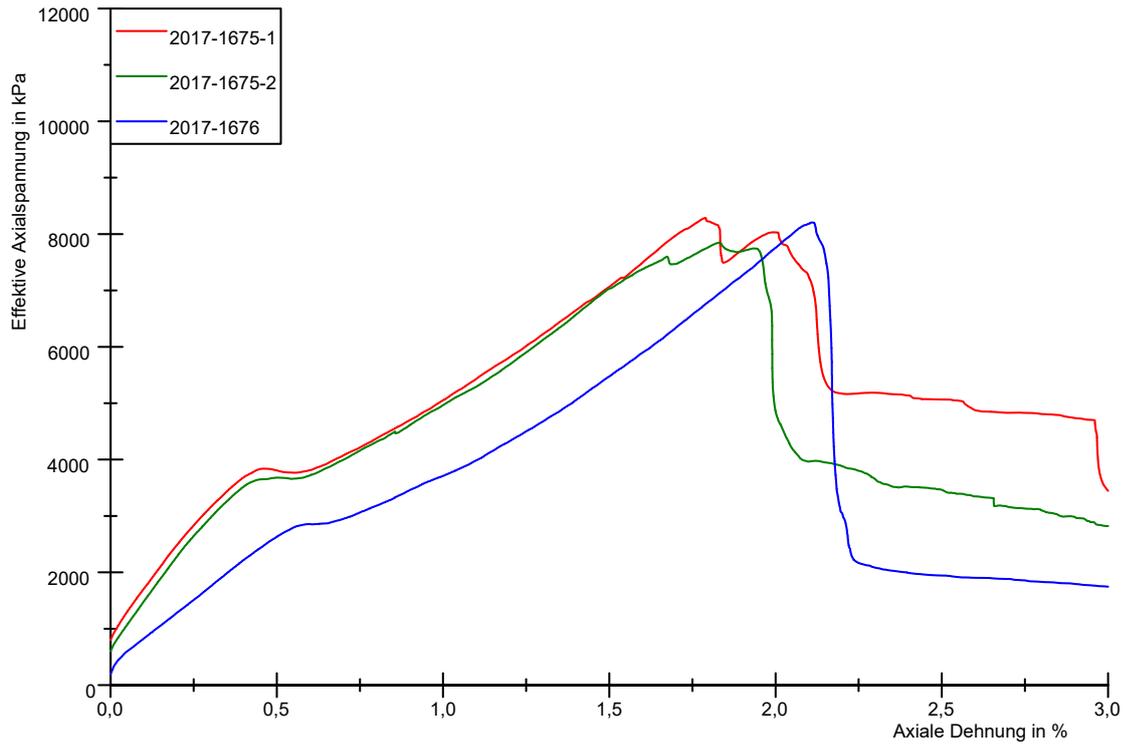


Abbildung A-19: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 19

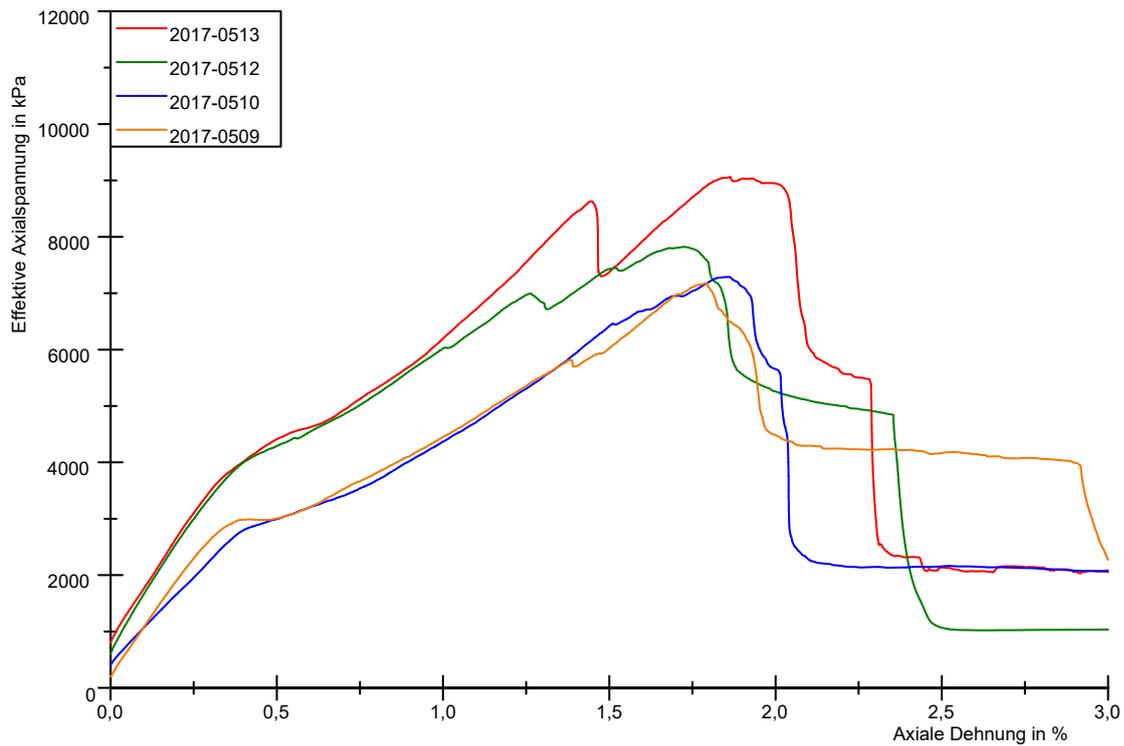


Abbildung A-20: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 20

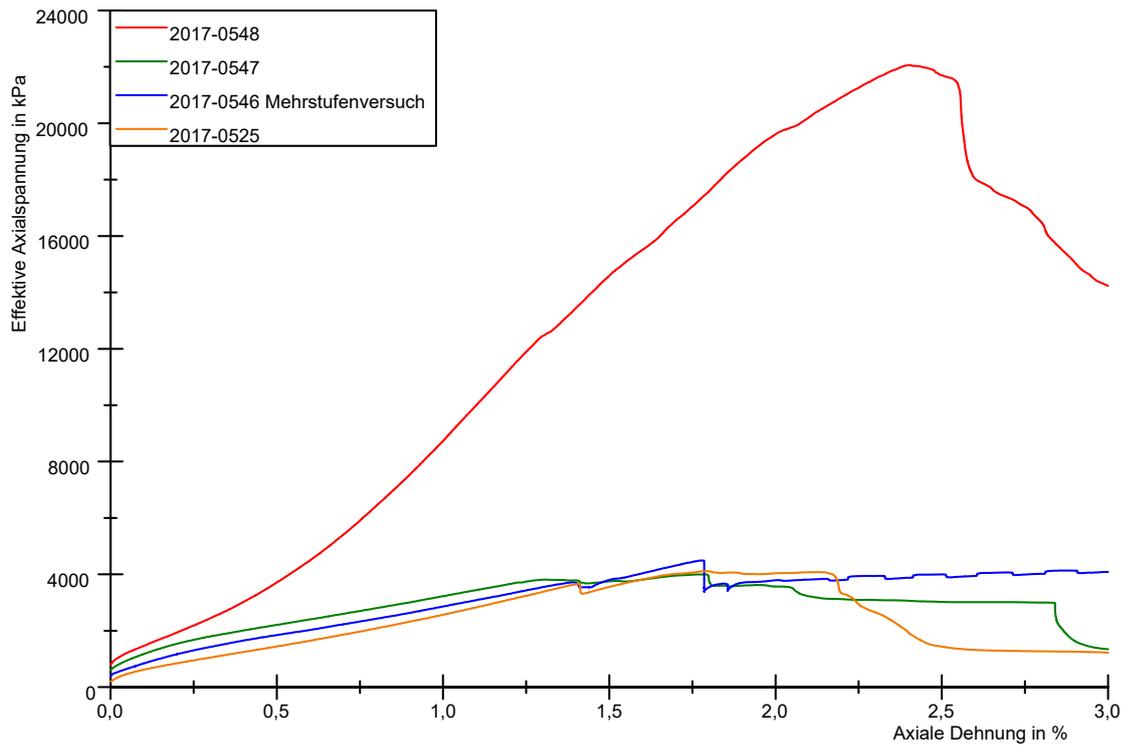


Abbildung A-21: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 21

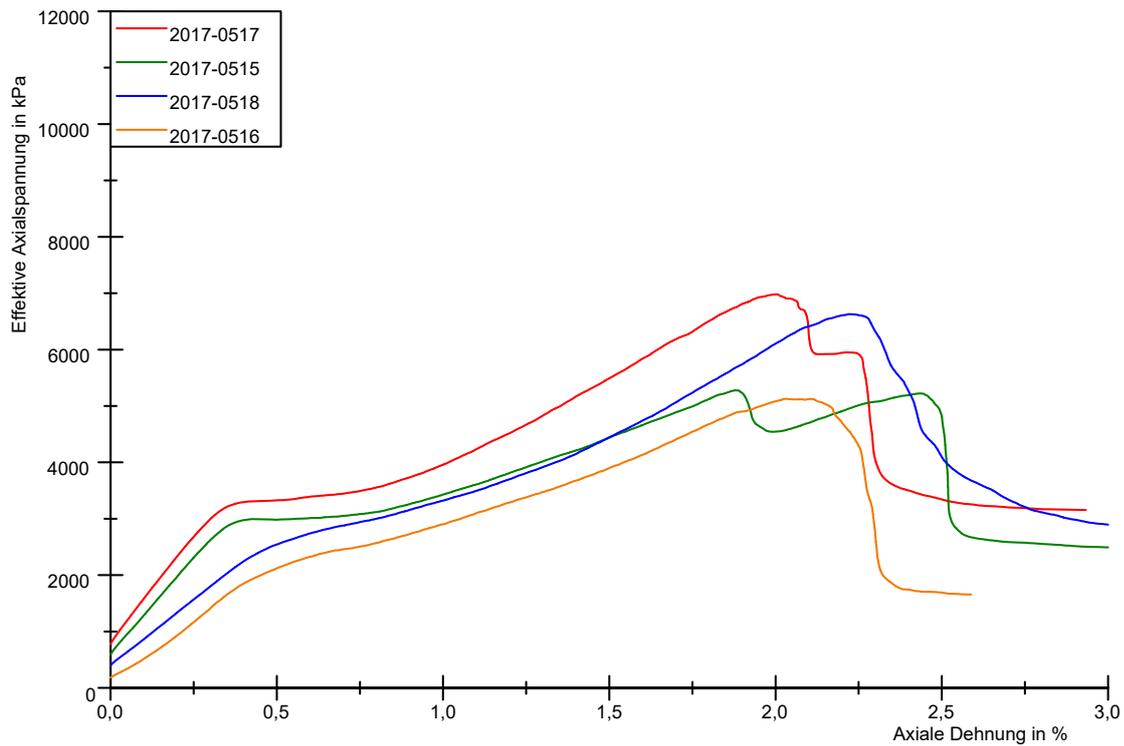


Abbildung A-22: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 22

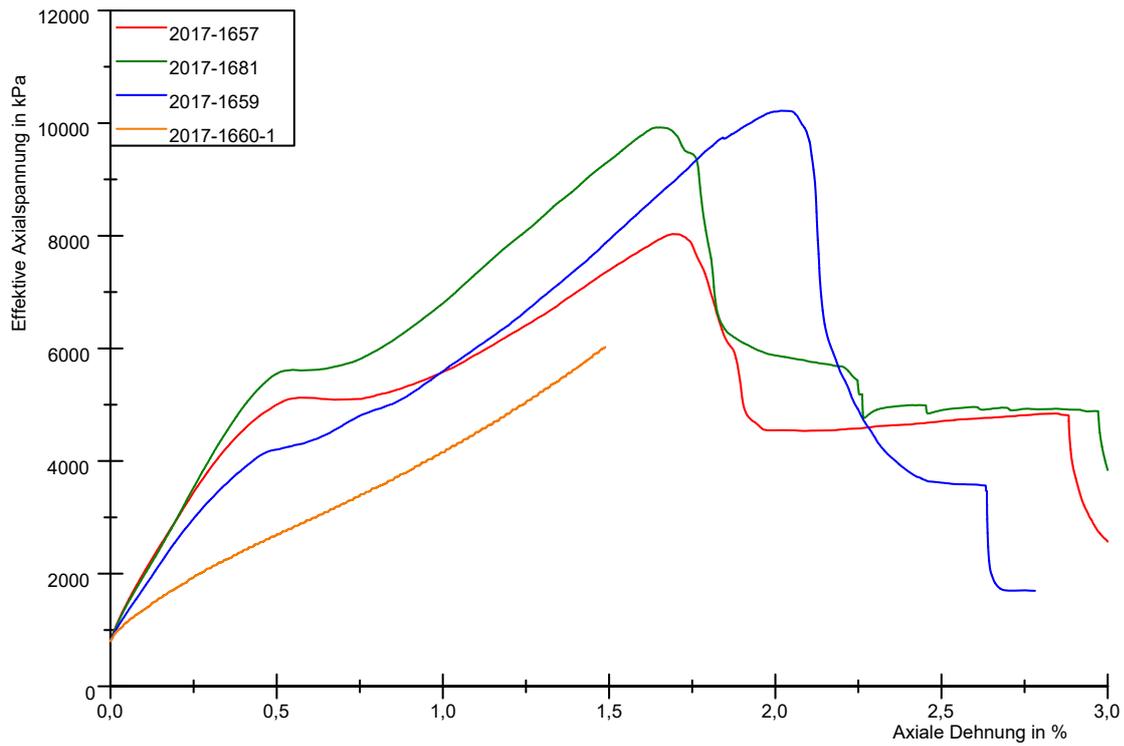


Abbildung A-23: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 23

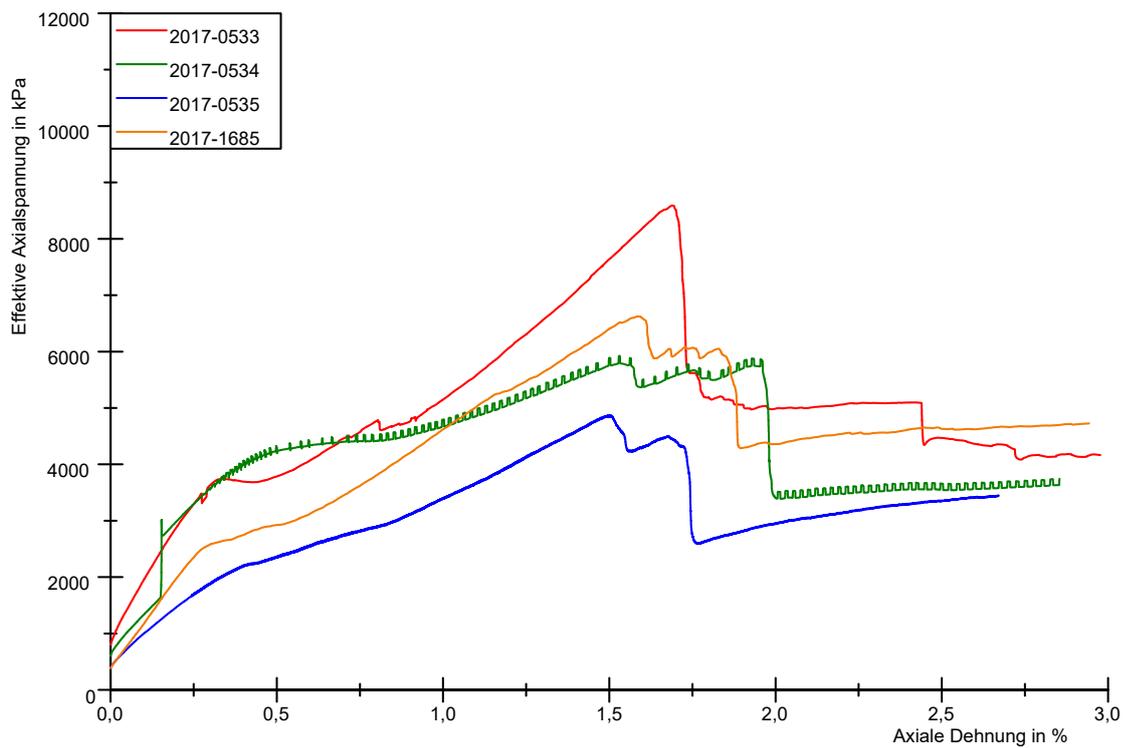


Abbildung A-24: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 24

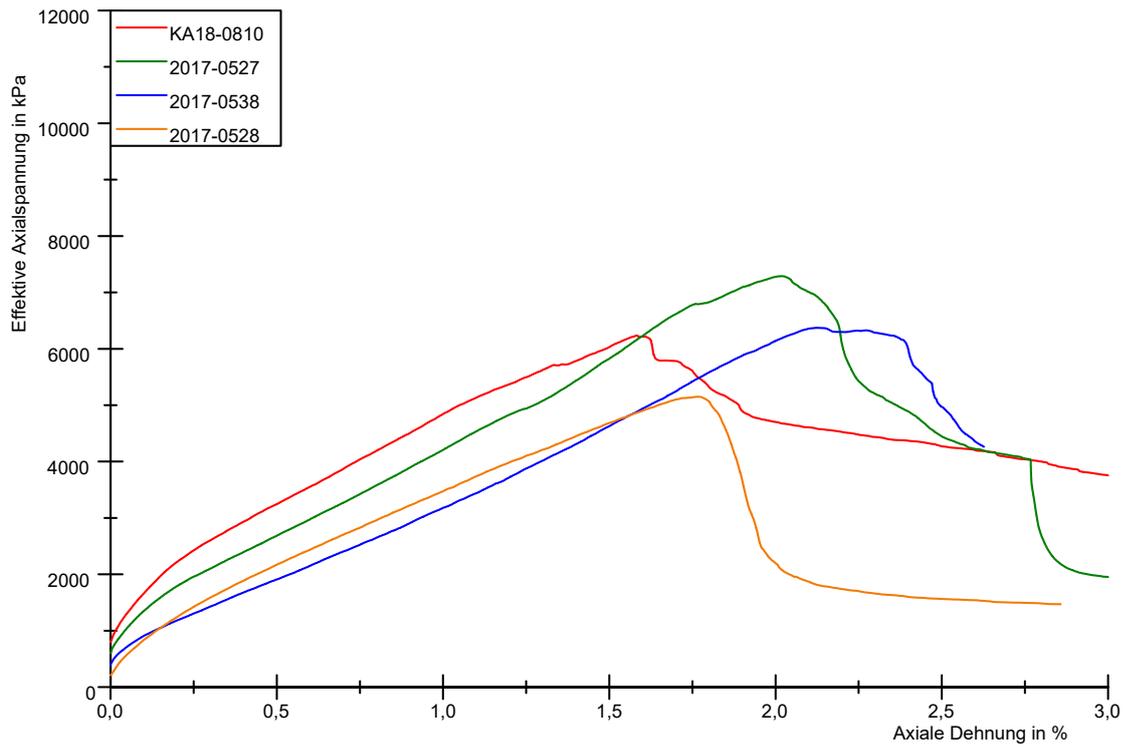


Abbildung A-25: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 25

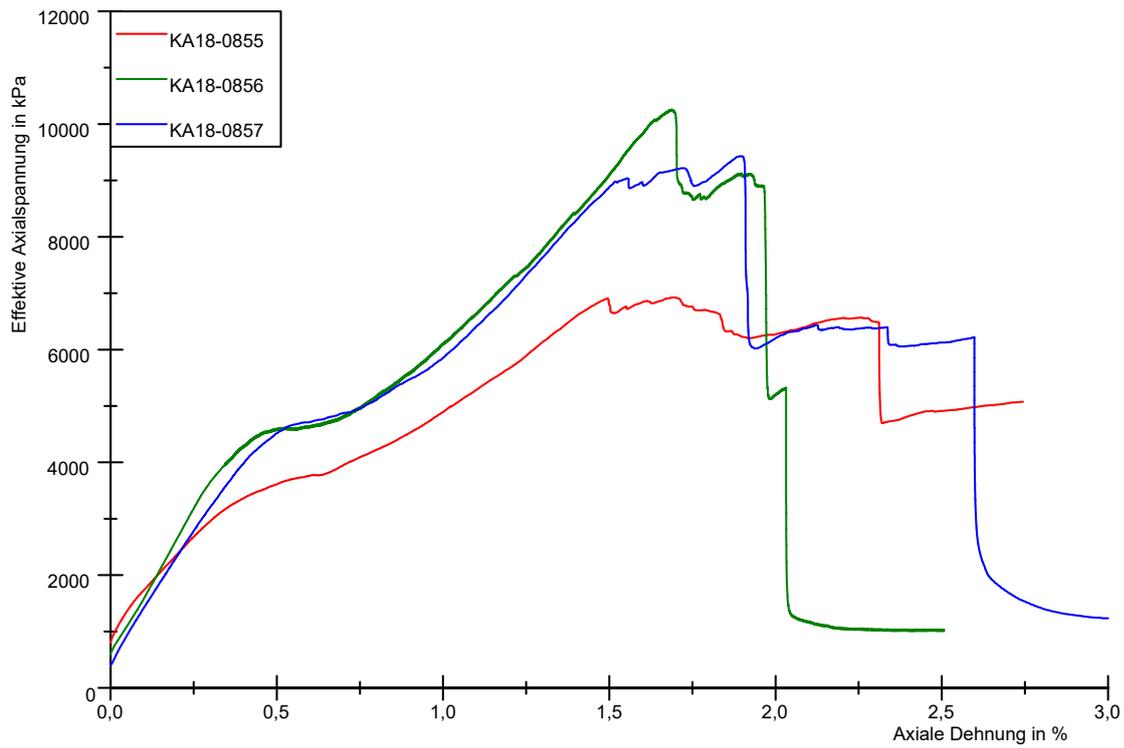


Abbildung A-26: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 26

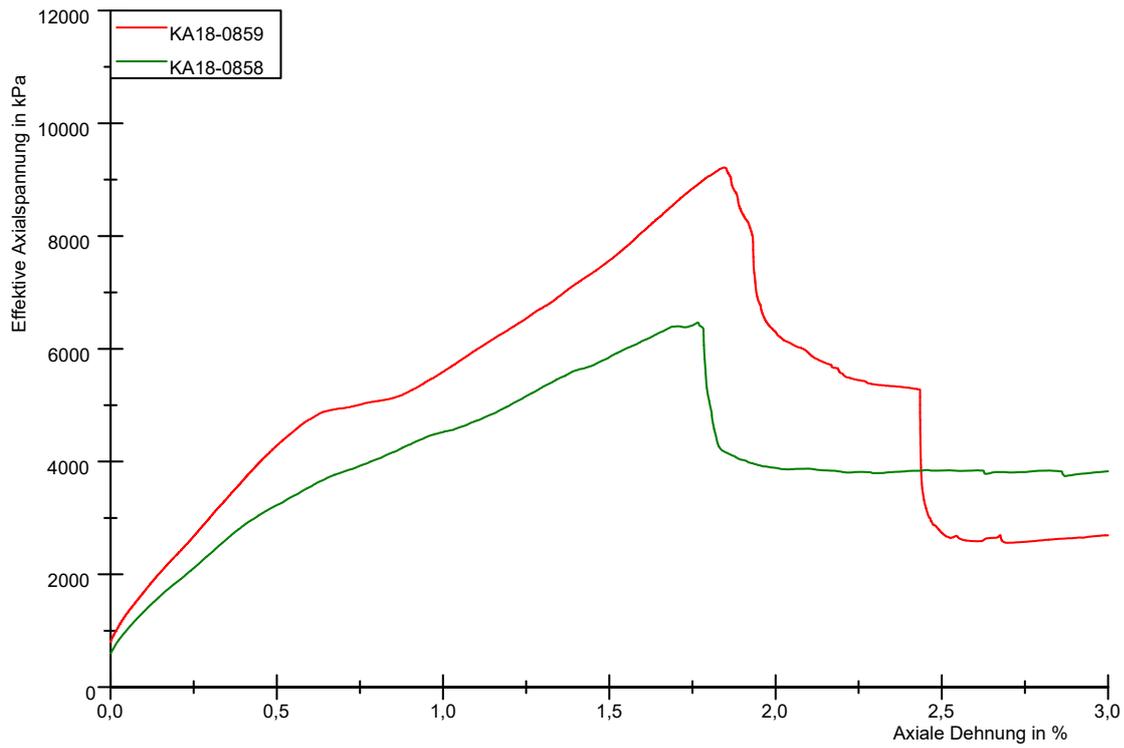


Abbildung A-27: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 27

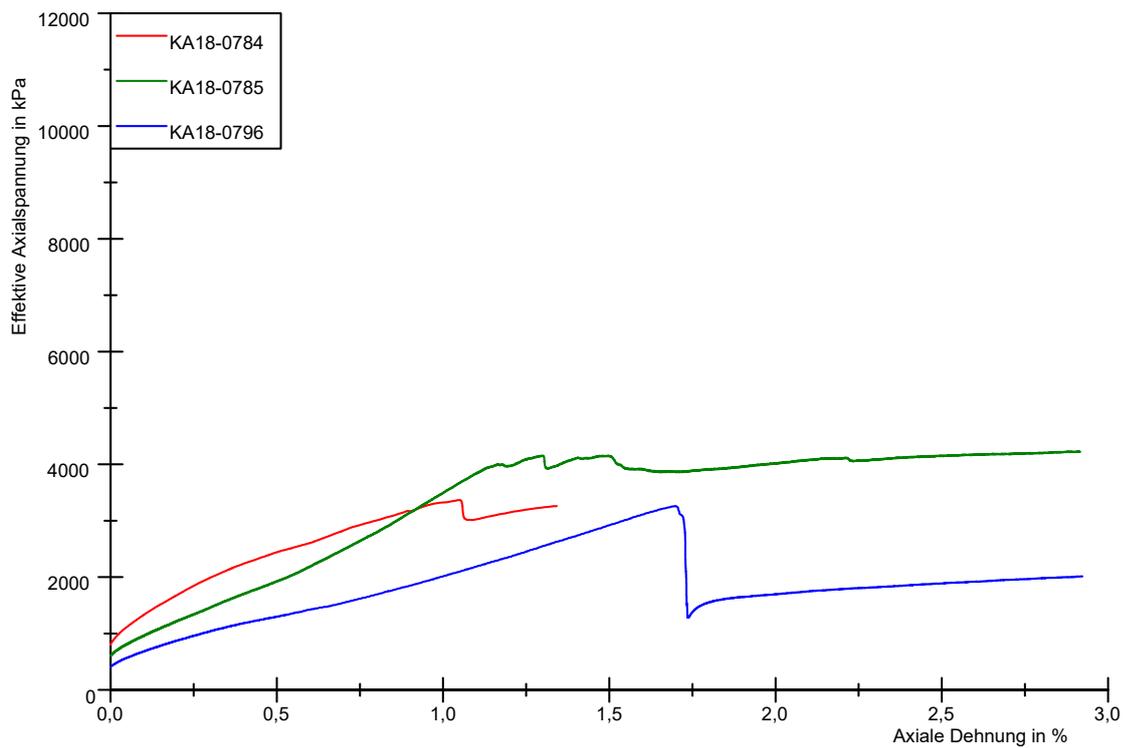


Abbildung A-28: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 28

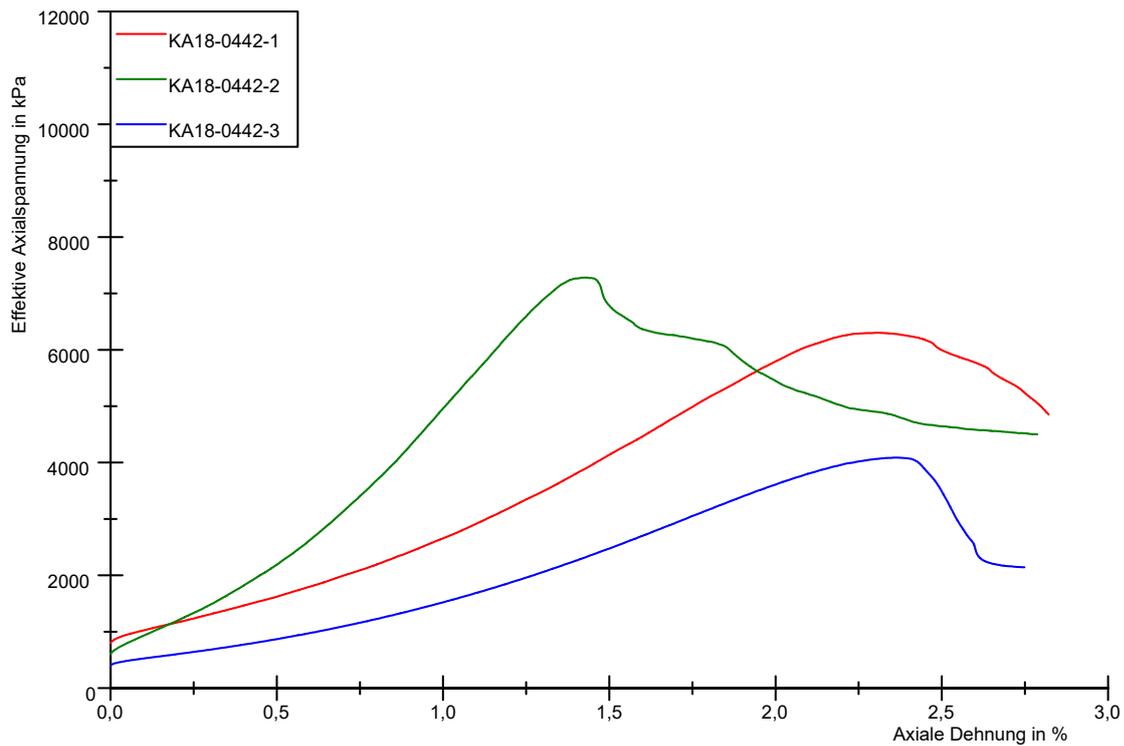


Abbildung A-29: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 29

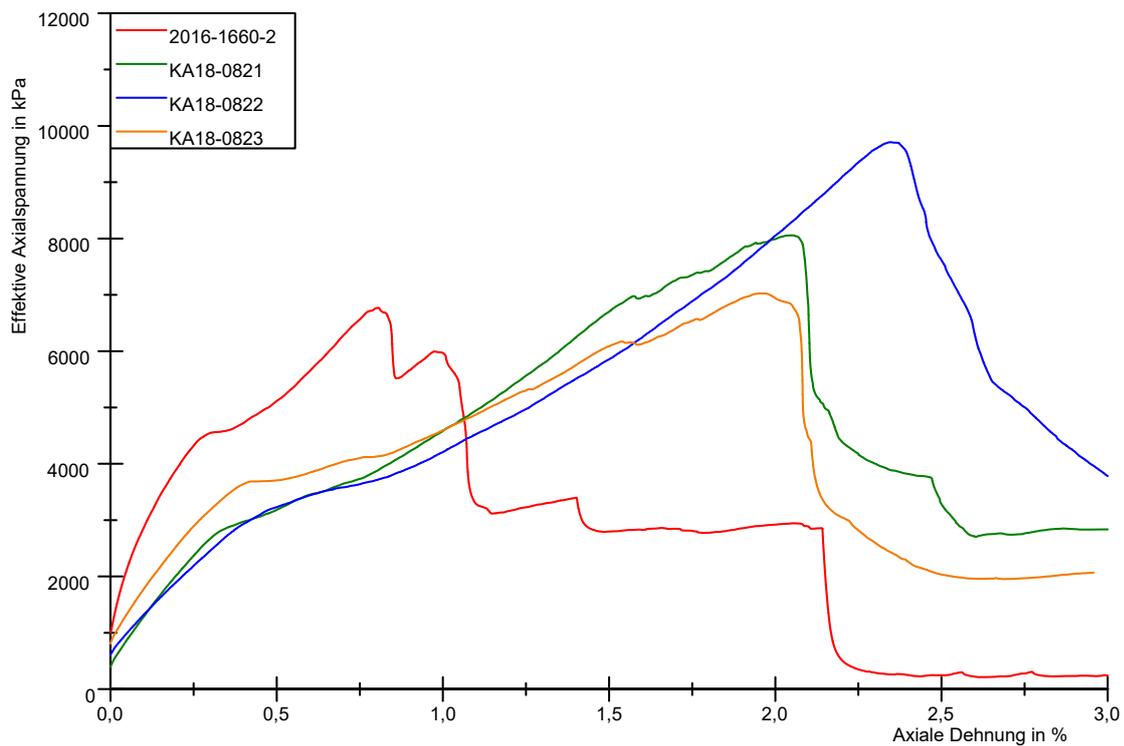


Abbildung A-30: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 30

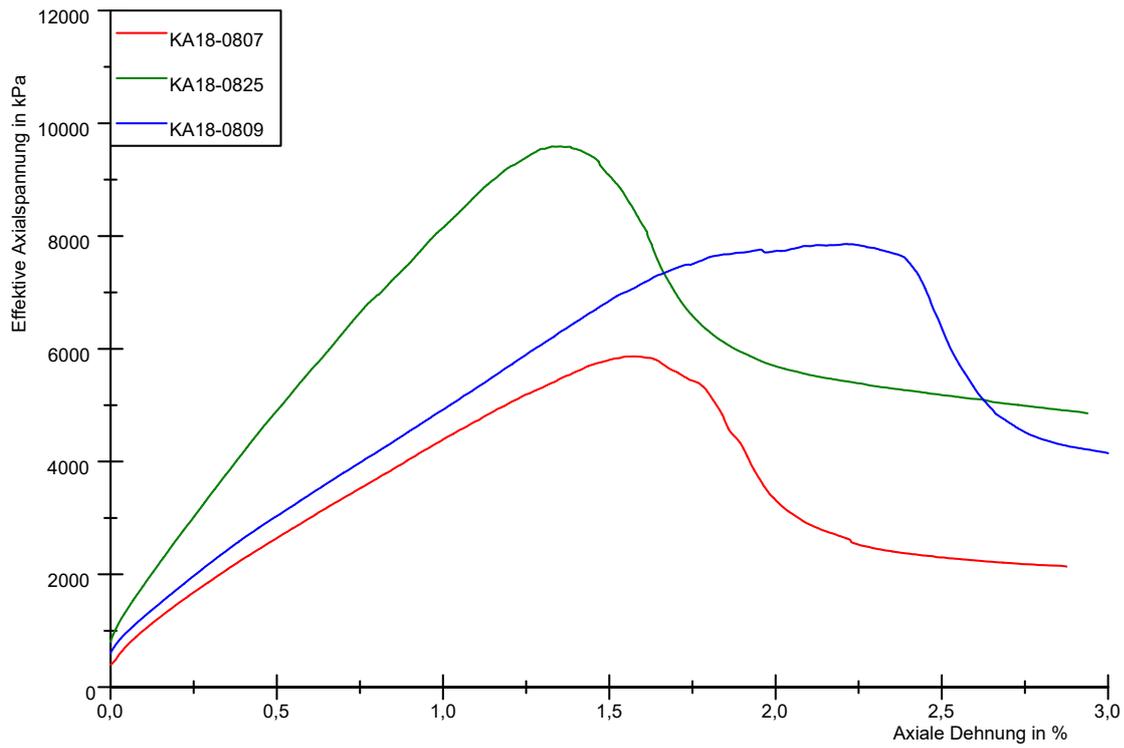


Abbildung A-31: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 31

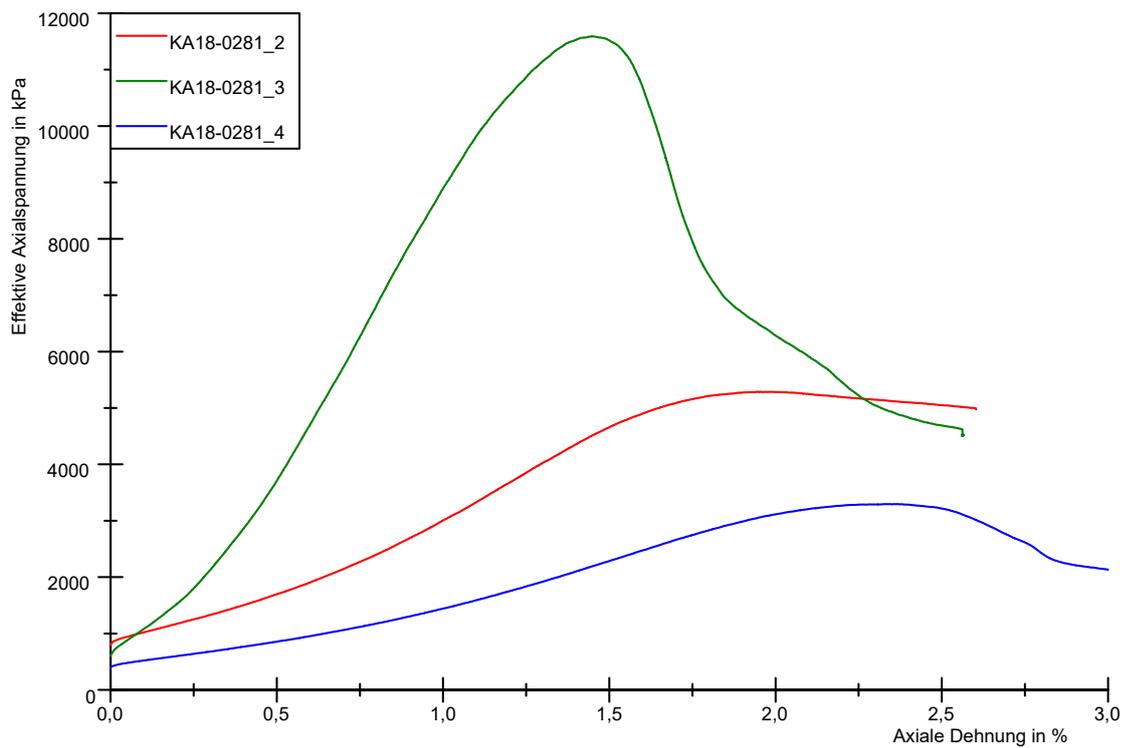


Abbildung A-32: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 32

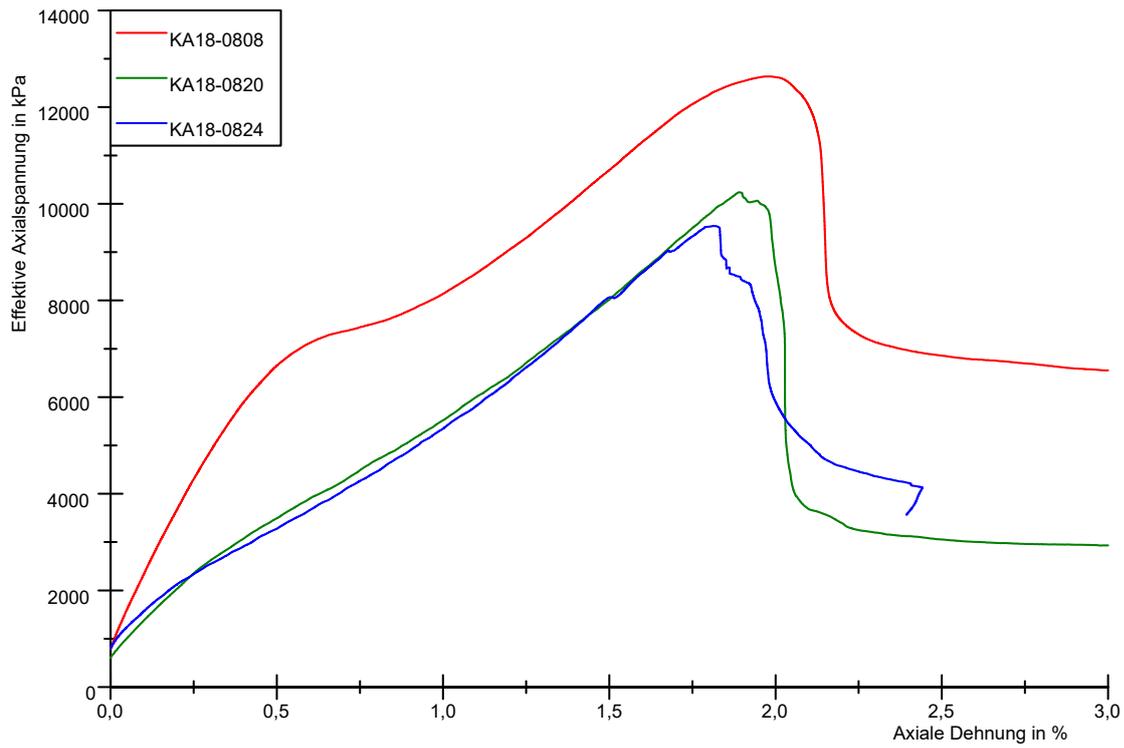


Abbildung A-33: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 33

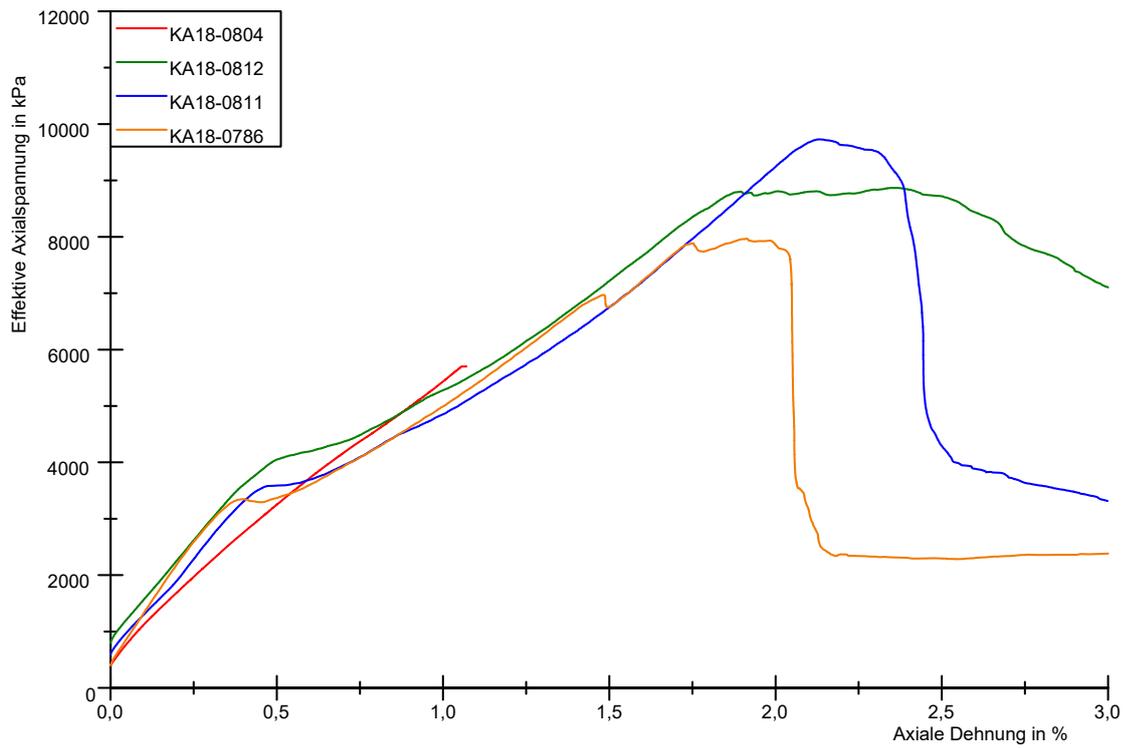


Abbildung A-34: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 34

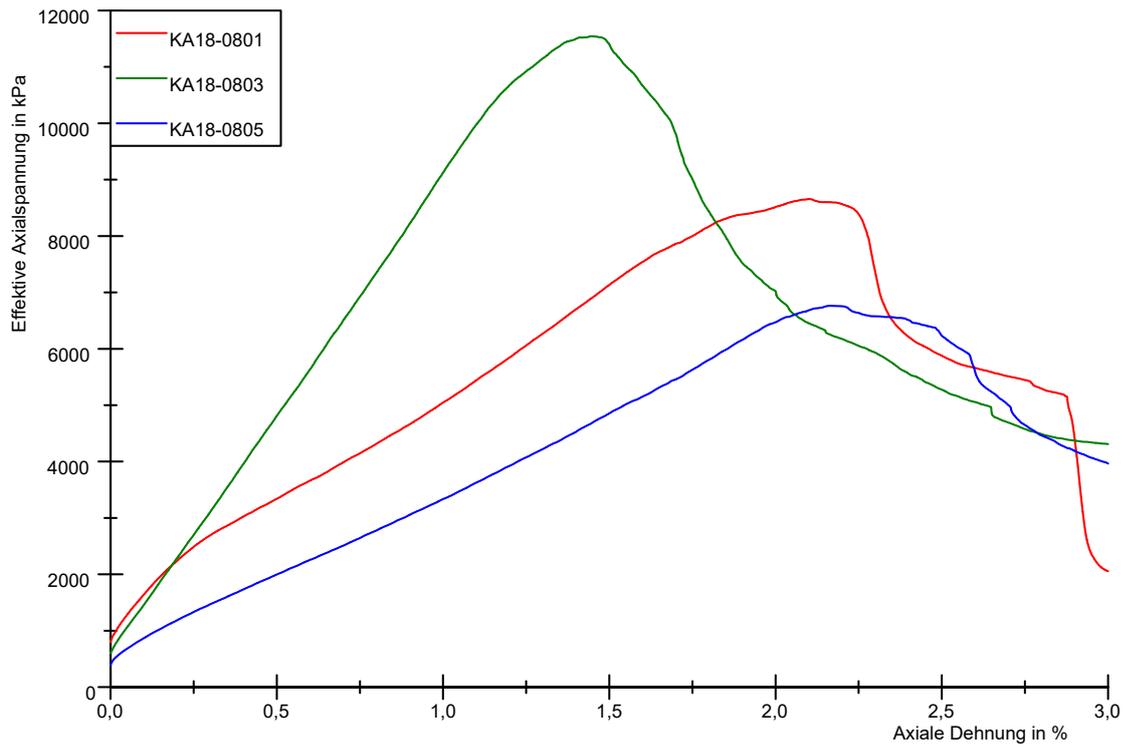


Abbildung A-35: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 35

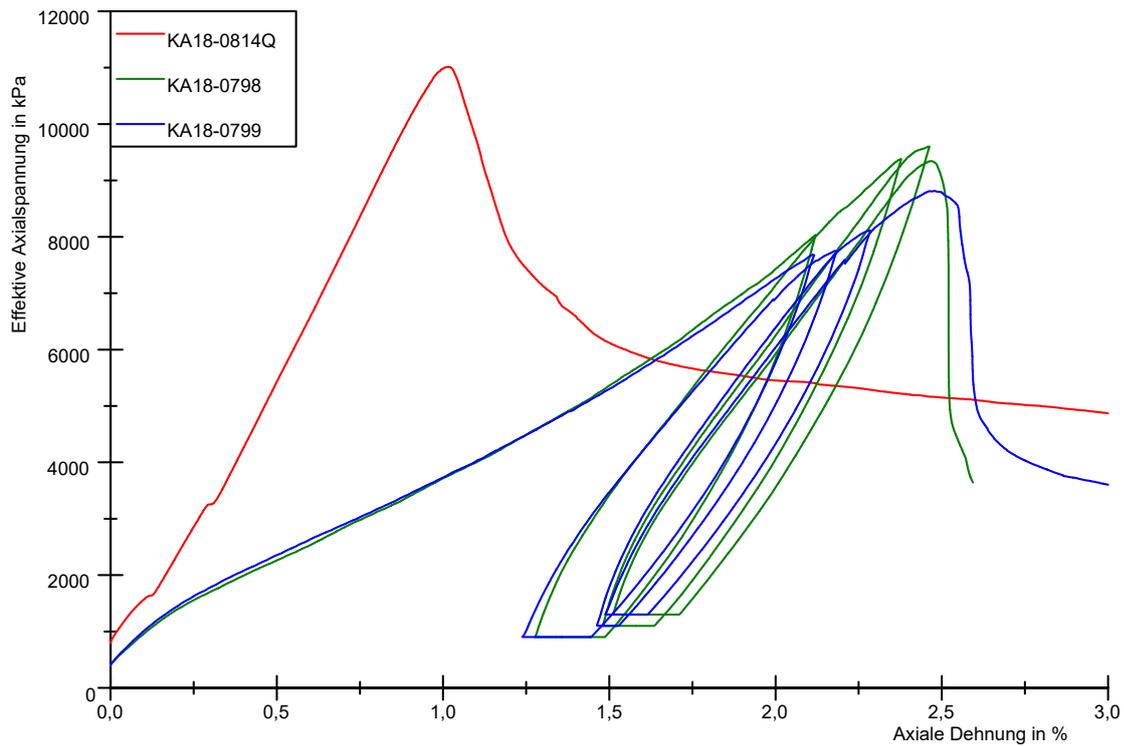


Abbildung A-36: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 36

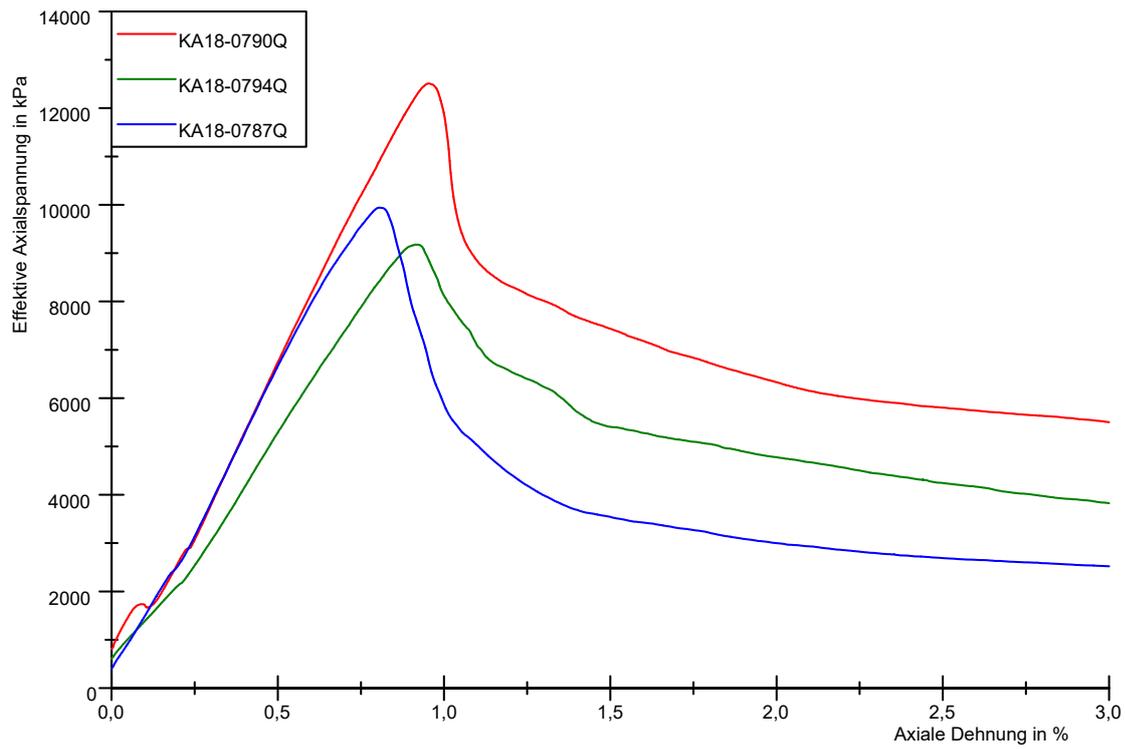


Abbildung A-37: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 37

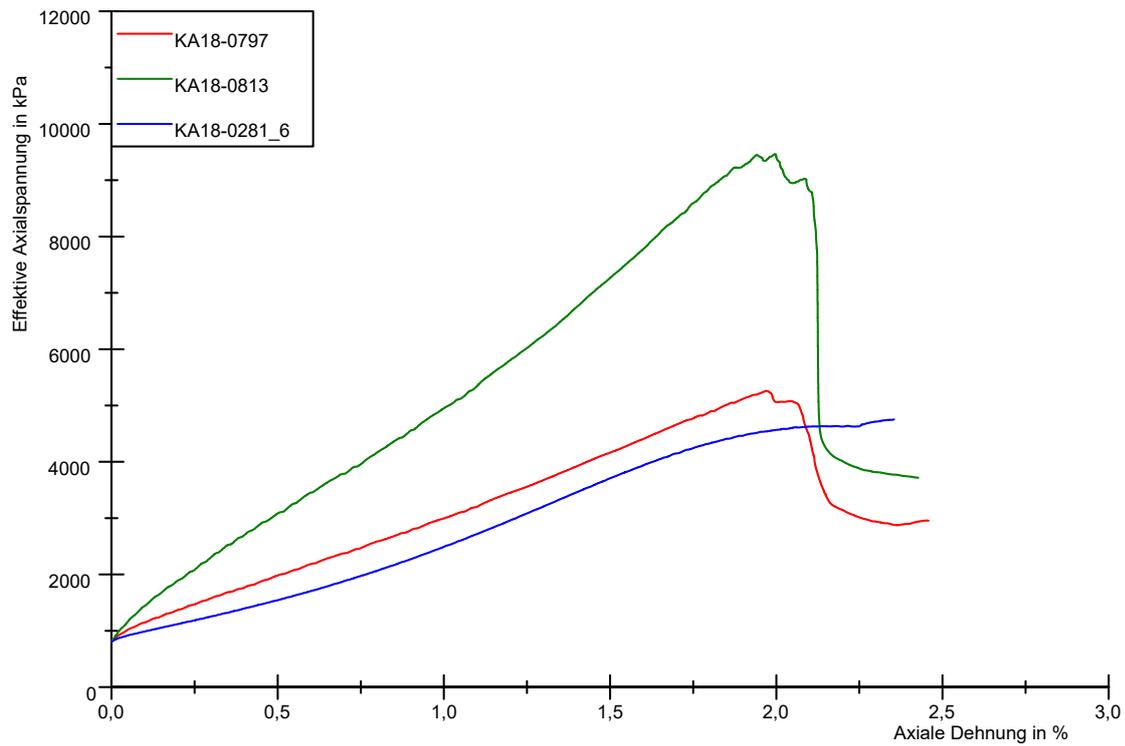


Abbildung A-38: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 38

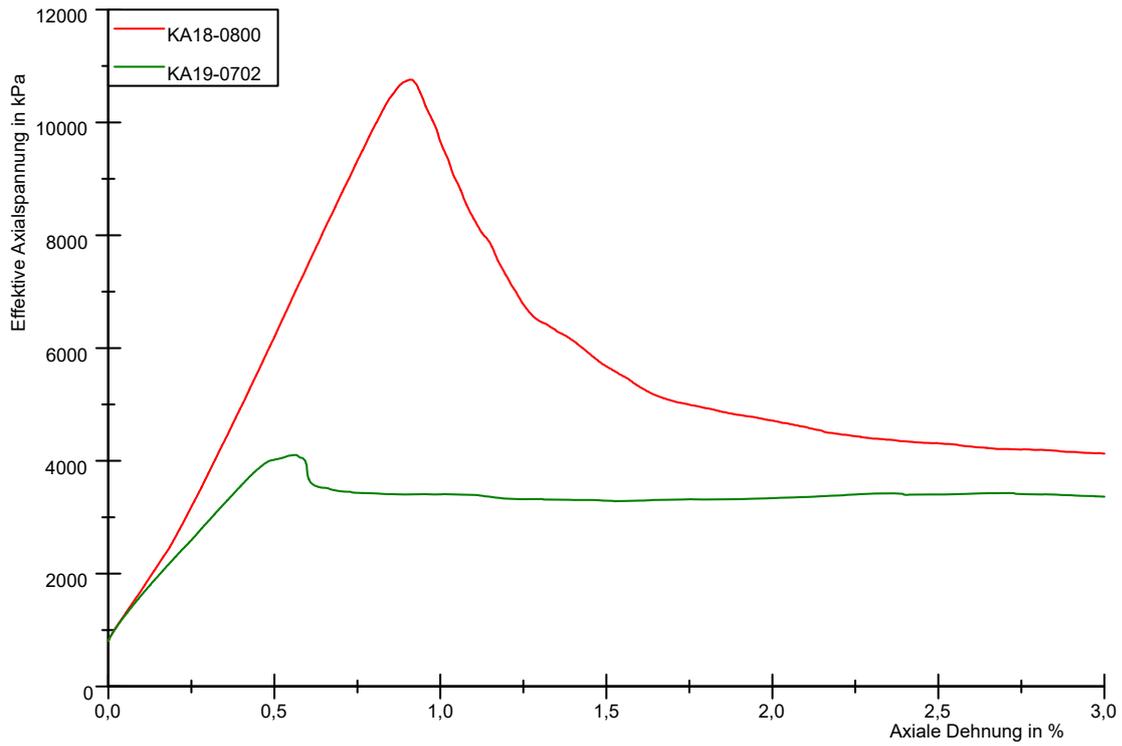


Abbildung A-39: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 39

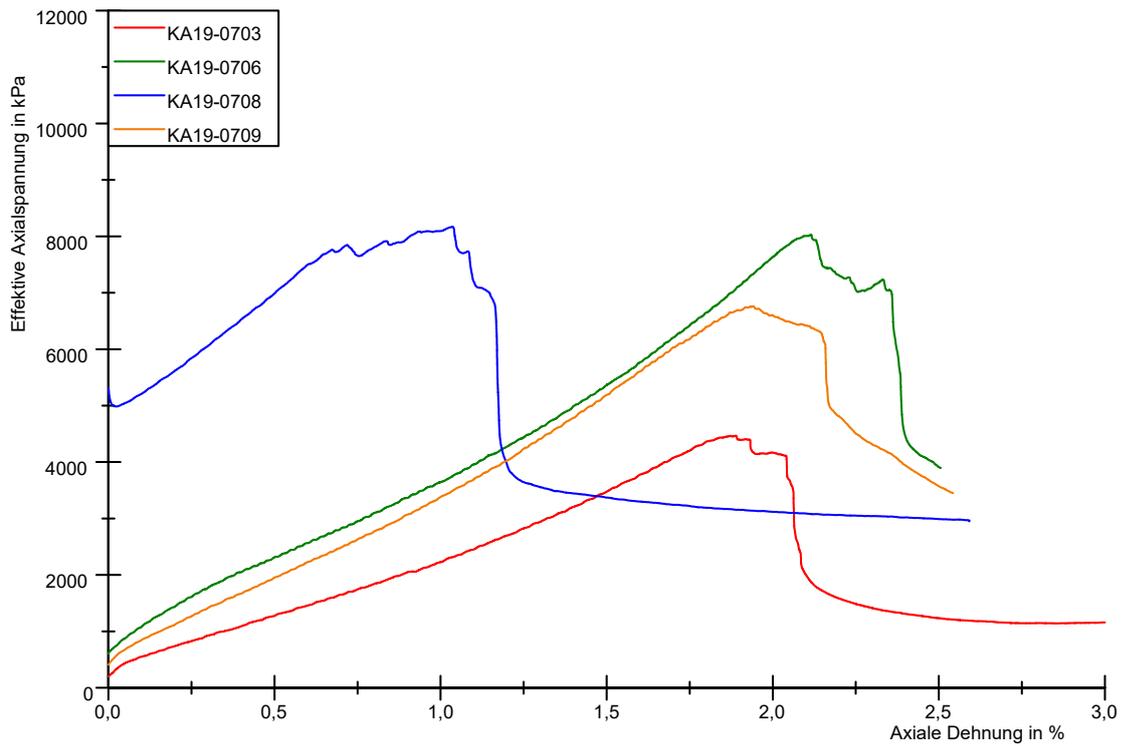


Abbildung A-40: Spannungs-Dehnungs-Diagramm Charge 40

Anhang A2 – Indexwerte der untersuchten Triaxialproben

Tabelle A-1: Indexwerte der untersuchten Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge

Probe	Charge	h in mm	d in mm	w in %	ρ_f in g/cm ³	ρ_s in g/cm ³	ρ_d in g/cm ³	e	S _r in %
2016-1204	1	99,70	50,25	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.
2016-1224	1	95,62	50,16	6,25	2,47	2,69	2,31	0,17	102,11
2016-1225	1	95,92	50,24	6,19	2,47	2,70	2,31	0,17	101,08
2016-1226	1	90,64	50,04	6,25	2,46	2,68	2,31	0,16	104,00
2016-1234	2	104,54	50,15	5,51	2,50	2,70	2,36	0,14	104,63
2016-1216	2	106,08	50,28	5,97	2,48	2,71	2,33	0,16	99,90
2016-1227	2	96,91	50,16	5,38	2,50	2,69	2,37	0,14	104,87
2016-1237	3	101,40	50,07	5,51	2,51	2,71	2,37	0,14	104,89
2016-1238	3	103,00	50,02	5,49	2,50	2,68	2,36	0,13	110,07
2016-1208	3	65,50	49,93	5,53	2,51	2,73	2,38	0,15	102,36
2016-1241	4	90,47	50,15	5,80	2,50	2,69	2,35	0,14	108,36
2016-1242	4	90,92	50,23	5,57	2,49	2,69	2,35	0,14	104,25
2016-1239	4	107,13	50,20	5,39	2,50	2,72	2,37	0,15	100,11
2016-1240	4	103,72	50,12	5,38	2,51	2,72	2,37	0,15	100,37
2016-1243	5	94,15	50,28	5,43	2,50	2,71	2,37	0,15	101,72
2016-1217	5	108,19	50,28	5,14	2,51	2,73	2,38	0,15	94,02
2016-1218	5	98,80	50,27	5,71	2,50	2,70	2,36	0,15	104,90
2016-1228	5	103,88	50,25	5,34	2,50	2,70	2,37	0,14	101,34
2016-1223	6	82,57	50,22	5,24	2,52	2,72	2,39	0,14	104,81
2016-1214	6	103,03	50,20	5,50	2,50	2,72	2,36	0,15	100,51
2016-1235	6	101,55	50,20	5,55	2,47	2,73	2,33	0,17	88,26
2016-1232	6	104,15	50,23	5,32	2,51	2,72	2,38	0,14	102,58

Tabelle A-2: Indexwerte der untersuchten Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge (Fortsetzung)

Probe	Charge	h in mm	d in mm	w in %	ρ_f in g/cm ³	ρ_s in g/cm ³	ρ_d in g/cm ³	e	S _r in %
2017-1667	7	102,27	50,23	5,36	2,50	2,73	2,37	0,15	95,47
2017-1668	7	103,72	50,25	5,41	2,50	k. A.	2,36	k. A.	k. A.
2017-1669	7	102,59	50,28	5,49	2,49	k. A.	2,35	k. A.	k. A.
2017-1670	7	100,38	50,23	5,23	2,51	2,72	2,37	0,14	99,12
2017-1671	7	84,40	50,22	5,41	2,50	k. A.	2,36	k. A.	k. A.
2016-1233	8	105,13	50,30	5,49	2,49	2,74	2,35	0,16	92,59
2017-1677	8	106,57	50,30	5,14	2,50	2,72	2,37	0,15	94,87
2017-1678	8	102,76	50,29	5,52	2,48	2,70	2,34	0,15	96,74
2017-1679	8	102,91	50,22	5,73	2,48	2,70	2,34	0,15	100,91
2017-1689	9	88,73	50,27	5,77	2,49	2,70	2,35	0,15	102,68
2017-1690	9	103,63*	50,22	5,66	2,39*	2,72	2,25*	0,21	74,42
2017-1692	9	104,40*	50,23	5,58	2,40*	2,72	2,27*	0,20	76,55
2017-1687	9	103,85	50,28	5,99	2,48	2,70	2,33	0,16	102,14
2017-1691	10	104,43	50,15	5,53	2,51	2,73	2,37	0,15	98,02
2017-1693	10	103,30	50,13	5,56	2,50	2,71	2,37	0,14	104,12
2017-1688	10	102,33	50,22	5,97	2,49	2,70	2,34	0,15	106,83
2017-1676	10	84,53	50,17	5,49	2,49	2,77	2,35	0,18	86,63
2016-1212-1	11	87,29	50,39	5,60	2,48	2,69	2,34	0,15	99,60
2016-1212-2	11	101,19	50,30	5,64	2,49	2,71	2,35	0,15	99,02
2017-1695	11	98,63	50,39	5,86	2,50	2,73	2,35	0,16	98,96
2017-1672	11	102,67	50,31	5,83	2,49	2,77	2,35	0,18	90,10
2017-1696	12	83,23	50,37	5,82	2,46	2,71	2,32	0,17	93,79
2016-1210	12	101,57	50,12	5,56	2,52	2,72	2,38	0,14	105,20
2016-1213	12	103,44	50,36	5,95	2,49	2,71	2,34	0,16	103,91

Tabelle A-3: Indexwerte der untersuchten Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge (Fortsetzung)

Probe	Charge	h in mm	d in mm	w in %	ρ_f in g/cm ³	ρ_s in g/cm ³	ρ_d in g/cm ³	e	S _r in %
2017-1663	13	84,64	50,17	5,73	2,50	2,70	2,36	0,15	106,91
2017-1661	13	93,54	50,25	5,85	2,49	2,71	2,34	0,16	102,27
2017-1662	13	103,45	50,28	5,71	2,47	2,75	2,32	0,18	85,35
2017-1658	13	102,81	50,37	5,98	2,48	2,72	2,33	0,17	96,54
2017-1683	14	99,17	50,19	5,12	2,51	2,72	2,39	0,14	100,68
2017-1683-2	14	106,41	50,29	5,37	2,51	2,74	2,37	0,15	95,46
2017-1684	14	96,59	50,30	5,18	2,51	k. A.	2,38	k. A.	k. A.
2017-1686	14	98,56	50,28	5,73	2,50	2,72	2,36	0,15	101,11
2017-1666	15	101,25	50,30	6,01	2,50	2,72	2,35	0,16	104,33
2017-1665	15	99,03	50,28	6,21	2,48	2,69	2,33	0,16	107,48
2017-1673	15	101,52	50,28	5,75	2,50	2,77	2,35	0,18	89,81
2017-1674	15	99,99	50,28	5,70	2,50	2,83	2,36	0,20	80,48
2017-1664	16	101,37	50,22	6,36	2,50	2,69	2,34	0,15	113,97
2016-1215	16	101,06	50,25	5,46	2,50	2,69	2,36	0,14	106,48
2016-1222	16	104,26	50,21	5,47	2,49	2,71	2,35	0,15	96,96
2017-1682	16	101,11	50,25	5,27	2,49	2,73	2,36	0,16	91,49
2017-1678	17	92,45	50,23	k. A.	2,50	2,70	k. A.	k. A.	k. A.
2017-0530	17	98,46	50,18	6,24	2,57	2,82	2,41	0,17	102,20
2017-0519	17	101,96	50,16	6,22	2,61	2,83	2,45	0,15	114,04
2017-0540	18	84,67	50,20	8,73	2,37	2,72	2,16	0,26	91,90
2017-0539	18	100,74	50,20	9,61	2,35	2,76	2,13	0,30	88,99
2017-0542	18	100,24	50,20	10,31	2,30	2,77	2,07	0,34	84,54
2017-0543	18	89,72	50,20	10,17	2,34	2,82	2,11	0,34	84,88
2017-1675-1	19	85,86	50,26	5,29	2,51	2,71	2,37	0,14	102,65
2017-1675-2	19	99,40	50,23	5,24	2,52	2,70	2,39	0,13	108,13
2017-1676	19	99,65	50,16	5,55	2,51	2,77	2,37	0,17	92,38

Tabelle A-4: Indexwerte der untersuchten Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge (Fortsetzung)

Probe	Charge	h in mm	d in mm	w in %	ρ_f in g/cm ³	ρ_s in g/cm ³	ρ_d in g/cm ³	e	S _r in %
2017-0513	20	98,85	50,12	5,30	2,53	2,70	2,40	0,13	112,60
2017-0512	20	97,44	50,12	5,24	2,53	2,70	2,39	0,13	110,42
2017-0510	20	98,98	50,06	5,52	2,52	2,70	2,38	0,13	110,84
2017-0509	20	99,61	50,11	5,47	2,52	2,70	2,39	0,13	113,16
2017-0548	21	102,31	50,20	4,10	2,65	2,84	2,54	0,12	99,22
2017-0547	21	99,34	50,20	10,76	2,37	2,81	2,11	0,33	91,20
2017-0546	21	99,04	50,20	10,29	2,35	2,75	2,11	0,30	93,91
2017-0525	21	100,62	50,20	9,20	2,33	2,73	2,11	0,29	85,86
2017-0517	22	101,34	50,16	5,97	2,49	2,74	2,34	0,17	96,30
2017-0515	22	88,61	50,22	6,10	2,48	2,70	2,33	0,16	101,93
2017-0518	22	99,68	50,22	6,11	2,49	2,70	2,34	0,16	105,40
2017-0516	22	96,66	50,27	6,17	2,48	2,71	2,32	0,17	100,57
2017-1657	23	97,74	50,15	5,78	2,50	2,70	2,36	0,15	106,57
2017-1681	23	98,32	50,15	5,37	2,52	2,72	2,39	0,14	105,65
2017-1659	23	100,29	50,38	5,23	2,50	2,70	2,37	0,14	100,28
2017-1660-1	23	99,62	50,25	5,53	2,51	2,73	2,37	0,15	99,88
2017-0533	24	99,96	50,36	5,80	2,50	2,69	2,35	0,14	109,03
2017-0534	24	88,53	50,39	5,70	2,49	2,76	2,35	0,17	91,08
2017-0535	24	102,72	50,41	5,39	2,48	2,70	2,35	0,15	97,07
2017-1685	24	100,55	50,41	5,36	2,49	2,72	2,36	0,15	95,81
KA18-0810	25	96,68	50,10	5,73	2,47	2,75	2,33	0,18	87,69
2017-0527	25	97,44	50,07	5,74	2,50	2,68	2,36	0,14	111,93
2017-0538	25	97,32	50,06	5,60	2,51	2,69	2,37	0,13	112,31
2017-0528	25	96,98	50,04	5,94	2,50	2,68	2,35	0,14	113,66
KA18-0855	26	98,44	50,42	6,12	2,44	2,75	2,29	0,20	83,33
KA18-0856	26	99,86	50,45	5,70	2,45	2,71	2,31	0,17	88,52
KA18-0857	26	97,21	50,32	5,84	2,45	2,67	2,31	0,15	100,92

Tabelle A-5: Indexwerte der untersuchten Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge (Fortsetzung)

Probe	Charge	h in mm	d in mm	w in %	ρ_f in g/cm ³	ρ_s in g/cm ³	ρ_d in g/cm ³	e	S _r in %
KA18-0859	27	84,77	50,22	Block	2,43	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.
KA18-0858	27	90,84	50,44	Block	2,41	k. A.	k. A.	k. A.	k. A.
KA18-0784	28	101,37	50,00	10,19	2,36	2,75	2,12	0,29	95,17
KA18-0785	28	99,19	50,04	9,77	2,35	2,73	2,12	0,29	92,82
KA18-0796	28	97,98	50,26	11,07	2,46	2,74	2,19	0,25	120,93
KA18-0442-1	29	98,65	50,27	15,21	2,12	2,67	1,80	0,49	83,41
KA18-0442-2	29	98,87	50,19	10,01	2,32	2,70	2,09	0,30	91,51
KA18-0442-3	29	100,37	50,09	15,44	2,14	2,68	1,81	0,48	85,65
2017-1660-2	30	99,15	50,18	5,48	2,51	2,72	2,37	0,15	99,90
KA18-0821	30	99,55	50,32	5,56	2,50	2,73	2,36	0,16	96,63
KA18-0822	30	91,12	50,23	5,96	2,49	2,74	2,34	0,17	96,52
KA18-0823	30	101,32	50,30	6,14	2,47	2,72	2,31	0,18	95,20
KA18-0807	31	100,52	50,30	5,53	2,46	2,75	2,33	0,18	83,68
KA18-0825	31	100,31	50,13	5,37	2,48	2,74	2,35	0,17	87,74
KA18-0809	31	94,13	50,11	5,63	2,47	2,73	2,33	0,17	90,75
KA18-0281-2	32	100,95	50,16	11,86	2,24	2,73	1,97	0,38	84,65
KA18-0281-3	32	102,59	50,36	7,37	2,42	2,74	2,24	0,22	90,07
KA18-0281-4	32	103,87	49,93	13,49	2,21	2,71	1,91	0,42	87,51
2017-0511	33	102,40	50,24	5,51	2,50	2,72	2,36	0,15	98,40
KA18-0808	33	102,09	50,33	5,22	2,50	2,74	2,37	0,15	93,01
KA18-0820	33	101,57	50,44	5,50	2,48	2,74	2,34	0,17	88,56
KA18-0824	33	101,09	50,30	5,39	2,49	2,73	2,36	0,16	94,09
KA18-0804	34	101,66	50,28	5,08	2,52	2,75	2,39	0,15	94,52
KA18-0812	34	92,39	50,38	5,47	2,49	2,73	2,36	0,16	94,46
KA18-0811	34	97,56	50,34	5,55	2,50	2,74	2,36	0,16	93,88
KA18-0786	34	99,37	50,38	5,24	2,50	2,74	2,37	0,15	93,90

Tabelle A-6: Indexwerte der untersuchten Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge (Fortsetzung)

Probe	Charge	h in mm	d in mm	w in %	ρ_f in g/cm ³	ρ_s in g/cm ³	ρ_d in g/cm ³	e	S_r in %
KA18-0802	35	100,68	50,28	5,10	2,55	2,75	2,42	0,14	100,85
KA18-0801	35	98,32	50,12	5,07	2,51	2,74	2,38	0,15	92,81
KA18-0803	35	98,18	50,11	5,14	2,51	2,74	2,38	0,15	94,24
KA18-0805	35	83,51	50,07	5,16	2,51	2,74	2,38	0,15	92,81
KA18-0814Q	36	77,55	50,18	5,44	2,52	2,72	2,38	0,14	104,06
KA18-0798	36	100,10	50,34	5,73	2,49	2,72	2,35	0,16	99,02
KA18-0799	36	100,31	50,28	5,86	2,49	2,73	2,35	0,16	99,81
KA18-0790Q	37	80,39	50,29	5,32	2,51	2,74	2,38	0,15	95,82
KA18-0794Q	37	78,42	50,28	5,92	2,48	2,72	2,34	0,16	99,17
KA18-0787Q	37	81,55	50,34	5,61	2,49	2,72	2,35	0,16	97,96
KA18-0797	38	97,83	50,37	11,53	2,32	2,76	2,05	0,34	92,58
KA18-0813	38	99,08	50,46	5,36	2,49	2,74	2,36	0,16	90,41
KA18-0281-6	38	102,14	50,16	13,65	2,20	2,71	1,90	0,43	86,81
KA18-0800Q	39	85,75	50,26	5,39	2,51	2,74	2,37	0,15	96,19
KA18-0702S	39	79,25	50,25	6,03	2,49	2,72	2,34	0,16	101,46
KA19-0709	40	100,29	50,25	5,82	2,49	2,72	2,35	0,16	99,79
KA19-0706	40	101,92	50,27	5,86	2,53	2,75	2,38	0,16	102,93
KA19-0703	40	101,23	50,28	6,27	2,49	2,73	2,33	0,17	100,64
KA19-0708	40	99,82	50,31	5,85	2,49	2,73	2,34	0,16	97,37

h – Probenhöhe, d – Durchmesser, w – Wassergehalt, ρ_f – Feuchtdichte, ρ_s – Korndichte, ρ_d – Trockendichte, e – Porenzahl, S_r – Sättigungsgrad

Anhang A3 – Metadaten aller Triaxialproben

Tabelle A-7: Metadaten aller Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge

Probe	Charge	Bohrung	Probentiefe	Lagerung	Erbohrt mit
2016-1204	1	SS56	k. A.	konventionell	Klarwasser
2016-1224	1	SS58	17,00-17,50	konventionell	Klarwasser
2016-1225	1	SS58	17,00-17,50	konventionell	Klarwasser
2016-1226	1	SS58	17,00-17,50	konventionell	Klarwasser
2016-1234	2	SS59	17,00-17,15	konventionell	Klarwasser
2016-1216	2	SS57	19,90-20,00	konventionell	Klarwasser
2016-1227	2	SS58	15,25-15,40	konventionell	Klarwasser
2016-1237	3	SS59	23,00-23,10	Salz	Klarwasser
2016-1238	3	SS59	23,10-23,30	Salz	Klarwasser
2016-1208	3	SS56	20,10-20,30	Salz	Klarwasser
2016-1241	4	SS59	18,80-10,00	Salz	Klarwasser
2016-1242	4	SS59	18,10-18,30	Salz	Klarwasser
2016-1239	4	SS59	18,30-18,50	Salz	Klarwasser
2016-1240	4	SS59	18,50-18,65	Salz	Klarwasser
2016-1243	5	SS59	31,10-31,30	konventionell	Klarwasser
2016-1217	5	SS57	29,10-29,30	konventionell	Klarwasser
2016-1218	5	SS57	29,40-29,60	konventionell	Klarwasser
2016-1228	5	SS58	32,20-32,40	konventionell	Klarwasser
2016-1223	6	SS57	31,85-32,00	konventionell	Klarwasser
2016-1214	6	SS57	31,10-31,25	konventionell	Klarwasser
2016-1235	6	SS59	17,30-17,45	konventionell	Klarwasser
2016-1232	6	SS58	30,40-30,55	konventionell	Klarwasser
2017-1667	7	SS57	30,80-30,95	Salz	Klarwasser
2017-1668	7	SS57	28,65-28,80	Salz	Klarwasser
2017-1669	7	SS57	28,90-29,00	Salz	Klarwasser
2017-1670	7	SS57	30,20-30,35	Salz	Klarwasser
2017-1671	7	SS57	30,10-30,20	Salz	Klarwasser
2016-1233	8	SS58	29,85-30,00	Salz	Klarwasser
2017-1677	8	SS58	29,00-29,15	Salz	Klarwasser
2017-1678	8	SS58	29,15-29,30	Salz	Klarwasser
2017-1679	8	SS58	29,35-29,50	Salz	Klarwasser
2017-1689	9	SS59	20,15-20,25	Salz	Antisol
2017-1690	9	SS59	20,25-20,40	Salz	Antisol
2017-1692	9	SS59	20,65-20,80	Salz	Antisol
2017-1687	9	SS59	16,35-16,50	Salz	Antisol
2017-1691	10	SS59	20,40-20,65	Salz	Antisol
2017-1693	10	SS59	20,85-21,00	Salz	Antisol
2017-1688	10	SS59	20,00-20,15	Salz	Antisol
2017-1676	10	SS56	22,60-22,75	Salz	Antisol

Tabelle A-8: Metadaten aller Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge (Fortsetzung)

Probe	Charge	Bohrung	Probentiefe	Lagerung	Erbohrt mit
2016-1212-1	11	SS59	26,10-26,35	Salz	Antisol
2016-1212-2	11	SS59	26,10-26,35	Salz	Antisol
2017-1695	11	SS59	30,15-30,25	Salz	Antisol
2017-1672	11	SS59	28,45-28,55	Salz	Antisol
2016-1213	12	SS59	26,80-26,95	Salz	Antisol
2016-1210	12	SS56	32,85-33,00	Salz	Antisol
2017-1696	12	SS59	28,25-28,35	Salz	Antisol
2017-1663	13	SS59	23,25-23,40	konventionell	Antisol
2017-1661	13	SS59	23,90-24,00	konventionell	Antisol
2017-1662	13	SS59	23,70-23,85	konventionell	Antisol
2017-1658	13	SS59	25,30-25,45	konventionell	Antisol
2017-1683	14	SS59	21,15-21,40	konventionell	Antisol
2017-1683-2	14	SS59	21,15-21,40	konventionell	Antisol
2017-1684	14	SS59	21,40-21,50	konventionell	Antisol
2017-1686	14	SS59	21,70-21,90	konventionell	Antisol
2017-1666	15	SS59	19,00-19,10	konventionell	Antisol
2017-1665	15	SS56	19,10-19,30	konventionell	Antisol
2017-1673	15	SS59	19,60-19,70	konventionell	Antisol
2017-1674	15	SS59	19,70-19,80	konventionell	Antisol
2017-1682	16	SS59	21,00-21,15	konventionell	Antisol
2016-1215	16	SS57	31,50-31,60	konventionell	Wasser
2016-1222	16	SS57	31,60-31,70	konventionell	Wasser
2017-1664	16	SS56	19,00-19,10	konventionell	Antisol
2017-1678	17	SS58	29,15-29,30	Salz	Wasser
2017-0530	17	N19	19,45-19,60	konventionell	Wasser
2017-0519	17	N18	19,00-19,15	konventionell	Wasser
2017-0540	18	N21	17,15-17,30	konventionell	Wasser
2017-0539	18	N21	17,00-17,15	konventionell	Wasser
2017-0542	18	N21	17,70-17,85	konventionell	Wasser
2017-0543	18	N21	17,85-18,00	konventionell	Wasser
2017-1675-1	19	SS56	23,00-23,30	konventionell	Antisol
2017-1675-2	19	SS56	23,00-23,30	konventionell	Antisol
2017-1676	19	SS56	23,60-23,75	konventionell	Antisol
2017-0513	20	SS58	22,65-22,75	konventionell	Wasser
2017-0512	20	SS58	22,55-22,65	konventionell	Wasser
2017-0510	20	SS58	22,10-22,25	konventionell	Wasser
2017-0509	20	SS58	22,00-22,10	konventionell	Wasser
2017-0548	21	N21	23,55-23,70	konventionell	Wasser
2017-0547	21	N21	23,40-23,55	konventionell	Wasser
2017-0546	21	N21	23,00-23,15	konventionell	Wasser
2017-0525	21	N21	25,30-25,45	konventionell	Wasser

Tabelle A-9: Metadaten aller Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge (Fortsetzung)

Probe	Charge	Bohrung	Probentiefe	Lagerung	Erbohrt mit
2017-0517	22	SS57	23,35-23,50	konventionell	Wasser
2017-0515	22	SS57	23,00-23,10	konventionell	Wasser
2017-0518	22	SS57	23,65-23,80	konventionell	Wasser
2017-0516	22	SS57	23,25-23,35	konventionell	Wasser
2017-1657	23	SS59	25,15-25,30	konventionell	Antisol
2017-1681	23	SS58	29,65-29,75	Salz	Wasser
2017-1659	23	SS59	25,65-25,75	konventionell	Antisol
2017-1660-1	23	SS59	25,75-25,90	konventionell	Antisol
2017-0533	24	SS58	28,40-28,60	konventionell	Wasser
2017-0534	24	SS58	24,15-24,25	konventionell	Wasser
2017-0535	24	SS58	24,75-24,95	konventionell	Wasser
2017-1685	24	SS59	21,55-21,70	konventionell	Antisol
KA18-0810	25	SS57	26,15-26,30	Salz	Wasser
2017-0527	25	SS58	27,30-27,50	Salz	Wasser
2017-0538	25	SS58	25,00-25,20	Salz	Wasser
2017-0528	25	SS58	27,70-27,85	Salz	Wasser
KA18-0855	26	Block1	k. A.	k. A.	k. A.
KA18-0856	26	Block1	k. A.	k. A.	k. A.
KA18-0857	26	Block1	k. A.	k. A.	k. A.
KA18-0859	27	Block5	k. A.	k. A.	k. A.
KA18-0858	27	Block5	k. A.	k. A.	k. A.
KA18-0784	28	N21	22,40-22,50	Salz	Wasser
KA18-0785	28	N21	22,50-22,65	Salz	Wasser
KA18-0796	28	N17	22,65-22,75	Salz	Wasser
KA18-0442-1	29	BKF-WE103	28,05-28,25	konventionell	Wasser
KA18-0442-2	29	BKF-WE103	28,25-28,45	konventionell	Wasser
KA18-0442-3	29	BKF-WE103	28,45-28,65	konventionell	Wasser
2017-1660-2	30	SS59	25,75-25,90	konventionell	Antisol
KA18-0821	30	SS58	23,30-23,40	Salz	Wasser
KA18-0822	30	SS58	23,60-23,70	Salz	Wasser
KA18-0823	30	SS58	23,75-23,90	Salz	Wasser
KA18-0807	31	SS58	31,55-31,70	Salz	Wasser
KA18-0825	31	SS58	31,25-31,40	Salz	Wasser
KA18-0809	31	SS58	23,40-23,50	Salz	Wasser
KA18-0281-2	32	BKF-WE101	17,15-17,30	konventionell	Wasser
KA18-0281-3	32	BKF-WE101	17,30-17,50	konventionell	Wasser
KA18-0281-4	32	BKF-WE101	17,50-17,65	konventionell	Wasser
2017-0511	33	SS58	22,35-22,45	konventionell	Wasser
KA18-0808	33	SS58	31,75-31,90	Salz	Wasser
KA18-0820	33	SS58	31,40-31,50	Salz	Wasser
KA18-0824	33	SS58	31,00-31,15	Salz	Wasser

Tabelle A-10: Metadaten aller Triaxialproben geordnet nach Untersuchungscharge (Fortsetzung)

Probe	Charge	Bohrung	Probentiefe	Lagerung	Erbohrt mit
KA18-0804	34	SS57	32,50-32,60	Salz	Wasser
KA18-0812	34	SS59	24,40-24,50	Salz	Antisol
KA18-0811	34	SS59	24,30-24,40	Salz	Antisol
KA18-0786	34	SS57	32,70-32,85	Salz	Wasser
KA18-0802	35	SS57	32,30-32,40	Salz	Wasser
KA18-0801	35	SS57	32,15-32,30	Salz	Wasser
KA18-0803	35	SS57	32,40-32,50	Salz	Wasser
KA18-0805	35	SS57	32,60-32,70	Salz	Wasser
KA18-0813	36	SS59	24,50-24,60	Salz	Antisol
KA18-0814Q	36	SS59	24,60-24,70	Salz	Antisol
KA18-0798	36	SS59	22,10-22,20	Salz	Antisol
KA18-0799	36	SS59	22,20-22,30	Salz	Antisol
KA18-0790Q	37	SS57	22,30-22,40	Salz	Wasser
KA18-0794Q	37	SS56	24,05-24,15	Salz	Antisol
KA18-0787Q	37	SS57	24,50-24,60	Salz	Wasser
KA18-0797	38	N17	22,75-22,90	Salz	Wasser
KA18-0813	38	SS59	24,50-24,60	Salz	Antisol
KA18-0281-6	38	BKF-WE101	17,85-18,00	konventionell	Wasser
KA18-0800Q	39	SS57	32,00-32,15	Salz	Wasser
KA18-0702S	39	SS56	24,20-24,40	Salz	Antisol
KA19-0709	40	SS58	21,30-21,50	Salz	Wasser
KA19-0706	40	SS57	17,25-17,35	konventionell	Wasser
KA19-0703	40	SS58	16,05-16,20	Salz	Wasser
KA19-0708	40	SS58	21,10-21,30	Salz	Wasser

Tabelle A-11: Übersicht zur Anzahl der untersuchten Proben (exklusive Fehlversuche)

Untersuchungsvariante	Anzahl untersuchter Proben
Wasserspülung/konventionelle Lagerung MIN*	14
Wasserspülung/Lagerung in Salzlösung MIN*	15
Antisolspülung/konventionelle Lagerung MIN*	16
Antisolspülung/Lagerung in Salzlösung MIN*	15
Wasserspülung/konventionelle Lagerung KRI*	10
PWD-Entwicklung MIN, KRI, OPA*	10
Auswirkung von Trocknung MIN*	21
Einfluss der Abschergeschwindigkeit MIN, KRI, EM*	14
Einfluss der Antisolspülung MIN*	7
Mehrstufenversuche MIN, KRI*	3
Untersuchung EM*	6
Untersuchung OPA*	2
Anisotropie MIN*	6
Pilotversuch Hochdruckzelle	1
*MIN – Mindener Tonstein, KRI – Kriegenbrunner Schluffstein, OPA – Opalinuston, EM – Emscher Mergel	
Triaxialversuchsart	
Konsolidiert-drainierte Versuche	126
Konsolidiert-undrainierte Versuche	14
Untersuchtes Gestein	
Mindener Tonstein	114
Kriegenbrunner Schluffstein	14
Emscher Mergel	7
Opalinustons	5
Gesamtanzahl der Proben	140

Anhang A4 – Randbedingungen der Triaxialversuche

Tabelle A-12: Übersicht zu den Randbedingungen der Triaxialversuche geordnet nach Versuchscharge

Probe	C	S: σ_1/σ_3 in kPa	K: σ_1/σ_3 in kPa	A: σ_1/σ_3 in kPa	B [kPa]	Variante	Kommentar
20161204	1	1150	1500	1500	1100	konv/WS	MIN
20161224	1	750	1100	1100	700		MIN
20161225	1	950	1300	1300	900		MIN
20161226	1	550	900	900	500		MIN
20161234	2	1550	1900	2300	1500	konv/WS	MIN
20161216	2	1750	2100	1900	1700		MIN
20161227	2	1350	1700	1900	1300		MIN
20161237	3	1350	1700	1500	1300	Salz/WS	MIN
20161238	3	1350	1700	1900	1300		MIN
20161208	3	1350	1700	1700	1300		MIN, Probe sehr kurz
20161241	4	1350	1700	2100	1300	Salz/WS	MIN
20161242	4	1350	1700	1900	1300		MIN
20161239	4	1350	1700	1700	1300		MIN
20161240	4	1350	1700	1500	1300		MIN
20161243	5	1350	1700	2100	1300	konv/WS	MIN
20161217	5	1350	1700	1900	1300		MIN, Datenverlust
20161218	5	1350	1700	1700	1300		MIN
20161228	5	1350	1700	1500	1300		MIN
20161223	6	1350	1700	2100	1300	konv/WS	MIN
20161214	6	1350	1700	1900	1300		MIN
20161235	6	1350	1700	1700	1300		MIN
20161232	6	1350	1700	1500	1300		MIN
20171667	7	1350	1700	2100	1300	Salz/WS	MIN
20171668	7	1350	1700	1900	1300		MIN, vor Versuch gebrochen
20171669	7	1350	1700	1900	1300		MIN, möglicherweise nicht ganz konsol.
20171670	7	1350	1700	1700	1300		MIN
20171671	7	1350	1700	1500	1300		MIN

Tabelle A-13: Übersicht zu den Randbedingungen der Triaxialversuche geordnet nach Versuchscharge (Fortsetzung)

Probe	C	S: σ_1/σ_3 in kPa	K: σ_1/σ_3 in kPa	A: σ_1/σ_3 in kPa	B [kPa]	Variante	Kommentar
20161233	8	1350	1700	2100	1300	Salz/WS	MIN
20171677	8	1350	1700	1900	1300		MIN
20171678	8	1350	1700	1700	1300		MIN
20171679	8	1350	1700	1500	1300		MIN
20171689	9	1350	1700	2100	1300	Salz/AS	MIN
20171690	9	1350	1700	1900	1300		MIN
20171692	9	1350	1700	1700	1300		MIN
20171687	9	1350	1700	1500	1300		MIN
20171691	10	1350	1700	1900	1300	Salz/AS	MIN
20171693	10	1350	1700	1700	1300		MIN
20171688	10	1350	1700	1500	1300		MIN
20171676	10	1350	1700	2100	1300		MIN
20161212-1	11	1350	1700	2100	1300	Salz/AS	MIN
20161212-2	11	1350	1700	1900	1300		MIN
20171695	11	1350	1700	1700	1300		MIN
20171672	11	1350	1700	1500	1300		MIN
20171696	12	1350	1700	1900	1300	Salz/AS	MIN
20161210	12	1350	1700	1700	1300		MIN
20161213	12	1350	1700	1500	1300		MIN
20171663	13	1350	1700	2100	1300	konv/AS	MIN
20171661	13	1350	1700	1900	1300		MIN
20171662	13	1350	1700	1700	1300		MIN
20171658	13	1350	1700	1500	1300		MIN
20171683	14	1350	1700	2100	1300	konv/AS	MIN
20171683-2	14	1350	1700	1900	1300		MIN
20171684	14	1350	1700	1700	1300		MIN
20171686	14	1350	1700	1500	1300		MIN

Tabelle A-14: Übersicht zu den Randbedingungen der Triaxialversuche geordnet nach Versuchscharge (Fortsetzung)

Probe	C	S: σ_1/σ_3 in kPa	K: σ_1/σ_3 in kPa	A: σ_1/σ_3 in kPa	B [kPa]	Variante	Kommentar
20171666	15	1350	1700	2100	1300	konv/AS	MIN
20171665	15	1350	1700	1900	1300		MIN
20171673	15	1350	1700	1700	1300		MIN
20171674	15	1350	1700	1500	1300		MIN
20171682	16	1350	1700	2100	1300	konv/AS	MIN
20161215	16	1350	1700	1900	1300		MIN, B-Test $\Delta p = 200$ kPa
20161222	16	1350	1700	1700	1300		MIN, B-Test $\Delta p = 200$ kPa
20171664	16	1350	1700	1500	1300		MIN
20171678	17	1350	1700	2100	1300	konv/WS	KRI
20170530	17	1350	1700	1900	1300		KRI, Probe und Endfläche vorgeschädigt
20170519	17	1350	1700	1500	1300		KRI
20170540	18	1350	1700	1500	1300	konv/WS	KRI
20170539	18	1350	1700	1700	1300		KRI
20170542	18	1350	1700	1900	1300		KRI, horizontaler Riss
20170543	18	1350	1700	2100	1300		KRI, PW-Hahn nicht geöffnet, horizontaler Riss
20171675-1	19	1350	1700	2100	1300	konv	MIN, Antisoleinfluss
20171675-2	19	1350	1700	1900	1300		MIN, Antisoleinfluss
20171676	19	1350	1700	1500	1300		MIN, Antisoleinfluss
20170513	20	1350	1700	2100	1300	konv	MIN, Antisoleinfluss
20170512	20	1350	1700	1900	1300		MIN, Antisoleinfluss
20170510	20	1350	1700	1700	1300		MIN, Antisoleinfluss
20170509	20	1350	1700	1500	1300		MIN, Antisoleinfluss
20170548	21	1350	1700	2100	1300	konv/WS	KRI
20170547	21	1350	1700	1900	1300		KRI
20170546	21	1350	1700	1700	1300		KRI, Mehrstufenversuch
20170525	21	1350	1700	1500	1300		KRI

Tabelle A-15: Übersicht zu den Randbedingungen der Triaxialversuche geordnet nach Versuchscharge (Fortsetzung)

Probe	C	S: σ_1/σ_3 in kPa	K: σ_1/σ_3 in kPa	A: σ_1/σ_3 in kPa	B [kPa]	Variante	Kommentar
20170517	22	XXX	XXX	800	XXX		MIN, 10 Min. getrocknet
20170515	22	XXX	XXX	600	XXX		MIN, 10 Min. getrocknet, CU-Versuch
20170518	22	XXX	XXX	400	XXX		MIN, 10 Min. getrocknet
20170516	22	XXX	XXX	200	XXX		MIN, 10 Min. getrocknet
20171657	23	1350	1700	2100	1300		MIN, $v_{ab} = 0,6$ mm/min
20171681	23	1350	1700	2100	1300		MIN, $v_{ab} = 0,06$ mm/min
20171659	23	1350	1700	2100	1300		MIN, $v_{ab} = 0,006$ mm/min
20171660-1	23	1350	1700	2100	1300		MIN, $v_{ab} = 0,00006$ mm/min, horizontaler Riss
20170533	24	1350	1700	2100	1300		MIN, CU-Versuch
20170534	24	1350	1700	1900	1300		MIN, CU-Versuch, horizontaler Riss
20170535	24	1350	1700	1700	1300		MIN, CU-Versuch, horizontaler Riss
20171685	24	1350	1700	1500	1300		MIN, CU-Versuch
KA18-0810	25	1350	1700	2100	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen
20170527	25	1350	1700	1900	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen
20170538	25	1350	1700	1700	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen, gebrochen
20170528	25	1350	1700	1500	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen
KA18-0855	26	1350	1700	2100	1300		OPA, CU-Versuch
KA18-0856	26	1350	1700	1900	1300		OPA, CU-Versuch
KA18-0857	26	1350	1700	1700	1300		OPA, CU-Versuch
KA18-0859	27	1350	1700	2100	1300		OPA
KA18-0858	27	1350	1700	1900	1300		OPA, Probe horizontaler Riss
KA18-0784	28	1350	1700	2100	1300		KRI, CU-Versuch
KA18-0785	28	1350	1700	1900	1300		KRI, CU-Versuch
KA18-0796	28	1350	1700	1700	1300		KRI, CU-Versuch
KA18-0442-1	29	1350	1700	2100	1300		EM, $v_{ab} = 0,0006$ mm/min
KA18-0442-2	29	1350	1700	1900	1300		EM, $v_{ab} = 0,0006$ mm/min
KA18-0442-3	29	1350	1700	1700	1300		EM, $v_{ab} = 0,0006$ mm/min

Tabelle A-16: Übersicht zu den Randbedingungen der Triaxialversuche geordnet nach Versuchscharge (Fortsetzung)

Probe	C	S: σ_1/σ_3 in kPa	K: σ_1/σ_3 in kPa	A: σ_1/σ_3 in kPa	B [kPa]	Variante	Kommentar
20171660-2	30	1350	1700	2300	1300		MIN, HP-Versuch
KA18-0821	30	1350	1700	1700	1300		MIN, 10 Minuten trocknen lassen
KA18-0822	30	1350	1700	1900	1300		MIN, 10 Minuten trocknen lassen, Probe horizontaler Riss
KA18-0823	30	1350	1700	2100	1300		MIN, 10 Minuten trocknen lassen
KA18-0807	31	1350	1700	1700	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen
KA18-0825	31	1350	1700	2100	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen
KA18-0809	31	1350	1700	1900	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen
KA18-0281-2	32	1350	1700	2100	1300		EM, $v_{ab} = 0,0006$ mm/min
KA18-0281-3	32	1350	1700	1900	1300		EM, $v_{ab} = 0,0006$ mm/min
KA18-0281-4	32	1350	1700	1700	1300		EM, $v_{ab} = 0,0006$ mm/min
2017-0511	33	1350	1700	7000	1300		MIN, HP-Versuch
KA18-0808	33	1350	1700	2100	1300		MIN, $v_{ab} = 6$ mm/min
KA18-0820	33	1350	1700	2100	1300		MIN, $v_{ab} = 0,0006$ mm/min
KA18-0824	33	1350	1700	2100	1300		MIN, $v_{ab} = 0,0003$ mm/min
KA18-0804	34	1350	1700	7000	1300		MIN, HP-Versuch, FV
KA18-0812	34	1350	1700	2100	1300		MIN, 10 Minuten trocknen lassen
KA18-0811	34	1350	1700	1900	1300		MIN, 10 Minuten trocknen lassen
KA18-0786	34	1350	1700	1700	1300		MIN, 10 Minuten trocknen lassen
KA18-0802	35	1350	1700	6000	1300		MIN, HP-Versuch, FV
KA18-0801	35	1350	1700	2100	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen
KA18-0803	35	1350	1700	1900	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen
KA18-0805	35	1350	1700	1700	1300		MIN, 7 Tage trocknen lassen
KA18-0814Q	36	1350	1700	2100	1300		MIN, horizontale Probe
KA18-0798	36	1350	1700	1700	1300		MIN, Mehrstufenversuch
KA18-0799	36	1350	1700	1700	1300		MIN, Mehrstufenversuch
KA18-0790Q	37	1350	1700	2100	1300		MIN, horizontale Probe
KA18-0794Q	37	1350	1700	1900	1300		MIN, horizontale Probe
KA18-0787Q	37	1350	1700	1700	1300		MIN, horizontale Probe

Tabelle A-17: Übersicht zu den Randbedingungen der Triaxialversuche geordnet nach Versuchscharge (Fortsetzung)

Probe	C	S: σ_1/σ_3 in kPa	K: σ_1/σ_3 in kPa	A: σ_1/σ_3 in kPa	B [kPa]	Variante	Kommentar
KA18-0797	38	1350	1700	2100	1300		KRI, $v_{ab} = 0,00012$ mm/min
KA18-0813	38	1350	1700	2100	1300		MIN, $v_{ab} = 0,00012$ mm/min
KA18-0281-6	38	1350	1700	2100	1300		EM, $v_{ab} = 0,00012$ mm/min
KA18-0800Q	39	1350	1700	2100	1300		MIN, horizontale Probe
KA18-0702S	39	1350	1700	2100	1300		MIN, 45° zur Schichtung
KA18-0709	40	1350	1700	1700	1300		MIN, $v_{ab} = 0,00012$ mm/min
KA18-0706	40	1350	1700	1900	1300		MIN, $v_{ab} = 0,00012$ mm/min
KA18-0703	40	1350	1700	1500	1300		MIN, $v_{ab} = 0,00012$ mm/min
KA18-0708	40	1350	1700	2100	1300		MIN, $v_{ab} = 0,00012$ mm/min

C – Charge, S – Sättigung, K – Konsolidierung, A – Abscheren, B – Gegendruck, konv – konventionelle Lagerung, Salz – Lagerung in Salzlösung, WS – Wasserspülung, AS – Antisolspülung, FV – Fehlversuch, MIN – Mindener Tonstein, KRI – Kriegenbrunner Schluffstein, OPA – Opalinuston, EM – Emscher Mergel

Anhang A5 – Frontansicht des Druckgebers

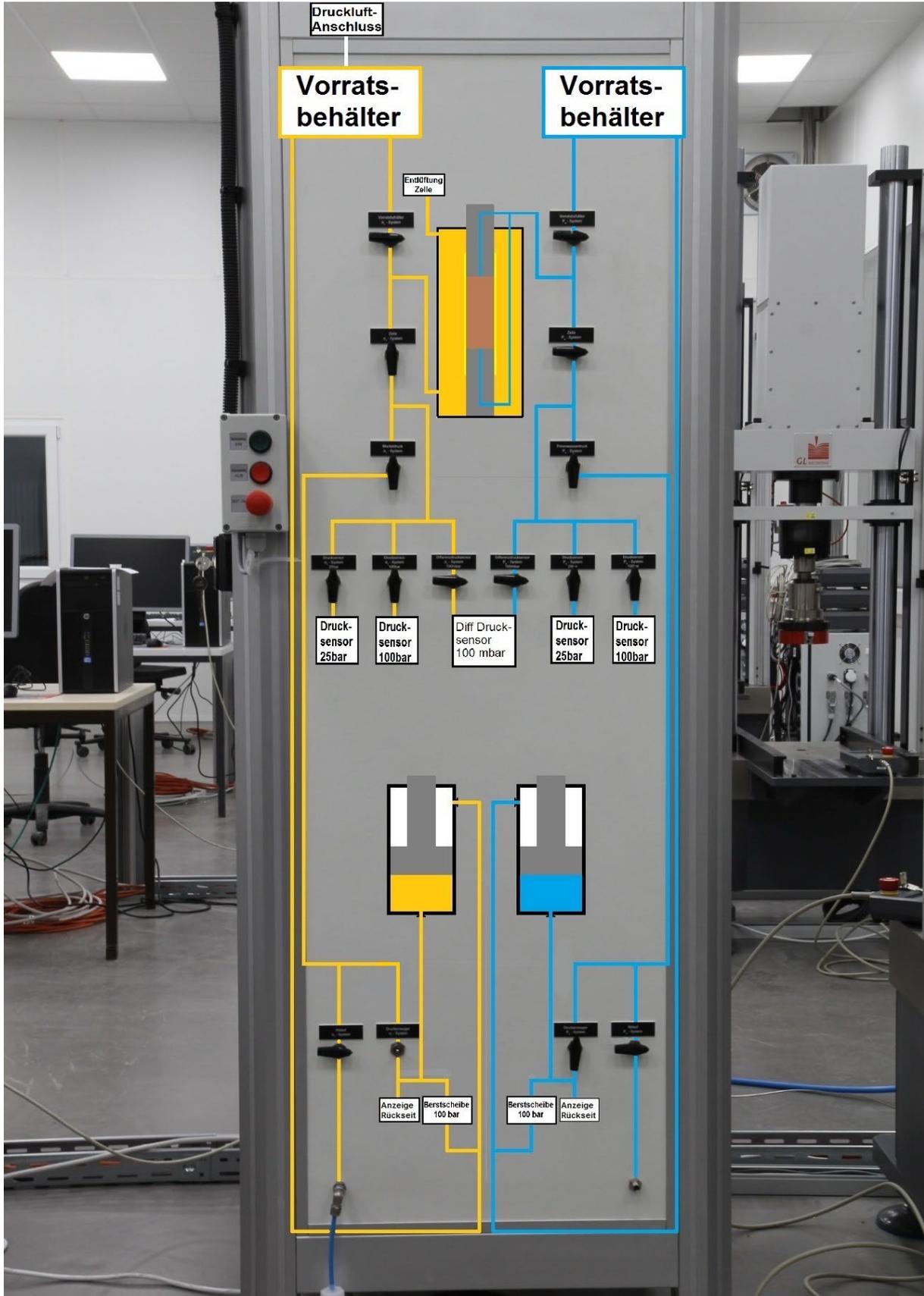


Abbildung A-41: Frontansicht des Druckgebers mit eingezeichnetem Hydraulikplan des Tri-axial-Prüfstandes

Anhang A6 – Felsansprache

Die folgende Übersicht enthält ausschließlich angesprochene Bohrkerne. Nicht geöffnete Liner sind nicht aufgeführt. Die Ansprache orientiert sich an den Vorgaben der Norm DIN EN ISO 14689-1.

Entnahmeort Minden

Tabelle A-18: Felsansprache Bohrung SS56

Tiefe	Felsbeschreibung
16-17	Tonstein, dunkelgrau, insgesamt stark geklüftet und entfestigt, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
17-18	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 17,55 bis 17,60 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
18-19	Tonstein, dunkelgrau, 15 cm Kernverlust, RQD = 15, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr bis dünn
19-20	Tonstein, dunkelgrau, kalkgefüllte Kluft, RQD = 45, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
20-21	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 20,70 bis 21,00 m, RQD = 25, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: fein laminiert bis sehr dünn
21-22	Tonstein, dunkelgrau, Pyriteinlagerungen, stark gestörte Zone von 21,70-21,90 m, RQD = 10, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
22-23	Tonstein, dunkelgrau, verheilte Kluft mit Calcitfüllung, RQD = 50, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
23-24	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zonen von 23,30 bis 23,40 m und 23,90 bis 24,00 m RQD = 45, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
24-25	Tonstein, dunkelgrau, entfestigter Bereich von 24,40 bis 25,00 m, RQD = 30, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis sehr dünn
25-26	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 10 Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: mäßig bis stark verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dick
26-27	Tonstein, dunkelgrau, entfestigter Bereich von 26,45 bis 27,00 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
27-28	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 27,50 bis 28,00 m, Kern in Teilen angetrocknet, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Klüfte: sehr engständig bis engständig, Schichtung: fein laminiert bis sehr dünn
28-29	Tonstein, dunkelgrau, Kern komplett entfestigt, von 28,00 bis 28,15 m Kernverlust, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: stark verwittert bis vollständig verwittert, Schichtung: fein laminiert bis grob laminiert

Tabelle A-19: Fortsetzung Felsansprache Bohrung SS56

Tiefe	Felsbeschreibung
29-30	Tonstein, dunkelgrau, Kernfangring im Liner, Kern stark entfestigt, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis sehr dünn
30-31	Tonstein, dunkelgrau, Kern nahezu komplett entfestigt, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: mäßig verwittert bis vollständig verwittert, Schichtung: fein laminiert bis sehr dünn
31-32	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zonen von 31,00 bis 31,20 m und 31,65 bis 31,75 m, RQD = 50, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
32-33	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 15, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
33-34	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: schwach bis stark verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn

Tabelle A-20: Felsansprache Bohrung SS57

Tiefe	Felsbeschreibung
13-14	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: schwach verwittert bis stark verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
16-17	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
17-18	Tonstein, dunkelgrau, Kern vollständig zerbohrt
18-19	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 55, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
19-20	Tonstein, dunkelgrau, Kratzspuren an Mantelfläche, RQD = 25, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
20-21	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 20,50 bis 20,70 m, Nägel enthalten, RQD = 10, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
21-22	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 10, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach, Verwitterungsgrad: mäßig verwittert, Schichtung: dünn
22-23	Tonstein, dunkelgrau, zerbohrt von 22,50 bis 22,60 m, RQD = 50, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
23-24	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 50, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
24-25	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 24,85 bis 25,00 m, stark geklüftet von 24,30 bis 24,40 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
25-26	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Bereiche von 24,00 bis 24,15 m, 24,30 bis 24,50 m, 24,55 bis 24,65 m und 24,80 bis 24,85 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: schwach verwittert bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis sehr dünn

Tabelle A-21: Fortsetzung Felsansprache Bohrung SS57

Tiefe	Felsbeschreibung
26-27	Tonstein, dunkelgrau, Kernverlust von 21,65-22,00 m, entfestigte Zone von 26,55 bis 26,65 m, RQD = 15, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
27-28	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zonen von 27,70 bis 27,75 m und 27,85 bis 27,95 m, RQD = 50, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
28-29	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 55, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
29-30	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 70, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
30-31	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 35, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
31-32	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 31,8 bis 31,85 m, RQD = 65, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
32-33	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 95, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch, Schichtung: dünn bis mittel

Tabelle A-22: Felsansprache Bohrung SS58

Tiefe	Felsbeschreibung
13-14	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: mäßig verwittert bis vollständig verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
14-15	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zonen von 14,00 bis 14,10 m und 14,70 bis 14,80 m, allgemein stark geklüftet, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis sehr dünn
15-16	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 25, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
16-17	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 16,30 bis 16,40 m, RQD = 65, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
17-18	Tonstein, dunkelgrau, Pyriteinlagerungen, stark entfestigte Zonen von 17,55 bis 17,85 m, RQD = 60, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis mittel
18-19	Tonstein, dunkelgrau, nur 0,5 m Kern, RQD = 60, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: k. A. möglich
19-20	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 19,15 bis 19,40 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: schwach verwittert bis vollständig verwittert, Schichtung: fein laminiert bis sehr dünn
20-21	Tonstein, dunkelgrau, stark aufgelockerte Zone von 20,25 bis 20,35 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: dünn bis mittel

Tabelle A-23: Fortsetzung Felsansprache Bohrung SS58

Tiefe	Felsbeschreibung
21-22	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 21,50 bis 21,65 m, RQD = 40, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis vollständig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
22-23	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 65, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis mittel
23-24	Tonstein, dunkelgrau, entfestigter Bereich von 23,90 bis 24,00 m, RQD = 65, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis mittel
24-25	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 40, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: grob laminiert bis mittel
25-26	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 35, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
26-27	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
27-28	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 45, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
28-29	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 20, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
29-30	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 85, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach, Schichtung: sehr dünn bis mittel
30-31	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 35, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
31-32	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 75, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis mittel
32-33	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 55, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch, Schichtung: dünn

Tabelle A-24: Felsansprache Bohrung SS59

Tiefe	Felsbeschreibung
11-12	Tonstein, dunkelgrau, Kernverlust von 11,00 bis 11,10 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: schwach verwittert bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis sehr dünn
12-13	Tonstein, dunkelgrau, 12,0 bis 12,2 m Sand (evtl. Nachfall), stark feinkiesig, schluffig, schwach tonig, entfestigte Zone von 12,80 bis 12,90 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: stark verwittert bis zersetzt, Schichtung: grob laminiert bis sehr dünn
13-14	Tonstein, dunkelgrau, Pyriteinlagerungen, entfestigte Zonen von 13,25 bis 13,35 m und 13,70 bis 13,80 m, RQD = 20, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach, Verwitterungsgrad: schwach verwittert bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
14-15	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 14,80 bis 15,00 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis vollständig verwittert, Schichtung: fein laminiert bis sehr dünn

Tabelle A-25: Fortsetzung Felsansprache Bohrung SS59

Tiefe	Felsbeschreibung
15-16	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 0, von 15,35 bis 16,00 m komplett entfestigt, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: schwach bis vollständig verwittert, Klüfte: sehr engständig bis engständig,
16-17	Tonstein, dunkelgrau, ab 16,50 m Kernverlust, entfestigte Zone von 16,00 bis 16,20 m, RQD = 15, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis zersetzt, Schichtung: fein laminiert bis dünn
17-18	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 45, entfestigte Zone von 17,70 bis 17,80 m, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
18-19	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 90, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch, Schichtung: sehr dünn bis mittel
19-20	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 50, entfestigte Zone von 19,80 bis 19,85 m, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis mittel
20-21	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 95, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch, Schichtung: sehr dünn bis mittel
21-22	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 90, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis mittel
22-23	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zonen von 22,55 bis 22,80 m und 22,85 bis 22,95 m, RQD = 20, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
23-24	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zonen von 23,20 bis 23,25 m, 23,40 bis 23,45 m und 23,60 bis 23,65 m, RQD = 35, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: schwach verwittert bis stark verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
24-25	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 24,70 bis 24,80 m, RQD = 35, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: grob laminiert bis mittel
25-26	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 25,55 bis 25,65 m, RQD = 45, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
26-27	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 20, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
27-28	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 27,30 bis 27,40 m, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
28-29	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 28,15 bis 28,20 m, Kernverlust von 28,90 bis 29,00 m, RQD = 30, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn
29-30	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 29,35 bis 29,40 m, RQD = 55, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
30-31	Tonstein, dunkelgrau, entfestigte Zone von 30,10 bis 30,25 m, RQD = 40, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: fein laminiert bis dünn
31-31,5	Tonstein, dunkelgrau, RQD = 50, Lagerung: söhlig, Festigkeit: sehr schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch, Schichtung: sehr dünn bis dünn

Entnahmeort Kriegenbrunn

Tabelle A-26: Felsansprache Bohrung N17

Tiefe	Felsansprache
22-23	Schluffstein, rotbraun, Kernverlust von 22,15 bis 22,35 m, RQD = 40, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: sehr dünn bis mittel

Tabelle A-27: Felsansprache Bohrung N18

Tiefe	Felsansprache
17-18	Schluffstein, rotbraun, RQD = 0, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach, Verwitterungsgrad: stark verwittert bis vollständig verwittert, Schichtung: sehr dünn bis dünn
19-20	Schluffstein, rotbraun, entfestigte Zone von 19,2 bis 19,3 m, RQD = 25, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: grob laminiert bis sehr dünn
25-26	Schluffstein, rotbraun, stark entfestigte Zone von 25,20 bis 25,50 m, ab 25,75 m grauer Sandstein, RQD = 65, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis stark verwittert, Schichtung: grob laminiert bis mittel

Tabelle A-28: Felsansprache Bohrung N19

Tiefe	Felsansprache
19-20	Schluffstein, rotbraun, entfestigte Zonen von 19,30 bis 19,40 m und 19,60 bis 19,75 m und 19,90 bis 20,00 m, RQD = 25, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis vollständig verwittert, Schichtung: grob laminiert bis dünn

Tabelle A-29: Felsansprache Bohrung N21

Tiefe	Felsansprache
17-18	Schluffstein, rotbraun, RQD = 75, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis mittel
22-23	Schluffstein, rotbraun, RQD = 45, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis mäßig verwittert, Schichtung: sehr dünn bis mittel
23-24	Schluffstein, rotbraun, RQD = 45, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis mittel
25-26	Schluffstein, rotbraun, sandige Bereiche von 25,30 bis 25,55 m, RQD = 55, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch bis schwach verwittert, Schichtung: sehr dünn bis mittel

Entnahmeort Wanne-Eickel

Tabelle A-30: Felsansprache Bohrung WE101

Tiefe	Felsansprache
17-18	Mergel, grau-grün, Festigkeit zwischen Boden und Fels, kalkhaltig, RQD = 100, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis sehr schwach, Verwitterungsgrad: frisch, Schichtung: mittel bis dick

Tabelle A-31: Felsansprache Bohrung WE103

Tiefe	Felsansprache
28-29	Mergel, grau-grün, Festigkeit zwischen Boden und Fels, kalkhaltig, RQD = 95, Lagerung: söhlig, Festigkeit: außerordentlich schwach bis schwach, Verwitterungsgrad: frisch, Schichtung: dünn bis dick

Anhang A7 – Details der Bohrungen

Tabelle A-32: Bohrung SS56, wasserbasierte Polymerspülung

Bohrmeter unter GOK in m	Liner-Füllung	Andruck in bar	Drehzahl in min ⁻¹	Bohrfortschritt in min/m	RQD
15-16	xxx	45	80	19	0
16-17	Salzlösung	45	80	24	0
17-18	ohne	45	100	34	0
18-19	Salzlösung	45	100	25	15
19-20	ohne	45	120	22	45
20-21	Salzlösung	45	120	25	25
21-22	ohne	45	150	30	10
22-23	Salzlösung	45	150	27	50
23-24	ohne	45	150	23	45
24-25	Salzlösung	50	150	23	30
25-26	ohne	45	120	19	10
26-27	Salzlösung	45	120	17	0
27-28	ohne	45	120	22	0
28-29	Salzlösung	45	120	17	0
29-30	ohne	45	120	30	0
30-31	Salzlösung	45	150	35	0
31-32	ohne	45	150	30	50
32-33	Salzlösung	55	150	27	15
33-34	ohne	55	150	27	0

Tabelle A-33: Bohrung SS57, Wasserspülung

Bohrmeter unter GOK in m	Liner-Füllung	Andruck in bar	Drehzahl in min ⁻¹	Bohrfortschritt in min/m	RQD
15-16	xxx	35	150	0	0
16-17	Salzlösung	35	150	0	0
17-18	ohne	45	150	0	k. A.
18-19	Salzlösung	45	150	0	65
19-20	ohne	45	150	0	25
20-21	Salzlösung	45	120	22	10
21-22	ohne	45	120	21	10
22-23	Salzlösung	32,5	120	20	50
23-24	ohne	32,5	120	38	50
24-25	Salzlösung	32,5	120	38	0
25-26	ohne	32,5	120	15	0
26-27	Salzlösung	32,5	120	26	15
27-28	ohne	30	120	34	50
28-29	Salzlösung	30	120	35	55
29-30	ohne	30	120	30	70
30-31	Salzlösung	30	120	40	35
31-32	ohne	30	120	34	65
32-33	Salzlösung	30	120	34	95

Tabelle A-34: Bohrung SS58, Wasserspülung

Bohrmeter unter GOK in m	Liner-Füllung	Andruck in bar	Drehzahl in min ⁻¹	Bohrfortschritt in min/m	RQD
13-14	xxx	25	80	14	0
14-15	Salzlösung	45	80	22	0
15-16	ohne	45	120	20	25
16-17	Salzlösung	45	120	19	65
17-18	ohne	45	150	22	60
18-19	ohne	45	150	18	60
19-20	Salzlösung	45	150	20	0
20-21	ohne	45	150	25	0
21-22	Salzlösung	55	150	22	0
22-23	ohne	55	150	25	65
23-24	Salzlösung	70	150	24	65
24-25	ohne	70	150	26	40
25-26	Salzlösung	70	150	27	35
26-27	ohne	70	150	28	0
27-28	Salzlösung	70	150	27	45
28-29	ohne	70	150	16	20
29-30	Salzlösung	70	150	20	85
30-31	ohne	70	150	21	35
31-32	Salzlösung	70	150	27	75
32-33	ohne	70	150	27	55

Tabelle A-35: Bohrung SS59, wasserbasierte Polymerspülung

Bohrmeter unter GOK in m	Liner-Füllung	Andruck in bar	Drehzahl in min ⁻¹	Bohrfortschritt in min/m	RQD
11-12	xxx	30	120	27	0
12-13	Salzlösung	30	120	31	0
13-14	ohne	30	120	27	20
14-15	Salzlösung	30	120	23	0
15-16	ohne	30	120	24	0
16-17	Salzlösung	30	120	24	15
17-18	ohne	30	120	35	45
18-19	Salzlösung	30	120	29	90
19-20	ohne	30	120	31	50
20-21	Salzlösung	30	120	36	95
21-22	ohne	25	150	27	90
22-23	Salzlösung	25	150	21	20
23-24	ohne	25	150	29	35
24-25	Salzlösung	25	150	27	35
25-26	ohne	25	150	18	45
26-27	Salzlösung	25	150	33	20
27-28	ohne	25	150	21	0
28-29	Salzlösung	25	150	26	30
29-30	ohne	25	150	22	55
30-31	Salzlösung	25	150	44	40
31-31,5	ohne	25	150	40	50

Tabelle A-36: Bohrung N17, Wasserspülung

Bohrmeter unter GOK in m	Liner-Füllung
21-22	ohne
22-23	Salzlösung
23-24	ohne
24-25	Salzlösung
25-26	ohne
26-27	Salzlösung
27-28	ohne
28-29	Salzlösung

Tabelle A-37: Bohrung N18, Wasserspülung

Bohrmeter unter GOK in m	Liner-Füllung
17-18	ohne
18-19	Salzlösung
19-20	ohne
20-21	Salzlösung
21-22	ohne
22-23	Salzlösung
23-24	ohne
24-25	Salzlösung
25-26	ohne
26-27	Salzlösung

Tabelle A-38: Bohrung N19, Wasserspülung

Bohrmeter unter GOK in m	Liner-Füllung
17-18	ohne
18-19	Salzlösung
19-20	ohne
20-21	Salzlösung
21-22	ohne
22-23	Salzlösung
23-24	ohne
24-25	Salzlösung
25-26	ohne
26-27	Salzlösung

Tabelle A-39: Bohrung N21, Wasserspülung

Bohrmeter unter GOK in m	Liner-Füllung
17-18	ohne
18-19	Salzlösung
19-20	ohne
20-21	Salzlösung
21-22	ohne
22-23	Salzlösung
23-24	ohne
24-25	Salzlösung
25-26	ohne
26-27	Salzlösung

Anhang A8 – Geophysikalische Messungen

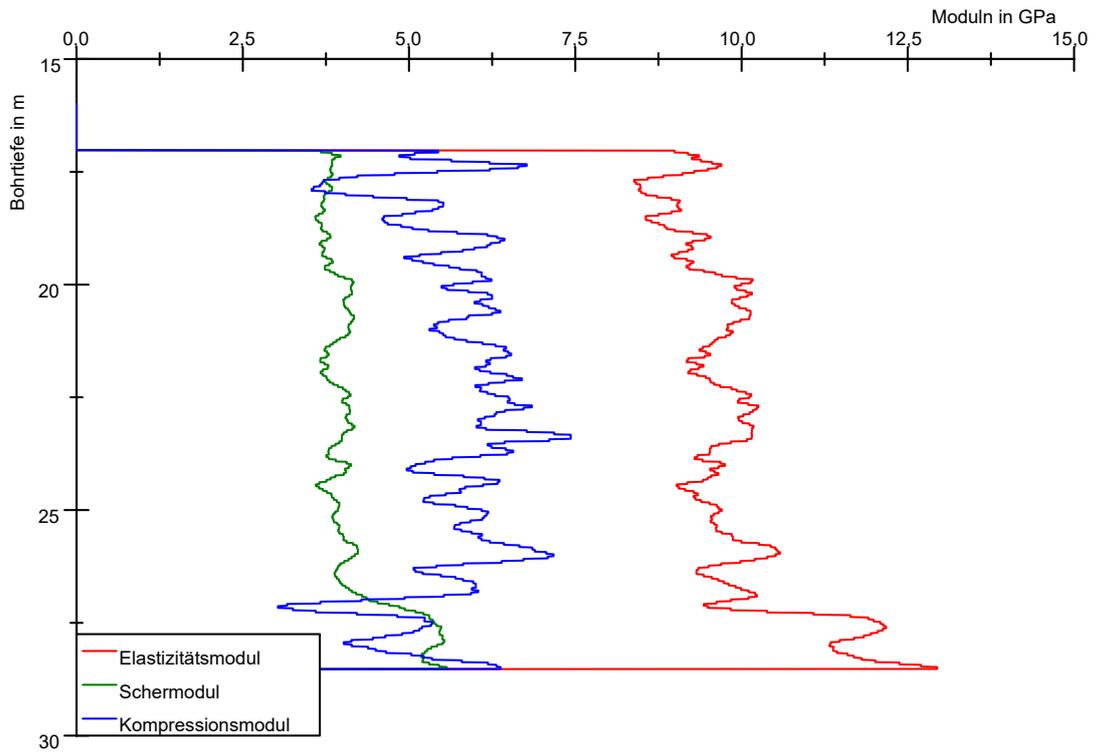


Abbildung A-42: Moduln Bohrung N17

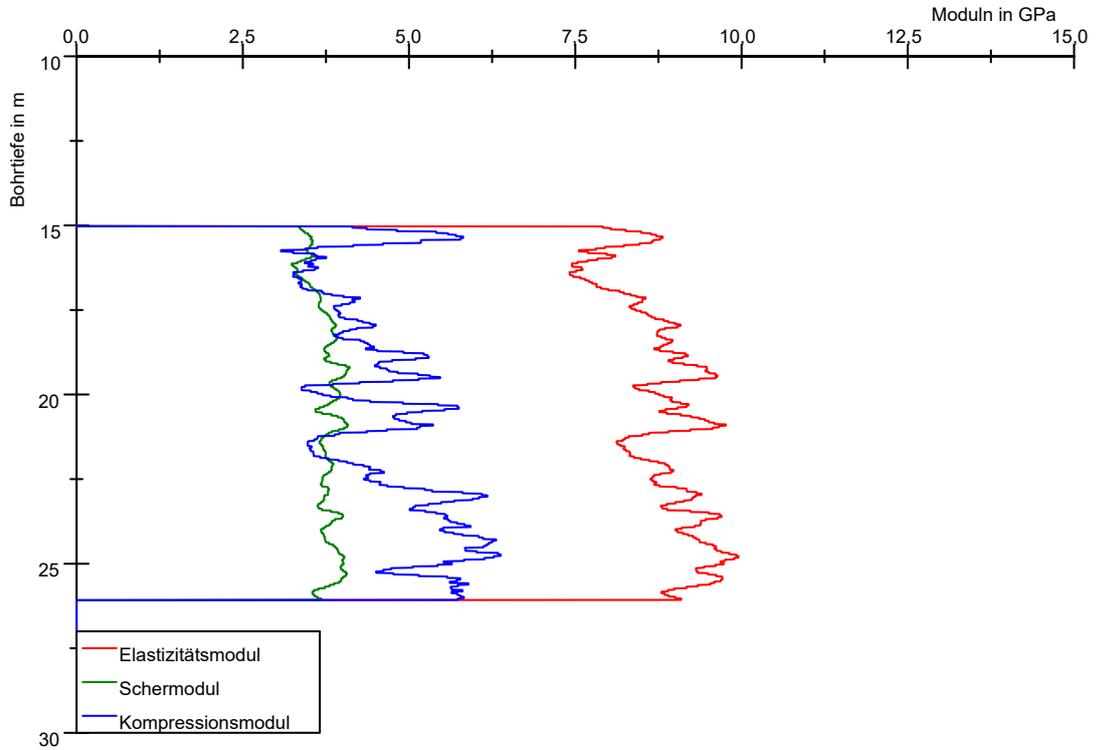


Abbildung A-43: Moduln Bohrung N18

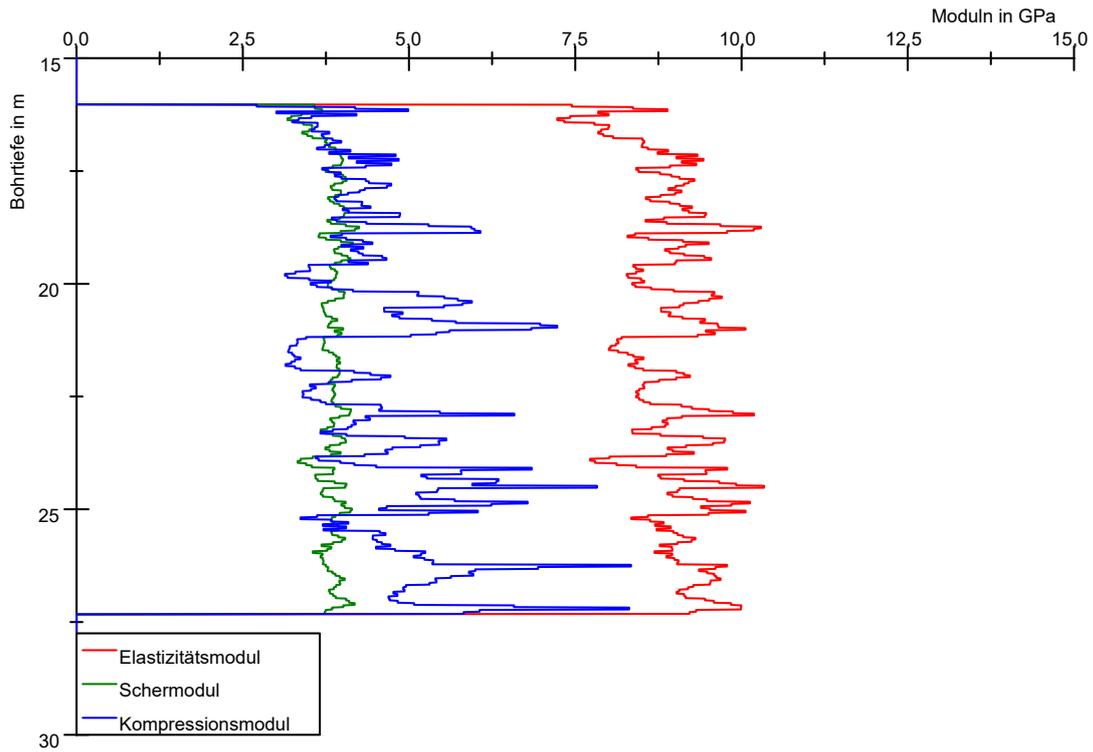


Abbildung A-44: Moduln Bohrung N19

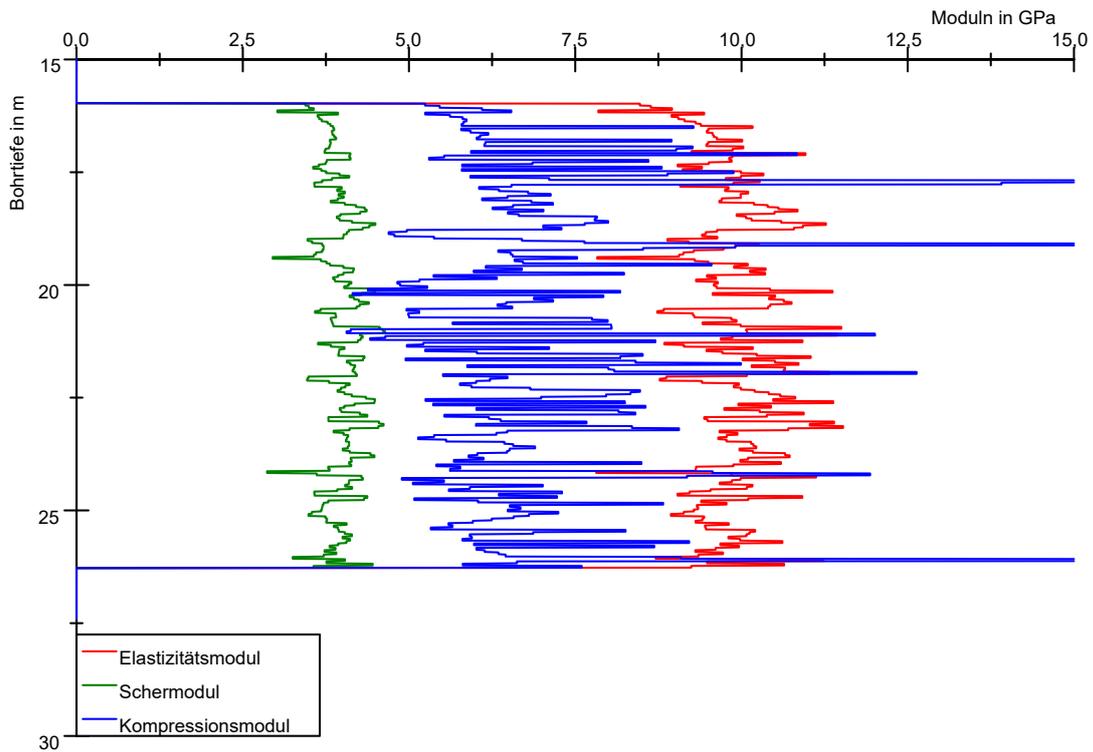


Abbildung A-45: Moduln Bohrung N17

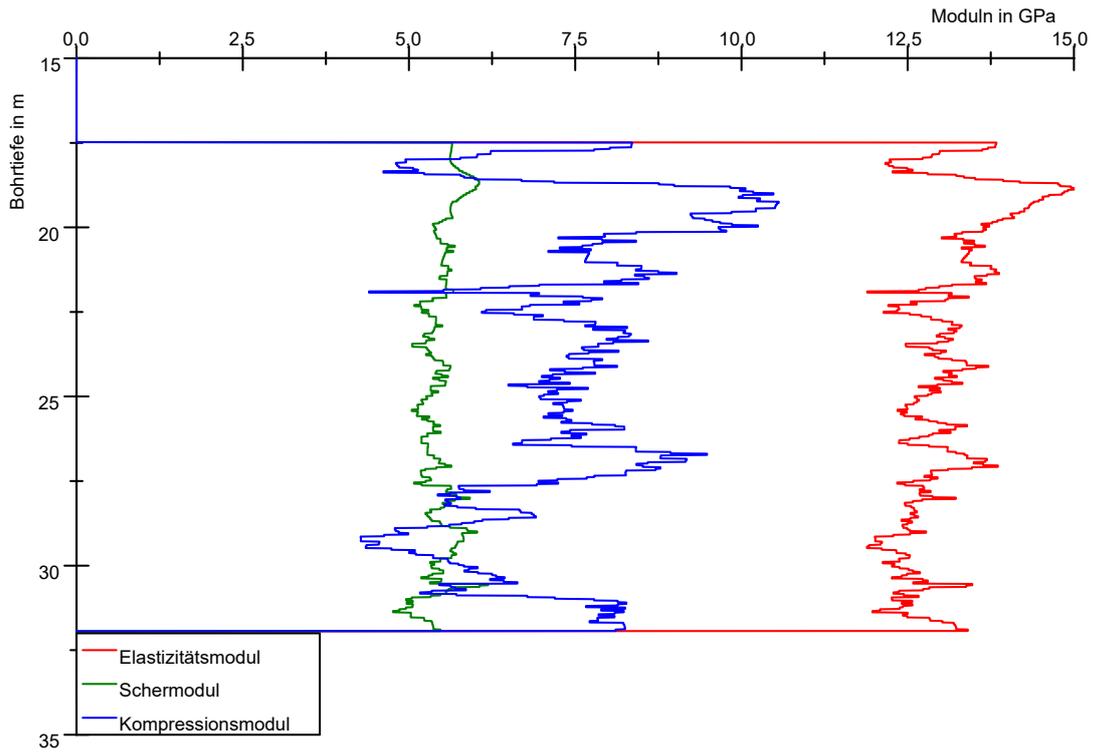


Abbildung A-46: Moduln Bohrung SS56

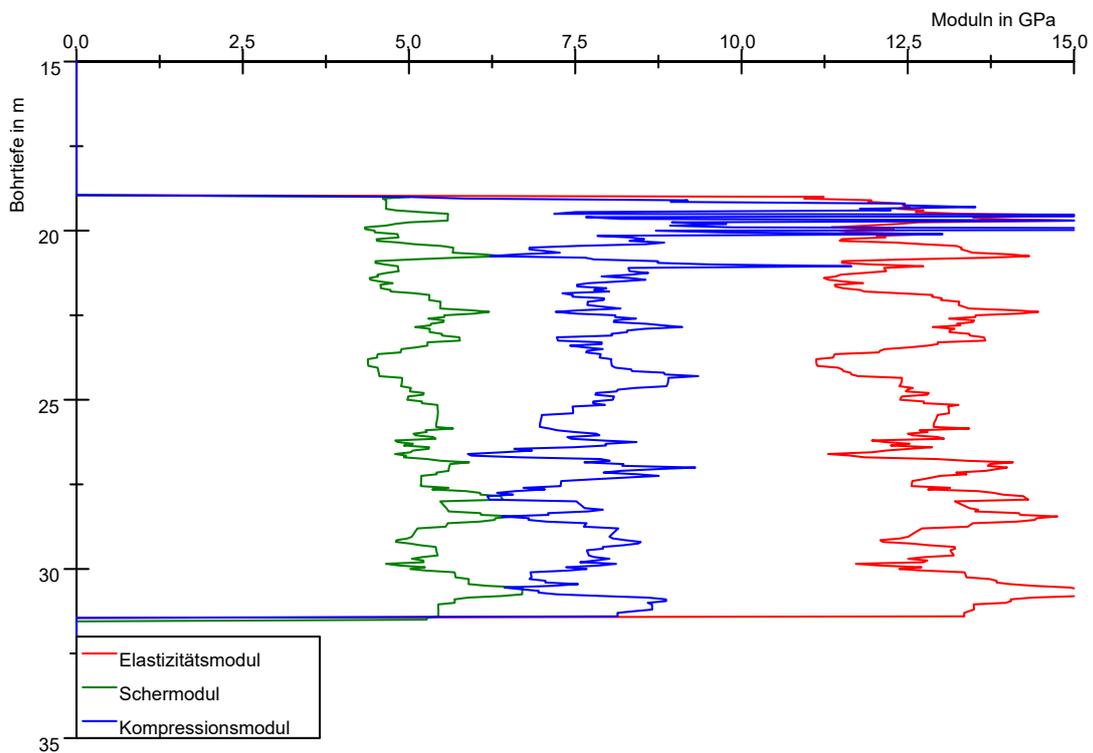


Abbildung A-47: Moduln Bohrung SS57

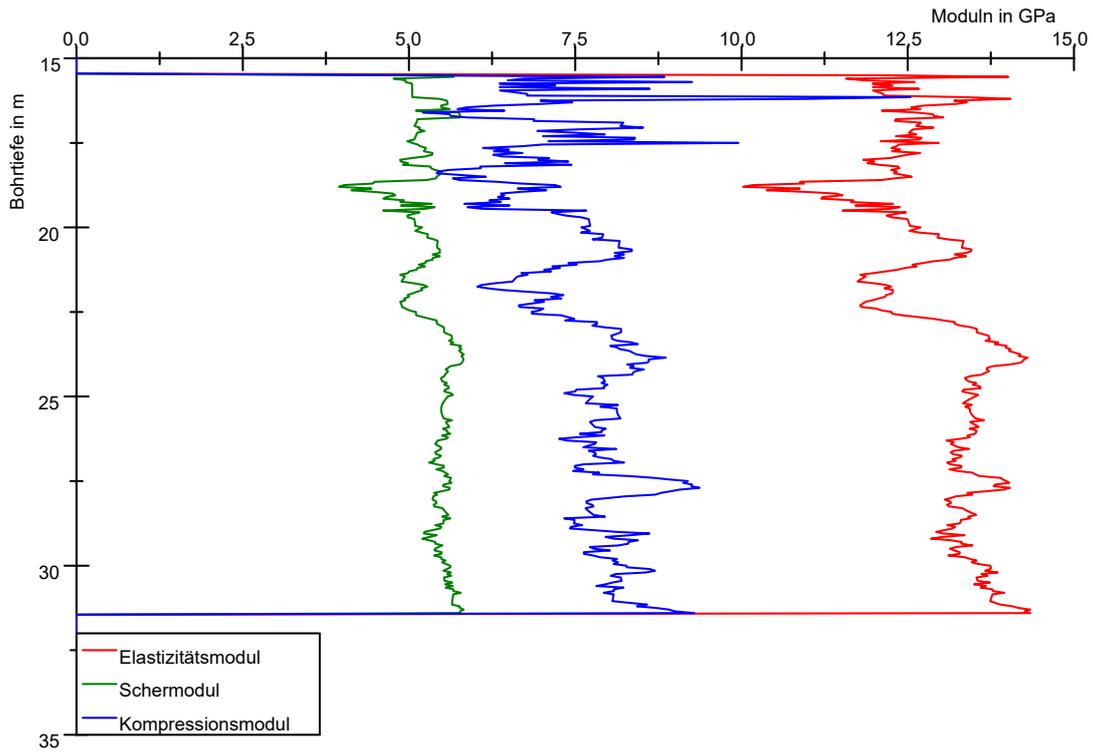


Abbildung A-48: Moduln Bohrung SS58

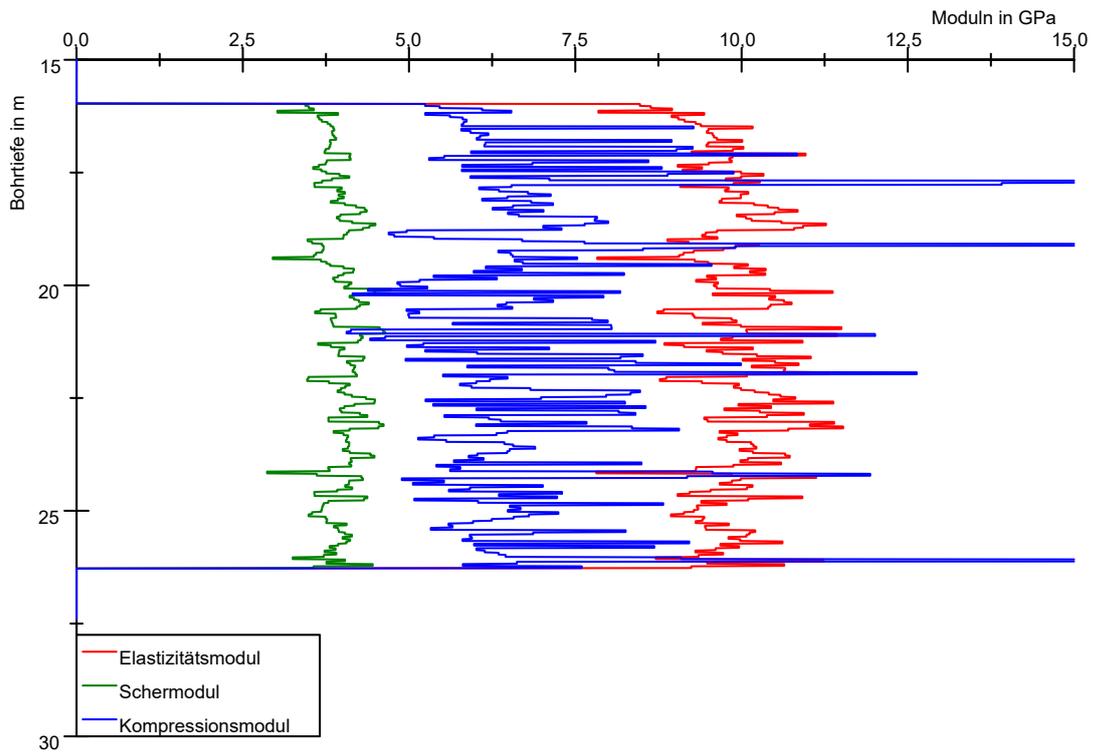


Abbildung A-49: Moduln Bohrung SS59

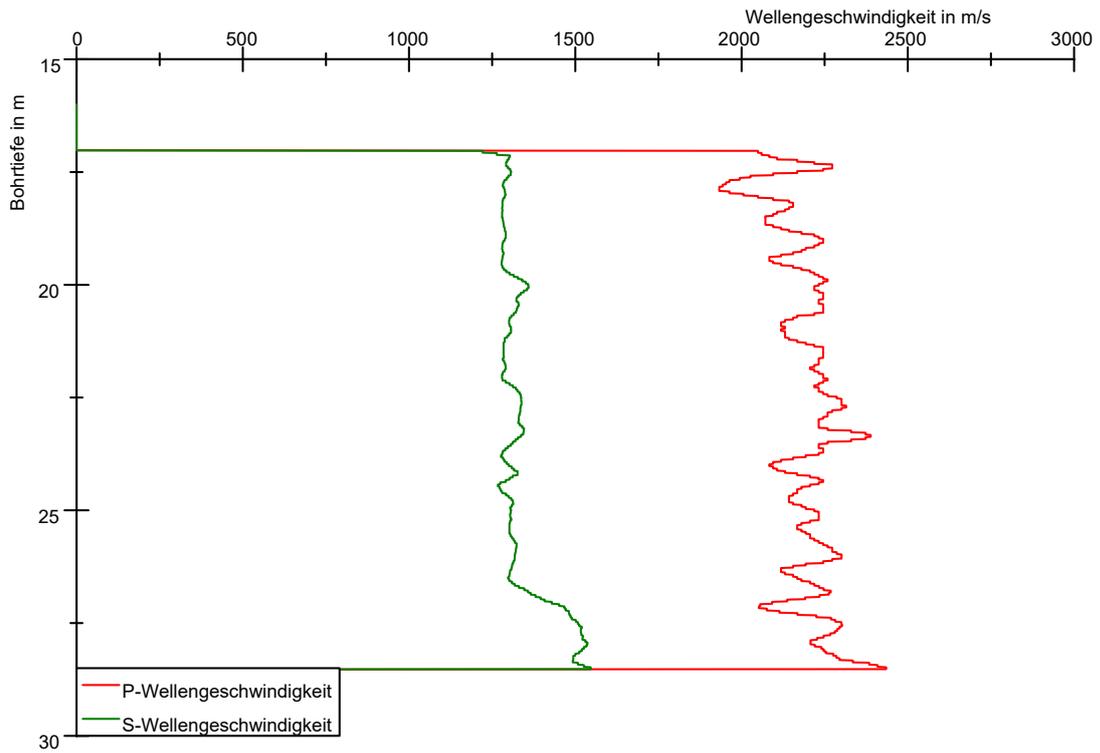


Abbildung A-50: Wellengeschwindigkeiten Bohrung N17

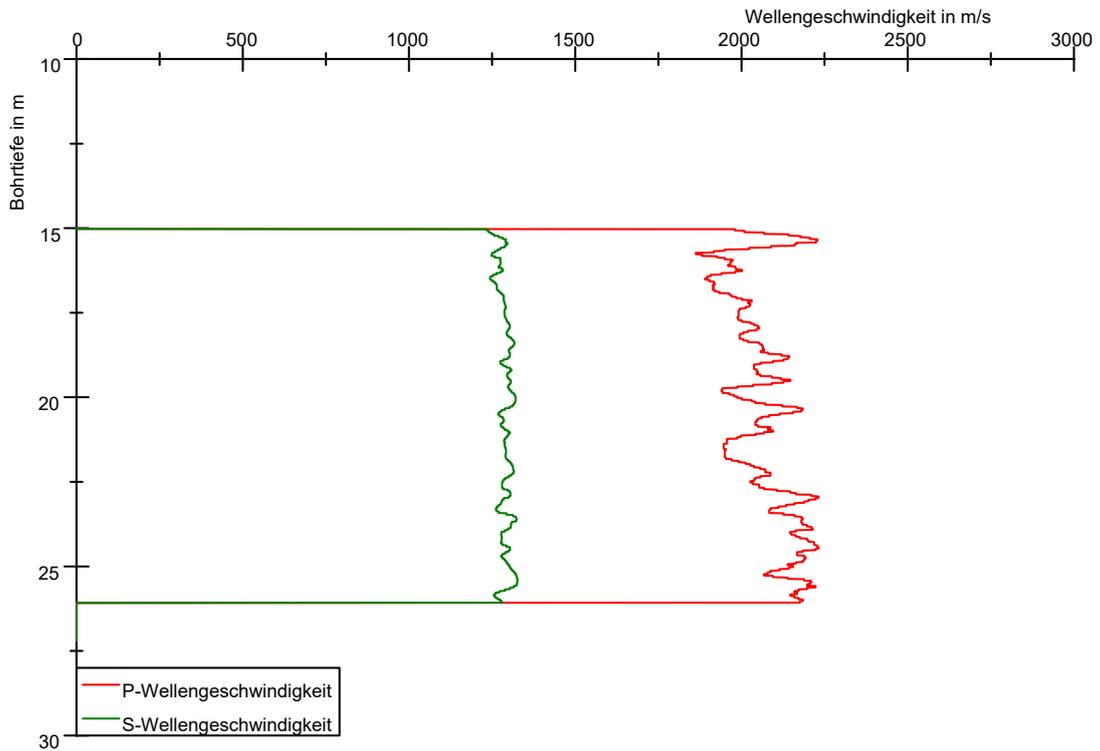


Abbildung A-51: Wellengeschwindigkeiten Bohrung N18

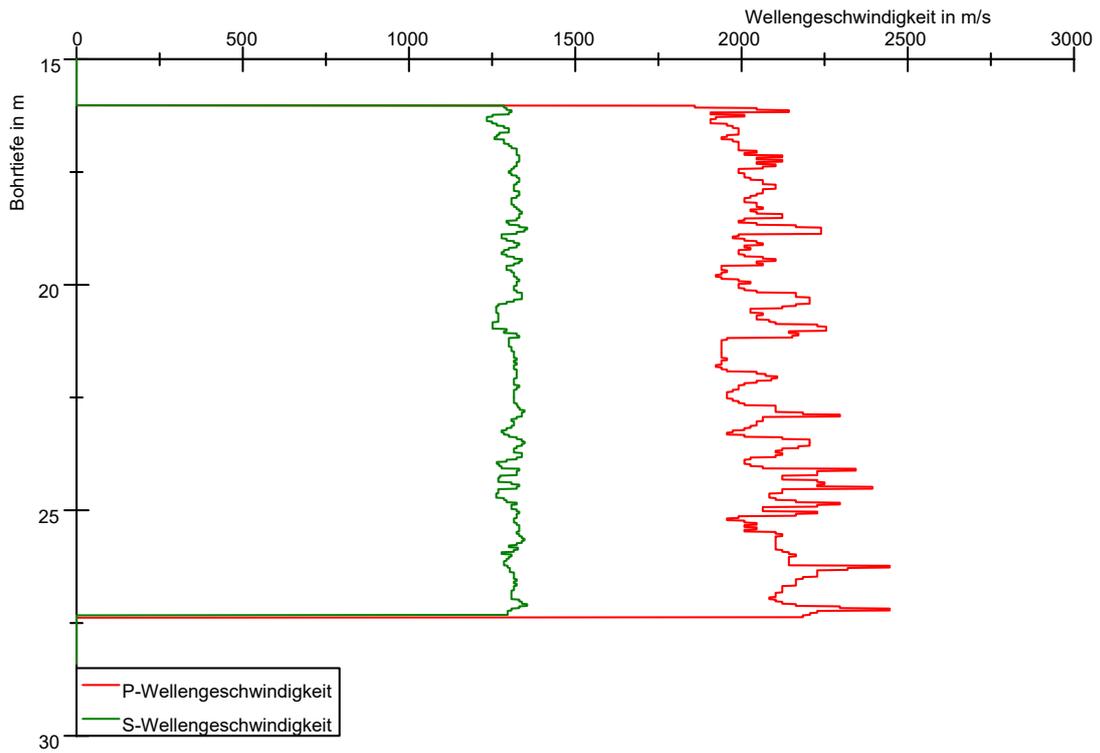


Abbildung A-52: Wellengeschwindigkeiten Bohrung N19

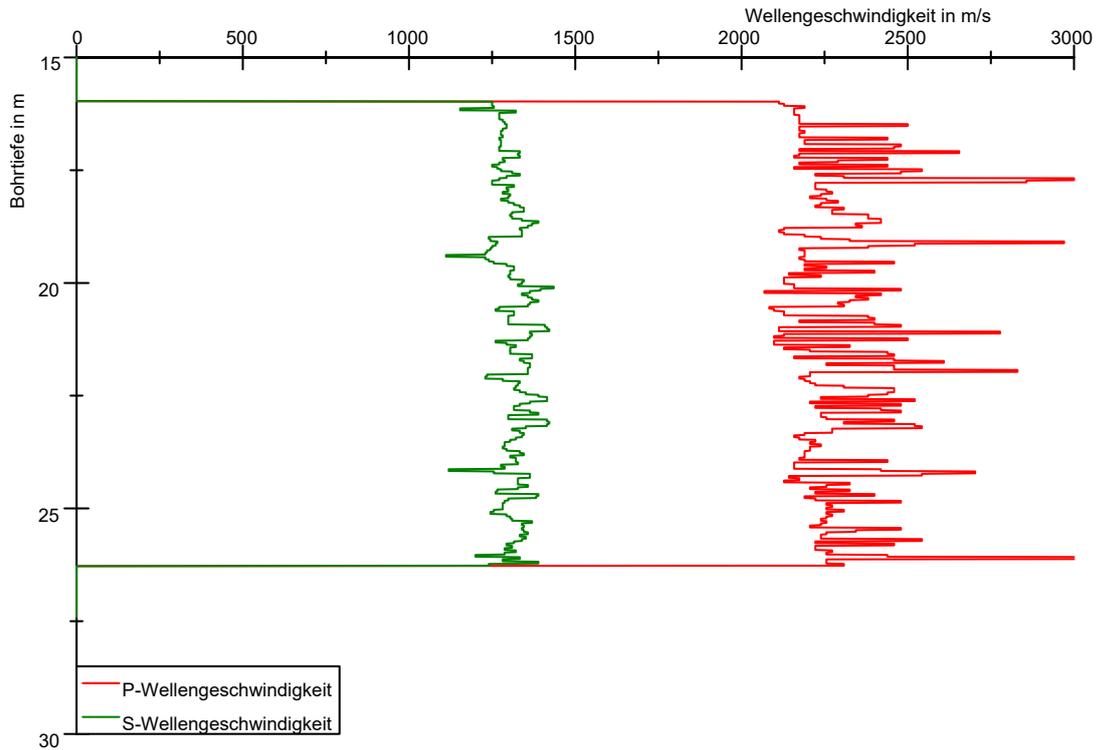


Abbildung A-53: Wellengeschwindigkeiten Bohrung N21

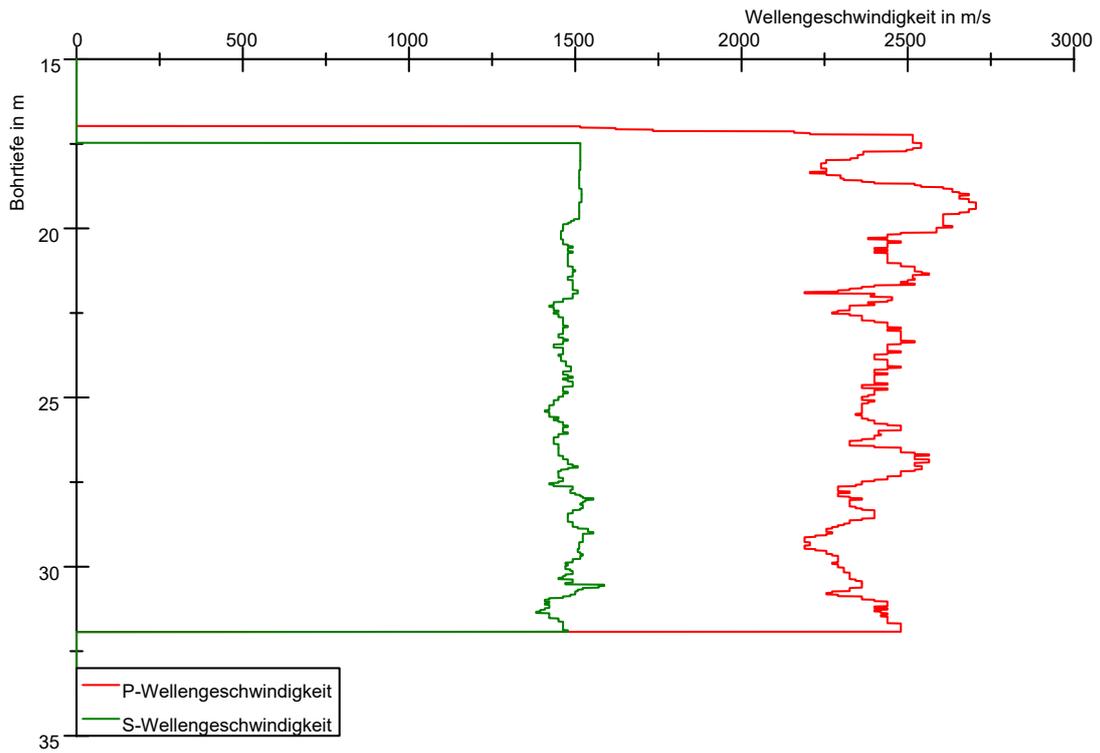


Abbildung A-54: Wellengeschwindigkeiten Bohrung SS56

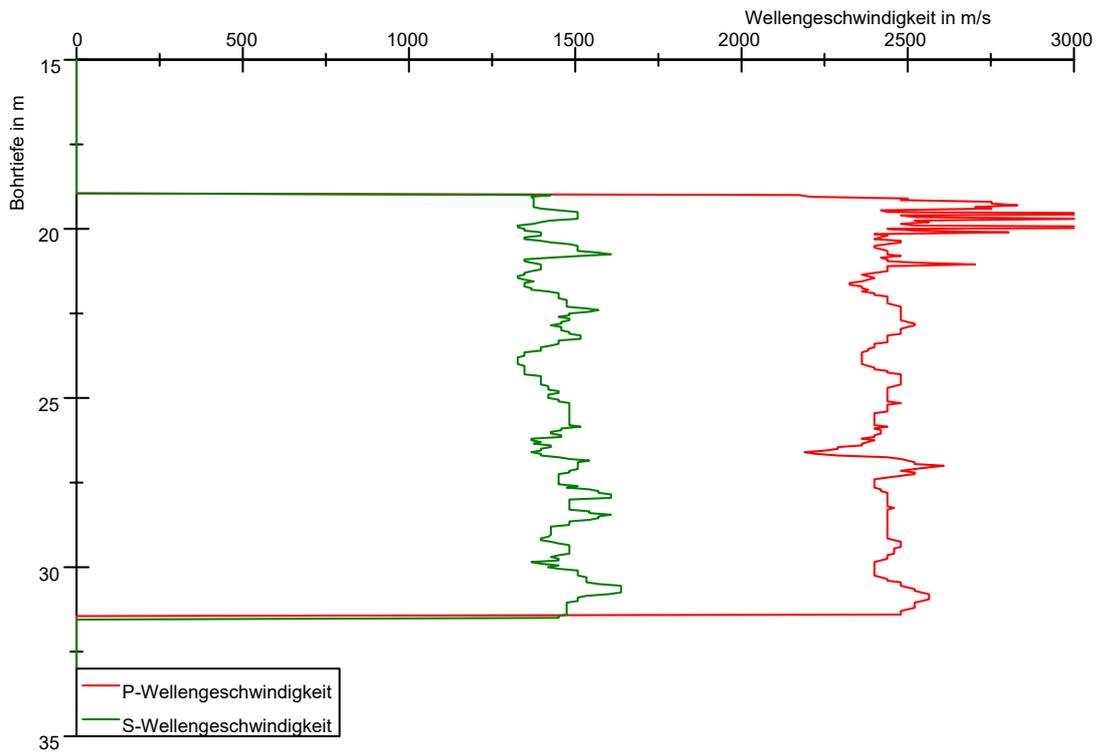


Abbildung A-55: Wellengeschwindigkeiten Bohrung SS57

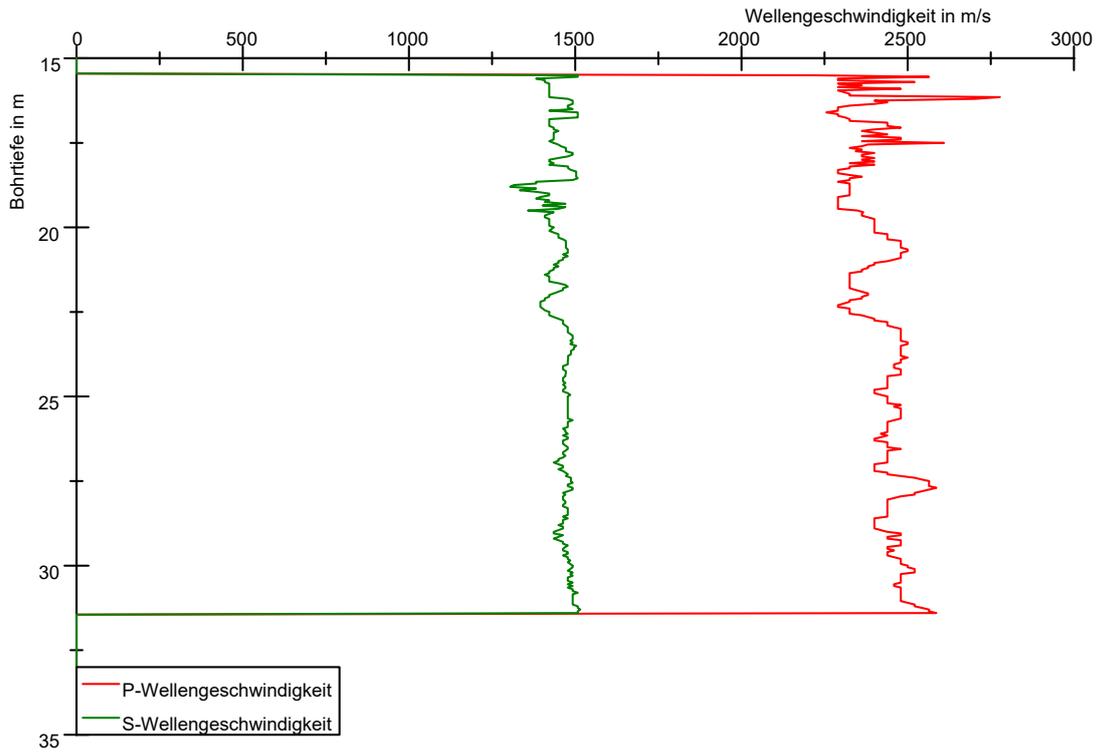


Abbildung A-56: Wellengeschwindigkeiten Bohrung SS58

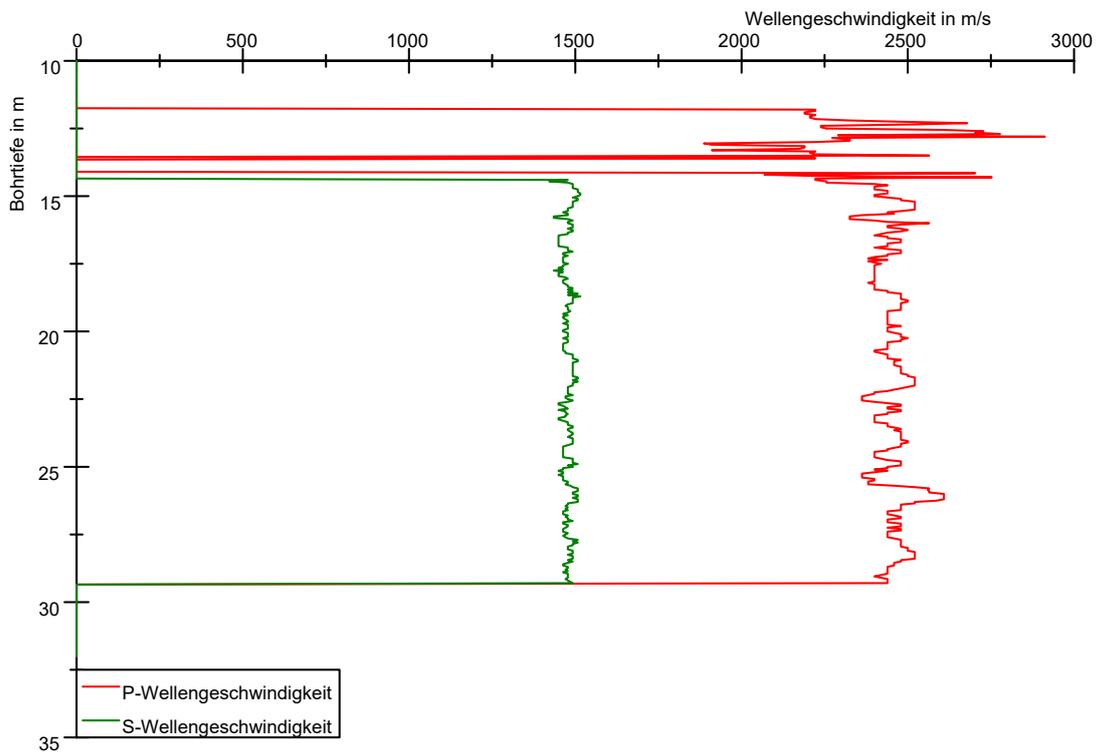


Abbildung A-57: Wellengeschwindigkeiten Bohrung SS59

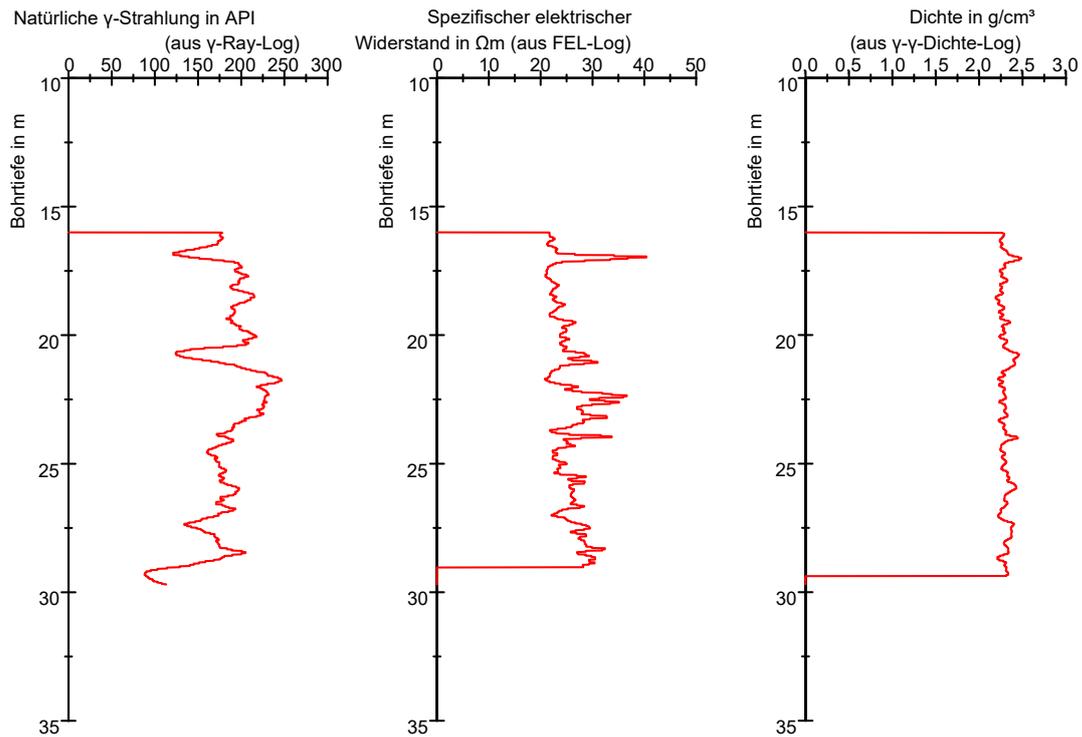


Abbildung A-58: Gamma-Ray-, FEL- und Gamma-Gamma-Dichte-Log-Messungen Bohrung N17

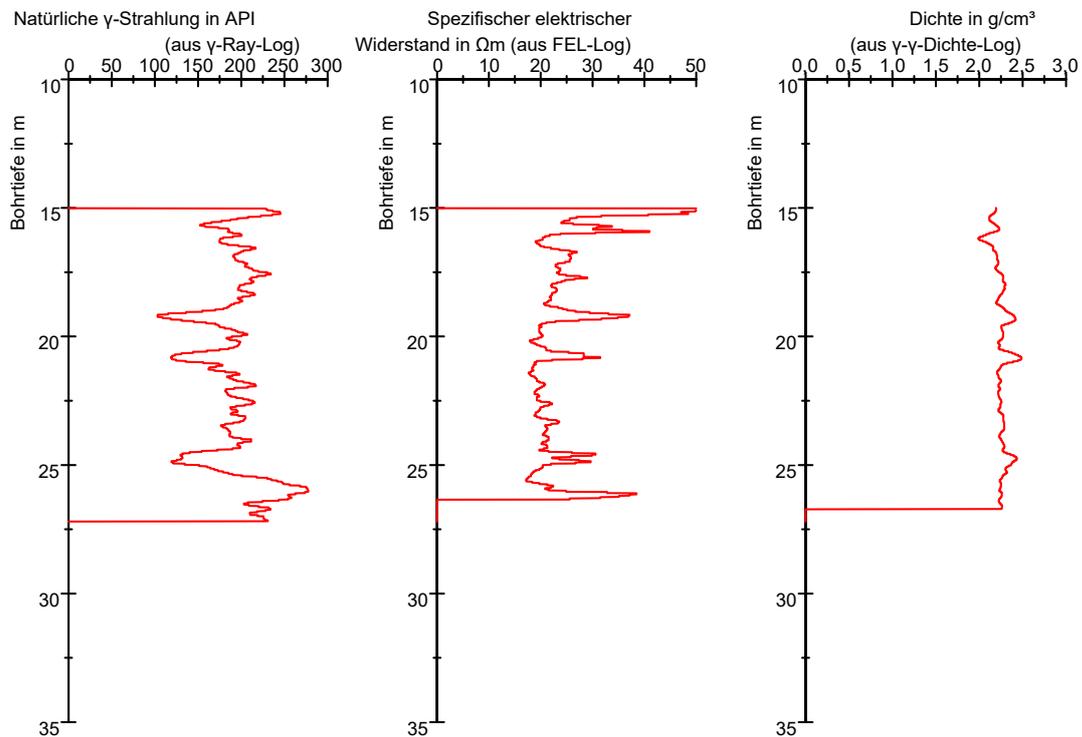


Abbildung A-59: Gamma-Ray-, FEL- und Gamma-Gamma-Dichte-Log-Messungen Bohrung N18

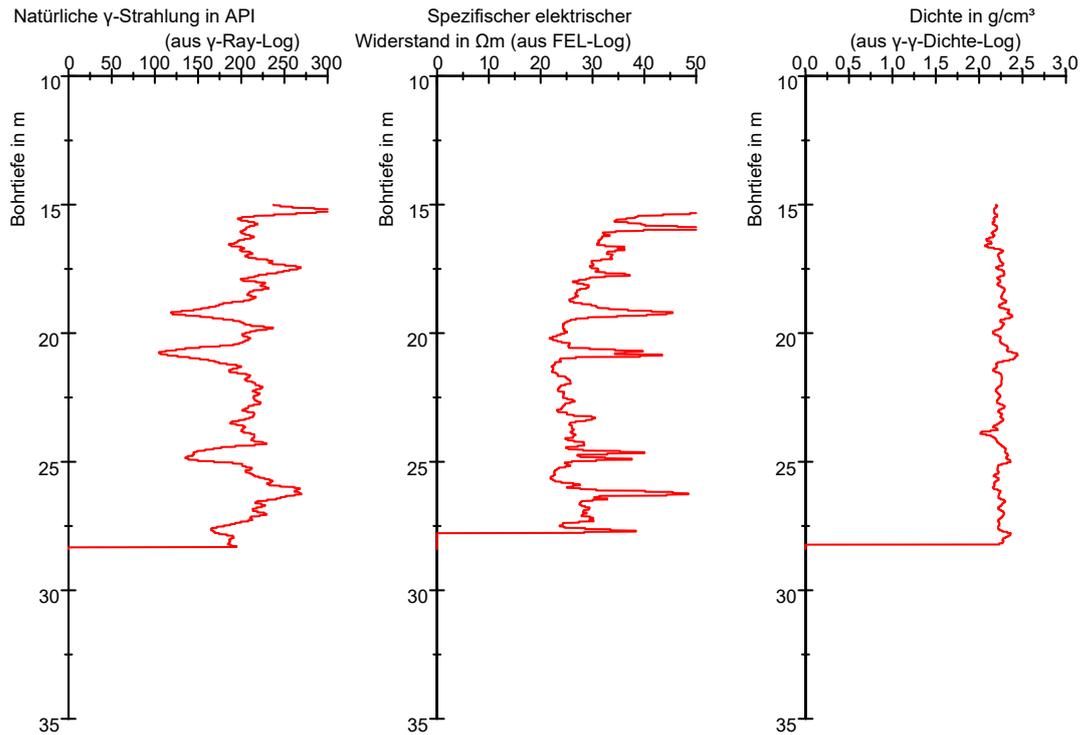


Abbildung A-60: Gamma-Ray-, FEL- und Gamma-Gamma-Dichte-Log-Messungen Bohrung N19

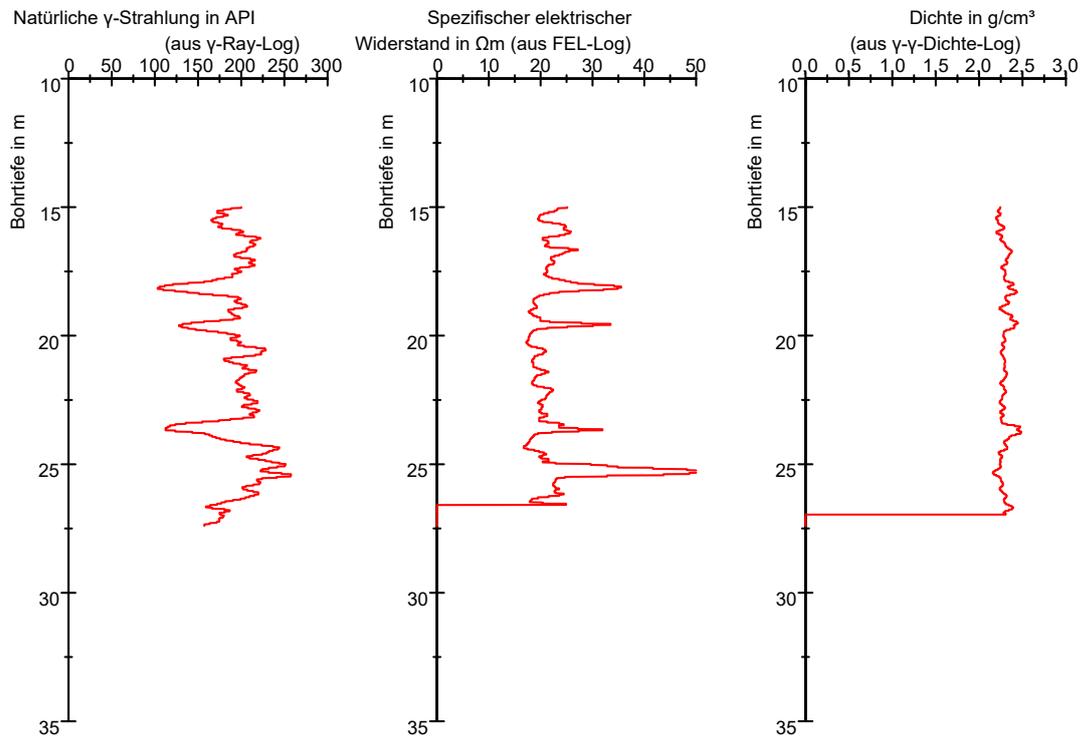


Abbildung A-61: Gamma-Ray-, FEL- und Gamma-Gamma-Dichte-Log-Messungen Bohrung N20

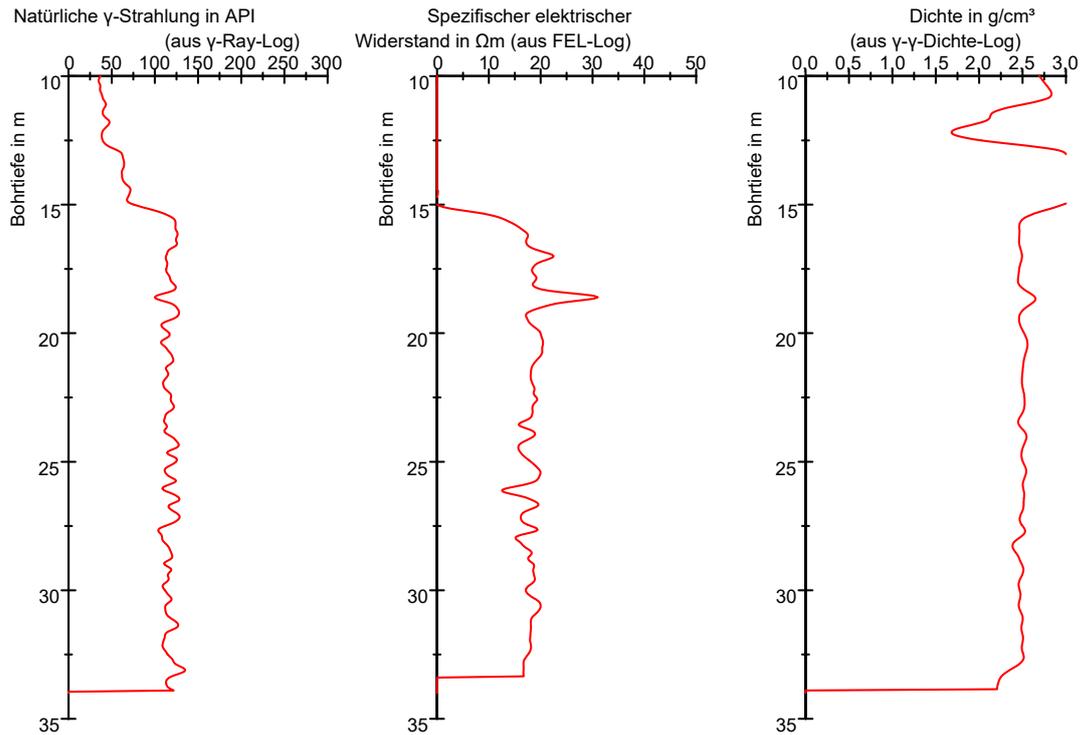


Abbildung A-62: Gamma-Ray-, FEL- und Gamma-Gamma-Dichte-Log-Messungen Bohrung SS56

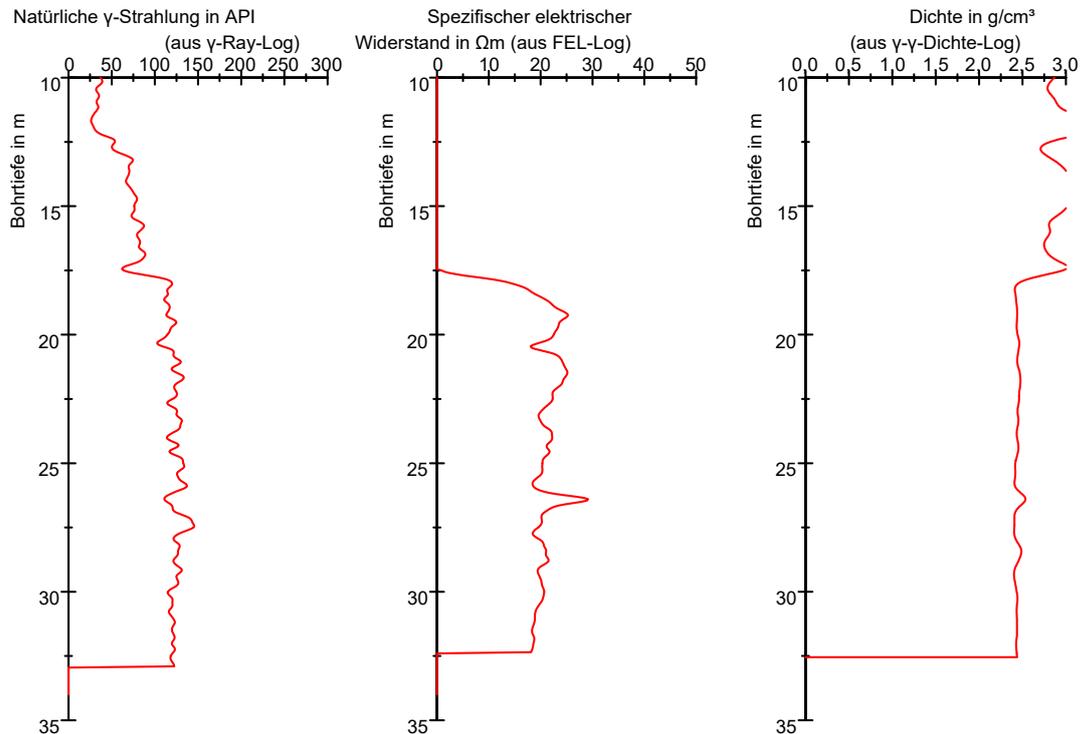


Abbildung A-63: Gamma-Ray-, FEL- und Gamma-Gamma-Dichte-Log-Messungen Bohrung SS57

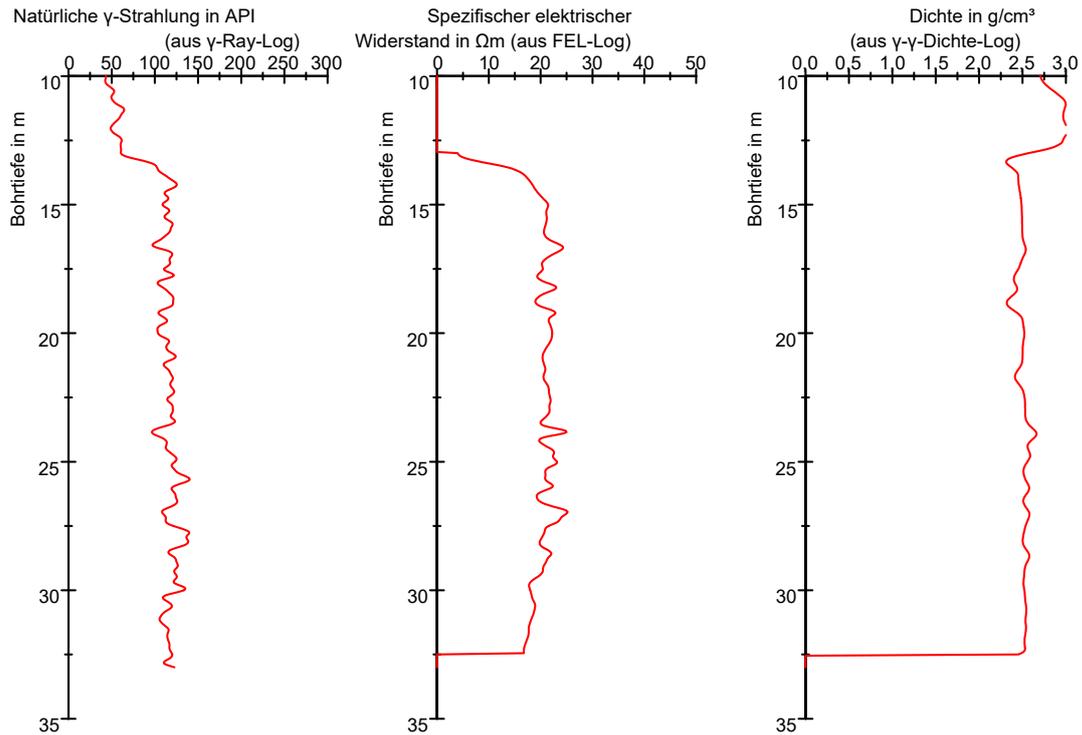


Abbildung A-64: Gamma-Ray-, FEL- und Gamma-Gamma-Dichte-Log-Messungen Bohrung SS58

Literaturverzeichnis

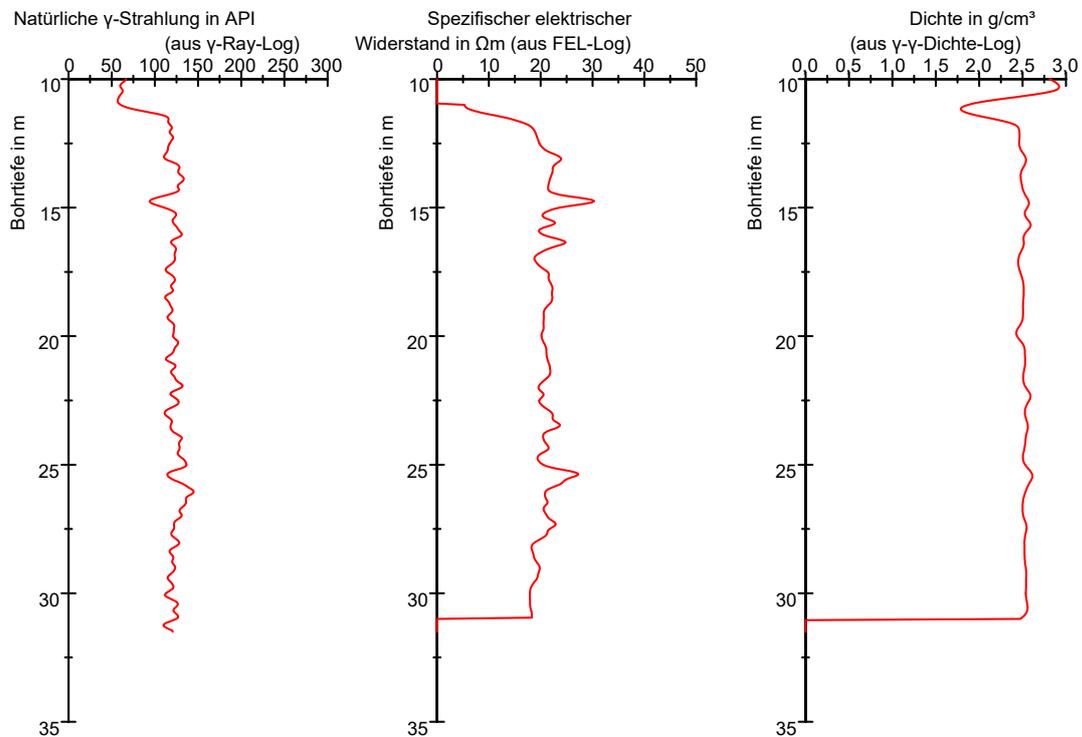


Abbildung A-65: Gamma-Ray-, FEL- und Gamma-Gamma-Dichte-Log-Messungen Bohrung SS59

Anhang A9 – Methoden zur Abschätzung der maximalen Versenkungstiefe

Rückschlüsse auf die maximale Versenkungstiefe können aus unterschiedlichen Verfahren gewonnen werden. Die einfachste Möglichkeit besteht in der Analyse der Sedimentationsgeschichte und der daraus ableitbaren maximalen Versenkungstiefe.

In der Literatur existieren eine Vielzahl an Porositäts-Überlagerungs-Diagrammen (z. B. Chilingarian 1983). Wenn die Porenzahl eines Sedimentgesteins bekannt ist, kann über die Porositäts-Überlagerungs-Beziehungen die mögliche maximale Versenkung ermittelt werden. Da sich je nach Gestein diese Beziehung unterscheidet, muss überprüft werden, ob die genutzte Porositäts-Überlagerungs-Kurve repräsentativ für das untersuchte Gestein ist.

Eine weitere Möglichkeit stellen Ergebnisse von Diffraktions-Diagrammen aus XRD-Messungen dar, da aus diesen der Mineralbestand sowie die sogenannte Illit-Kristallinität abgeleitet werden kann. Anhand des Auftretens bestimmter Minerale können Rückschlüsse auf die Druck-Temperatur-Bedingungen während der Versenkung des Gesteins geschlossen werden. Die Illitkristallinität kann mit dem Küblerindex beschrieben werden. Dabei wird die Halbwertsbreite des ersten Illit-Peaks im XRD-Diffraktogramm (bei 10 Å auf der Abszisse) gemessen. Über eine Korrelation kann eine semiquantitative Aussage über die maximale Versenkung gemacht werden (Geological Society of London 2006).

Die Messung der Vitrinireflexion ermöglicht ebenfalls Aussagen über die maximale Versenkung eines Sedimentgesteins. Vitrinite sind gesteinsbildende, organische Bestandteile der Kohle, die aus Holzresten entstanden sind. Mit steigender Temperatur und Druck erhöht sich deren Glanz und Reflexion. Dies wird bei der Ermittlung der maximalen Versenkungstiefe des untersuchten Gesteins genutzt. Bei der Messung der Vitrinireflexion wird der von Vitrinit reflektierte Anteil des Lichts (R_{\max}), der senkrecht auf einen präparierten Schliff fällt, gemessen. Über eine Korrelation unter Annahme eines geothermischen Gradienten (in der Regel 30 °C/km) ist eine Abschätzung der maximal erreichten Temperatur und somit der Versenkungstiefe möglich.

Für den **Mindener Tonstein** wurden im Auftrag der BAW von Kramar (2005) XRD-Messungen durchgeführt. Die aus den XRD-Messungen ermittelte Illitkristallinität und der daraus abgeleitete Küblerindex liegt zwischen 0,6 und 0,8. Daraus lässt sich eine Tiefe von 4000 bis 5000 m ableiten (Geological Society of London 2006, Fig. 3.22). Die scharfen Quarzpeaks in den Röntgendiffraktogrammen weisen auf ein R_{\max} von mindestens 0,4 % hin, was mit einer Überlagerungsmächtigkeit von mindestens 3000 m korrespondiert (Geological Society of London 2006, Fig. 3.22). Aus der Analyse des Mineralbestandes geht hervor, dass in den Proben kein Smektit vorhanden ist (siehe Abschnitt II Kapitel 1.1). Das Fehlen dieses Minerals geht theoretisch mit einer Reflektivität organischer Materie R_{\max} von mindestens 1% einher (Potter et al. 2005, Fig. 6.25), was wiederum auf eine maximale Versenkungstiefe von 3500 bis 4000 m Tiefe hinweist (Geological Society of London 2006), Fig. 3.22). Direkte Vitrinireflexionsmessungen wurden von Eckhardt (1991) durchgeführt und ergaben einen Wert von etwa 2,15 %. Das führt zu einer theoretischen Versenkungstiefe von 6500 bis 8000 m (Geological Society of London 2006, Fig. 3.22).

Aus unterschiedlichen Korrelationen von Chilingarian (1983) zwischen Porenraum ($e = 0,135$ bis $0,165$ für den Mindener Tonstein) und Versenkungstiefe kann auf eine Mindestüberlagerung von etwa 1000 m (Chilingarian 1983, Fig. 48) bzw. 1600 m (Chilingarian 1983, Fig. 52) geschlossen werden. Diese Werte sind jedoch stark von der Lithologie abhängig und sind dementsprechend mit den größten Unsicherheiten behaftet. Anhand von Abbildung A-66 ist zu erkennen, dass die Gletscher der Saale- und Elstervereisung das Gebiet um Minden be-

deckten. Im Vergleich zur fossilen Versenkung während der Sedimentationsphase in der Kreidezeit ist die Gletscherüberdeckung kaum relevant, da die Region um Minden nur eine Randlage während der maximalen Gletscherausdehnung einnahm.

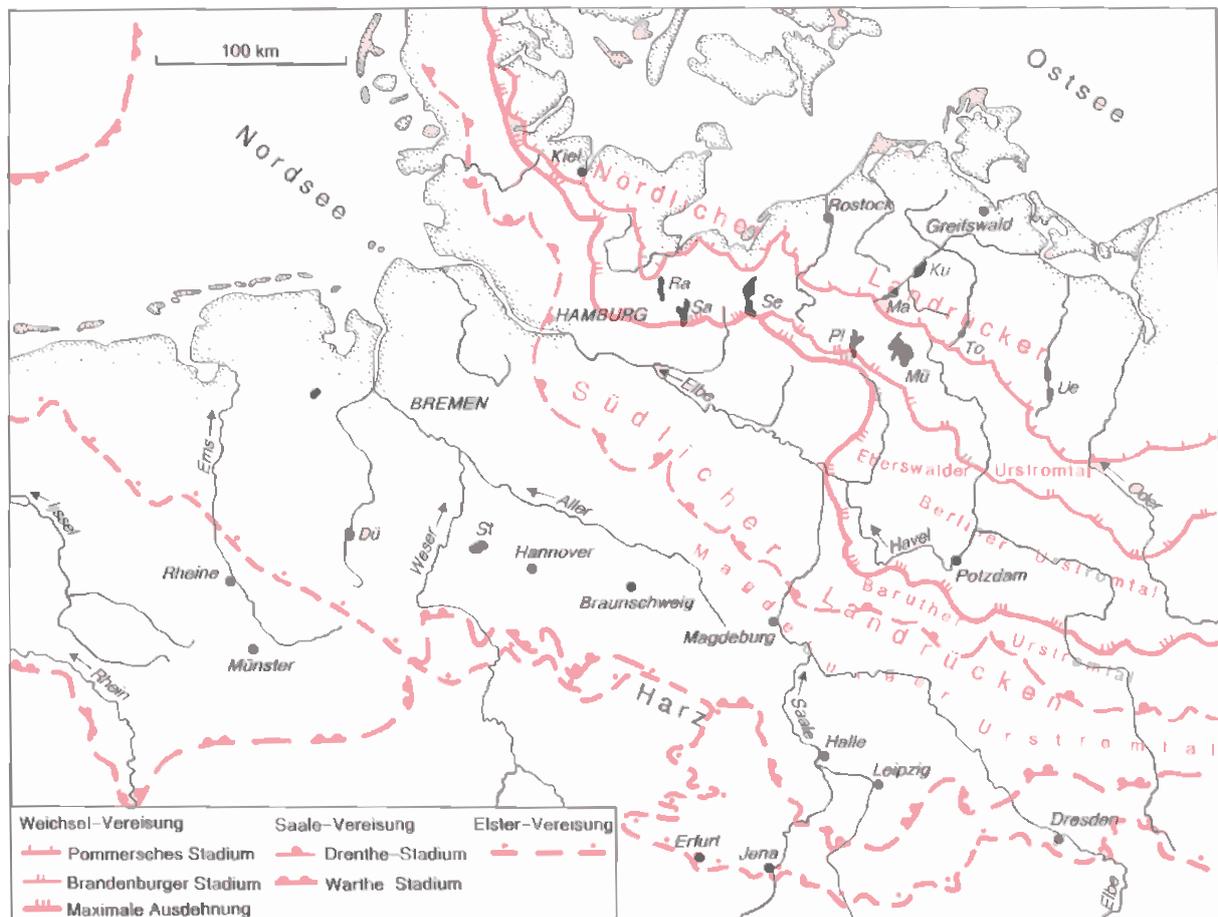


Abbildung A-66: Eisrandlagen in Deutschland während der pleistozänen Vereisung (Henningsen und Katzung 1998)

Zusammenfassend ist also davon auszugehen, dass der Mindener Tonstein eine maximale Überlagerungstiefe von mindestens 3000 m erreicht hat.

Im Raum Kriegenbrunn haben sich seit der Sedimentation der **Lehrbergschichten** im mittleren Keuper Ablagerungen aus dem Trias bis in das Malm (Oberkreide) gebildet. Die maximale Überdeckung ergibt sich daher aus der Mächtigkeit des Schichtpaktes vom mittleren Keuper bis zum Malm (Tabelle A-40). Der Schluffstein aus Kriegenbrunn erfuhr keine zusätzliche Auflast durch Gletschermassen (Bayerisches Geologisches Landesamt 1978). Aus den Mächtigkeitsdaten der Schichten ist von einer maximalen Überlagerung von etwa 600 bis 1000 m auszugehen.

Tabelle A-40: Mächtigkeiten der Schichten, die die Lehrbergsschichten überlagern (Bayerisches Geologisches Landesamt 1978)

Schicht	Mächtigkeit
Malm	250 bis 600 m
Bajoc- bis Callov-Schichten	12 bis 22 m
Aalen-Schichten	140 bis 160 m
Toarc-Schichten	ca. 6 m
Pliensbach- und Sinemur-Schichten	35 m
Rhät-Lias-Übergangsschichten	22 bis 30 m
Feuerletten	40 bis 60 m
Burgsandstein	ca. 85 m
Blasensandstein und Coburger Sandstein	35 bis 40 m
Mindestüberdeckung aus Schichtprofil	625 m
Höchstüberdeckung aus Schichtprofil	1038 m

Der **Emscher Mergel** im südwestlichen Teil des Münsterlandbeckens wurde nach den Angaben unterschiedlicher Autoren maximal bis in eine Tiefe von etwa 200 m versenkt (siehe Tabelle A-41). Das Gebiet der Schleusengruppe Wanne-Eickel lag während der Saaleeiszeit am südlichen Rand des Gletschers. Aufgrund der geringen maximalen Versenkungstiefe kann eine Wirkung der Gletscherauflast auf das mechanische Verhalten des Emscher Mergels nicht ausgeschlossen werden.

Tabelle A-41: Überlagerungsmächtigkeiten des Emscher Mergels

Publikation	Überlagerungsmächtigkeit
Bruns et al. (2013)	etwa 200 m
Uffmann (2013)	etwa 100 m
Ghazwani et al. (2018)	etwa 200 m

Für den **Opalinuston** wurden zahlreiche Studien zur Versenkungstiefe durchgeführt. Diese sind mit der Abschätzung der jeweiligen Überlagerungsmächtigkeit in Tabelle A-42 aufgeführt. Die Gletscher der quartären Eiszeiten erreichten nicht das Untersuchungsgebiet (Boßlertunnel). Dementsprechend ist nicht mit Auswirkungen einer Gletscherauflast auf die mechanischen Eigenschaften des Opalinustons zu rechnen.

Tabelle A-42: Überlagerungsmächtigkeiten des Opalinustons

Publikation	Überlagerungsmächtigkeit (Lokalität)
Einsele 1983	mindestens 700 m (Baden-Württemberg)
Bönsch 2006	400 m bzw. 4 bis 8 MPa (Aalen/Ostalb)
Mazurek et al. 2006	1050 bis 1350 m (Schweiz)
Steiner et al. 2010	800 m (SW-Deutschland, Schweiz)
Bossart 2011	1200 m (Mont Terri)
Marschall und Giger 2014	1700 m (Benken)

Literaturverzeichnis

Bayerisches Geologisches Landesamt (Hg.) (1978): Erläuterungen zur Geologischen Karte Nürnberg-Fürth-Erlangen und Umgebung 1:50000. München: Bayerisches Geologisches Landesamt.

Bönsch, C. (2006): Auswirkungen der Saugspannung auf physikalische und mechanische Eigenschaften von überkonsolidierten Tonen und Tonsteinen im Verwitterungsprozess. Dissertation. Martin-Luther-Universität, Halle/Saale. Institut für Geowissenschaften, 115 S.

Bossart, P. (2011): Characteristics of the Opalinus Clay at Mont Terri. Hg. v. Swisstopo. Wabern.

Bruns, B.; Di Primio, R.; Berner, U.; Littke, R. (2013): Petroleum system evolution in the inverted Lower Saxony Basin, northwest Germany: a 3D basin modeling study. In: Geofluids (13), S. 246–271. DOI: 10.1111/gfl.12016.

Chilingarian, G. V. (1983): Compactional Diagenesis. In: A. Parker und B. W. Sellwood (Hg.): Sediment Diagenesis. Dordrecht: Springer (NATO Science Series Series C: Mathematical and Physical Sciences, 115), 57-168.

Eckhardt, F. J. (1991): Geotechnische Probleme der marinen Unterkreide Niedersachsens. In: B. Schwaighofer und H. W. Müller (Hg.): Vorträge im Rahmen der Tagung der Deutschen Ton- und Tonmineralgruppe. Tagung der Deutschen Ton- und Tonmineralgruppe. Wien: Universität für Bodenkultur (Angewandte Geowissenschaften, 1), S. 123–158.

Einsele, G. (1983): Mechanismus und Tiefgang der Verwitterung bei mesozoischen Ton- und Mergelsteinen. In: Zeitschrift der Deutschen Geologischen Gesellschaft (134), S. 289–315.

Geological Society of London (2006): Properties of clay materials, soils and mudrocks. In: G. M. Reeves, I. Sims und J. C. Cripps (Hg.): Clay Materials Used in Construction. Unter Mitarbeit von G. M. Reeves, I. Sims und J. C. Cripps. London: Geological Society (Engineering Geology Special Publication, 21), S. 73–138.

Ghazwani, A.; Littke, R.; Uffmann, A. K.; Baniasad, A.; Röth, J. (2018): Petroleum generation and storage in the Pennsylvanian coal-bearing strata of the Münsterland Basin, Western Germany: 3D basin modelling approach. In: Zeitschrift der Deutschen Gesellschaft für Geowissenschaften (169/4), S. 475–494. DOI: 10.1127/zdgg/2018/0158.

Henningsen, D.; Katzung, G. (1998): Einführung in die Geologie Deutschlands. 5. Aufl. Stuttgart: Ferdinand Enke Verlag, 244 S.

Kramar, U. (2005): Untersuchung von Tonsteinproben. Hg. v. Universität Karlsruhe. Universität Karlsruhe. Karlsruhe, 3 S.

Marschall, P.; Giger, S. B. (2014): SGT Etappe 2: Vorschlag weiter zu untersuchender geologischer Standortgebiete mit zugehörigen Standortarealen für die Oberflächenanlage - Geologische Grundlagen. Dossier IV Geomechanische Unterlagen. Hg. v. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle. Wettingen (Technical Report, 14-02), 149 S.

Mazurek, M.; Hurford, A. J.; Leu, L. D. (2006): Unravelling the multi-stage burial history of the Swiss Molasse Basin: Integration of apatite fission track, vitrinite reflectance and biomarker isomerisation analysis. In: Basin Research (18/1), S. 27–50. DOI: 10.1111/j.1365-2117.2006.00286.x.

Potter, P. E.; Maynard, J. B.; Depetris, P. J. (2005): Mud and Mudstones: Introduction and Overview. Berlin: Springer, 297 S.

Steiner, W.; Kaiser, P. K.; Spaun, G. (2010): Role of brittle fracture on swelling behaviour of weak rock tunnels: hypothesis and qualitative evidence /. Sprödbruch in wenig festem Fels als Auslöser von Quellvorgängen: Beobachtungen und Analysen. In: Geomechanics and Tunnelling (3/5), S. 583–596. DOI: 10.1002/geot.201000053.

Uffmann, A. K. (2013): Paleozoic petroleum systems of northern Germany and adjacent areas: A 3D modeling study. Dissertation. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen. Fakultät für Georessourcen und Materialtechnik, 156 S.

Elektronischer Anhang

Der elektronische Anhang enthält die Berichte aus den geophysikalischen Bohrlocherkundungen sowie Fotos der Triaxialproben und der angesprochenen Bohrkerne.



Bundesministerium
für Digitales
und Verkehr

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

Kußmaulstraße 17 · 76187 Karlsruhe

Tel. +49 (0) 721 9726-0

Fax +49 (0) 721 9726-4540

Wedeler Landstraße 157 · 22559 Hamburg

Tel. +49 (0) 40 81908-0

Fax +49 (0) 40 81908-373

www.baw.de