

# **Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für

Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften  
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Engin Kotan  
aus Neckarbischofsheim

Tag der mündlichen Prüfung:

19. Oktober 2011

Hauptreferent:

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Korreferent:

Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann

Karlsruhe 2011



## Kurzfassung

Sandsteine sind in Mitteleuropa die in Bauwerken am häufigsten verwendeten Natursteine. Deren Verwitterung und entsprechende Gegenmaßnahmen, im Besonderen an kulturhistorisch wertvollen Bauwerken, bilden seit einigen Jahrzehnten den Gegenstand zahlreicher Untersuchungen. Schwerpunktmäßig konzentrierten sich bisherige Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Natursteinverwitterung auf die Dokumentation des Schädigungsverlaufs bei unterschiedlichen Angriffsbedingungen und die Untersuchung von chemisch-mineralogischen und physikalischen Teilprozessen. Im Vordergrund der vorliegenden Arbeit steht demgegenüber eine bislang nur ansatzweise behandelte, festigkeitstheoretische Analyse der sich bei der Verwitterung von Sandstein abspielenden Entfestigungsvorgänge.

Eingehende Untersuchungen der Verwitterungsprozesse belegen, dass die Gesteinsverwitterung im Wesentlichen auf stetig wechselnde Temperatur- und Feuchteeinwirkungen, teils in Verbindung mit Frost und Eisbildung sowie auf zum Teil auftretende Kristallisationsprozesse gelöster Salze im Gestein, zurückgeführt werden kann. Zur Beschreibung der Schädigung infolge dieser Hauptbeanspruchungen, die zu einem allmählichen Versagen der Kornbindungen und somit zu einer immer tiefer reichenden Entfestigung des Gesteinsquerschnitts führen, wird ein entsprechender Modellansatz für die Verwitterung von Sandstein vorgestellt. Hierbei besteht die Kernidee des herzuleitenden Verwitterungsmodells in der Transformation von klimatisch induzierten Gefügebeanspruchungen, welche aus numerisch-analytischen Untersuchungen ermittelt werden, in äußere Lastspannungen, deren zyklische Schädigungswirkung anhand von Ermüdungsgesetzen beschrieben werden kann.

Zunächst wird in der vorliegenden Arbeit eingehend auf den Stand der Kenntnisse eingegangen. Anschließend werden die durchgeführten experimentellen Untersuchungen zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens sowie zur Abschätzung des statischen Tragverhaltens vom untersuchten Sandstein bei unterschiedlichen Temperatur- und Feuchtebedingungen vorgestellt. Die entsprechenden Forschungsergebnisse liefern neben Erkenntnissen zum Tragwiderstand des untersuchten Materials die nötigen Materialkennwerte für die numerischen Untersuchungen, mit deren Hilfe die aus der Einwirkung klimatischer Umgebungsbedingungen entstehenden Beanspruchungen sicher abgeschätzt werden können. Das Ziel dieser Analysen war eine quantitative Zusammenstellung der jahreszeitlich auftretenden Gefügebeanspruchungen, insbesondere der Randzonenbereiche von Sandsteinen. Auf der Grundlage der vorangegangenen Untersuchungen erfolgt die Zusammenfassung der klimatisch induzierten Beanspruchungen zu Lastkollektiven, deren zyklische Schädigungswirkung in Abhängigkeit vom Ermüdungsverhalten des Sandsteinmaterials die Formulierung eines Schädigung-Zeit-Gesetzes erlaubt.

Das abschließende Ziel des Vorhabens war es, den zeitlichen Verlauf der Verwitterungsprozesse bei Sandsteinen unter kombinierter thermischer und hygrischer Beanspruchung als Funktion von klimatischen Parametern und Materialeigenschaften mittels eines mathematisch-physikalischen Modells zu beschreiben.

## **Abstract**

Sandstone is the most common kind of natural stone used for historic buildings in Central Europe. During the past century a dramatic increase in different types of damage to historic buildings, monuments and sculptures made from natural stone has been observed. The weathering of sandstone and appropriate counter measures have therefore been major aspects in numerous investigations in recent years. However, the past research work on natural stone weathering was primarily concentrated on the documentation of the deterioration process considering different attack conditions as well as on the investigations of chemical, mineralogical and physical sub-processes. Little attention has been paid to theoretical aspects of strength loss, fracture processes and degradation during the decay processes. Hence, no service life prediction models or similar approaches are available so far.

Detailed analyses of the weathering processes indicate that the decomposition of sandstone can mainly be attributed to continuously changing temperature and moisture gradients, partly in conjunction with frost and ice formations as well as to partially arising crystallisation processes of dissolved salts in the stone. For the description of the deterioration process due to these main actions, which lead to a gradual failure of the grain bonding proceeding from the surface to the inner parts of the cross section, an appropriate model for the weathering of sandstone is presented. The principal idea of the proposed sandstone weathering model consists in the basic hypothesis that the weathering is primarily a result of fatigue loading resulting from climatic actions. In this approach the climate-induced strain gradients, which are determined by numerical-analytical investigations, have to be converted into external load-induced strains, whose cyclic deterioration effect can be described on the basis of experimentally determined fatigue laws. Comprehensive fracture mechanical and fatigue tests on sandstone specimens were therefore carried out.

The present work first gives a detailed overview of the state of the art. This is followed by a presentation of the experimental investigations performed on sandstone in order to evaluate the material's fatigue behaviour and mechanical properties under static loads in different thermal and hygral conditions. The experiments result in comprehensive knowledge of the mechanical resistance of the sandstone investigated and its essential material properties which are required for subsequent numerical investigations. These numerical investigations allow the stresses caused by the ambient climate conditions to assess in detail. The aim of the analyses was to produce a quantitative compilation of the seasonally-occurring structural stresses within the outer zone of sandstone. Based on the preceding investigations the climate-induced stresses are combined into aggregated loadings. Their cyclic damaging effect is dependent on the sandstone's fatigue behaviour and allows for the derivation of a deterioration time law.

The main objective of this thesis was to describe the chronological progress of the weathering process of sandstone under ambient climate actions as a function of climate parameters and material properties using a mathematical-physical model.

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH) bzw. – seit 2009 – des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT). Das Thema zu dieser Arbeit ergab sich aus der Bearbeitung des Forschungsvorhabens "Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein bei kombinierter thermisch-hygrischer Beanspruchung" im Rahmen des Schwerpunktprogramms der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) "SPP 1122 – Vorhersage des zeitlichen Verlaufs von physikalisch-technischen Schädigungsprozessen an mineralischen Werkstoffen".

Allen voran bedanke ich mich herzlich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller für die Anregung zu dieser Arbeit, seine wertvollen Ratschläge und kritischen Anmerkungen. Neben der fachlichen Betreuung bin ich ihm auch für die wohlwollende Förderung und die sicherlich über das Thema der vorliegenden Arbeit gehende Ausbildung unter seiner Leitung zu großem Dank verpflichtet.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann danke ich besonders für sein stetes Interesse an meiner Arbeit und für die Übernahme des Korreferats. Seine Anregungen und Hinweise waren mir eine sehr wertvolle Hilfe.

Herzlich bedanken möchte ich mich auch bei allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Instituts sowie bei meinen Diplomandinnen und Diplomanden, die mich in vielfältiger Weise unterstützt haben, für die gute Zusammenarbeit und die angenehme Arbeitsatmosphäre.

Ganz besonders bedanke ich mich bei meiner Frau Judith und meinen Kindern Ayla, Levi und Suna für ihr großes Verständnis, für ihre Geduld und ihre liebevolle Unterstützung insbesondere bei der Fertigstellung dieser Arbeit.

Karlsruhe, Oktober 2011

Engin Kotan



## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung</b>	<b>1</b>
1.1	Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2	Vorgehensweise	1
1.3	Gliederung der Arbeit	2
<b>2</b>	<b>Stand der Kenntnisse</b>	<b>5</b>
2.1	Aufbau und Struktur von Natursteinen	5
2.1.1	Gesteinsbildung	5
2.1.2	Mineralbestand und Klassifikation von Sandsteinen	7
2.1.3	Porenstruktur	9
2.2	Eigenschaften und Materialverhalten von Sandstein	12
2.2.1	Thermische und hygrische Eigenschaften poröser Baustoffe	12
2.2.1.1	Thermische Eigenschaften	12
2.2.1.2	Hygrische Eigenschaften	15
2.2.2	Festigkeiten und bruchmechanische Eigenschaften	23
2.2.2.1	Zugfestigkeit von Sandstein	23
2.2.2.2	Nichtlineares Tragverhalten unter Zugbeanspruchung	25
2.2.3	Ermüdungsverhalten	29
2.2.3.1	Wöhlerversuch	29
2.2.3.2	Ermüdungsverhalten unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungen	31
2.2.3.3	Auszählung von Last-Zeit-Verläufen und Zusammenfassung zu Klassen	32
2.2.3.4	Schadensakkumulationshypothesen	34
2.3	Witterungsbedingte Schäden an Sandsteinen	36
2.3.1	Verwitterungsarten	36
2.3.2	Verwitterungsmechanismen	38
2.3.2.1	Temperaturverwitterung	38
2.3.2.2	Feuchteverwitterung	38
2.3.2.3	Frost-Tau-Verwitterung	39
2.3.3	Verwitterungsschäden und -formen an Sandsteinen	43
2.4	Ansätze zur Beschreibung von thermisch und hygrisch bedingten Verwitterungsprozessen	48
2.4.1	Freiland-Expositionsversuche	48
2.4.2	Verwitterungssimulationen anhand von Laborversuchen	49
2.4.3	Rechnerische Simulationstechniken	49
2.4.4	Schlussfolgerungen für die eigene Arbeit	49

<b>3 Experimentelle Untersuchungen</b>	<b>51</b>
3.1 Probenmaterial und Versuchsprogramm	51
3.2 Allgemeine materialkundliche Untersuchungen	52
3.2.1 Dichte, Porosität und Wasseraufnahme	52
3.2.2 Porengrößenverteilung und Korngrößenverteilung	53
3.3 Untersuchungen zum hygrischen Materialverhalten	55
3.4 Untersuchungen zur Beurteilung mechanischer Eigenschaften	56
3.4.1 Bestimmung statischer Festigkeiten und des E-Moduls	56
3.4.2 Bruchmechanische Untersuchungen	60
3.4.2.1 Überblick über das bruchmechanische Versuchsprogramm	61
3.4.2.2 Voruntersuchungen	62
3.4.2.3 Versuchsaufbau und -durchführung der Hauptuntersuchungen	66
3.4.2.4 Versuchsergebnisse	70
3.5 Ermüdungsversuche	72
3.5.1 Versuchsaufbau und -durchführung	72
3.5.2 Versuchsergebnisse	75
3.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	77
<b>4 Numerische Untersuchungen</b>	<b>79</b>
4.1 Allgemeines	79
4.2 Kontinuummodell	79
4.2.1 Zielsetzung und Vorgehensweise	79
4.2.2 Materialkennwerte und Stoffgesetze	79
4.2.2.1 Thermische Eigenschaften	79
4.2.2.2 Hygrische Eigenschaften	80
4.2.2.3 Mechanische Eigenschaften	84
4.2.2.4 Zusammenstellung der verwendeten Materialeigenschaften	85
4.2.3 Numerisches Modell und exemplarische Voruntersuchungsergebnisse	85
4.2.4 Verifizierung der Berechnungsansätze	89
4.2.5 Anwendung des Kontinuummodells	90
4.2.5.1 Beanspruchungen am Kontinuummodell	91
4.2.5.2 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen am Kontinuummodell	92
4.2.5.3 Korrekturansätze für die numerischen Langzeituntersuchungen	99
4.2.6 Abschließende Anmerkungen zu den Untersuchungen am Kontinuummodell	102

4.3	Strukturmodell	103
4.3.1	Zielsetzung und Vorgehensweise	103
4.3.2	Modellgenerierung	104
4.3.3	Materialkennwerte und Stoffgesetze	105
4.3.4	Modellierung der Eisbildung im Porenraum	108
4.3.5	Modellierung der äußeren Lastspannungen	109
4.3.6	Ergebnisse der numerischen Untersuchungen am Strukturmodell	110
4.3.7	Abschließende Anmerkungen zu den Untersuchungen am Strukturmodell	115
4.4	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	115
<b>5</b>	<b>Zusammenführung der numerischen und experimentellen Untersuchungsergebnisse und Aufstellung des Prognosemodells</b>	<b>117</b>
5.1	Auswertung der Untersuchungsergebnisse am Kontinuummodell	117
5.2	Anmerkungen zu den Untersuchungsergebnissen am Strukturmodell	120
5.3	Schadensakkumulationshypothese	121
5.3.1	Empirisch-analytischer Ansatz zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens für den untersuchten Sandstein	122
5.3.2	Formulierung des Prognosemodells	123
<b>6</b>	<b>Exemplarische Anwendung des Prognosemodells</b>	<b>127</b>
6.1	Zielsetzung	127
6.2	Anwendung des Prognosemodells	127
6.3	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	130
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>133</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>137</b>
	<b>Anhang</b>	



# 1 Einführung

## 1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Fragen zur Dauerhaftigkeit von Baumaterialien und Tragwerken rücken in jüngster Zeit immer weiter in den Mittelpunkt des fachlichen Interesses. Nicht nur für eine effiziente Umsetzung des Nachhaltigkeitsprinzips in der Baubranche, sondern auch zur Minimierung der baulichen Gesamtinvestitionen, bestehend aus Erstellungs- und Unterhaltungskosten über den geplanten Nutzungszeitraum, sind eingehende Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Baumaterialien unumgänglich. Hierzu sind u. a. Aussagen zu den entsprechenden Schädigungs-Zeit-Gesetzen erforderlich. Die Zuverlässigkeit derartiger Aussagen hängt im Wesentlichen von der genauen Kenntnis der vorherrschenden Schädigungsmechanismen und deren zeitlichen Abläufen ab. Eingehende Untersuchungen hierzu stehen daher im Vordergrund der vorliegenden Arbeit.

Entscheidend für eine zielsichere Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Baustoffen mit Hilfe von Prognosemodellen sind möglichst genaue Kenntnisse über Umwelteinwirkungen und Materialwiderstände. Anhand der Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand ist es möglich, entsprechende Aussagen über die zeitabhängige Funktionsfähigkeit von nutzungs- und umweltbeanspruchten Bauteilen zu formulieren.

Das Ziel dieser Arbeit ist die Beschreibung des zeitlichen Verlaufs von praxisrelevanten Schädigungsprozessen an einem exemplarisch gewählten, repräsentativen Sandstein unter Anwendung eines geeigneten Prognosemodells. Das zu entwickelnde Modell soll das allmähliche Versagen infolge stetig wirkender thermischer und hygrischer Beanspruchungen unter Berücksichtigung realitätsnaher Materialeigenschaften beschreiben. Einen wesentlichen Arbeitsschwerpunkt stellt hierbei die quantitative Erfassung der schädigenden Bauteilbeanspruchungen mit Hilfe umfangreicher numerischer Untersuchungen dar. Des Weiteren umfasst ein zweiter Schwerpunkt die Ermittlung maßgebender Materialwiderstände aus sowohl statischen Zugversuchen als auch dynamischen Untersuchungen zum Zuger müdungsverhalten des Sandsteins.

## 1.2 Vorgehensweise

Dem im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten Modell liegt die Beobachtung zugrunde, dass die maßgebende physikalisch bedingte Verwitterung von Sandstein ein mechanischer Entfestigungsprozess ist, der im Wesentlichen aus stetig wechselnden Temperatur- und Feuchteeinwirkungen in Verbindung mit Frost und Eisbildung resultiert. Die allmähliche Entfestigung und damit die „Verwitterung“, die bei Spannungen weit unter der Kurzzeitfestigkeit stattfindet, vollzieht sich als mechanischer Ermüdungsprozess.

Um den allmählichen Verwitterungsprozess zu modellieren, wurde im Rahmen dieser Arbeit das in Abbildung 1.1 dargestellte Konzept zur Entwicklung eines Prognosemodells verfolgt.

Hiernach müssen zunächst die sich mit den klimatischen Beanspruchungen verändernden Deformationen in Gefügespannungen umgerechnet werden. Dies geschieht unter Berücksichtigung von geeigneten Materialgesetzen, die mit Hilfe von experimentellen Untersuchungen identifiziert wurden. Um die entsprechenden Gefügespannungen zu ermitteln, wird bei Temperatur- und Feuchtebeanspruchung ein numerisches Kontinuummodell und bei Sprengdrücken infolge Eisbildung ein numerisches Strukturmodell herangezogen.

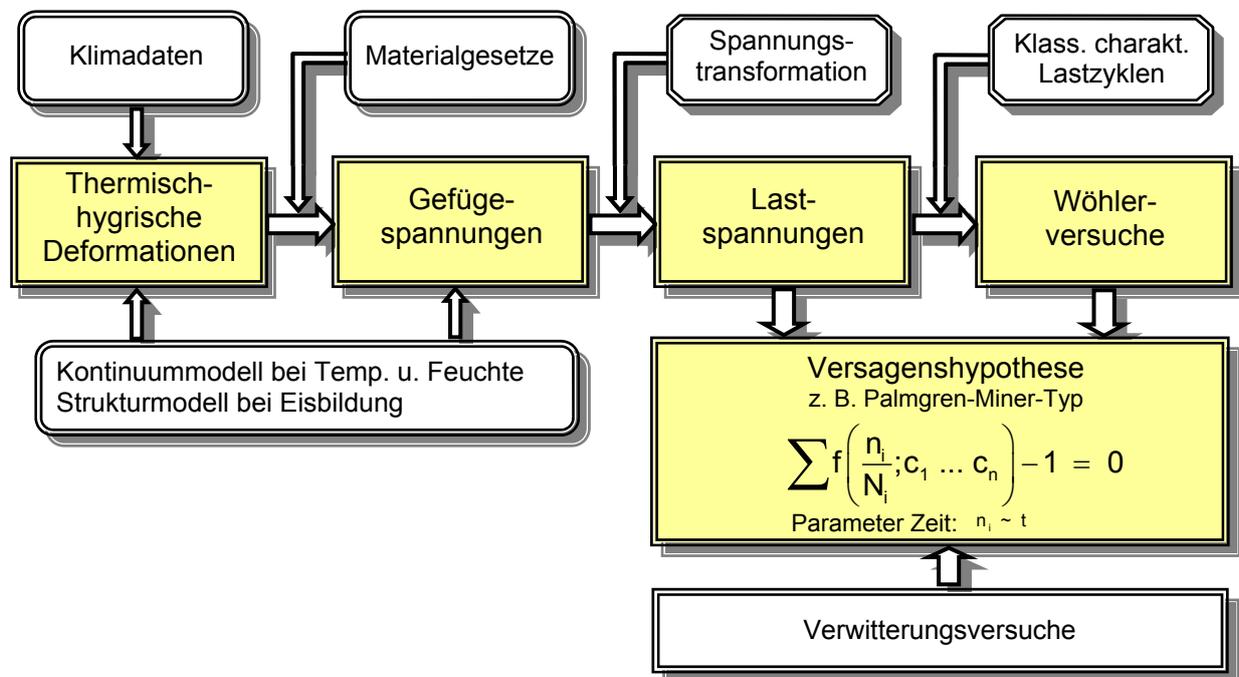


Abb. 1.1: Konzept zur Entwicklung eines Prognosemodells

Von besonderer Bedeutung für das hier vorgestellte Konzept ist, dass die Betrachtungen der Vorgänge an dem Kontinuummodell auf makroskopischer Ebene erfolgen und an dem Strukturmodell auf mesoskopischer Ebene. Um nun diese Ergebnisse aus unterschiedlichen Betrachtungsebenen vergleichen bzw. zusammenführen zu können, müssen die jeweiligen Gefügespannungen in lastinduzierte Spannungen transformiert werden. Die Gesamtheit der ermittelten Lastspannungen wird schließlich in Form von Spannungskollektiven zusammengestellt.

Die mit Hilfe von in Ermüdungsversuchen ermittelten Wöhlerlinien liefern einen Zusammenhang zwischen der Beanspruchungshöhe, die deutlich kleiner als die Gesteinsfestigkeit sein kann, und der Zeitspanne bis zum Versagen bzw. der ertragbaren Lastwechselzahlen bis zum Eintritt des Versagens. In Verbindung mit einer Schadensakkumulationshypothese z. B. nach Palmgren-Miner gelingt schließlich die Formulierung eines Prognosemodells, welches die allmähliche Entfestigung bei beliebigen klimatischen Beanspruchungen vorhersagen kann.

### 1.3 Gliederung der Arbeit

Nach einer kurzen Einführung in Kapitel 1 werden im zweiten Kapitel die Grundlagen zur Natursteinverwitterung erläutert und insbesondere die physikalischen Verwitterungsprozesse

infolge thermischer und hygrischer Beanspruchungen behandelt. Dabei werden wesentliche materialbedingte Eigenschaften dargelegt, die u. a. die Problematik des Wärme- und Feuchtetransports poröser Baustoffe umfassen.

Kapitel 3 beinhaltet die experimentellen Untersuchungen im Besonderen zur Beurteilung des verwendeten Sandsteinmaterials unter Zugbeanspruchungen. Hierbei handelt es sich im Wesentlichen um experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der bruchmechanischen Stoffkennwerte von Sandstein bei unterschiedlichen klimatischen Prüfbedingungen sowie zur Beurteilung des dynamischen Zugtragverhaltens.

Ein wesentlicher Bestandteil des in Abbildung 1.1 dargestellten Konzepts zur Entwicklung des Prognosemodells bestand darin, mit Hilfe numerischer Analysen die durch die stetig wirkenden thermischen und hygrischen Wechselbeanspruchungen auf die Sandsteinoberfläche entstehenden Verformungen und Spannungen insbesondere in der oberflächennahen Randzone abzuschätzen. Kapitel 4 beinhaltet dementsprechend sowohl qualitative als auch quantitative numerische Analysen.

Kapitel 5 umfasst die Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Simulationsberechnungen und den Erkenntnissen aus den Ermüdungsversuchen. In Verbindung mit einer Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner gelingt schließlich die Formulierung des anvisierten Prognosemodells, das das allmähliche Versagen bei stetig wirkenden klimatischen Beanspruchungen vorhersagen kann.

Nach einer Diskussion und Bewertung der durchgeführten Untersuchungen sowie einer exemplarischen Anwendung des hergeleiteten Prognosemodells in Kapitel 6 schließt die Arbeit in Kapitel 7 mit einer Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse sowie einem Ausblick.



## 2 Stand der Kenntnisse

### 2.1 Aufbau und Struktur von Natursteinen

Natursteine werden in Abhängigkeit ihrer Entstehung in die drei Hauptgruppen Magmasteine, Sedimentgesteine und metamorphe Gesteine unterteilt. Bei Magmasteinen, auch Magmatite genannt, handelt es sich um Erstarrungs- bzw. Eruptivgesteine, die aus dem schmelzflüssigen Magma erstarren. Sedimentgesteine sind so genannte Schicht- bzw. Absatzgesteine, die durch Ablagerung von verwittertem Gesteinsmaterial entstehen. Metamorphe Gesteine hingegen sind Umwandlungsgesteine, die durch Umwandlung anderer Gesteine infolge Druck- und Temperatureinwirkung gebildet werden. Da die Entstehungsgeschichte der Gesteine einen wesentlichen Einfluss auf das Verhalten der Materialien hat, soll im Folgenden kurz auf die maßgebenden Abläufe bei der Gesteinsbildung eingegangen werden.

#### 2.1.1 Gesteinsbildung

Die wesentlichen Zusammenhänge der Gesteinsbildung, der Lithogenese, sind in Form eines Kreislaufes in Abbildung 2.1 veranschaulicht.

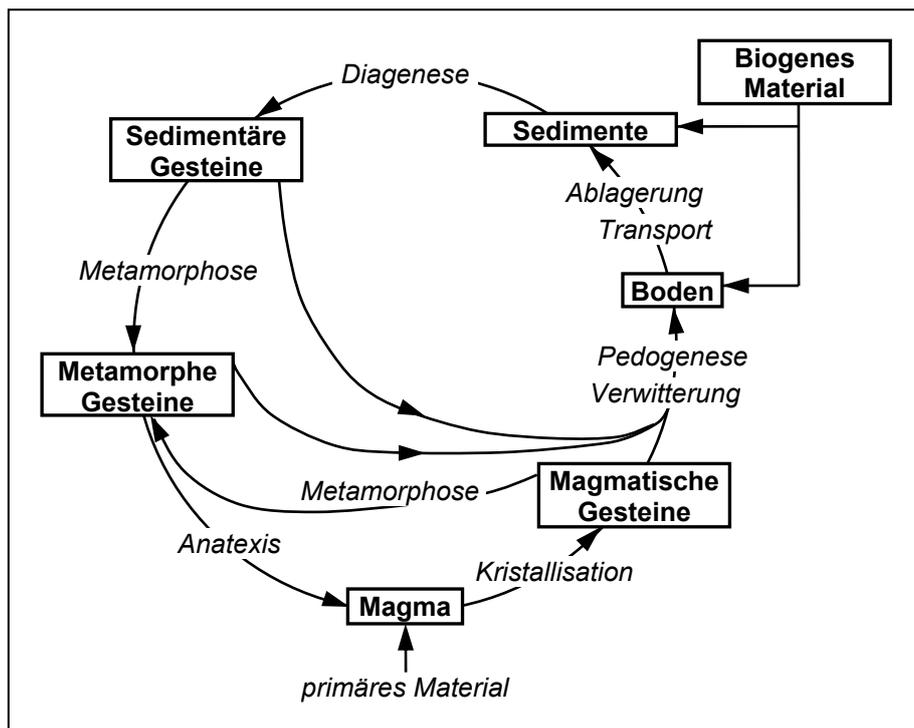


Abb. 2.1: Gesteinskreislauf nach [121]

Die Erstarrung von heißem, flüssigem Magma führt zur Bildung der magmatischen Gesteine. Magmasteine, die sich innerhalb der Erdkruste bilden, werden Tiefengesteine bzw. Plutonite genannt. Gesteine die an der Erdoberfläche erstarren, werden als Ergussgesteine (Vulkanite) bezeichnet.

Infolge Verwitterung (siehe Kapitel 2.3) entstehen Zersetzungsprodukte und neue Minerale, die zusammen mit biogenem Material zur Pedogenese, der Bodenbildung, führen. Unverfes-

tigte Sedimente werden durch den Abtrag und Transport von Bodenbestandteilen an andere, meist tiefer liegende Orte (z. B. Täler oder Tiefebenen) gebildet. Als klastische Sedimente (Trümmergesteine) werden Sedimente aus weitgehend unverändertem Material bezeichnet, wohingegen solche, die vorwiegend durch Ausfällung aus einer Lösung oder durch biologische Vorgänge entstanden sind, chemische bzw. biogene Sedimente genannt werden. Weiterhin werden Sedimente im Hinblick auf das entsprechende Transportmittel differenziert in „galzig“ bei Eis oder „äolisch“ bei Wind. Ein weiteres Klassifizierungsmerkmal stellt der Ablagerungsort der Sedimente dar, der mit terrigen bei Festland, fluviatil bei Flüssen, lakustrin bei Seen oder marin bei Meeren bezeichnet wird.

Die Ablagerung und anschließende Verfestigung (Diagenese) der zunächst locker gelagerten Sedimente durch Verkittung sowie Auflast überlagernder Sedimente führt zur Bildung der Sedimentgesteine (Sedimentite). Maßgebend für die Verfestigung sind dabei Tone, Calcium-Magnesium-Carbonate sowie Silizium- und Eisenoxide, die aus entsprechend zusammengesetzten wässrigen Lösungen im Porenraum ausfallen [121].

Die Umwandlung von Gesteinen durch hohe Temperaturen und hohen Druck (Metamorphose) führt zur Bildung der metamorphen Gesteine (Metamorphite). Diese können sowohl aus sedimentären als auch aus magmatischen Gesteinen hervorgehen.

Die Erdkruste besteht aus ca. 95 % Magmagessteinen und metamorphen Gesteinen und nur aus etwa 5 % Sedimentgesteinen [123]. Allerdings wird die Erdoberfläche lediglich zu 25 % von Magmagessteinen und metamorphen Gesteinen bedeckt und zu annähernd 75 % von Sedimenten, was u. a. die große Verbreitung insbesondere der Sandsteine als Baustoff begründet (siehe Abbildung 2.2).

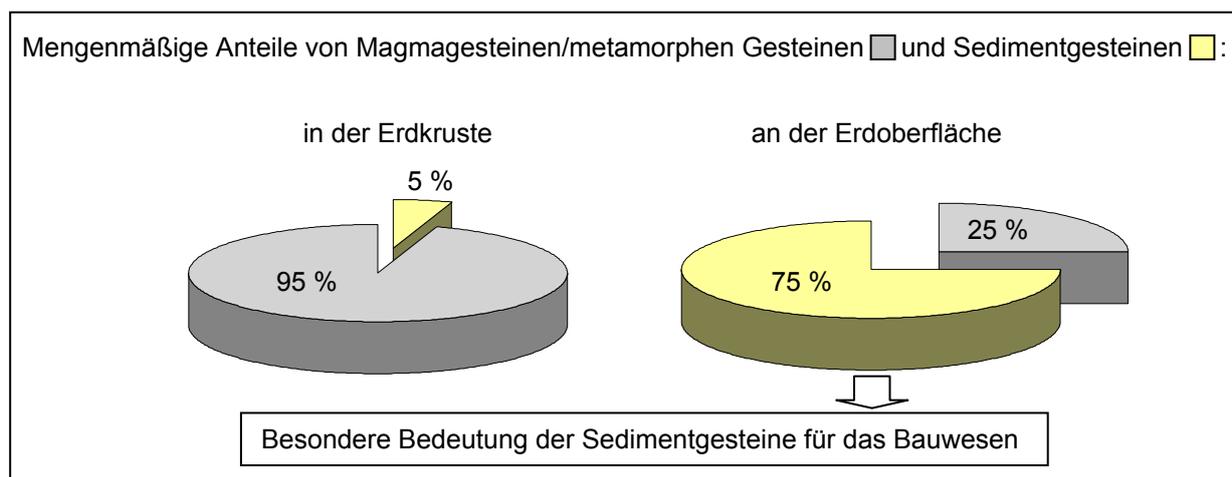


Abb. 2.2: Mengenmäßige Gesteinsvorkommen und die hieraus resultierende Bedeutung für das Bauwesen

Aufgrund dieser dominierenden Relevanz der Sedimentgesteine für die Errichtung von Bauwerken beschränken sich die weiteren Ausführungen und Untersuchungen lediglich auf diese Art von Natursteinen.

### 2.1.2 Mineralbestand und Klassifikation von Sandsteinen

Als Sandstein bezeichnet man Festgesteine aus gerundeten bis kantigen Körnern bzw. Gesteinsfragmenten (Klasten) mit einem definierten Korngrößenintervall. Der Durchmesser der Sandsteinkörner liegt nach DIN 4022-1 [15] bzw. DIN EN ISO 14689-1 [29] im Größenbereich zwischen 0,063 und 2 mm. Dabei werden sowohl die Korngrößen als auch der Mineralbestand von den drei wesentlichen Prozessen bei der Entstehung der Sandsteine (Verwitterung der ursprünglichen Gesteine, Transport und Diagenese) beeinflusst. Aufgrund der hohen Verwitterungsresistenz und Beständigkeit beim Transport stellt Quarz ( $\text{SiO}_2$ ) eine Hauptkomponente der Sandsteine dar. Weitere Gefügekomponenten sind im Wesentlichen Feldspat, Gesteinsbruchstücke, Schichtsilikate (wie z. B. Glimmer, Chlorit und Glaukonit) und Akzessorien [105]. Die chemische Zusammensetzung repräsentativer Sandsteine aus verschiedenen Literaturstellen ist im Anhang in der Tabelle A-2.1 wiedergegeben.

Entscheidend für die Festigkeit der Sandsteine ist der Zusammenhalt des Korngerüsts, der grob in drei Gruppen von Kornbindungen unterschieden werden kann. Hierbei werden grundsätzlich kieselige, karbonatische und tonige Bindemittel differenziert [105]. Während der Verfestigungsprozess mit tonigen Bindemitteln im Wesentlichen durch eine Verdichtung (Kompaktion) erfolgt, sind kieselige und karbonatische Bindemittel auf chemische Prozesse (Zementation) zurückzuführen. Bei der Zementation handelt es sich um eine Kristallisation von Mineralen zwischen den einzelnen Sedimentkörnern. Zu den häufigsten Mineralen des Zements gehören Siliziumdioxid (kieselige Bindemittel) und Calciumcarbonat (karbonatische Bindemittel) bzw. Calcit, einer stabileren Form des Calciumcarbonats [141].

In der Regel treten diese Bindungen nicht alleine sondern kombiniert in unterschiedlichen Mengenanteilen auf, von denen dann insbesondere die Zugfestigkeit des Sandsteinmaterials abhängt. Ein hoher Anteil an kieseligem Bindemittel verleiht dem Sandstein eine besonders hohe Festigkeit und Resistenz gegen Verwitterung. Überwiegend karbonatisch gebundener Sandstein ist in besonderem Maße anfällig gegen chemische Verwitterungseinflüsse. Sandsteine mit einem hohen Anteil an tonigen Bindemitteln sind häufig stark porös, neigen zum hygrischen Quellen und weisen eine geringere Festigkeit und geringere Resistenz gegenüber Verwitterungseinflüssen auf als maßgeblich kieselig gebundene Sandsteine.

Strukturell betrachtet kann das Korngerüst eines Sandsteins durch Korn-Korn-Kontakte (siehe Abbildung 2.3, links) oder durch eine umgebende Matrix (siehe Abbildung 2.3, rechts) zusammengehalten werden. Die reale Struktur von Sandsteinen liegt jedoch als Mischform vor (siehe Abbildung 2.3, Mitte) [1].

In Abhängigkeit von der Art der Kornkomponenten und dem Mengenanteil der Körner kann eine Klassifikation der Sandsteine vorgenommen werden [111]. Einerseits werden Sandsteine mineralogisch nach den quantitativen Anteilen der Hauptkomponenten Quarz, Feldspat und Gesteinsbruchstücke unterschieden und andererseits strukturell nach den Mengenanteilen der Körner bzw. der Matrix (siehe Abbildung 2.4).

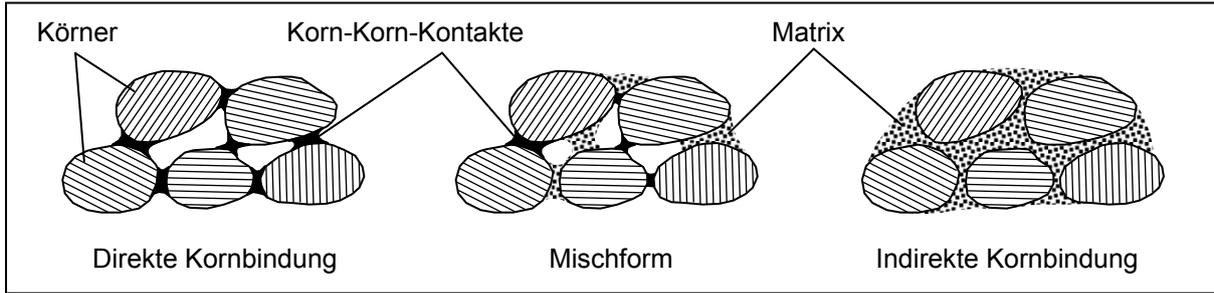


Abb. 2.3: Schematische Darstellung des mikrostrukturellen Aufbaus von Sandsteinen nach [1]

Körner mit einem Durchmesser von weniger als 30 µm werden der Matrix zugeordnet. Beträgt der Matrixanteil weniger als 15 Vol.-% handelt es sich um Arenite, den "eigentlichen" Sandsteinen, die sich aufgrund ihrer Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit besonders als Baumaterial eignen. Bei einem Matrixanteil zwischen 15 und 75 Vol.-% spricht man von Grauwacken [111].

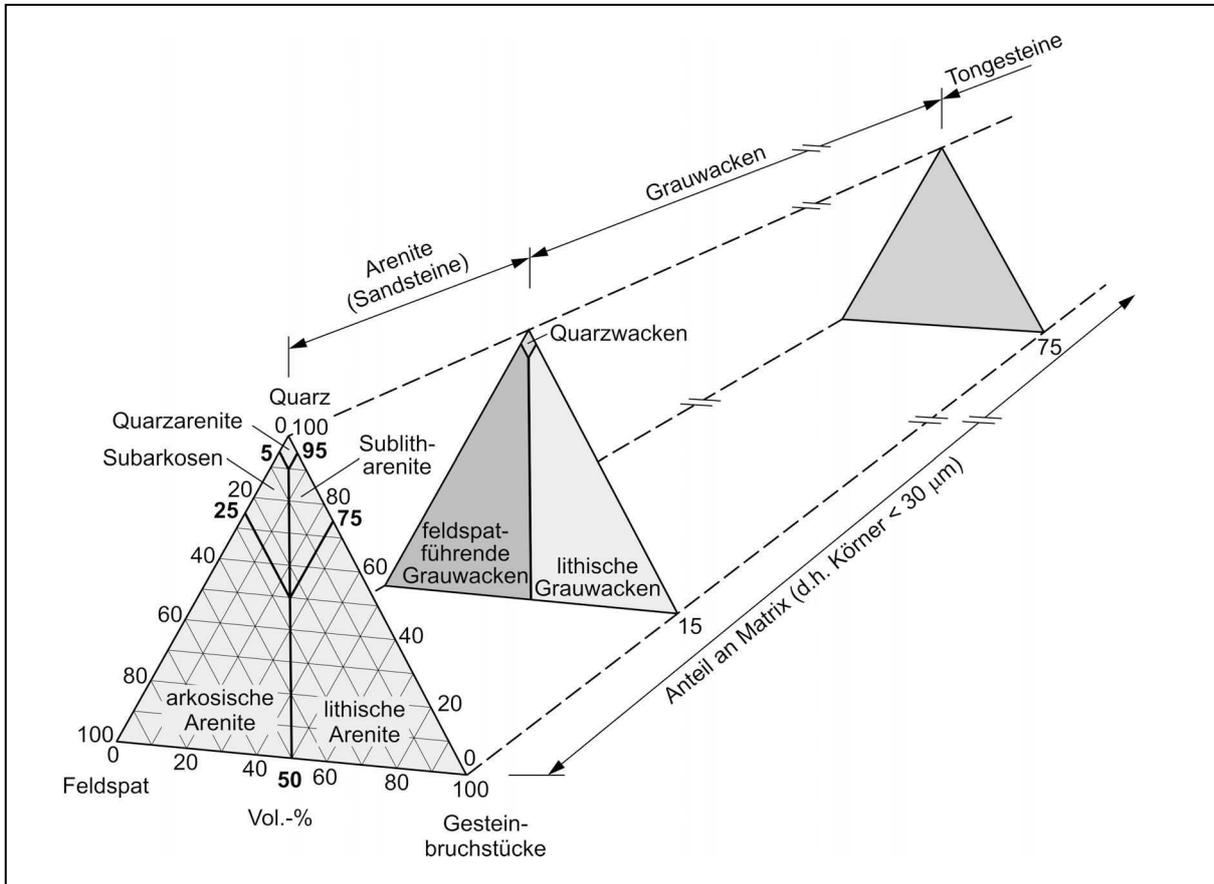


Abb. 2.4: Klassifikation der Sandsteine nach [111], (Angaben in Vol.-%)

Im Folgenden soll nun das Hauptaugenmerk auf die im Bauwesen weitestgehend dominierenden Arenite gerichtet werden. Eine Modalanalyse repräsentativer Sandsteine ist im Anhang in der Tabelle A-2.2 wiedergegeben und in Abbildung 2.5 dargestellt. In Abhängigkeit der Anteile an Quarz, Feldspat und Gesteinsbruchstücken erfolgt eine weitere Subunterteilung der Arenite in Quarzarenite, arkosische und lithische Arenite.

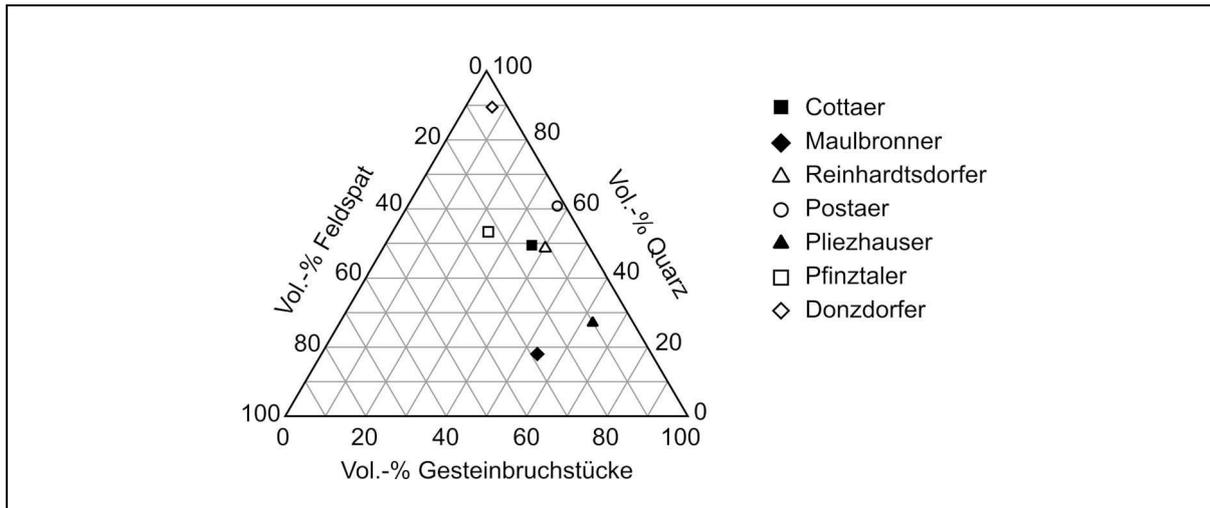


Abb. 2.5: Lage der Sandsteine im Dreistoffdiagramm (Angaben in Vol.-%) [105]

### 2.1.3 Porenstruktur

Die besondere Bedeutung der Porenstruktur von Sandstein liegt darin begründet, dass diese einen maßgebenden Einfluss auf den Feuchtetransport und damit auf die Art und die Intensität der Verwitterungsprozesse hat [147]. Die Größe und Anordnung der unterschiedlichen Poren sowie die Verbindungen zwischen den Poren untereinander haben unmittelbaren Einfluss auf die Eigenschaften von Feuchtespeicherung und Feuchtetransport. Daher ist eine eingehende Analyse der Porenstruktur unumgänglich insbesondere für die Beurteilung des Feuchteverhaltens poröser Baustoffe.

Grundsätzlich wird zwischen offenen und geschlossenen Poren, in die in der Regel keine Feuchtigkeit eindringen kann, unterschieden. Sandsteine weisen bedingt durch ihre Entstehungsgeschichte ein offenes Porensystem auf, das der eindringenden Feuchtigkeit zugänglich ist. Eine Kenngröße die den Poren- bzw. Hohlraumgehalt eines Materials beschreibt, ist die Porosität. Sie wird dabei als Verhältniswert zwischen Hohlraum und Feststoffgehalt bestimmt und in Volumenprozent angegeben.

Entscheidend für die Zugänglichkeit bzw. Durchströmbarkeit der Poren gegenüber Flüssigkeiten oder Gasen ist ihre Größe. Je nach Porengröße unterscheidet man zwischen Makroporen, Kapillarporen (Mesoporen) und Mikroporen [90]. Abbildung 2.6 zeigt den entsprechenden Zusammenhang zwischen Porenradius und den vorherrschenden Feuchtetransportmechanismen.

In Makroporen – mit einem Porendurchmesser größer als 1 mm – wird das darin befindliche Wasser von den Porenwandungen begrenzt, ansonsten jedoch nicht nennenswert durch Wechselwirkungen an der Grenzfläche beeinflusst. Daher dominieren in den Makroporen Schwerkrafteinflüsse, die im Wesentlichen eine freie Strömung des flüssigen Wassers (Sickerströmung) erlauben und eine Befüllung dieser Poren lediglich durch Permeation ermöglichen.

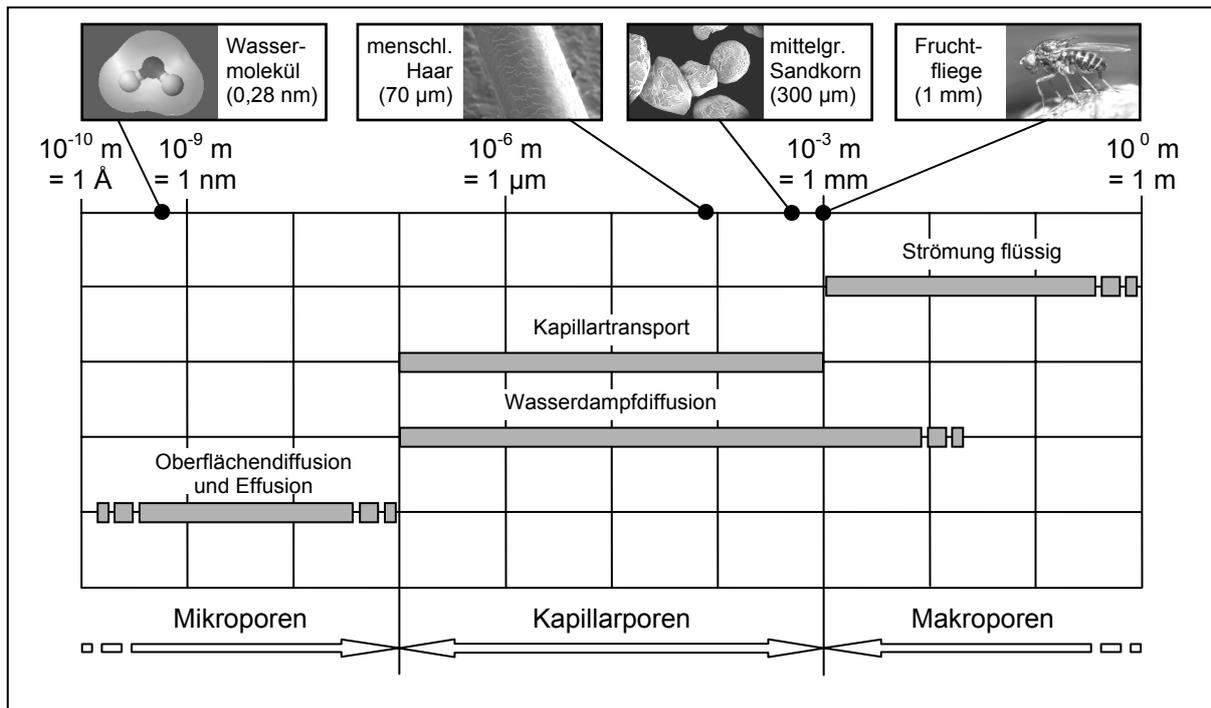


Abb. 2.6: Maßgebende Feuchtetransportmechanismen in Abhängigkeit der Porengröße (in Anlehnung an [90])

Ein sehr leistungsfähiger Transportmechanismus stellt das kapillare Saugen dar. Bei Porendurchmessern zwischen  $0,1 \mu\text{m}$  und  $1 \text{ mm}$  wird flüssiges Wasser durch so genannte Kapillarkräfte (siehe Kapitel 2.2.1.2) bewegt bzw. festgehalten, auch z. B. entgegen der Schwerkraft. Die Sauggeschwindigkeit in den Kapillaren ist abhängig vom Porendurchmesser. Während in Kapillarporen mit großem Durchmesser nach [10] sehr hohe Sauggeschwindigkeiten (bis zu  $50 \text{ cm/min}$ ) vorliegen können, beträgt in engeren Kapillaren die Sauggeschwindigkeit lediglich  $5 \text{ mm/min}$ . In Porenkanälen mit einem Durchmesser kleiner als  $0,1 \mu\text{m}$  wird das Wasser so langsam befördert, dass es z. B. an der Bauteiloberfläche meist schneller verdunstet, als es aufgesaugt wird. Aufgrund der sehr geringen Sauggeschwindigkeiten in Poren mit Weiten kleiner als  $0,1 \mu\text{m}$  verliert das kapillare Saugen seine Effektivität. Daher wird in den Mikroporen vor allem Wasser gespeichert und der dominierende Transportmechanismus ist die vergleichsweise wenig leistungsfähige Diffusion bzw. Effusion (siehe Kapitel 2.2.1.2).

Einen entscheidenden Einfluss auf das Feuchteverhalten poröser Baustoffe hat die Porengrößenverteilung. So können Sandsteine mit annähernd identischer Gesamtporosität ein stark unterschiedliches Feuchteabsorptionsverhalten aufweisen, wenn sie unterschiedliche Porengrößenverteilungen besitzen.

Ein etabliertes Verfahren zur experimentellen Ermittlung der Porengrößenverteilung von Baustoffen stellt die Quecksilberdruckporosimetrie (kurz: Hg-Druckporosimetrie) dar. Dabei wird Quecksilber – als nicht benetzende Flüssigkeit – unter Aufbringung von Druck in die Poren des untersuchten Materials eingepresst. Der Porosimeter erfasst hierbei den Zusam-

menhang zwischen dem Volumen an eingepresstem Quecksilber und dem dafür aufgebrauchten Druck. Anschließend wird der jeweilige Einpressdruck unter Zuhilfenahme der Washburn-Gleichung 2.1 in einen Porenradius umgerechnet [61].

$$r = \frac{-2 \cdot \sigma_{\text{Hg}} \cdot \cos \theta_{\text{Hg}}}{p} \quad (2.1)$$

mit:  $r$  Porenradius [m]  
 $\sigma_{\text{Hg}}$  Oberflächenspannung des Quecksilbers [N/m]  
 $\theta_{\text{Hg}}$  Kontakt-/Benetzungswinkel des Quecksilbers [°]  
 $p$  auf das Quecksilber aufgebrachte Druck [N/mm<sup>2</sup>]

Entsprechend Gleichung 2.1 ist die errechnete Porengröße indirekt proportional zu dem aufgebrauchten Druck, d. h. je größer der bei der Messung aufgebrachte Druck ist, desto kleiner ist die entsprechende zugehörige Porengröße. Unter Berücksichtigung einer Oberflächenspannung des Quecksilbers von 0,48 N/m [48, 61], eines Kontaktwinkels von 116° [48, 61] sowie einem maximal versuchstechnisch erreichbaren Druck von 2000 bar beträgt nach Gleichung 2.1 der kleinste erfassbare Porenradius etwa 2 nm.

Durch eine Gegenüberstellung des eingepressten Quecksilbervolumens und dem entsprechenden Porenradius lässt sich schließlich die integrale Darstellung des Porenvolumens (Summenporenvolumenkurve) sowie aus ihrer Ableitung die sog. Porengrößenverteilungskurve (differenzielle Darstellung) abbilden (siehe Abbildung 2.7). Hieraus lassen sich u. a. Informationen über die statistische Häufigkeit ableiten, mit der eine Pore mit einem bestimmten Radius in der untersuchten Materialprobe verteilt ist.

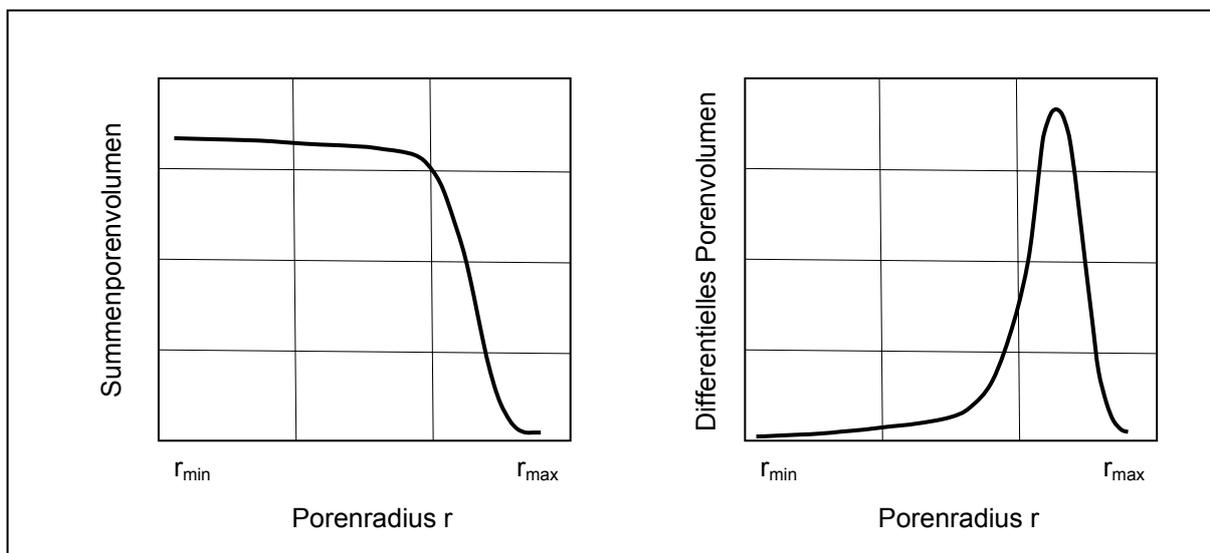


Abb. 2.7: Summenporenvolumenkurve (links) und Porengrößenverteilungskurve (rechts)

Obwohl die Quecksilberdruckporosimetrie mit gewissen Unsicherheiten behaftet ist, liefert sie für die meisten baupraktisch relevanten Belange hinreichend genaue Ergebnisse zur Abschätzung der Porengrößenverteilung. Eine starke Vereinfachung, die der zuvor erläuterten

Herangehensweise zur Abschätzung der Porengrößenverteilung zugrunde liegt, ist die Annahme des Zylinderkapillarenmodells, das von zylindrischen Poren mit jeweils einem gleich bleibenden Porendurchmesser ausgeht [67]. Eine weitere Unsicherheit liegt in den Annahmen für die Oberflächenspannung des Quecksilbers und dessen Benetzungswinkel, deren Größen von verschiedenen Autoren unterschiedlich bewertet werden [13, 48, 86]. Eine zusätzliche Beeinträchtigung der mittels Hg-Druckporosimetrie gewonnenen Ergebnisse ist auf so genannte Flaschenhalsporen zurückzuführen. Diese bewirken, dass der aufgebrauchte Druck, um Quecksilber in die Poren zu pressen, von der Größe des Poreneingangs bestimmt wird. Das Volumen des nach dem engen Poreneingang folgenden erweiterten Porenkörpers wird daher entsprechend Gleichung 2.1 dem Volumen von Poren mit der Größe des Poreneingangs zugewiesen. Folglich ergibt sich eine Porengrößenverteilungskurve, die mehr oder weniger zu kleineren Porenradien hin verschoben ist [31].

## **2.2 Eigenschaften und Materialverhalten von Sandstein**

### **2.2.1 Thermische und hygrische Eigenschaften poröser Baustoffe**

Das naturgemäße Bestreben nach Gleichgewichtszuständen beeinflusst maßgeblich auch das Wärme- und Feuchteverhalten poröser Baustoffe. So geht mit einer Änderung der Umgebungsbedingungen (insbesondere Temperatur- und Feuchtebedingungen, aber auch Druck-, Strahlungs- sowie Strömungsverhältnisse der Umgebung) stets eine Änderung des Wärme- und Feuchtehaushaltes in Baustoffen einher, die erst durch Erreichen neuer Gleichgewichtszustände am Feststoff zum Erliegen kommt. Entsprechende Gesetzmäßigkeiten sind weitgehend erforscht und in der einschlägigen Fachliteratur [10, 90] eingehend beschrieben. Im Folgenden werden lediglich die für die vorliegende Arbeit relevanten Aspekte aufgegriffen sowie die wesentlichen Hintergründe und Abläufe der Wärme- und Feuchtebewegungen in porösen Baustoffen wiedergegeben.

#### **2.2.1.1 Thermische Eigenschaften**

Das Wärmeverhalten eines Materials wird insbesondere durch die Wärmedehnung, die Wärmespeicherung sowie die Wärmeleitung charakterisiert. Da diese Materialeigenschaften von besonderer Bedeutung für die in Kapitel 4 behandelten numerischen Untersuchungen sind, wird im Folgenden kurz auf die wesentlichen Aspekte des Wärmehaushalts eingegangen sowie übliche Materialkennwerte für Sandsteine angegeben.

#### ***Wärmedehnung***

Mit einer Temperaturänderung eines Materials sind stets eine Volumenänderung und damit auch eine Änderung der Dichte eines Körpers verbunden. Ursache hierfür ist, dass durch eine Temperaturänderung die Bewegungsenergie der Atome bzw. Moleküle eines Stoffes verändert wird und dies einen unmittelbaren Einfluss auf den beanspruchten Bewegungsraum der Teilchen hat. Die maßgebende Kenngröße zur Charakterisierung des thermischen Verformungsverhaltens ist der Wärmeausdehnungskoeffizient (Längenausdehnungszahl)  $\alpha_T$ , der für baupraktische Betrachtungen (z. B. für jahreszeitlich bedingte Temperaturschwankungen) mit

hinreichender Genauigkeit als Konstant angenommen werden darf. Dieser materialabhängige Kennwert gibt an, um welche Abmessungsdifferenz  $\Delta l$  im Verhältnis zur gesamten Ausgangsabmessung  $l_0$  sich ein Festkörper bei einer Temperaturänderung von 1 K verändert.

Der Wärmeausdehnungskoeffizient von Sandstein hängt maßgeblich von den thermischen Eigenschaften der Einzelkomponenten sowie deren Anteil am Gesamtkomponentenbestand ab. So wächst z. B. der thermische Ausdehnungskoeffizient mit steigendem Quarzgehalt. Als Rechenwerte für den Wärmeausdehnungskoeffizienten wird ein Wertebereich von  $3,3 \cdot 10^{-6}$  bis  $14,5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  angegeben [28, 140].

### **Wärmespeicherung**

Die Änderung der Temperatur eines Körpers ist stets mit einer Zu- bzw. Abfuhr von Energie verbunden. Die Speicherung der Wärme erfolgt als kinetische Energie der Atome bzw. Moleküle, die in Gasen und Flüssigkeiten ungeordnete Bewegungsbahnen besitzen und in Festkörpern um eine Mittellage im Kristallgitter oszillieren. Die gespeicherte Energie wird als Wärmemenge  $Q$  bezeichnet.

$$Q = c \cdot m \cdot \Delta T \quad (2.2)$$

mit:	$Q$	Wärmemenge [J]
	$c$	spezifische Wärmekapazität [J/(kg·K)]
	$m$	Masse des Körpers [kg]
	$\Delta T$	Temperaturdifferenz [K]

Von besonderer Bedeutung für die Wärmespeicherung ist neben der Masse des Körpers und der Temperaturdifferenz die spezifische Wärmekapazität  $c$ . Dieser materialabhängige Kennwert stellt die Wärmemenge dar, die benötigt wird, um einen Stoff der Masse 1 kg um die Temperatur von 1 K zu ändern. Im baupraktisch relevanten Temperaturbereich kann dieser Kennwert bei Festkörpern als ein konstanter Materialkennwert angenommen werden.

Aus einer volumenbezogenen Betrachtung resultiert die Wärmespeicherzahl  $S$  (auch Wärmespeicherkoefizient genannt), die sich insbesondere für einen Vergleich des Wärmespeichervermögens von unterschiedlichen Stoffen eignet. Die Wärmespeicherzahl, die sich aus dem Produkt der spezifischen Wärmekapazität  $c$  und der Dichte  $\rho$  eines Stoffes ergibt, stellt die aufnehmbare Wärmemenge von  $1 \text{ m}^3$  eines Stoffes bei einer Temperaturzunahme von 1 K dar.

$$S = c \cdot \rho \quad (2.3)$$

mit:	$S$	Wärmespeicherzahl [J/(m <sup>3</sup> ·K)]
	$c$	spezifische Wärmekapazität [J/(kg·K)]
	$\rho$	Dichte eines Stoffes [kg/m <sup>3</sup> ]

Die spezifische Wärmekapazität von Sandsteinen schwankt nach Literaturangaben [28, 140] zwischen 639 und 1000 J/(kg·K). Als Wärmespeicherzahl werden Größenordnungen von etwa 1584 kJ/(m<sup>3</sup>·K) angegeben [65].

### **Wärmeleitung**

Die Ausbreitung von Wärmeenergie kann durch Wärmeleitung, Konvektion, Wärmeübergang und Wärmestrahlung erfolgen. Die Wärmeleitung beschränkt sich dabei auf die Ausbreitung von Wärmeenergie innerhalb eines Körpers. Ein Wärmetransport erfolgt dabei in Richtung eines Temperaturgefälles, d. h. wenn innerhalb des Körpers örtlich unterschiedliche Temperaturen herrschen, bis zum Erreichen eines Gleichgewichtszustands. Hierfür verantwortlich sind thermische Gitterschwingungen, die die Wärmeenergie durch Anstoßeffekte benachbarter Atome bzw. Moleküle weiterleiten.

Für eine eindimensionale stationäre Wärmeleitung kann der Wärmestrom  $\dot{Q}$ , der sich aus der in einem Zeitintervall dt übertragenen Wärmemenge dQ ergibt, wie folgt ermittelt werden:

$$\dot{Q} = \frac{dQ}{dt} = \lambda \cdot A \cdot \frac{T_1 - T_2}{s} \quad (2.4)$$

mit:	$\dot{Q}$	Wärmestrom [W]
	Q	Wärmemenge [J]
	t	Zeit [s]
	$\lambda$	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]
	A	Querschnittsfläche [m <sup>2</sup> ]
	T <sub>i</sub>	Oberflächentemperaturen mit T <sub>1</sub> > T <sub>2</sub> [K]
	s	Schichtdicke [m]

Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  stellt dabei einen materialabhängigen Kennwert dar und entspricht der Wärmemenge, die in einer Sekunde bei einer Temperaturdifferenz von 1 K durch einen Körper mit einer Fläche von 1 m<sup>2</sup> und einer Dicke von 1 m geleitet wird. Sie ist – streng genommen – temperatur- und feuchteabhängig. Während im baupraktisch relevanten Bereich ein Einfluss der Temperatur vernachlässigbar ist, nimmt die Wärmeleitfähigkeit insbesondere bei porösen Baustoffen mit steigendem Feuchtegehalt merklich zu. Dies ist dadurch begründet, dass Wasser eine ca. 24mal höhere Wärmeleitfähigkeit besitzt als Luft und das Wasser im Porenraum des Baustoffs als Wärmebrücken fungiert.

In der einschlägigen Fachliteratur [28, 140] werden unterschiedliche Angaben zur Wärmeleitfähigkeit von Sandsteinen gemacht. Diese liegen zwischen 1,14 und 2,30 W/(m·K).

### **Wärmeübergang**

Der Wärmeübergang beschreibt den Wärmeaustausch zwischen Festkörperoberflächen und angrenzenden Flüssigkeiten und Gasen. Dieser Austausch findet zum einen durch Wärmestrahlung, zum anderen durch Wärmeleitung und Konvektion statt [81]. Der Wärmeaustausch durch Konvektion wird maßgeblich durch äußere Einwirkungen (z. B. Wind, Gebläse, Strömung), die zu der freien bzw. natürlichen Konvektion eine erzwungene Konvektion beisteu-

ern können, beeinflusst [90]. Aber auch der Beitrag der Strahlung an dem Wärmeaustausch hängt von einer Reihe von Randbedingungen ab wie der Temperatur, Geometrie und Beschaffenheit der Körperoberfläche. Rechnerisch werden die Einflüsse aus Konvektion und Wärmeleitung zu einer Größe zusammengefasst und durch den konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten  $\alpha_k$  erfasst, während der entsprechende Anteil aus Wärmestrahlung mit dem Strahlungs-Wärmeübergangskoeffizienten  $\alpha_s$  berücksichtigt wird. Für baupraktische Anwendungen werden schließlich beide Anteile des Wärmeübergangs vereinfachend in Form eines kombinierten Wärmeübergangskoeffizienten  $\alpha_{\dot{u}}$  zusammengefasst [71].

Der Gesamtwärmeübergangskoeffizienten  $\alpha_{\dot{u}}$  gibt die Wärmemenge in J wieder, die durch eine 1 m<sup>2</sup> große Fläche in 1 s bei einer Temperaturdifferenz von 1 K zwischen der Körperoberfläche und dem Umgebungsmedium (Flüssigkeit oder Gas) ausgetauscht wird. Damit kann der Wärmestrom durch den Wärmeübergang wie folgt ermittelt werden:

$$\dot{Q}_{\dot{u}} = \frac{dQ_{\dot{u}}}{dt} = \alpha_{\dot{u}} \cdot A \cdot (T_1 - T_2) \quad (2.5)$$

mit:  $\dot{Q}_{\dot{u}}$  Wärmeübergangsstrom [W]  
 $Q_{\dot{u}}$  Wärmemenge durch Wärmeübergang [J]  
 $t$  Zeit [s]  
 $\alpha_{\dot{u}}$  Wärmeübergangskoeffizient [W/(m<sup>2</sup>·K)]  
 $A$  Oberfläche [m<sup>2</sup>]  
 $T_1 - T_2$  Temperaturdifferenz zwischen Oberfläche und Umgebungsmedium [K]

Einen bedeutenden Einfluss auf den Wärmeübergangskoeffizienten hat z. B. die Luftbewegung. Mit zunehmender Windgeschwindigkeit steigt der konvektive Wärmeübergangskoeffizient. Ab einer Windgeschwindigkeit von 5 m/s verändert sich nach [71] auch der Strahlungs-Wärmeübergangskoeffizient.

### 2.2.1.2 Hygrische Eigenschaften

Zur Beschreibung des hygrischen Verhaltens von Materialien sind insbesondere Kenntnisse über die Feuchtedehnung, die Feuchtespeicherung, den Feuchtetransport sowie den Feuchteübergang von entscheidender Bedeutung. Da die Beschreibung des Feuchteverhaltens von Sandstein eine zentrale Rolle für die Untersuchungen im vierten Kapitel einnimmt, werden im Folgenden die wesentlichen Zusammenhänge dargelegt sowie auf sandsteinspezifischen Kennwerte eingegangen.

#### **Feuchtedehnung**

Entsprechend der Wärmedehnung geht mit einer Änderung des Feuchtegehaltes eines Materials i. d. R. auch eine Volumenänderung einher. Maßgebend für die Charakterisierung der hierbei vollziehenden hygrischen Dehnung ist der hygrische Dehnkoeffizient  $\alpha_H$ , der wie folgt definiert ist:

$$\alpha_H = \frac{\Delta \varepsilon_H}{\Delta u_m} \quad (2.6)$$

mit:  $\alpha_H$     hygrischer Dehnungskoeffizient [mm/m]  
 $\Delta \varepsilon_H$     hygrisch bedingte Dehnungsänderung [mm/m]  
 $\Delta u_m$     Änderung des Feuchtegehalts [M.-%]

Im Gegensatz zum thermischen Dehnungskoeffizienten (vgl. Kapitel 2.2.1.1) kann dieser Koeffizient sogar für baupraktische Betrachtungen nicht konstant angenommen werden, sondern verhält sich in sehr ausgeprägtem Maße nichtlinear. Auf die experimentelle Ermittlung des hygrischen Dehnungskoeffizienten sowie ihrer funktionalen Darstellung im Hinblick auf die numerischen Untersuchungen wird in Kapitel 3.3 näher eingegangen.

### **Feuchtespeicherung**

Die Fähigkeit eines porösen Baustoffs Feuchtigkeit in den Poren seines Gefüges aufzunehmen ist grundsätzlich von dem Feuchteangebot seiner Umgebung, dem Feuchtezustand des Baustoffs sowie von seiner Gefügestruktur abhängig. Als Triebfeder dient dabei stets das Bestreben nach einem Gleichgewichtszustand mit den hygrischen Verhältnissen der Umgebungsluft. Dabei kann die Feuchtigkeit sowohl in der flüssigen als auch in der gasförmigen Phase transportiert und im Porenraum des Baustoffs eingelagert (gespeichert) werden. Bei den Feuchtespeichervorgängen wird in Abhängigkeit von den dominierenden Speicher- und Transportmechanismen zwischen dem hygroskopischen und überhygroskopischen Bereich unterschieden. Während bei niedrigeren Feuchtegehalten (hygroskopischer Bereich) der Feuchtetransport durch die Dampfdiffusion bestimmt wird, überwiegt bei höheren Feuchtegehalten (überhygroskopische Bereich) der kapillare Flüssigkeitstransport.

Im **hygroskopischen Bereich** erfolgt die Feuchtaufnahme durch die zunächst mono- später multimolekulare Anlagerung von Wassermolekülen an den Porenwandoberflächen aufgrund von Van-der-Waals'schen Bindungskräften [2, 38, 60, 142]. Die adsorbierte Feuchtemenge ist daher neben der relativen Luftfeuchte der Umgebungsluft maßgeblich von der Größe der zugänglichen inneren Porenwandoberfläche abhängig [8, 70, 94, 143]. Der Zusammenhang zwischen relativer Luftfeuchte und Feuchtegehalt bei konstanter Temperatur wird experimentell über einen Sorptionsprozess bestimmt und als Sorptionsisotherme dargestellt. Ab einer Umgebungsfeuchte von ca. 50 % beeinflusst die eintretende Kapillarkondensation den Sorptionsprozess [74], die schließlich ab einer relativen Luftfeuchte von ca. 70 % zu einem steileren Anstieg der Sorptionsisotherme mit zunehmender Umgebungsfeuchte führt (siehe Abbildung 2.8).

Ab einer relativen Luftfeuchte von ca. 90 % ist ein auffallend steilerer Verlauf der Sorptionsisotherme zu verzeichnen, was auf eine einsetzende leistungsfähigere Feuchtigkeitsaufnahme, den Kapillartransport, hindeutet. Der fast vertikale Anstieg bis hin zum so genannten freien Wassergehalt  $u_f$  lässt aus messtechnischen Gründen keine genaue Zuordnung des Feuchtegehalts zur relativen Luftfeuchte mehr zu [74]. Dieser Feuchtigkeitsbereich (zwischen 90 und 100 % relativen Luftfeuchte) stellt den Übergang vom hygroskopischen zum überhygroskopischen Bereich dar.

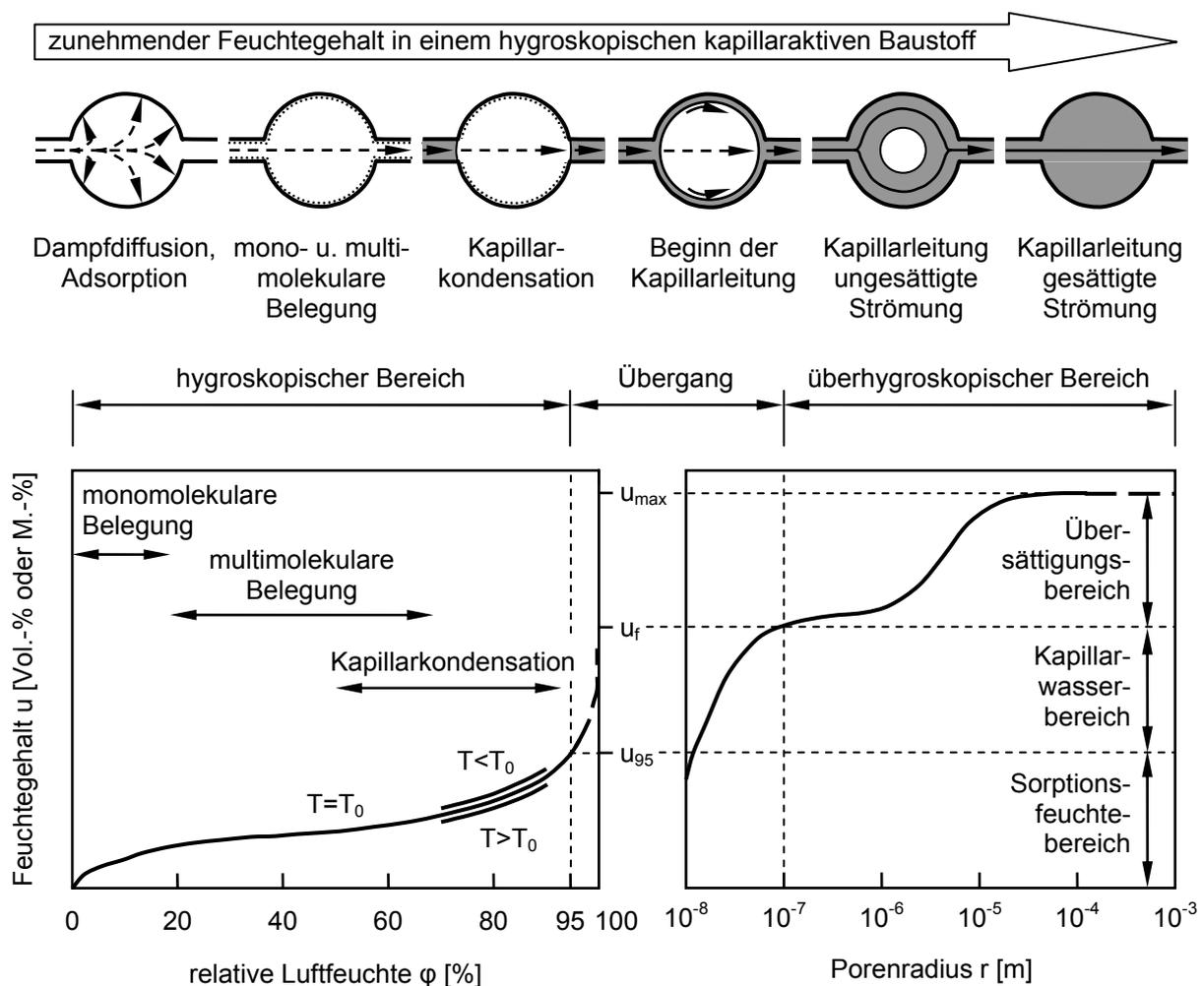


Abb. 2.8: Qualitative Darstellung des Feuchtegehaltes poröser Baustoffe in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte (links) sowie in Abhängigkeit vom Porenradius (rechts) (in Anlehnung an [74])

Die zuvor erläuterten Zusammenhänge zur Feuchtespeicherung in porösen Baustoffen sind in der Abbildung 2.8, links schematisch dargestellt. Ferner ist auch der Einfluss der Temperatur auf die Sorptionsisotherme qualitativ angegeben, wonach die Stofffeuchte mit sinkender Temperatur zu- und mit steigender Temperatur abnimmt [48, 67, 74]. Allerdings ist dieser Einfluss im baupraktisch relevanten Temperaturbereich äußerst gering und kann nach [48, 58, 67, 69, 87] vernachlässigt werden.

Ab einer relativen Luftfeuchte von ca. 95 % ( $u_{95}$ ) [39] wird freies Wasser durch Kapillarkräfte aufgenommen. Dieser so genannte **überhygroskopische Feuchtebereich** kennzeichnet sich dadurch aus, dass die Feuchtemengen im Baustoff deutlich die maximal aufnehmbaren Feuchtemengen aus der Umgebungsluft übersteigen. Von wesentlicher Bedeutung für die Feuchtespeicherung in diesem Feuchtebereich sind die Porengrößen von etwa 100 nm bis etwa 0,1 mm Porenradius. Daher wird für den überhygroskopischen Bereich zweckmäßigerweise eine Darstellung des Feuchtegehaltes über die Porengröße gewählt, siehe Abbildung 2.8, rechts. Ab einem Porenradius von 1 mm werden durch die zunehmenden Schwerkrafteinflüs-

se nennenswerte Flüssigkeitssteighöhen verhindert. Der maximale Wassergehalt  $u_{\max}$ , der versuchstechnisch nur unter äußerem Druck erreicht wird, entspricht der völligen Füllung aller dem Wasser zugänglichen Porenräume.

### **Feuchtetransport**

Der Transport von Feuchtigkeit – in Form von Wasserdampf oder auch in flüssiger Form – kann im Wesentlichen auf lokale Konzentrationsunterschiede, Druckdifferenzen aber auch Temperaturgefälle zurückgeführt werden. Bei kapillarporösen Materialien können zudem Oberflächenkräfte eine sehr effektive Flüssigkeitsleitung bewirken. Die hieraus resultierenden Mechanismen des Feuchtetransports sollen im Folgenden kurz umrissen werden.

Das Bestreben einen Ausgleich von örtlichen Konzentrationsunterschieden zu erreichen, führt dazu, dass sich Wassermoleküle in Richtung geringerer Konzentration bewegen. Diese Art des Feuchtetransports wird (Wasserdampf-) **Diffusion** genannt, deren Gesetzmäßigkeiten erstmals von dem deutschen Physiologen Adolf Eugen Fick erkannt und mit den so genannten Fick'schen Gesetzen formuliert wurden.

Nach dem 1. Fick'schen Gesetz (siehe Gleichung 2.7) ist die pro Zeit- und Flächeneinheit transportierte Teilchenmenge (Diffusionsstromdichte) proportional zum Konzentrationsgradienten. Der Proportionalitätsfaktor wird Diffusionskoeffizient genannt und stellt ein Maß für die Durchlässigkeit eines Materials hinsichtlich der darin diffundierenden Teilchen dar.

$$\dot{m}_D = \frac{dm}{dt} \cdot \frac{1}{A} = -D \cdot \frac{dc}{dx} \quad \text{1. Fick'sches Gesetz} \quad (2.7)$$

mit:	$\dot{m}_D$	Diffusionsstromdichte [kg/(m <sup>2</sup> ·h)]
	m	Masse der diffundierenden Teilchen durch A [kg]
	t	Zeit [h]
	A	Querschnittsfläche [m <sup>2</sup> ]
	D	Diffusionskoeffizient [m <sup>2</sup> /h]
	c	Konzentration (an Wasserdampf) [kg/m <sup>3</sup> ]
	x	Diffusionsweg [m]

Während das 1. Fick'sche Gesetz einen zeitlich konstanten Diffusionsfluss beschreibt, d. h. lediglich für eindimensionale stationäre Bedingungen Gültigkeit besitzt, stellt das 2. Fick'sche Gesetz (siehe Gleichung 2.8) den allgemeinen Fall dar, durch den mehrdimensionale instationäre Diffusionsvorgänge abgebildet werden können.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \nabla(D \cdot \nabla c) \quad \text{2. Fick'sches Gesetz} \quad (2.8)$$

mit:	c	Konzentration (an Wasserdampf) [kg/m <sup>3</sup> ]
	t	Zeit [h]
	D	Diffusionskoeffizient [m <sup>2</sup> /h]

Die in [48, 67] untersuchten Sandsteine weisen unterhalb eines Feuchtegehalts von ca. 70 % relativer Luftfeuchte einen annähernd konstanten Diffusionskoeffizienten  $D$  in einer Größenordnung zwischen  $3,0 \cdot 10^{-3}$  und  $9,5 \cdot 10^{-3}$   $\text{m}^2/\text{h}$  auf. Weitere Besonderheiten zu Diffusionsvorgängen in porösen mineralischen Materialien werden in [48, 67] eingehend behandelt.

Den Feuchtetransport bedingt durch einen Gesamtdruckgradienten bezeichnet man als **Permeation**. Der für die Permeation maßgebende Druckunterschied kann dabei durch Wasser- oder Luftdruck entstehen und führt zu einem gasförmigen oder flüssigen Feuchtetransport durch den Porenraum eines Materials in Richtung des Druckgefälles. Der entsprechende Transportvorgang kann mit dem Darcy-Gesetz (Gleichung 2.9) beschrieben werden.

$$\dot{m}_P = k_D \cdot \frac{dP}{dx} \quad (2.9)$$

mit:  $\dot{m}_P$  Permeationsstromdichte [ $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$ ]  
 $k_D$  spezifische Durchlässigkeit nach Darcy [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]  
 $P$  äußerer Druck [Pa]  
 $x$  Permeationsweg [m]

Liegt eine unvollständige Porensättigung vor, beeinflussen Kapillareffekte den Feuchtetransport, so dass modifizierte Ansätze (vgl. z. B. [125]) für die Beschreibung der Permeation herangezogen werden müssen. Da allerdings unter üblichen baupraktischen Gegebenheiten ein nennenswertes Druckgefälle als auslösender Grund für einen Feuchtetransport in der Regel vernachlässigt werden kann, bleibt die Permeation in den meisten Feuchtetransportmodellen unberücksichtigt.

Eine besondere Bedeutung für den Feuchtetransport in Sandstein kommt dem **Kapillartransport** zu, der im Wesentlichen auf die Wechselwirkungskräfte (Adhäsionskräfte) zwischen den Molekülen einer Flüssigkeit und der festen Oberfläche (Porenwandungen) zurückgeführt werden kann [90]. Die hieraus resultierenden Grenzflächenspannungen sowie deren Neigungswinkel (Randwinkel) stellen die entscheidenden Kenngrößen für die Beschreibung des Feuchtetransportverhaltens in Sandsteinen dar.

Verantwortlich für den kapillaren Feuchtetransport sind die an der Oberfläche wirkenden inneren Kräfte (Kohäsionskräfte), deren Wirkung in ihrer Gesamtheit als Oberflächenspannung bezeichnet wird [89]. In einer ausreichend großen Entfernung von der Oberfläche einer Flüssigkeit sind die anziehenden Kräfte zwischen den Molekülen annähernd im Gleichgewicht. Die Betrachtung der entsprechenden Kräfteverhältnisse für Moleküle die sich in der Nähe bzw. an der Oberfläche der Flüssigkeit befinden, ergibt aber eine senkrecht zur Oberfläche, nach innen gerichtete Resultierende (siehe Abbildung 2.9, links). Um ein Molekül aus einer Gleichgewichtslage (Lage I) in eine energetisch ungünstigere Lage (Lage III) zu bringen, muss demnach Arbeit verrichtet werden. Dies gilt ebenso, wenn eine andere Oberflächenform als eine Kugel, die bei gegebenem Volumen die geringste Oberfläche aufweist, eingenommen werden soll.

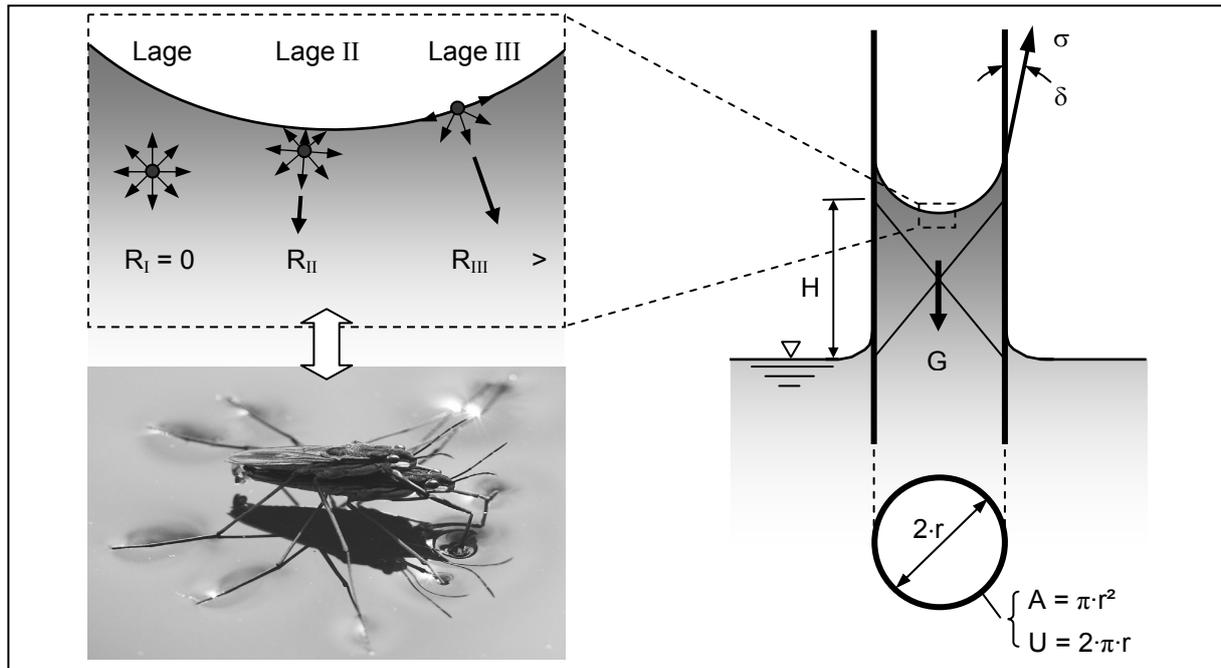


Abb. 2.9: Zustandekommen der Oberflächenspannung (links) und Flüssigkeitssäule in einer zylindrischen Kapillare (rechts)

Für die kapillare Steighöhe  $H$  kommt der so genannten Dreiphasengrenze, an der eine feste, eine flüssige sowie eine gasförmige Phase aufeinander treffen, eine besondere Bedeutung zu [67, 81, 90]. Die hier wirkenden Grenzflächenspannungen führen zu der Bildung eines Flüssigkeitsmeniskus, der die Flüssigkeit in der Kapillare gegenüber dem umliegenden Flüssigkeitsniveau aufsteigen lässt. Die mathematische Beschreibung des so genannten Kapillarzugs  $p_K$  erfolgt über die Washburn-Gleichung (vgl. auch Gleichung 2.1):

$$p_K = \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos \delta}{r} \quad \text{Washburn-Gleichung} \quad (2.10)$$

mit:  $p_K$  Kapillarzug [N/mm<sup>2</sup>]  
 $\sigma$  Grenzflächenspannung [N/m]  
 $\delta$  Randwinkel [°]  
 $r$  Radius der Zylinderkapillaren [m]

Zur Ermittlung der maximalen Steighöhe in einer Kapillaren kann ein Kräftegleichgewicht in Richtung der Kapillaren aufgestellt werden (siehe hierzu Abbildung 2.9):

$$\Sigma F_K = p_K \cdot A - G = 0 \quad \text{bzw.} \quad \Sigma F_K = \sigma \cdot \cos \delta \cdot U - G = 0$$

$$H_{\max} = \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos \delta}{\rho \cdot g \cdot r} \quad (2.11)$$

mit:  $H_{\max}$  maximale Steighöhe [m]  
 $\rho$  Dichte der Flüssigkeit [kg/m<sup>3</sup>]  
 $g$  Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]

Für "bautechnische Rechnungen" genügt es nach [138] die Oberflächenspannung des Wassers mit 0,075 N/m anzusetzen. Dies entspricht dem Wert für eine Wassertemperatur von 4 °C. Bei einer Wassertemperatur von 20 °C beträgt nach [81] die Oberflächenspannung 0,0726 N/m. Der Randwinkel  $\delta$  kann nach [90, 138] mit 0° angenommen werden. Mit der Erdbeschleunigung von ca. 10 m/s<sup>2</sup> und einer Wasserdichte von ca. 1000 kg/m<sup>3</sup> ergibt sich Gleichung 2.12 zu:

$$H_{\max} = \frac{15 \text{ mm}^2}{r} \quad (2.12)$$

Wie aus den Gleichungen 2.10 und 2.11 bzw. 2.12 hervorgeht, steigt der Kapillarzug bzw. die damit einhergehende maximale Steighöhe mit abnehmendem Radius der Kapillaren. Je enger die Kapillaren sind, desto größere Eindringtiefen werden erreicht. Zur mathematischen Formulierung des zeitabhängigen Feuchteaufnahmeverhaltens wurden in [128] die so genannten  $\sqrt{t}$ -Gesetze anhand experimenteller Saugversuche an porösen Baustoffen aufgestellt:

$$x(t) = B \cdot \sqrt{t} \quad (2.13)$$

mit:  $x$  Steighöhe des Meniskus [m]  
 $B$  Wassereindringkoeffizient [m/s<sup>0,5</sup>]  
 $t$  Zeit [s]

$$m_w(t) = \bar{A} \cdot \sqrt{t} \quad (2.14)$$

mit:  $m_w$  flächenbezogene Wasseraufnahme [kg/m<sup>2</sup>]  
 $\bar{A}$  Wasseraufnahmekoeffizient [kg/(m<sup>2</sup>·s<sup>0,5</sup>)]  
 $t$  Zeit [s]

Gleichung 2.12 verdeutlicht, dass die maximale Steighöhe von dem Radius der Kapillaren bestimmt wird und einen Endwert  $H_{\max}$  anstrebt, wohingegen gemäß Gleichung 2.13 die kapillare Steighöhe stets mit fortschreitender Zeit zunimmt. Wassereindringkoeffizienten  $B$  von verschiedenen Sandsteinen werden in [48] zwischen 0,001 und 0,059 m/h<sup>0,5</sup> bestimmt. Der Wasseraufnahmekoeffizient  $\bar{A}$  für Sandsteine kann nach [48, 101, 149] eine Größenordnung von 0,2 bis 16 kg/(m<sup>2</sup>·h<sup>0,5</sup>) annehmen.

Verbesserte Modelle zur Beschreibung des Kapillartransports werden in [11, 81, 91] formuliert. Unter Zugrundelegung eines Diffusionsansatzes gelingt es dabei den Feuchtetransportmechanismus in Abhängigkeit des Gradienten in der Feuchteverteilung zu beschreiben. Analog zu den Formulierungen für den Diffusionsprozess (vgl. Gleichung 2.8), lässt sich eine entsprechende Beziehung für den kapillaren Feuchtetransport angeben:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla(D_0 \cdot \nabla \theta) \quad \text{2. Fick'sches Gesetz} \quad (2.15)$$

mit:  $\theta$  Feuchtekonzentration (flüssige Phase) [kg/m<sup>3</sup>]  
 $t$  Zeit [h]  
 $D_0$  kapillarer Flüssigkeitsleitkoeffizient [m<sup>2</sup>/h]

Für den Fall eines eindimensionalen instationären Feuchtetransports lässt sich Gleichung 2.15 wie folgt ausdrücken:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_0 \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) \quad (2.16)$$

mit:  $\theta$  Feuchtekonzentration (flüssige Phase) [kg/m<sup>3</sup>]  
 $t$  Zeit [h]  
 $x$  Strömungsrichtung der flüssigen Phase [m]  
 $D_0$  kapillarer Flüssigkeitsleitkoeffizient [m<sup>2</sup>/h]

Als wichtige Kenngröße für den von einem Wassergehaltsgradienten ausgelösten Kapillarttransport dient der kapillare Flüssigkeitsleitkoeffizient  $D_0$ , der allerdings – im Gegensatz zum Diffusionskoeffizient  $D$  – stark wassergehaltsabhängig und damit nicht konstant ist [48, 117].

### **Feuchteübergang**

Der Feuchteübergang beschreibt die Besonderheiten, die beim Transport von Feuchte zwischen einer festen bzw. flüssigen Phase und der umgebenden Luft stattfinden. Die dabei ablaufenden Vorgänge finden in einer wenige Millimeter dicken und weitestgehend ruhenden Luftschicht (Grenzschicht) statt [90]. Die folgende Gleichung 2.17 beschreibt den Feuchteübergang:

$$\dot{m}_U = \beta_V \cdot \Delta c = \frac{\beta_V}{R \cdot T} \cdot \Delta p = \beta_P \cdot \Delta p \quad (2.17)$$

mit:  $\dot{m}_U$  Feuchteübergangstromdichte [kg/(m<sup>2</sup>·h)]  
 $\beta_V$  Wasserdampfübergangskoeffizient [m/h]  
 $\Delta c$  Wasserdampfkonzentrationsdifferenz [kg/m<sup>3</sup>]  
 $R$  Gaskonstante des Wasserdampfes [J/kg·K]  
 $T$  mittlere Temperatur in der Grenzschicht [K]  
 $\Delta p$  Wasserdampfpartialdruckdifferenz [Pa]  
 $\beta_P$  Wasserdampfübergangskoeffizient [kg/(m<sup>2</sup>·h·Pa)]

Der Wasserdampfübergangskoeffizient  $\beta_V$  bzw.  $\beta_P$  stellt die Intensität der in einer Zeiteinheit zu- bzw. abgeführten Feuchtemenge dar. Einen Entscheidenden Einfluss auf diese Kenngröße hat dabei die Geschwindigkeit der an die Grenzschicht angrenzenden Luftschicht. Einen Überblick über den Einfluss der Luftbewegung auf den Wasserdampfübergangskoeffizienten gibt die Tabelle 2.1 wieder.

Tab. 2.1: Einfluss der Luftbewegung auf den Wasserdampfübergangskoeffizienten (in Anlehnung an [90])

Umgebung	Luftbewegung [m/s]	Wasserdampfübergangskoeffizient	
		$\beta_V$ in [m/h]	$\beta_P$ in [kg/(m <sup>2</sup> ·h·Pa)]
In Räumen (h = 2,5m)	0,10	3	$0,22 \cdot 10^{-4}$
	0,15	4	$0,30 \cdot 10^{-4}$
	0,25	6	$0,45 \cdot 10^{-4}$
	0,50	10	$0,75 \cdot 10^{-4}$
	(in Ecken)	10	$0,75 \cdot 10^{-4}$
Im Freien	1,0	16	$1,20 \cdot 10^{-4}$
	2,5	35	$2,60 \cdot 10^{-4}$
	5,0	55	$4,50 \cdot 10^{-4}$
	10,0	100	$7,80 \cdot 10^{-4}$
	25,0	200	$16,0 \cdot 10^{-4}$

Wie der Tabelle 2.1 zu entnehmen ist, hat eine vorbeiströmende Luftschicht (Wind) einen erheblichen Einfluss auf den Wasserdampfübergangskoeffizienten und somit auch auf den Feuchteübergang. Dieser ist jedoch im Falle einer Austrocknung durch Verdunstung von Feuchtigkeit aus der Oberfläche der maßgebende Widerstand für den Stofftransport. Daher ist die quantitative Bestimmung des Feuchteübergangs nur sehr schwer realisierbar.

## 2.2.2 Festigkeiten und bruchmechanische Eigenschaften

Grundsätzlich ist die Aufnahme auftretender Beanspruchungen in Materialien abhängig von den Materialeigenschaften bzw. den Beanspruchbarkeiten der Materialien. Entscheidend für eine hohe Beanspruchbarkeit eines Sandsteins sind primär die Zugfestigkeit und die bruchmechanischen Eigenschaften, die zudem beeinflusst werden, wenn mehraxiale Beanspruchungsverhältnisse und/oder häufig wirkende Beanspruchungswechsel auftreten. Letzteres wird aufgrund der besonderen Bedeutung für die vorliegende Arbeit gesondert in dem Kapitel 2.2.3 umrissen. Auf die zuvor genannten maßgeblichen Einflüsse auf die Beanspruchbarkeit wird in den nächsten Abschnitten eingegangen.

### 2.2.2.1 Zugfestigkeit von Sandstein

Hauptinflussfaktoren für die Festigkeit von Sandsteinen sind nach [122] die Körner (insbesondere die mineralische Zusammensetzung sowie die Größenverteilung), die Bindungsart (indirekte/direkte Kornbindungen, siehe auch Abbildung 2.3) sowie die Poren (im Speziellen die Gesamtporosität und die Porenverteilung). Je kleiner die Korngröße ist desto höhere Festigkeiten weisen Sandsteine in der Regel auf. Begründet wird diese Beobachtung mit der homogeneren Mikrostruktur und der höheren Anzahl der Bindungen je Volumeneinheit [122]. Des Weiteren wird die Festigkeit maßgeblich von der Anzahl der Korn-Korn-Kontakte bei der direkten Bindung bzw. der Art des Bindemittels bei der indirekten Bindung beeinflusst (vgl. auch Kapitel 2.1.2). Ferner werden durch eine höhere Porosität des Sandsteinmaterials die Anzahl der Brückenbildungen zwischen den Körnern und damit auch die Korn-Korn-

Kontakte reduziert, was schließlich eine niedrigere Festigkeit zur Folge hat. Eine Zusammenstellung relevanter Kennwerte verschiedener Sandsteinvarietäten enthält Tabelle 2.2, die u. a. den besagten Einfluss der Kornbindungsart auf die Materialfestigkeiten verdeutlicht.

Tab. 2.2: Strukturbeschreibende und mechanische Kennwerte verschiedener Sandsteine

Sandstein-varietät	Porosität [Vol.-%]	Zug-festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Druck-festigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul 10 <sup>3</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	Bindungsart	Lit.
Bucher Sandstein	22,1 - 27,8	0,2 - 0,9	17,0 - 29,0	1,0 - 17,0	kieselig	[127]
Burgpreppacher Sandstein	22,3	1,2 - 1,8	39,0 - 45,0	5,7 - 7,0	kieselig	[1, 45]
Lechbrucker Sandstein	13,4 - 17,9	0,6 - 1,8	31,0 - 37,0	4,0 - 8,0	karbonat-isch	[127]
Obernkirchner Sandstein	16,0	3,5 - 4,0	95,0	11, 5	kieselig	[80, 101]
Postaer Sandstein	21,3	1,7 - 2,8	53,9 - 66,8	10,0 - 12,9	kieselig	[67]
Regensburger Grünsandstein	14,3 - 23,3	1,9 - 3,2	28,0 - 53,0	7,0 - 15,0	karbonat-isch	[127]
Roter Main-sandstein	11,9 - 20,2	0,5 - 2,8	60,0 - 103,0	1,0 - 15,0	kieselig + tonig	[1, 127]
Sander Schilf-sandstein	13,4 - 24,1	0,2 - 3,0	22,0 - 60,0	1,0 - 8,0	tonig (+ kieselig)	[101, 127]
Weißer Main-sandstein	12,7 - 17,1	0,5 - 2,4	44,0 - 68,0	3,0 - 14,0	tonig + karbonat-isch	[127]

Das Tragvermögen poröser Materialien wird in der Regel durch deren Zugfestigkeit bestimmt. Sie beträgt lediglich ein Bruchteil der Druckfestigkeit und wird in Abhängigkeit der gewählten Prüfmethode durch die zentrische Zugfestigkeit, die Spalt- und/oder die Biegezugfestigkeit ausgedrückt. Insbesondere im Hinblick auf numerische Untersuchungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) kommt jedoch der zentrischen Zugfestigkeit eine besondere Bedeutung zu, da sie die Festigkeitsgröße ist, die den einzelnen Elementen zugewiesen wird.

Die zentrische Zugfestigkeit entspricht der maximal aufnehmbaren mittleren Zugspannung eines Prüfkörpers, die durch eine einaxiale Zugkraft beansprucht wird. Mit Hilfe von zentrischen Zugversuchen kann diese Festigkeit experimentell bestimmt werden. Allerdings sind hohe Anforderungen an die Versuchseinrichtung und -durchführung zu erfüllen, da eine möglichst zwängungsfrei Einleitung der Zugkraft in die Probe erforderlich ist [1, 46, 93]. Daher ist – im Gegensatz zur Ermittlung der Druckfestigkeit – die Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit versuchstechnisch nicht einfach und mit entsprechendem Aufwand verbunden.

### 2.2.2.2 Nichtlineares Tragverhalten unter Zugbeanspruchung

Bedingt durch das allmähliche Entfestigungsverhalten bei verformungsgeregelten zentrischen Zugbruchversuchen weisen Sandsteine ein nichtlineares Tragverhalten auf. Zur Beschreibung des Bruchvorgangs wird in der einschlägigen Literatur die Spannungs-Verformungskurve herangezogen [1, 72, 93], auf deren experimentelle Bestimmung sowie den dabei zu beachtenden Besonderheiten in Kapitel 3 näher eingegangen wird. Für die beim Zugbruchversuch ablaufenden Prozesse bis zur vollständigen Materialtrennung werden verschiedene Stadien unterschieden, die in Abbildung 2.10 schematisch dargestellt sind.

Ausgangspunkte für die Rissentwicklungen sind nach [1] Imperfektionen, die bereits durch den Entstehungsprozess von Werkstoffen gegeben sind. Bei Natursteinen können infolge tektonischer und diagenetischer Vorgänge Imperfektionen in Form von Korngrenzenrissen vorhanden sein [5]. Bei zementgebundenen Materialien stellen die Mikrorisse insbesondere an der Verbundzone zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung, die durch die Hydratation sowie das Schwinden verursacht werden, derartige Imperfektionen dar [97]. Bei keramischen Materialien sind die Imperfektionen in Form von feinen Rissen häufig auf die Abkühlprozesse zurückzuführen.

Zu Beginn der Belastung (Stadium I) verhalten sich Sandsteine weitgehend linear-elastisch [1]. Untersuchungen an Betonproben haben ergeben, dass sich ab ca. 35 % der Maximallast erstmals Matrixrisse zeigten [82]. Mittels der Schallemissionsanalyse konnte bei etwa gleicher Beanspruchungshöhe eine Mikrorissbildung auch an Sandstein [64] nachgewiesen werden. Die Entstehung neuer sowie das Anwachsen bereits bestehender Mikrorisse führen zu einer Schwächung der Werkstoffsteifigkeit, was sich in einer immer stärkeren Krümmung der Spannungs-Verformungskurve zur Verformungsachse hin niederschlägt (Stadium II).

Mit weiterer Belastungssteigerung wird die Werkstoffsteifigkeit durch das Zusammenwachsen der Mikrorisse und die Ausbildung eines Rissbandes zunehmend geschwächt. Hieraus resultiert ein System von Mesorissen, das gekennzeichnet ist durch örtliche Dehnungskonzentrationen, die schließlich eine weitere Laststeigerung nicht mehr ermöglichen (Stadium III). Das Öffnen und das Zusammenwachsen der Mesorisse prägt das Stadium IV. Deutlich erkennbar sind die entsprechenden Prozesse an dem steilen Abfall der Spannungs-Verformungslinie, der auf eine schnelle Entfestigung des Materials hindeutet. Mit der Entfestigung geht auch die Entlastung der benachbarten Bereiche des sich abzeichnenden Makrorisses einher.

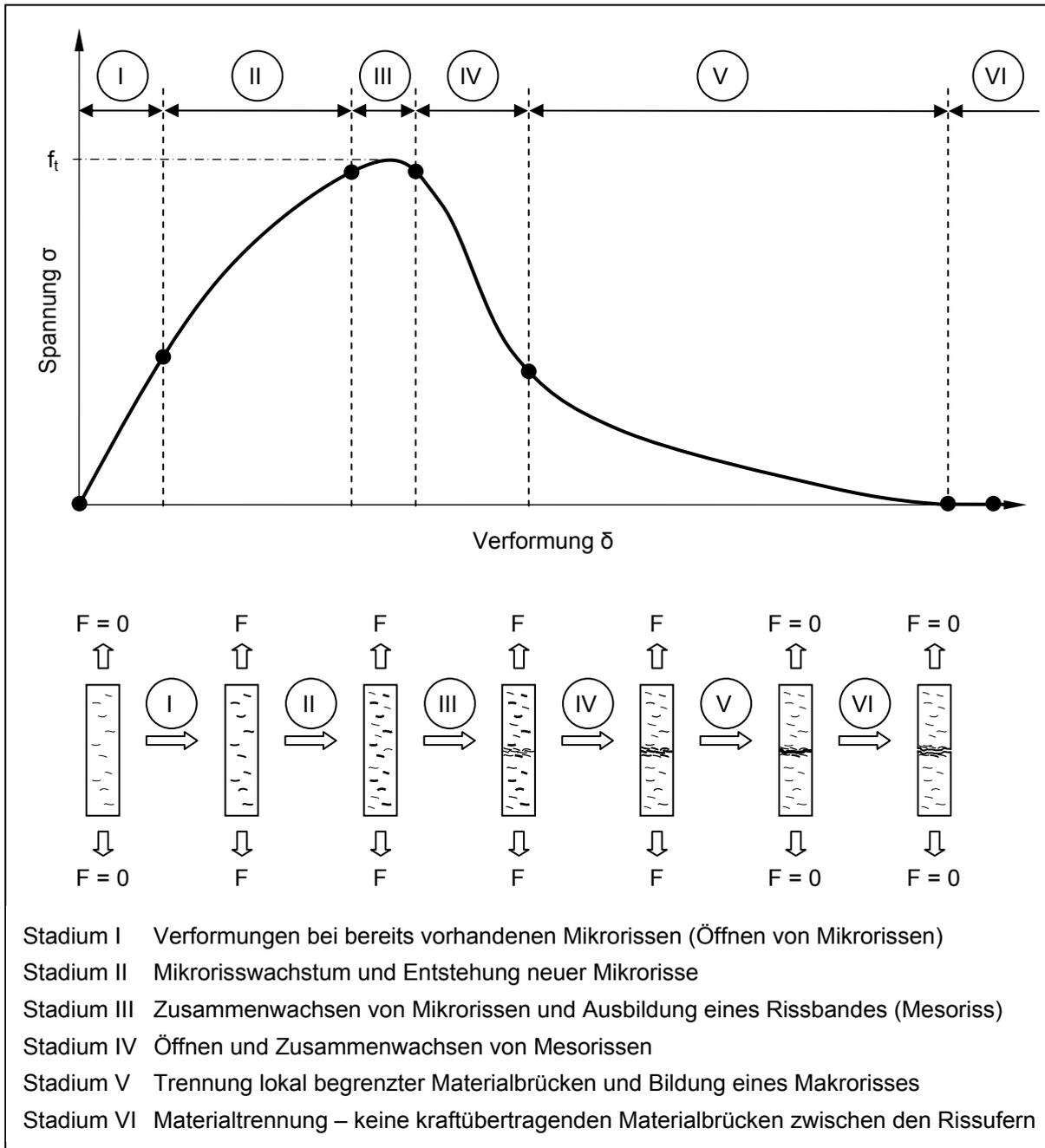


Abb. 2.10: Schematische Darstellung der Spannungs-Verformungskurve und des Bruchverlaufs einer zentrisch auf Zug beanspruchten Sandsteinprobe, in Anlehnung an [1, 33, 93]

Das deutliche Abflachen der Spannungs-Verformungskurve leitet die Bildung des Makrorisses und damit die Durchtrennung der verbliebenen lokal begrenzten Materialbrücken ein (Stadium V). Die Kraftübertragung in diesem Stadium der Rissentwicklung basiert auf Mechanismen wie der Rissüberbrückung [145] und der Rissuferverzahnung [33]. Mit zunehmender Verformung werden die kraftübertragenden Materialbrücken durchbrochen und die Verzahnung zwischen den Rissufern allmählich reduziert. Es bildet sich ein durchgehender Makroriss, der schließlich die vollständige Durchtrennung des Materials in zwei Hälften bewirkt (Stadium VI).

Nachfolgend wird auf die verschiedenen bruchmechanischen Modelle zur Beschreibung der mechanisch induzierten Schädigungs- und Versagensprozesse in mineralischen Baustoffen eingegangen. Eine umfassende Zusammenstellung über die Entwicklung geeigneter Modelle und die wesentlichen Stärken und Schwächen der entsprechenden bruchmechanischen Konzepte werden in [6, 68, 77, 93] eingehend erläutert.

Dugdale [34] und Barenblatt [3] entwickelten die ersten Kohäsionsrissmodelle, die in der Lage waren die zuvor aufgezeigten Stadien der Rissentwicklung abzubilden. Charakteristisch für diese Modelle ist die Möglichkeit über bereits geöffnete Risse noch Spannungen senkrecht zu den Rissufern übertragen zu können. Wie Abbildung 2.11 veranschaulicht ist, nehmen dabei die Spannungen mit zunehmender Rissöffnung  $w$  ab. Ab einer kritischen Rissöffnung  $w_c$  liegen keine kraftübertragenden Materialbrücken vor, so dass Spannungen nicht mehr übertragen werden können. Erreicht die Spannung an der Risswurzel die Zugfestigkeit  $f_t$ , kommt es zu einer Rissausbreitung.

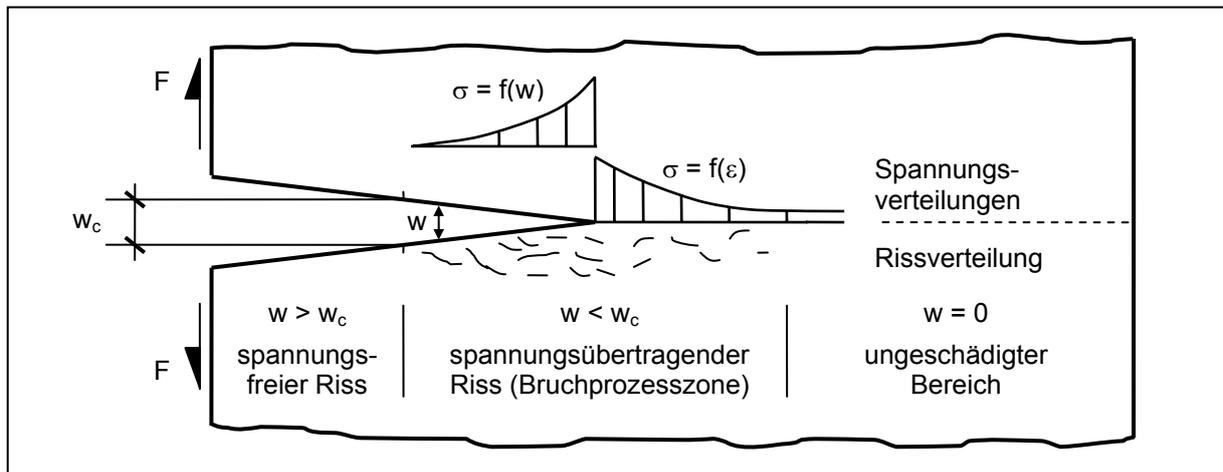


Abb. 2.11: Spannungsübertragung über einen Riss nach dem Konzept der Kohäsionsrissmodelle, in Anlehnung an [72]

Neben dem Rissbildungskriterium (Spannungs-Rissöffnungsbeziehung) beinhalten Kohäsionsrissmodelle auch entsprechende Materialgesetze für die ungeschädigten Materialbereiche. In den ersten "einfachen" Formulierungen verhalten sich diese Bereiche linear-elastisch und folgen einer isotropen Spannungs-Dehnungsbeziehung mit einem konstanten Elastizitätsmodul  $E$  und der Querdehnzahl  $\mu$  (siehe Abbildung 2.12) [93]. Erreicht die maximale Hauptnormalspannung die Zugfestigkeit  $f_t$  des Werkstoffs, bildet sich an dieser Stelle ein Riss, dessen Orientierung normal zur Richtung der maximalen Hauptspannung ist.

Entsprechend der Abbildung 2.12 nimmt die über den Riss übertragbare Spannung  $\sigma$  mit zunehmender Rissöffnung  $w$  stets ab. Diese Spannungs-Rissöffnungsbeziehung  $\sigma = f(w)$  wird als Entfestigungsbeziehung bezeichnet. Die Fläche unter der Entfestigungsbeziehung – also das Integral von  $\sigma = f(w)$  mit den Integrationsgrenzen 0 und  $w_c$  – entspricht der Bruchenergie  $G_F$ , die definitionsgemäß die Energie darstellt, die zur vollständigen Durchtrennung eines Materials benötigt wird.

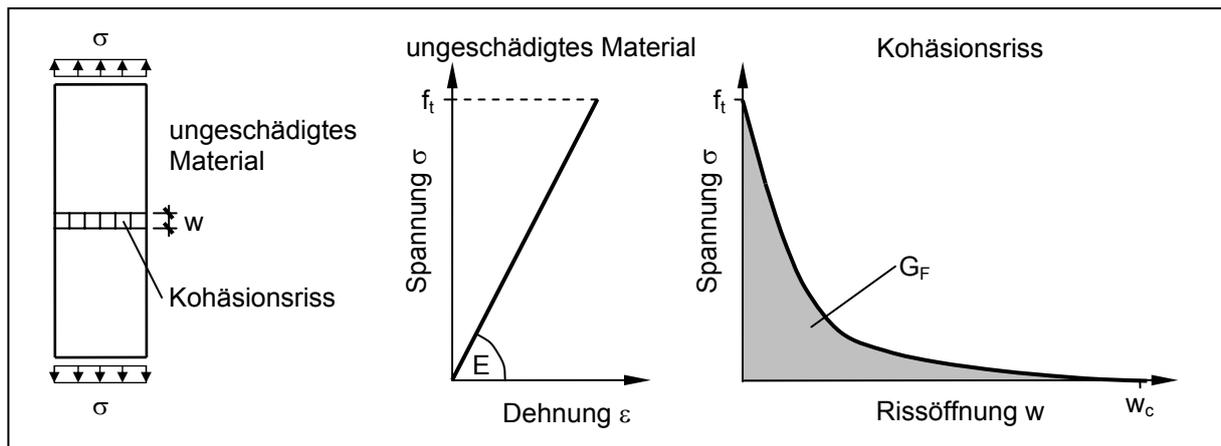


Abb. 2.12: Prinzip der Kohäsionsrissmodelle, in Anlehnung an [93]

Im Hinblick auf eine wirklichkeitsnahe Implementierung des kohäsiven Entfestigungsprozesses in ein numerisches Modell stellen das Fictitious Crack Model von Hillerborg et al. [62] und das Crack Band Model von Bažant und Oh [4] die zwei wichtigsten Modelle des Kohäsionskonzeptes dar. Der wesentliche Unterschied zwischen den beiden genannten Rissmodellen besteht darin, dass das Fictitious Crack Model ein Konzept mit einem diskreten Riss verfolgt, wohingegen das Crack Band Model auf dem Konzept eines verschmierten Risses basiert, bei dem der Verlauf des Risspfades nicht im Voraus bekannt sein muss. Dies erleichtert die numerische Netzgenerierung und erspart aufwendige Voruntersuchungen zur Lokalisierung möglicher Rissverläufe. Daher hat sich das Konzept des verschmierten Risses zu dem in der Praxis am häufigsten verwendeten Ansatz entwickelt [93].

Beide Modelle erlauben die Berücksichtigung des Materialverhaltens nach Erreichen der Zugfestigkeit und damit das für die eingehende Analyse des Schädigungsverlaufs erforderliche Entfestigungsverhalten des Werkstoffes. Jedoch beschränken sich beide Konzepte auf zweidimensionale Betrachtungen. Eine entsprechende Übertragung auf dreidimensionale Modelle ist aufgrund fehlender Materialgesetze, die den räumlichen Rissöffnungsprozess abbilden, derzeit noch nicht möglich.

Entsprechend dem Crack Band Model wird das Verhältnis zwischen der finiten Elementgröße und dem bruchmechanischen Grundmodell derart gewählt, dass die gesamte im gerissenen Element verbrauchte Energie der Bruchenergie  $G_F$  des zu modellierenden Materials entspricht. Erreicht wird dies durch eine Anpassung des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungsbeziehung, die zumeist durch eine bilineare Beziehung beschrieben wird (vgl. Abbildung 2.13) [33, 72, 93].

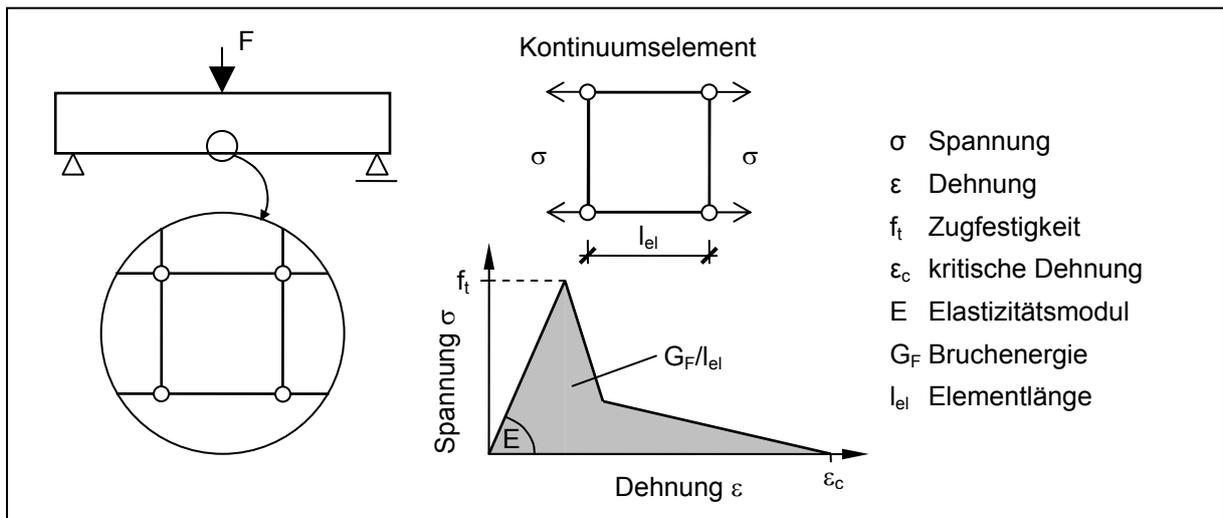


Abb. 2.13: Implementierung des Crack Band Modells zur Beschreibung des Tragverhaltens unter Zugbeanspruchung nach [93]

Aufgrund der Tatsache, dass beim Crack Band Model die Bruchprozesszone lediglich durch ein einziges Band einer Elementbreite abgebildet wird, ist eine genauere Untersuchung der Auswirkungen einer Variation der Breite der Prozesszone nicht möglich. Infolgedessen kann auch der Spannungszustand über die Breite der Prozesszone nicht zufriedenstellend analysiert werden.

### 2.2.3 Ermüdungsverhalten

Materialien, die stetigen Lastwechseln ausgesetzt sind, versagen bereits bei niedrigeren Beanspruchungshöhen als bei einer einmaligen Belastung. Somit können bei entsprechender Anzahl der Lastwechsel bedeutend geringere Spannungen als die Kurzzeitfestigkeit zu einer Schädigung führen. Als "Ermüdung" eines Materials bezeichnet man daher einen langsam voranschreitenden Schädigungsprozess unter wechselnden Umgebungseinflüssen. Die dabei auftretenden statisch unkritischen Materialbeanspruchungen können – wenn sie lange genug bzw. oft genug wiederholt einwirken – zu einem Versagen führen. Daher weisen zyklisch belastete Materialien nur eine begrenzte Lebensdauer auf, deren möglichst genaue Abschätzung von besonderem Interesse ist.

Die systematische Untersuchung von insbesondere Zugerermüdungsversuchen an Sandsteinen wurde bislang nicht durchgeführt. Einen Schwerpunkt der in Kapitel 3 beschriebenen experimentellen Untersuchungen stellt daher die Beurteilung des dynamischen Zugtragverhaltens des Sandsteins dar. Die hierfür benötigten Grundlagen werden in den folgenden Kapiteln wiedergegeben.

#### 2.2.3.1 Wöhlerversuch

Zur Ermittlung von Kennwerten für das mechanische Verhalten von Materialien bei häufig wiederholter Beanspruchung sind aufwendige Versuche unumgänglich. Zu den bedeutendsten Versuchen zur Abschätzung der Lebensdauer wird der Wöhlerversuch angesehen. Hierbei

werden Prüfkörper einer meist sinusförmigen Beanspruchung mit konstanter Spannungsamplitude  $\sigma_a$  bei konstanter Mittelspannung  $\sigma_m$  unterworfen. Die folgende Abbildung 2.14 stellt die üblichen Bezeichnungen sowie die charakteristischen Beanspruchungsbereiche nach [17] für den Wöhlerversuch (Einstufen-Dauerschwingversuch) dar.

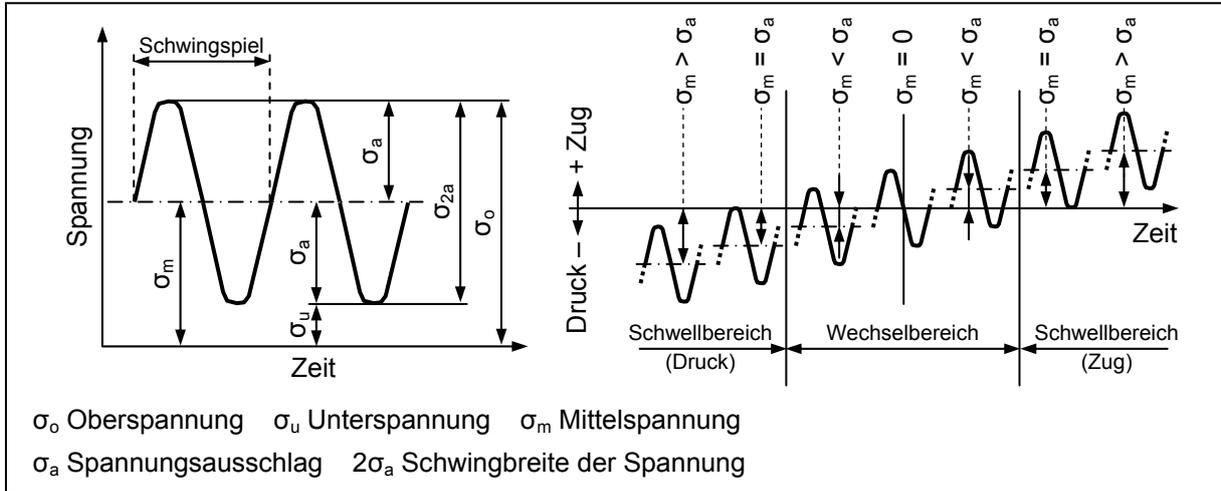


Abb. 2.14: Kenngrößen (links) und Beanspruchungsfälle (rechts) beim Wöhlerversuch [17]

Wie auf der rechten Seite der Abbildung 2.14 zu sehen ist, unterscheidet man in Abhängigkeit des so genannten Spannungsverhältnisses  $s$

$$s = \frac{\pm \sigma_{\min}}{\pm \sigma_{\max}} = \frac{\pm \text{kleinster Absolutbetrag}}{\pm \text{größter Absolutbetrag}} \quad (2.18)$$

die folgenden Beanspruchungsbereiche:

Druckschwellbereich:	- Druckschwellbeanspruchung	$\sigma_o < 0$	$\sigma_u < 0$	$0 < s < 1$
	- Druckursprungsbeanspruchung	$\sigma_o = 0$	$\sigma_u < 0$	$s = 0$
Wechselbereich:	- Druckwechselbeanspruchung	$\sigma_o > 0$	$\sigma_u < 0$	$-1 < s < 0$
	- reine Wechselbeanspruchung	$\sigma_o = -\sigma_u$		$s = -1$
	- Zugwechselbeanspruchung	$\sigma_o > 0$	$\sigma_u < 0$	$-1 < s < 0$
Zugschwellbereich:	- Zugursprungsbeanspruchung	$\sigma_o > 0$	$\sigma_u = 0$	$s = 0$
	- Zugschwellbeanspruchung	$\sigma_o > 0$	$\sigma_u > 0$	$0 < s < 1$

Die Auswertung mehrerer Einstufen-Dauerschwingversuche liefert die so genannte Wöhlerlinie, die einen Zusammenhang zwischen der Oberspannung  $\sigma_o$  bzw. der Schwingbreite  $\Delta\sigma$  und der ertragbaren Lastspielzahl  $N$  darstellt. Dabei wird die Mittelspannung  $\sigma_m$  oder die Unterspannung  $\sigma_u$  für alle Proben einer Wöhlerreihe konstant gehalten, während die Spannungsamplitude  $\sigma_a$  oder die Oberspannung  $\sigma_o$  von Prüfkörperserie zu Prüfkörperserie so gestaffelt wird, dass im Verlauf der Versuche u. a. die größte Beanspruchung ermittelt wird, die theoretisch "unendlich oft" – praktisch bis zur festgelegten Grenz-Lastspielzahl – ohne Bruch ertra-

gen werden kann. Eine schematische Darstellung einer Wöhlerlinie, die im halb- oder doppeltlogarithmischen Maßstab aufgetragen wird, mit ihren charakteristischen Festigkeitsbereichen wird in der folgenden Abbildung 2.15 gezeigt [102].

Unterhalb einer ertragbaren Schwingungszahl von ca.  $10^4$  bis  $10^5$  ist der Bereich der Kurzzeitfestigkeit bzw. Kurzzeitschwingfestigkeit (auch LCF = Low-Cycle-Fatigue). Ermüdungseffekte des Materials spielen hier eine untergeordnete Rolle. Maßgebend für das Versagen ist im Wesentlichen die statische Festigkeit.

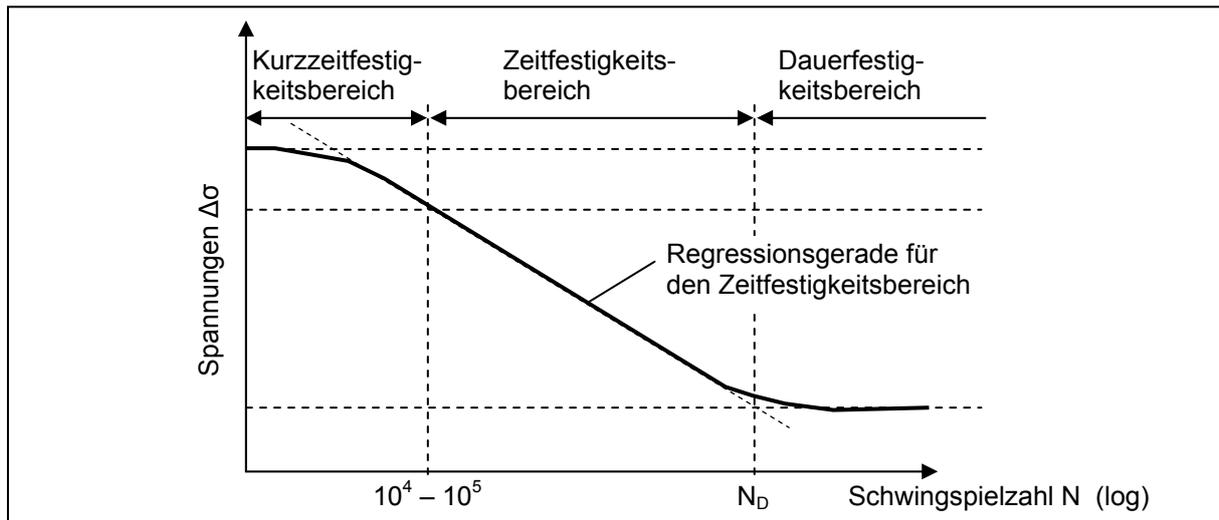


Abb. 2.15: Schematische Darstellung einer Wöhlerlinie mit ihren charakteristischen Festigkeitsbereichen [85, 102]

Der Bereich der Zeitfestigkeit bzw. Zeitschwingfestigkeit, der zwischen  $10^4$  und  $10^6$  bis  $10^7$  Lastwechseln liegt, beinhaltet die Versagensfälle, die erst nach einer bestimmten Anzahl von Lastwechseln und u. U. infolge deutlich niedrigeren Beanspruchungshöhen als die Kurzzeitfestigkeit eintreten. Der anschließende Bereich der so genannten Dauerfestigkeit umfasst die Schwingungsbeanspruchungen im Einstufenversuch, die theoretisch unendlich oft ertragen werden können. Während bei metallischen Werkstoffen die Grenzlastspielzahl bei zwei Millionen Lastzyklen liegt [72, 102], kann bei vielen anderen Materialien nicht immer eine eindeutige Zuordnung vorgenommen werden. Daher wird bei Materialien wie z. B. Beton die Bezeichnung Quasi-Dauerschwingfestigkeit verwendet. Allerdings ist zu beachten, dass nicht unbedingt eine "echte" Dauerfestigkeit vorliegen muss. Dies ist der Fall, wenn nach sehr hohen Lastspielzahlen ( $N > 10^7$ ) immer noch ein Abfall der Wöhlerlinie verzeichnet wird.

### 2.2.3.2 Ermüdungsverhalten unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungen

Unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungen treten gleichförmige zyklische Belastungen, wie sie bei einem Wöhlerversuch aufgebracht werden, i. d. R. kaum auf. Üblich sind vielmehr mehr oder minder regellose Folgen von Beanspruchungen mit unterschiedlicher Intensität, Quantität und Reihenfolge. Auf der sicheren Seite liegend könnte nun eine Abschätzung des Materialverhaltens auf der Grundlage der im Betrachtungszeitraum auftretenden Höchstwerte erfolgen, indem man diese als ständig wirkend annimmt. Jedoch würde eine derartige Annahme zu sehr unwirtschaftlichen Ergebnissen führen. Erstrebenswert ist daher die Berücksichtigung

sichtigung der Einwirkungsauern der verschiedenen hohen Materialbeanspruchungen. Hiefür stehen grundsätzlich drei mögliche Herangehensweisen zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens von Materialien und damit ihrer Lebensdauer zur Verfügung.

Eine Möglichkeit die Auswirkungen einer regellosen Folge von Belastungen auf die Lebensdauer von Materialien zu bewerten, ist die Durchführung von "exakten" Simulationsversuchen, die die in der Praxis tatsächlich auftretenden Last-Zeit-Funktionen möglichst genau nachbilden. Derart technisch aufwendige und sehr kostspielige Versuche werden zwar in der Automobilindustrie und im Flugzeugbau realisiert, sind aber in der Baubranche nicht durchführbar.

Eine weitere Möglichkeit stellen Simulationen mit Blockversuchen dar. Hierbei werden die regellosen Last-Zeit-Verläufe zu Lastblöcken zusammengefasst und die experimentellen Untersuchungen bei verschiedenen Laststufen mit konstanten Lasten durchgeführt. Da hier aber die richtige Lastabfolge nicht berücksichtigt wird, liefert diese Herangehensweise ungenauere Ergebnisse. Obwohl Simulationen mit Blockversuchen technisch einfach durchgeführt werden können, sind sie dennoch sehr zeitintensiv und damit ebenfalls sehr teuer.

Die dritte Möglichkeit zur Beurteilung der Lebensdauer von regellos beanspruchten Materialien sieht die Auszählung von Last-Zeit-Verläufen und deren Zusammenfassung in Klassen mit konstanter Schwingungsamplitude vor, wonach eine Auswertung von Wöhlerlinien unter Zuhilfenahme einer geeigneten Schadensakkumulationshypothese folgt.

Da dynamische Materialkennwerte allerdings sehr stark streuen können, stellen alle drei zuvor erläuterten Möglichkeiten lediglich eine Abschätzung der Lebensdauervorhersage dar. Zusätzliche Unsicherheiten ergeben sich zudem bei den beiden letztgenannten Möglichkeiten durch die Art der Beschreibung der Belastungen sowie durch die Auszählmethode bzw. die herangezogene Schadensakkumulationshypothese, auf die im Folgenden näher eingegangen werden soll.

### **2.2.3.3 Auszählung von Last-Zeit-Verläufen und Zusammenfassung zu Klassen**

In Abbildung 2.16 sind ein Spannungs-Zeit-Diagramm sowie das zugehörige Spannungs-Dehnungsdiagramm infolge einer regellosen Beanspruchung schematisch dargestellt. In der rechten Abbildung ist zu erkennen, dass Zyklen mit mehr oder minder ausgeprägten Hysteresen durchlaufen werden. Für eine Schädigung infolge Ermüdung ist dabei die Anzahl der geschlossenen Hystereseschleifen maßgebend [84].

Zur Erfassung der für die Ermüdung eines Materials maßgebenden Informationen aus der Beanspruchungszeitfunktion (Spannungs-Zeit-Diagramm) wurden statistische Zählverfahren entwickelt, die insbesondere die geschlossenen Hystereseschleifen detektieren [78]. In verschiedenen Regelwerken des Bauwesens [32, 36, 115] wird das Reservoir- oder Rainflow-Verfahren empfohlen.

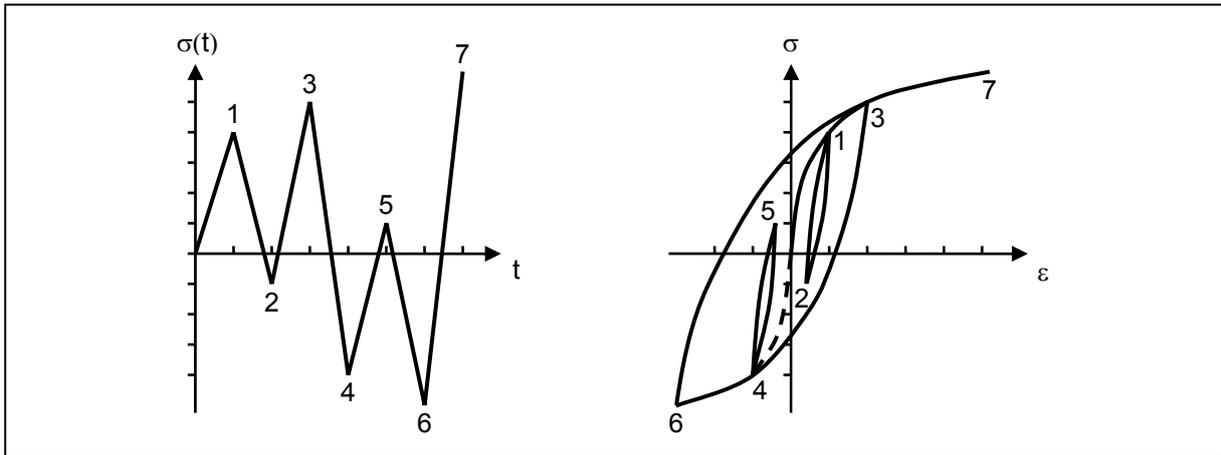


Abb. 2.16: Schematische Darstellung eines Spannungs-Zeit-Diagramms (links) und des entsprechenden Spannungs-Dehnungsdiagramms [78]

Bei dem Reservoir-Verfahren wird das Spannungs-Zeit-Diagramm – bildlich gesehen – wie ein Reservoir mit Wasser gefüllt. Anschließend wird am tiefsten Punkt des Diagramms das Wasser abgelassen und die größte Wasserspiegelsenkung erfasst. Diese Größe entspricht einem vollen Schwingenspiel mit der Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma_1$ . Analog werden nacheinander die noch mit Wasser gefüllten Kammern des Reservoirs abgelassen und die entsprechenden Höhen  $\Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$  usw. bestimmt (siehe auch Abbildung 2.17, links).

Abbildung 2.17, rechts veranschaulicht das entsprechende Vorgehen beim Rainflow-Verfahren. Wegen der besseren Anschauung wird dabei das Spannungs-Zeit-Diagramm gekippt betrachtet. Hierbei werden Regentropfen betrachtet, die entlang der Gefällepfade herunter laufen und an den Kanten abtropfen können. Die Laufwege der Regentropfen beginnen von jedem Maximum und Minimum. Sobald ein von einem Maximum (bzw. Minimum) gestarteter Tropfen ein mindestens gleichgroßes Maximum (bzw. Minimum) passiert oder den Lauf eines anderen Tropfens erreicht, wird die entsprechende Hysterese (Spannungsschwingung) geschlossen und wird gezählt.

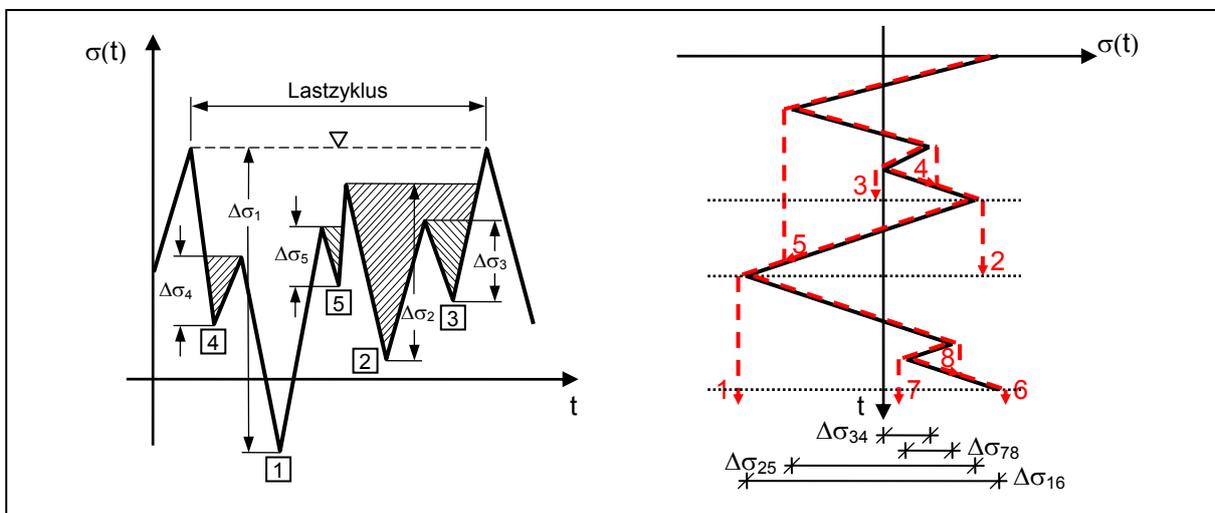


Abb. 2.17: Reservoir-Verfahren (links) und Rainflow-Verfahren (rechts) [78]

Die statistischen Zählverfahren liefern schließlich die Spannungsdifferenzen  $\Delta\sigma_i$ , die anschließend der Größe nach geordnet und ggf. in Klassen [16] eingeteilt werden. Als Ergebnis erhält man ein so genanntes Stufenkollektiv (Lastkollektiv). Für die weiteren Betrachtungen geht man nun davon aus, dass die Reihenfolge der Beanspruchungen keinen Einfluss auf das Materialversagen ausübt, d. h. der Schädigungsprozess ist unabhängig davon ob nun eine regellose Beanspruchung wirkt oder ob zunächst alle Beanspruchungen in der größten Stufe, dann die der zweiten usw. aufgebracht werden. Folglich werden durch die Klassierung die Effekte der wahren Belastungsgeschichte nicht berücksichtigt, deren Auswertung allerdings auch fast unmöglich bzw. unwirtschaftlich ist.

Wesentlicher Unterschied zwischen den beiden o. g. Zählverfahren ist die Berücksichtigung der Mittelspannung eines Schwingspiels. Während das Reservoir-Verfahren (einparametrisches Zählverfahren) lediglich die Spannungsschwingbreiten erfasst, werden beim Rainflow-Verfahren (zweiparametrisches Verfahren) sowohl Spannungsschwingbreiten als auch deren Mittelwerte berücksichtigt [130]. Der große Vorteil dieser systematischen Zählverfahren ist, dass sie sich in Programm-Codes implementieren lassen, was bei einer entsprechend hohen Anzahl von regellosen Beanspruchungen große Vorteile bietet. Für den Massivbau hat sich das Rainflow-Verfahren als geeignetste Methode erwiesen [78] und wird auch im Rahmen der vorliegenden Arbeit herangezogen (vgl. auch Kapitel 5.1).

Das Ziel der unterschiedlichen Zählverfahren ist insbesondere die Bildung von Lastkollektiven. Hierfür wird im Wesentlichen ein ggf. komplexer Spannungs-Zeit-Verlauf in einzelne Spannungsauslässe zerlegt und der Größe nach sortiert. Anschließend erfolgt die Zuordnung der Spannungsauslässe in geeignet gewählte Klassen. Als Ergebnis dieser Vorgehensweise erhält man ein so genanntes Stufenkollektiv.

#### **2.2.3.4 Schadensakkumulationshypothesen**

Schadensakkumulationshypothesen ermöglichen eine Abschätzung des schädigenden Einflusses von Lastkollektiven und damit eine Beurteilung der Lebensdauer von Materialien bzw. Bauteilen. Für einen linearen Zusammenhang zwischen einer Beanspruchungsänderung im Material und einer (Teil-) Schädigung im Hinblick auf ein späteres Ermüdungsversagen gilt z. B. die Palmgren-Miner-Regel [78, 98, 108]. Entsprechend dieser Schadensakkumulationshypothese nimmt die Schädigung linear mit der Lastspielzahl zu. Ferner werden bei mehrstufigen Schwingbeanspruchungen die durch die unterschiedlichen Beanspruchungshöhen hervorgerufenen Teilschädigungen linear aufsummiert. Somit beträgt der Schädigungsanteil eines Lastspiels  $1/N_i$ , wobei  $N_i$  die maximal ertragbare Bruchlastspielzahl bei der Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_i$  im Einstufenversuch (Wöhlerversuch) ist. Beträgt nun die tatsächliche Anzahl der Schwingspiele mit der Spannungsamplitude  $\Delta\sigma_i$  insgesamt  $n_i$ , resultiert eine Teilschädigung auf diesem bestimmten Beanspruchungsniveau von  $n_i/N_i$ . Wenn die Summe der Teilschädigungen den Wert 1 (bzw. 100 %) erreicht, tritt definitionsgemäß ein Ermüdungsversagen des Materials ein. Die mathematische Formulierung dieses Sachverhalts ist in Gleichung 2.19 aufgeführt. Die graphische Darstellung erfolgt in Abbildung 2.18.

$$\text{Schädigungssumme } D = \sum D_i = \sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \dots + \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (2.19)$$

Umstritten sind zwei grundlegende Annahmen der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner. Mögliche Einflüsse auf die Lebensdauer sowohl bedingt durch die Belastungsreihenfolge als auch durch die Spannungsschwingbreiten unterhalb der Dauerschwingfestigkeit bleiben unberücksichtigt. Die Bedeutung der Reihenfolge, in der die Belastungen auf ein Material einwirken, wird jedoch kontrovers diskutiert. Während in [55, 85, 124] dem Reihenfolgeeffekt eine bedeutende Rolle zugesprochen wird, belegen eine Vielzahl von experimentellen Untersuchungsergebnissen, dass diese grobe Vereinfachung für die Betrachtungen im Ingenieurbereich als vollkommen ausreichend eingestuft werden kann [55].

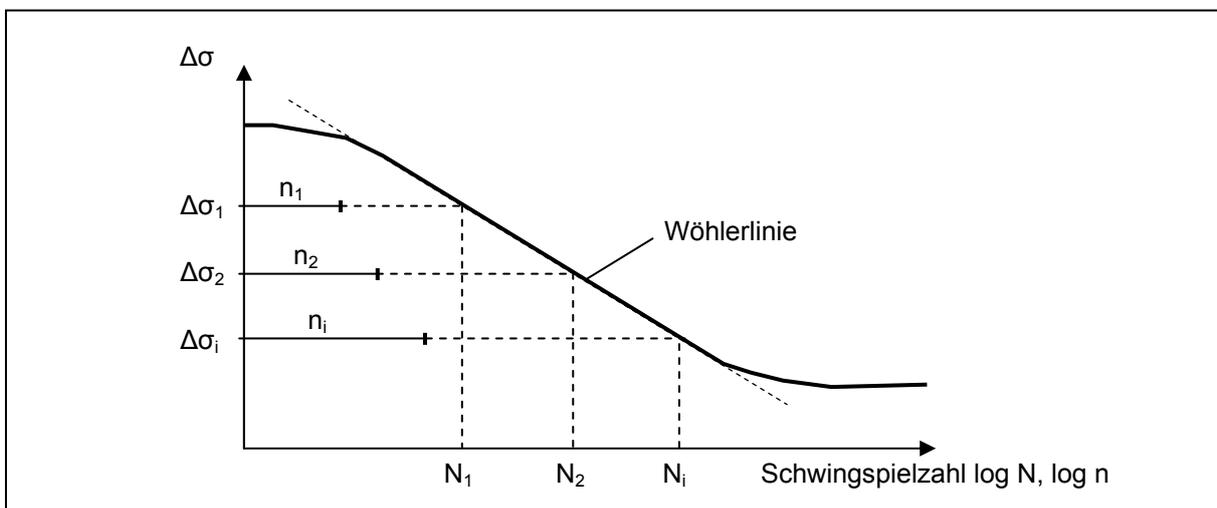


Abb. 2.18: Graphische Darstellung zur Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner

Hinsichtlich der Spannungsschwingbreiten unterhalb der Dauerschwingfestigkeit, die entsprechend der Schädigungshypothese von Palmgren und Miner keine Schädigung bewirken, belegen experimentelle Untersuchungen durchaus einen Schädigungsbeitrag. Um insbesondere die Lebensdauer von Bauteilen nicht zu überschätzen, wurden verschiedene Modifikationen und Weiterentwicklungen der Palmgren-Miner-Regel vorgenommen. U. a. erfolgte die Berücksichtigung eines schädigenden Einflusses von kleineren Spannungsamplituden – welches sich anhand der eigenen Ermüdungsversuche am untersuchten Sandstein bewahrheiten sollte (vgl. Kapitel 3.5.2) – durch die Fortsetzung der Wöhlerlinie im "Dauerfestigkeitsbereich" mit einer reduzierten Steigung (Modifizierte Miner-Regel nach [57]).

Die Verlängerung der Wöhlerlinie mit gleich bleibender Steigung bis zur Spannungsnullgrenze wird durch die so genannte Elementare Form der Miner-Regel propagiert [106]. Eine schematische Darstellung der besagten Modifikationen der Wöhlerlinie zur Berücksichtigung von Spannungsschwingbreiten unterhalb der "Dauerfestigkeit" ist in Abbildung 2.19 wiedergegeben.

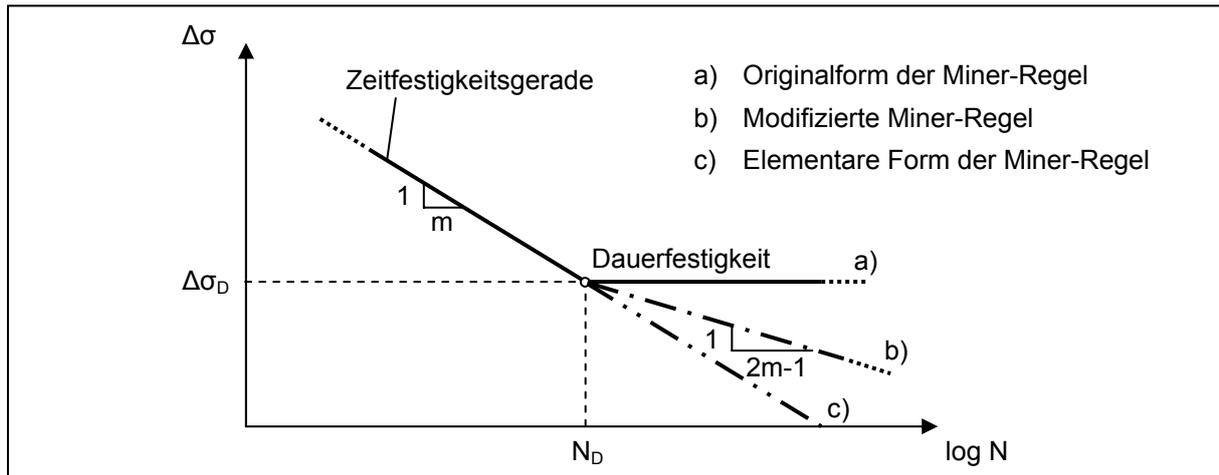


Abb. 2.19: Modifikationen der Wöhlerlinie zur Berücksichtigung von Ermüdungsbeanspruchungen unterhalb der "Dauerfestigkeit"

Die Gültigkeit der Palmgren-Miner-Regel wurde in einer Vielzahl von Arbeiten untersucht [56]. Oft wurden z. T. starke Abweichungen zwischen den experimentellen Untersuchungsergebnissen und den Rechenergebnissen nach der linearen Schadensakkumulationshypothese festgestellt. Hierauf aufbauend wurden Möglichkeiten zur Verbesserung der Lebensdauerberechnung nach der Miner-Hypothese erarbeitet. Eine Möglichkeit stellt die Anpassung der Schädigungssumme  $D \neq 1$  dar. Da generell durch experimentelle Untersuchung eine Tendenz zur Überschätzung der Lebensdauer eines Bauteils gegeben ist, muss die Schädigungssumme reduziert werden. Allerdings ist eine sinnvolle Abschätzung der Schädigungssumme nicht ohne weiteres möglich und erfordert eingehende Untersuchungen, die insbesondere für Sandsteine bislang nicht vorliegen.

## 2.3 Witterungsbedingte Schäden an Sandsteinen

Grundsätzlich unterliegen Sandsteine – wie alle Natursteine – unter dem Einfluss der Atmosphäre mehr oder weniger ausgeprägten Zerstörungsprozessen, die im Allgemeinen als Verwitterung bezeichnet werden. Maßgebend für die Verwitterungsintensität ist neben den klimatischen Einflüssen und der Exposition auch die Materialbeschaffenheit (Materialwiderstand). In den folgenden Kapiteln wird eine Übersicht über die wesentlichen Verwitterungsmechanismen sowie die daraus resultierenden Verwitterungsschäden an Sandsteinen gegeben.

### 2.3.1 Verwitterungsarten

Die Verwitterung und die damit einhergehenden Zerfallserscheinungen an Bauwerken aus Sandstein können auf zahlreiche Einzelprozesse zurückgeführt werden. Je nach Art bzw. Mechanismus können diese Einzelprozesse in drei Hauptgruppen die physikalische, chemische und biologische Verwitterung gegliedert werden [41, 79, 80, 122, 134]. Die genannten Einzelprozesse treten allerdings in der Praxis in seltensten Fällen gesondert für sich auf, sondern wirken vielmehr gekoppelt [96]. Schließlich leisten sie einen gemeinsamen Beitrag für die

Zerfallserscheinungen [41, 129]. Abbildung 2.20 zeigt die drei Hauptgruppen der Verwitterung sowie deren Klassifikationen.

Die physikalische Verwitterung wird im Wesentlichen durch eine mechanische Überbeanspruchung des Gesteins hervorgerufen. Die Auswirkungen dieser Überbeanspruchung können von einer Lockerung bis hin zur vollständigen Zerstörung des Gesteins reichen. Bei der Temperatur- bzw. Feuchteverwitterung werden durch die bereichsweise unterschiedlichen thermisch bzw. hygriisch bedingten Dilatationen gesteinschädigende Spannungen aufgebaut. Der Frost-Tau-Verwitterung bzw. der Salzverwitterung geht durch die entsprechenden Kristallisationsprozesse zunächst eine Reduzierung des Porenraumes voraus, gefolgt von einem Aufbau materialschädigender Innendrucke gegen die Porenwandungen.

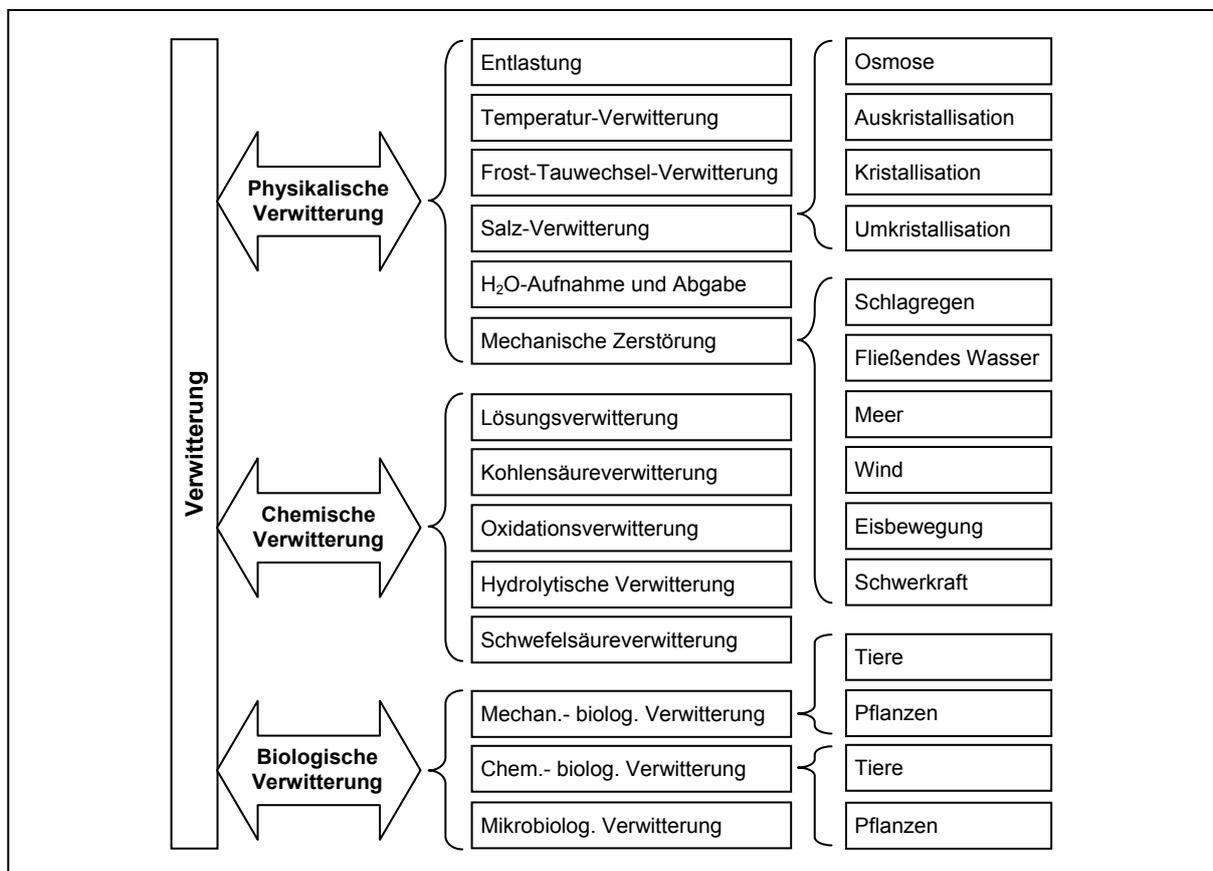


Abb. 2.20: Hauptgruppen der Verwitterung und Klassifikation der Verwitterungsarten nach [41]

Der chemischen Verwitterung hingegen geht stets eine stoffliche Veränderung voraus, die eine Auflösung bzw. Zersetzung von insbesondere chemisch anfälligen Gesteinskomponenten zur Folge hat [95]. Die biologische Verwitterung lässt sich im Wesentlichen entweder auf eine physikalische oder eine chemische Verwitterung zurückführen. Während z. B. das Wurzelwachstum von Pflanzen eine mechanische Beanspruchung bewirken kann (physikalische Verwitterung), können z. B. die sauren Stoffwechselprodukte von Pflanzen und Tieren zu einem lösenden Angriff (chemische Verwitterung) führen.

### **2.3.2 Verwitterungsmechanismen**

Eine besondere Bedeutung, im Hinblick auf die Gesteinsverwitterung in Mitteleuropa, kommt der physikalischen Verwitterung zu [40, 73, 133]. Zahlreiche Verwitterungsschäden an Natursteinbauwerken werden auf stetig wechselnde Temperatur- und Feuchteeinwirkungen, teils in Verbindung mit Frost und Eisbildung zurückgeführt. Daher wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit das Hauptaugenmerk auf diese Verwitterungsursachen gerichtet und in den folgenden Kapiteln die entsprechenden Verwitterungsprozesse dargestellt.

#### **2.3.2.1 Temperaturverwitterung**

Verwitterungserscheinungen, die auf Temperaturschwankungen im Gestein zurückgeführt werden, resultieren im Wesentlichen als Folge von temperaturabhängigen Volumenänderungen der Gesteinsminerale. Nicht nur die unterschiedlichen thermischen Ausdehnungskoeffizienten der gesteinsbildenden Minerale, sondern auch deren anisotropes Ausdehnungsverhalten infolge von Temperaturänderungen führen stets zu Zwängungen bzw. Verzerrungen innerhalb des Gesteinsgefüges [122]. Die hieraus resultierenden Materialbeanspruchungen müssen von den Körnern aber auch von den Korn-Korn-Kontakten bzw. der Matrix (vgl. Abbildung 2.3) abgetragen werden, wenn keine Materialschädigung eintreten soll. Entsprechende Materialbeanspruchungen sind allerdings auch eine Folge der bei Gesteinen meist relativ geringen Wärmeleitfähigkeit. Die hieraus resultierenden Temperaturgradienten führen zu unterschiedlichen Ausdehnungen und damit zu Spannungen, die von den Körnern sowie den Kornbindungen übertragen werden müssen. Erreichen diese Spannungen insbesondere die Zugfestigkeit des Materials, kommt es zu einer Gefügelockerung.

Die Höhe der auftretenden Temperaturspannungen wird nicht nur von der Wärmedehnung der Gesteinsminerale sondern auch vom Salzgehalt beeinflusst. Bedingt durch die vergleichsweise hohen thermischen Ausdehnungskoeffizienten der Salze können diese zu höheren mechanische Beanspruchungen des Gesteinsgefüges führen [79, 101]. Nach [79] neigen viele tonig gebundene Sandsteine aufgrund der zum Teil sehr elastischen Korn-zu-Korn-Verbindungen zu einem Spannungsabbau, wohingegen in besonders dichten Gesteinen, wie z. B. Granit, sehr viel größere Temperaturspannungen entstehen können.

In der Regel führen einmalige praxisrelevante Temperaturänderungen nicht zu einer sofortigen Schädigung des Sandsteins. Nach [47, 51] ist der Schädigungsmechanismus auf Ermüdungseffekte zurückzuführen, die mit jedem Temperaturwechsel eine allmählich fortschreitende Schädigung bewirken.

#### **2.3.2.2 Feuchteverwitterung**

Wasseradsorptions- und Wasserdesorptionsvorgänge innerhalb des zugänglichen Porenvolumens und im Bereich quellfähiger Strukturen führen nach [139] zur Expansion bzw. Kontraktion des Gesteingefüges und verursachen somit die für die Feuchteverwitterung verantwortlichen Gefügebelastrungen. Die Größenordnung der Gefügebelastrungen hängt dabei vom Grad der Durchfeuchtung sowie von der Porenraumstruktur bzw. von den Besonderheiten der den Porenraum einschließenden Minerale ab. So bewirken beispielsweise tonige Bindemittel von

Sandsteinen aufgrund ihrer ausgeprägten Quellfähigkeit deutlich größere hygrische Verformungen als kieselige Bindemittel [51, 127].

Ähnlich wie bei der Temperaturverwitterung vollzieht sich die Gesteinsschädigung bei den in der Praxis üblichen Feuchtegradienten allmählich als Folge von ständig sich wechselnden Feuchteschwankungen im Gestein [73]. Im Gegensatz zu den ablaufenden Mechanismen bei der Temperaturverwitterung, bei denen sich insbesondere die oberflächennahen Gesteinsbereiche den Temperaturänderungen relativ schnell anpassen, verlaufen die entsprechenden Anpassungen der Feuchteverhältnisse im Gestein deutlich langsamer. Daher entsprechen Feuchteverwitterungsprozesse vergleichsweise langsam fortschreitenden Zerfallsvorgängen [79, 92].

### 2.3.2.3 Frost-Tau-Verwitterung

Eine Gesteinsschädigung durch einen einmaligen Frostangriff ist im Wesentlichen vom Sättigungsgrad des mit Wasser füllbaren Porenraumes abhängig. Lediglich bei annähernd wassergesättigtem Porenraum von Sandsteinen treten irreversible Dehnungen durch die Sprengwirkung des gefrorenen Wassers auf, die allein durch die Volumenvergrößerung um ca. 9 % bei der Phasenumwandlung von Wasser zu Eis verursacht wird. Ausschlaggebend sind dabei die mit den Sprengdrücken einhergehenden Beanspruchungen der Bindungen, welche beim Überschreiten derer Tragfähigkeiten zu einer Zerstörung des Kornverbundes führen [49, 79, 126].

Verschiedene Gegebenheiten beeinflussen jedoch die "freie" Eisbildung im Porenraum poröser Baustoffe. Nach [151, 152] erfolgt beispielsweise eine Gefrierpunktniedrigung mit dem sich aufbauenden Druck infolge einer Behinderung der Volumenexpansion des Eismaterials. Die Abbildung 2.21 zeigt das entsprechende Druck-Temperatur-Dichte-Diagramm der Phasen Wasser und Eis. Die gestrichelt dargestellten Linien kennzeichnen dabei Linien gleicher Dichte.

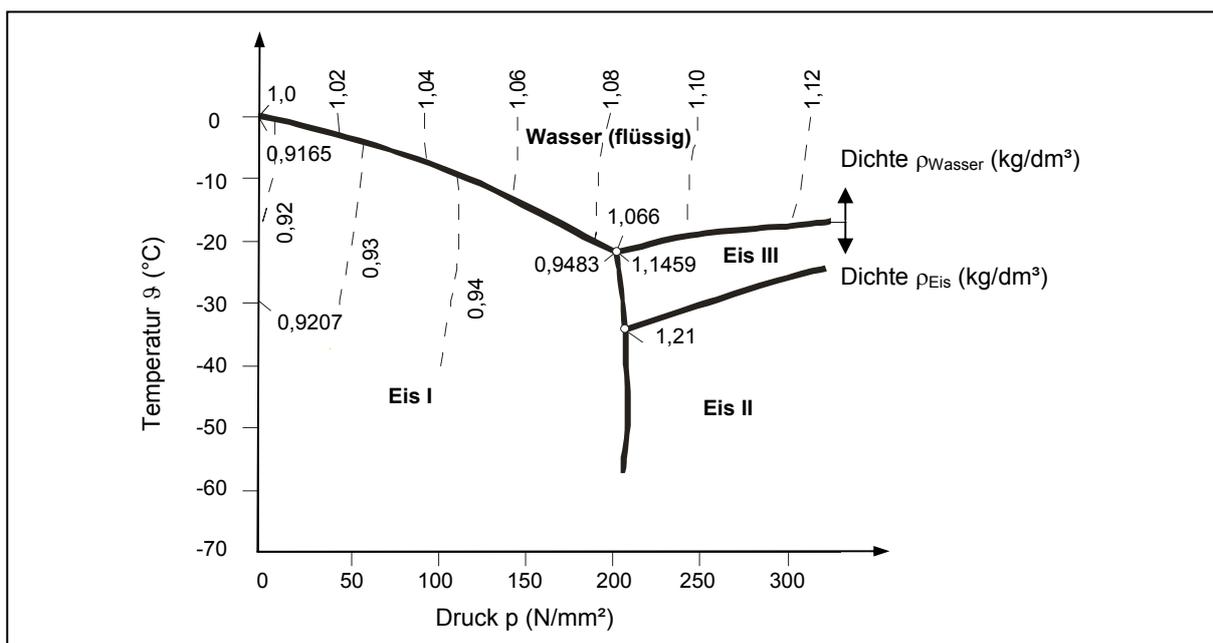


Abb. 2.21: Druck-Temperatur-Dichte-Diagramm der Phasen Wasser und Eis [151]

Experimentelle Untersuchungen an Natursteinen belegen eine Erniedrigung des Gefrierpunktes um etwa  $0,07\text{ °C}$  je  $1\text{ N/mm}^2$  Druckerhöhung [110]. Allerdings kann dieser Effekt aufgrund der relativ geringen Gesteinsfestigkeiten, die eine nennenswerte Druckerhöhung durch Bildung bzw. Aufweitung von Rissen nicht ermöglichen, für baupraktische Betrachtungen vernachlässigt werden.

Eine Gefrierpunkterniedrigung kann auch durch gelöste Stoffe – insbesondere Salze – in der Porenlösung verursacht werden. So hat z. B. eine gesättigte NaCl-Lösung (Kochsalzlösung) einen Gefrierpunkt von  $-21,1\text{ °C}$  und eine gesättigte  $\text{CaCl}_2$ -Lösung von  $-51,0\text{ °C}$ . Unter baupraktisch üblichen Bedingungen konnte der Phasenübergang bereits ohne den Einsatz von Tausalzen bei  $-1,3\text{ °C}$  beobachtet werden [54].

Im Weiteren beeinflussen Oberflächenkräfte die Eisbildung in porösen Medien. Insbesondere bei Poren mit Radien kleiner als  $100\text{ nm}$  wird durch Wechselwirkungen mit Porenwandungen eine Gefrierpunkterniedrigung herbeigeführt. Eine Gesetzmäßigkeit für den Zusammenhang zwischen Porenradius und Gefrierpunkt wird in [131] angegeben. Dieser grundlegende Ansatz wurde später durch andere Autoren modifiziert. Aufbauend auf numerischen Untersuchungsergebnissen wird in [139] die folgende Beziehung für Zylinderporen hergeleitet:

$$r_h = \frac{0,33}{\ln\left(\frac{T_0}{T}\right)} + 1 \quad (2.20)$$

mit:  $r_h$      hydraulischer Radius der Pore [nm]  
 $T_0$      Gefriertemperatur des freien (bulk-) Wassers [K]  
 $T$         Gefriertemperatur in Abhängigkeit vom Porenradius [K]

In Gleichung 2.20 bezeichnet der hydraulische Radius das Verhältnis der Porenquerschnittsfläche zur begrenzenden Randlinie (Umfang). Für zylinderförmige Poren entspricht  $r_h$  einem Viertel des Porendurchmessers. Zu einer ähnlichen Formulierung gelangte man auch in [7]. Beide Lösungen sind in der folgenden Abbildung 2.22 dargestellt.

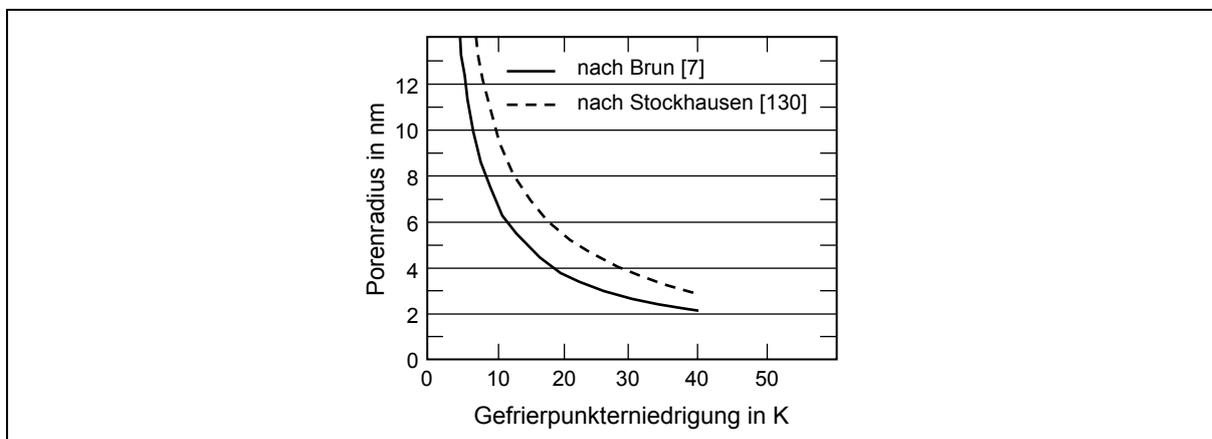


Abb. 2.22: Radiusgefrierpunktbeziehung für zylindrische Poren [137]

Gemäß der **Theorie der Volumenexpansion** als Hauptschädigungsmechanismus müsste eine (geschlossene) Pore mindestens zu 91 % mit Wasser gefüllt sein, damit sich überhaupt gesteinschädigende Drücke aufbauen können. Allerdings belegen empirische Untersuchungen an verschiedenen Sandsteinen, dass bereits ab 80 % des Sättigungswertes frostbedingte Schädigungen auftreten können [63]. Jüngere Untersuchungen untermauern die Feststellung, dass Schäden durch Frostsprengung auch bei einer Sättigung unter 90 % auftreten [107, 118]. In [148] wird über Frostversuche verschiedener Autoren berichtet, die anstelle von Wasser Flüssigkeiten verwendeten, die sich beim Gefrieren zusammenziehen. Die beobachteten Schädigungen waren dabei vergleichbar mit den Schadensformen wassergesättigter Proben. Folglich müssen neben der reinen Volumenexpansion weitere Mechanismen wirksam sein, die eine Frostschädigung verursachen. Daher werden nachfolgend weitere wesentliche Modellvorstellungen zur Erklärung von Frostschäden an Sandsteinen diskutiert. Weitere Modelle werden in [110, 148] eingehend wiedergegeben.

Entsprechend der **Theorie des hydraulischen Druckes** wird die Gesteinschädigung auf die als Folge der Eisbildung verursachte Verdrängung des noch flüssigen Wassers zurückgeführt. Voraussetzung hierfür ist eine kritische Sättigung der Randzone des Gesteins [114]. Bei einer Befrostung gefriert zunächst das Wasser in dieser Randzone. Die damit einhergehende Volumenexpansion führt u. a. auch zu einer Verdrängung des noch nicht gefrorenen Wassers in tiefere, weniger stark gesättigte Gesteinsbereiche. In Abhängigkeit des für den Wassertransport zu überwindenden Widerstandes werden hydraulische Drücke aufgebaut, die insbesondere bei mehrseitiger Frosteinwirkung (z. B. freistehende Säulen) eine gesteinschädigende Wirkung haben können [76]. Ausschlaggebend sind hierbei die Permeabilität, die Porosität und die Wassersättigung der durchströmten Gesteinsbereiche.

Die **Theorie des linearen Wachstumsdrucks** misst der besonderen Eigenschaft von Kristallen, die in bevorzugte Richtungen wachsen und dieses Wachstum auch unter Einwirkung äußerer Beanspruchungen (z. B. Zwängungen durch begrenzende Porenwände) fortsetzen, eine besondere Bedeutung bei. Experimentelle Untersuchungen belegen hierdurch einen Druckaufbau von bis zu  $0,2 \text{ N/mm}^2$ , der jedoch lediglich für bereits geschwächte Gesteinsbereiche schädigend wirken kann [148].

Dem **Kapillardruck-Modell** liegt die Beobachtung zugrunde, dass das Gefrieren des Wassers in porösen Medien abhängig ist von den entsprechenden Porengrößen. Zunächst erfolgt die Eisbildung in den großen Poren und erst bei weiterer Temperaturabsenkung gefriert das Wasser in den kleineren Poren [148]. Aufgrund der Porengrößenverteilung in porösen Materialien, die sich ggf. über ein breites Spektrum erstrecken kann, liegen Wasser und Eis nebeneinander vor. Hieraus resultieren Feuchttransportprozesse, die das ungefrorene Wasser aus den kleineren Poren in die größeren Poren, in denen bereits die Kristallisation des Wassers stattfindet, strömen lässt [67]. Dies führt im Weiteren zu einer vollständigen Füllung der größeren Poren mit Eis und schließlich zu einem isotropen Druckaufbau [37]. Experimentelle Untersuchungen in [109] bestätigen einen entsprechenden Kapillardruck in Höhe von ca.  $0,4 \text{ N/mm}^2$  bei der Eisbildung im Porensystem eines Sandsteins.

Im Gegensatz zu den zuvor genannten Theorien der Volumenexpansion und des hydraulischen Druckes spielt bei dieser Theorie weniger der Sättigungsgrad eine maßgebende Rolle. Vielmehr sind der Vernetzungsgrad, insbesondere zwischen den kleinen und großen Poren, sowie das Wasserangebot in den kleineren Poren, das einer Gefrierpunktniedrigung unterliegt und als Wassernachschub für die Eiskristallisation in den großen Poren dient, entscheidende Faktoren für eine Gesteinsschädigung.

Bei dem so genannten "**Eislinsen**"-Modell wird von einem stets vorhandenen, dünnen Wasserfilm zwischen den Porenwandungen und den Eiskristallen ausgegangen. Durch das Anfrieren der äußeren Schicht des Wasserfilms an den Eiskristall kommt es zu einem Kristallwachstum. Um die Schichtdicke des Wasserfilms aufrecht zu erhalten, wird Wasser aus den noch ungefrorenen Bereichen nachgesaugt. Die Wasserzufuhr kombiniert mit der damit einhergehenden Größenzunahme der Eiskristalle bewirkt schließlich über den angrenzenden Wasserfilm einen gefügeschädigenden Druck auf die Porenwandungen [148].

Voraussetzungen für ein großes Schädigungsrisiko sind gemäß dem "Eislinsen"-Modell eine niedrige Abkühlrate (0,1 – 0,5 K/h), eine länger andauernde Frostperiode, eine hohe Permeabilität des Sandsteins sowie das Vorhandensein eines ausreichend großen, flüssigen Wasservorrats.

In der Regel ist durch ein einziges Frostereignis selten eine makroskopische Schädigung zu erwarten. Vielmehr wird erst durch häufige Frost-Tau-Wechsel zunächst das Gesteinsgefüge geschwächt und allmählich geschädigt. Eine Gefügelockerung, Porositätszunahmen bzw. die Abnahme des E-Moduls und schließlich eine offensichtliche Schädigung sind die Folgen.

Häufig wiederholende Gefrier- und Tauvorgänge können zudem zu einem sukzessiven Anstieg des Porenfüllungsgrads beitragen. Untersuchungen an zementgebundenen porösen Materialien belegen eine Zunahme des Feuchtegehaltes insbesondere in den Kapillarporen mit zunehmender Anzahl der Frost-Tau-Wechsel [132]. Verantwortlich für den Feuchtetransport ist die Sogwirkung während der Frostphase, in der ungefrorenes Wasser aus den kleineren Poren zu den bereits sich gebildeten Eiskristallen in den größeren Poren befördert wird. Mit dem Feuchtigkeitsentzug aus den kleineren Poren gehen örtliche Kontraktionen einher (Gefrierschwinden). Eine anschließende Erwärmung beispielsweise infolge Tauwetter führt u. a. zu einer Expansion dieser Bereiche, während das Eis in den Kapillarporen noch länger gefroren bleibt. Mit der Expansion kann allerdings auch zusätzliches (externes) Wasser aus angrenzenden Bereichen aufgenommen werden. Während der nächsten Frostperiode wird dieses wieder den Kapillarporen zugeführt (Mikroeilinsenpumpe) [132].

Die besondere Bedeutung der Porengrößenverteilung für die Frostbeständigkeit poröser Materialien geht grundsätzlich aus allen oben aufgeführten Modellen hervor. Sowohl Sandsteine mit einer ausgeprägten Makroporosität als auch Sandsteine die ausschließlich Mikroporen aufweisen, werden als frostunempfindlich angesehen. Da Sandsteine mit ausschließlich Mikroporen eher selten vorkommen, kann nach [150] vereinfacht die Aussage getroffen werden, dass mit zunehmender Makroporosität die Frostbeständigkeit zunimmt. Besonders frostemp-

findliche Sandsteine zeichnen sich dadurch aus, dass deren Kapillarporen von vielen Mikroporen umgeben sind. Da derartige Verhältnisse insbesondere bei Gesteinen mit eingelagerten Tonschichten vorliegen, sind diese in besonderem Maße frostempfindlich.

Wie in den vorherigen Abschnitten erläutert wurde, ist der Schädigungsprozess von Sandsteinen durch Frost äußerst vielschichtig und die Bedeutung des Schadensmechanismus Frost wird kontrovers diskutiert. Daher wird dem frostbedingten Schadensmechanismus verschieden viel Bedeutung zugesprochen. Während in [40, 63] der Frostverwitterung eine dominierende Rolle beigemessen wird, ist nach [127] ein Sandstein unter praxisüblichen Bedingungen weitestgehend als frostunempfindlicher Baustoff anzusehen. Unumstritten ist jedoch, dass mit Frost-Tau-Wechselbeanspruchungen stets Dehnungsänderungen verbunden sind, die auch bei einer geringen Sättigung eine Langzeit-Schädigung bewirken können [119].

### **2.3.3 Verwitterungsschäden und -formen an Sandsteinen**

Ein Verwitterungsschaden liegt vor, wenn infolge von Einflüssen aus Klima und Umwelt eine negative Beeinträchtigung der Materialeigenschaften stattgefunden hat. Dabei wird grundsätzlich unterschieden, ob die Veränderungen mit oder ohne Materialverlust einhergehen. Eine differenzierte Unterteilung dieser Verwitterungsformen erfolgt in [42, 43]. Im Rahmen dieser Arbeit wird das Hauptaugenmerk auf die Schädigungen infolge der physikalischen Verwitterung gerichtet, die im Wesentlichen mit den Veränderungen der thermisch-hygrischen sowie der mechanischen Gesteinseigenschaften einhergehen.

Zu den häufigsten Erscheinungsformen von verwitterungsbedingten Schädigungen an Sandsteinen zählen neben den Verfärbungen und Verschmutzungen der Oberflächen insbesondere Rissbildungen sowie Rückverwitterungen bzw. Reliefbildungen. Obwohl mit Verfärbungen, Verschmutzungen aber auch Ausblühungen an den Oberflächen meistens Veränderung der Oberflächeneigenschaften verbunden sind, stellen derartige Verwitterungsformen lediglich eine (zunächst) ästhetische Beeinträchtigung der Gesteinsoberfläche dar, die oft als Vorstufe ausgeprägter Verwitterungsschäden angesehen werden [67]. Dagegen sind Rückverwitterungen bzw. Reliefbildungen stets mit einem offensichtlichen Materialverlust verbunden. Derartige Verwitterungsformen werden in Abhängigkeit der Größe der sich ablösenden Gesteinspartikel als Absanden, Abbröckeln bzw. Schalenbildung bezeichnet. Im besonderen Fall einer Reliefbildung machen sich zudem im Gesteinsmaterial variierende Festigkeitseigenschaften bemerkbar, die zu selektiven Verwitterungserscheinungen, wie z. B. der Wollsackverwitterung bzw. der Alveolarverwitterung, führen.

In [51] werden typische Verwitterungsformen und ihre entsprechenden Festigkeitsprofile charakterisiert. Bei einem Auflockerungsprofil findet ein allmählicher Übergang vom ungeschädigten Gestein über eine durch Rissbildungen oder Abbröckeln schwach gelockerte Zone bis zu einer absandenden Außenschicht statt. In Abhängigkeit vom Grad der Auflockerung nimmt die Gesteinsfestigkeit von innen nach außen langsam ab (vgl. Abbildung 2.23, links). Beim Schalenprofil hingegen folgen auf den ungeschädigten Gesteinsbereich zunächst eine gelockerte Innenschicht mit deutlich reduzierter Festigkeit und anschließend eine feste Außen-

schale (vgl. Abbildung 2.23, Mitte). Ähnliche Festigkeitsverläufe liegen bei Krustenprofilen vor, bei denen stark anhaftenden Anlagerungen infolge Verschmutzungen bzw. Salzablagerungen zu einer beachtlichen Festigkeit unmittelbar an der Gesteinsoberfläche führen können (vgl. Abbildung 2.23, rechts).

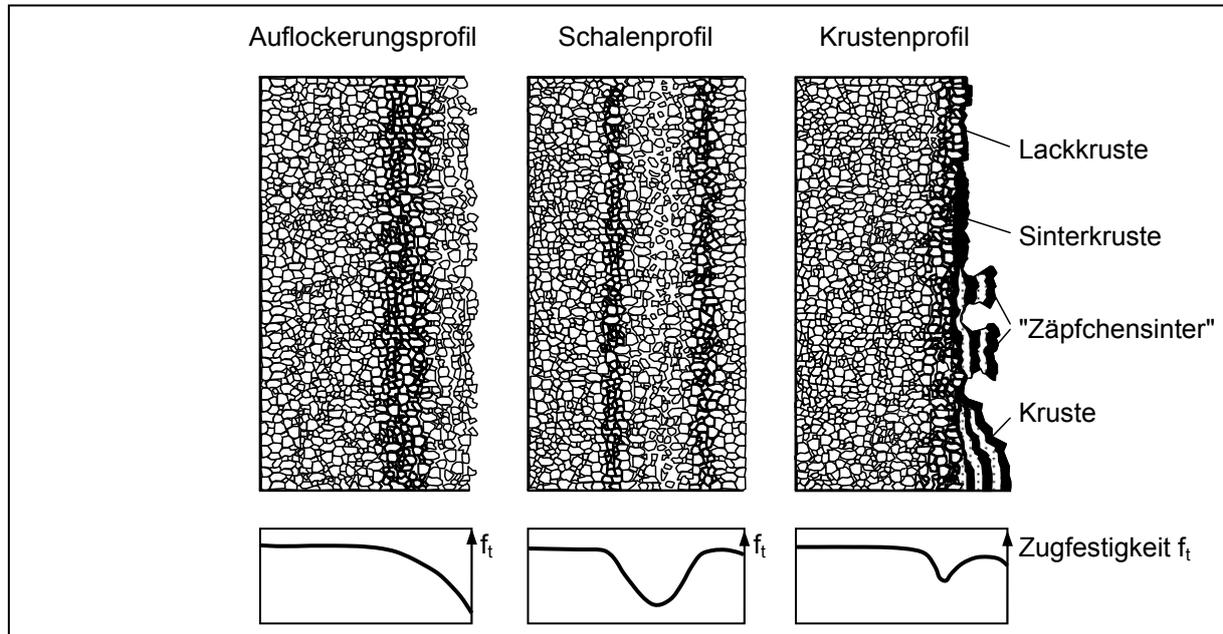


Abb. 2.23: Schematische Darstellung der oberflächlichen Verwitterungsprofile und ihrer Verteilungen der Gesteinszugfestigkeiten (in Anlehnung an [51, 67])

Die in den vorherigen Abschnitten aufgeführten grundsätzlichen Verwitterungsprofile treten in der Baupraxis in einer Vielzahl von Erscheinungsformen auf. Daher werden im Folgenden die wesentlichen Erscheinungsbilder vorgestellt.

### Rissbildungen

Eine Überschreitung der Gesteinszugfestigkeit führt bei Sandsteinen zunächst zu einem Versagen der Korn-zu-Korn-Verbindungen und damit stets zu einer Rissbildung im Gestein. Grundsätzlich werden dabei gerichtete und ungerichtete Rissbildungen unterschieden. Erfolgt eine Rissbildung in Abhängigkeit von textuellen Eigenschaften wie Schichtung oder Bänderung, so entstehen beispielsweise schichtparallele Risse entlang von Inhomogenitäten wie Tonlagen [120] (Abbildung 2.24, links). Ungerichtete Risse sind dagegen unabhängig von der Gesteinstextur (Abbildung 2.24, rechts).

Risse stellen Gesteinszerstörungen dar, die zumeist keinen unmittelbaren Materialverlust zur Folge haben. Da über Risse eine schnellere Aufnahme von Feuchtigkeit und Schadstoffen in das Gestein erfolgen kann, werden andere Verwitterungsmechanismen jedoch stark beschleunigt.

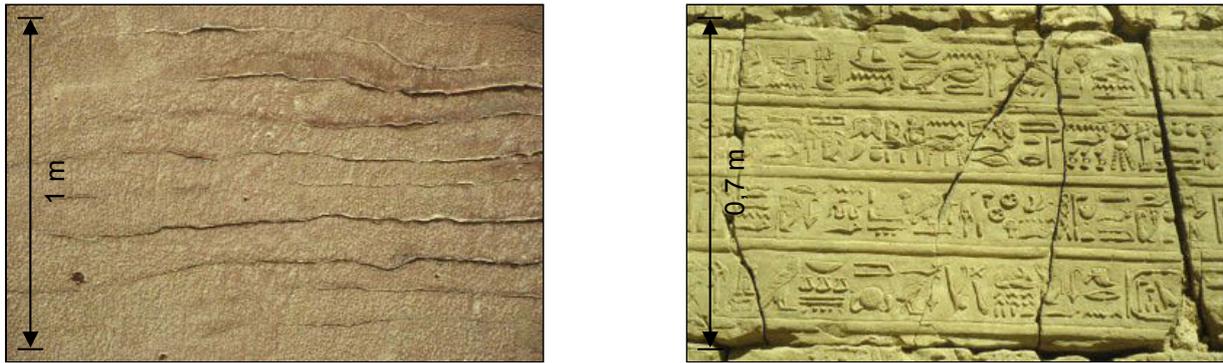


Abb. 2.24: Schichtparallele (links) und ungerichtete Rissbildungen (rechts) in Sandsteinen [44]

### ***Rückverwitterungen***

Charakteristisch für eine Rückverwitterung ist der mehr oder weniger gleichmäßige Materialverlust parallel zur ursprünglichen Gesteinsoberfläche. Verwitterungsformen der Rückverwitterung sind das Absanden (Abmehlen), das Abbröckeln, die Schalenbildung sowie die Krustenbildung, wenn mit dem Abtrennen der Krusten auch ein Verlust von anhaftendem Gesteinsmaterial einhergeht.

### Absanden/Abmehlen

Durch eine Schwächung und schließlich Durchtrennung der Korn-zu-Korn-Verbindungen zwischen den oberflächennahen Kornlagen wird der Kornverband sukzessive aufgelockert und ein Abrieseln einzelner Körner ist die Folge (Abbildung 2.25, links). Das Abrieseln kleinerer Partikel als die sichtbaren Einzelkörner wird als Abmehlen bezeichnet (Abbildung 2.25, rechts). Beide Verwitterungserscheinungen führen u. a. zu einer Steigerung der Oberflächenrauigkeit, was unter Berücksichtigung der damit verbundenen erhöhten Feuchteaufnahmefähigkeit weitere Schadensmechanismen begünstigen kann.



Abb. 2.25: Absanden (links) und Abmehlen (rechts) in Sandsteinen, Bildbreite links ca. 30 cm, rechts ca. 45 cm [44]

### Abbröckeln

Durch regellos verlaufende Risse im Gesteinsgefüge werden unregelmäßige Gesteinspartikel ausgebrochen. Im Gegensatz zum Absanden werden hierbei keine einzelnen Körner von der

Oberfläche abgelöst sondern zusammenhängende Partikelagglomerate [116], die eine Größenordnung von bis zu mehreren Quadratzentimetern Fläche besitzen. Während das Abbröckeln bevorzugt in homogenen Gesteinspartien erfolgt, neigen Gesteinsbereiche mit ausgeprägter Schichtung zum Absanden [51].

#### Schalenbildung und Schuppenbildung

Nach [112] zeichnet sich eine Schalenbildung durch die Entstehung einer wenige Millimeter dicken, entfestigten, mehlig-sandigen Schicht bis in eine Tiefe von ca. 2 cm unter einer festen Gesteinsoberfläche aus. In Abbildung 2.23 (Mitte) ist diese oberflächenparallele Schwächungszone sowie die damit verbundene deutliche Festigkeitsminderung gegenüber der unverwitterten Kernzone sowie der festen Außenschicht schematisch dargestellt. Mit fortschreitender Schädigung erweitert sich die geschwächte Zone bis die Gesteinsoberfläche den Zusammenhalt mit der Kernzone verliert und als Schale abgelöst wird [116] (Abbildung 2.26, links).

Einen maßgebenden Einfluss auf die Dicke der Schale und der mürben Zone haben die Korngrößenverteilung, der Matrixgehalt sowie die Wasseraufnahmefähigkeit des Gesteins. Nach [45] treten dünne Schalen meist bei feinkörnigen matrixreichen Sandsteinen und dickere Schalen bei grobkörnigen Sandsteinen auf. Wenn die sich ablösenden Gesteinspartien eine sehr geringe Dicke und Größe aufweisen, so werden diese Ablösungen als Schuppenbildung bezeichnet (Abbildung 2.26, rechts).



Abb. 2.26: Abschalen (links) und Abschuppen nach einer Schalenbildung (rechts) [44]

#### Krustenbildung

Eine Verkrustung der Gesteinsoberfläche entsteht durch stark anhaftende Ablagerungen von atmosphärischem Ruß, Staub, Schmutz und Salzen. Krusten haben meist eine dunkle, schwarze bis graue Färbung [120] und bilden sich besonders an wettergeschützten Stellen, wo die Schadstoffe und Ausblühungen nicht durch entsprechende Witterungseinflüsse ausgewaschen und entfernt werden, sondern sich anreichern können. Aufgrund der üblicherweise dichteren Struktur können Krusten durch einen Feuchtigkeitsstau zu einem beschleunigten Zerfall des darunter liegenden Gesteins führen [51]. Eine Rückverwitterung tritt ein, wenn beim Abtrennen der Kruste anhaftendes Gesteinsmaterial ebenfalls abgelöst wird (Abbildung 2.27).



Abb. 2.27: Abtrennen einer Kruste mit anhaftendem Gesteinsmaterial [44]

### Reliefbildungen

Bei einer Reliefbildung wird grundsätzlich unterschieden, ob sie durch eine partielle oder eine selektive Verwitterung einzelner besonders niederfester lokaler Bereiche erfolgt. Charakteristische Erscheinungsformen der partiellen Verwitterung stellen die so genannte Wollsack-, Rahmen- und Alveolarverwitterung dar. Bei einer Wollsackverwitterung werden insbesondere die Ecken und Kanten von Natursteinquadern abgerundet, während ihr Zentrum weitestgehend erhalten bleibt (Abbildung 2.28, links). Im umgekehrten Fall, wenn der Zerfall zu einer Vertiefung der Gesteinsoberfläche im Flächenzentrum führt und die Randbereiche der Natursteinkörper erhalten bleiben, spricht man von einer Rahmenverwitterung. Die Alveolarverwitterung bezeichnet eine Verwitterungsform, bei der mehrere einzelne Vertiefungen die Reliefbildung charakterisieren (Abbildung 2.28, rechts).

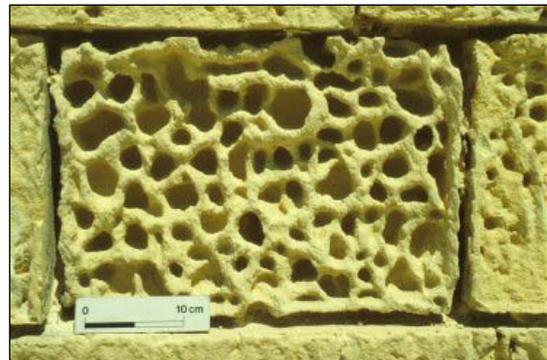


Abb. 2.28: Wollsackverwitterung (links) und Alveolarverwitterung (rechts), Steinbreite links ca. 25 cm, rechts ca. 40 cm [44]

Die Abwitterung in Abhängigkeit von textuellen Eigenschaften wie Schichtung oder Bänderung bzw. von deutlich verwitterungsanfälligeren Gesteinskomponenten stellt die selektive Verwitterung dar. Abbildung 2.29, links verdeutlicht, wie die Gesteinsverwitterung den Verlauf der Gesteinstextur nachzeichnet. Abbildung 2.29, rechts zeigt die selektive Verwitterung einzelner verwitterungsempfindlicher Gesteinskomponenten wie z. B. Tonanreicherungen oder fossile Bruchstücke. Untersuchungen an Bauwerken belegen, dass Reliefbildungen insbesondere an bindemittelarmen, feinkörnigen Sandsteinen vorzufinden sind [45].



Abb. 2.29: *Selektive Verwitterung in Abhängigkeit der Textur (links) und einzelner verwitterungsanfälliger Gesteinskomponenten (rechts), Bildhöhe links ca. 50 cm, Bildbreite rechts ca. 50 cm [44]*

Bezüglich der exemplarisch aufgezeigten Verwitterungsformen ist anzumerken, dass sie selten nur einem Schädigungsmechanismus zugeordnet werden können. Vielmehr tragen i. d. R. verschiedenste Einflüsse zu einem Schadensbild bei. Erst das Zusammenspiel mehrerer Einwirkungen führt zunächst zur Lockerung des Gefüges und bietet somit erst die erforderlichen Angriffsflächen für eine Schädigung größeren Ausmaßes [119].

## **2.4 Ansätze zur Beschreibung von thermisch und hygrisch bedingten Verwitterungsprozessen**

Bisherige Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Natursteinverwitterung konzentrierten sich schwerpunktmäßig auf die Dokumentation des Schädigungsverlaufs bei unterschiedlichen Angriffsbedingungen und die Untersuchung von chemisch-mineralogischen sowie physikalischen Teilprozessen. Hieraus resultierten erste Erkenntnisse hinsichtlich der bei der Natursteinverwitterung ablaufenden Prozesse, die schließlich dazu führten, wesentliche verwitterungsrelevante Materialkennwerte zu identifizieren und ansatzweise entsprechende Mindestanforderungen für die Gewährleistung einer gewissen Dauerhaftigkeit zu formulieren.

Im Folgenden werden grundlegende Herangehensweisen zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Natursteinen aufgezeigt und die hieraus richtungweisenden Folgerungen für die vorliegende Arbeit gezogen.

### **2.4.1 Freiland-Expositionsversuche**

Für die Untersuchung der Gesteinsverwitterung wurden u. a. Freilandversuchsfelder an verschiedenen Standorten eingerichtet, wobei unterschiedliche Prüfkörpergeometrien realisiert wurden [9, 99, 100]. Diese Versuchsfelder erlauben die systematische Erfassung des Verwitterungsverhaltens ausgewählter Natursteinarten bei unterschiedlichen klimatischen Faktoren (je nach Standort). Die sehr zeitintensiven Untersuchungen tragen insbesondere für ein besseres Verständnis hinsichtlich der Anfangsstadien der Verwitterungsvorgänge bei. Ferner ermöglichen sie vergleichende Betrachtungen über das unterschiedliche Verwitterungsverhalten

der herangezogenen Natursteinarten sowie den Einfluss der klimatischen Einwirkungen, die durch die gewählten Standorte jedoch begrenzt sind.

#### **2.4.2 Verwitterungssimulationen anhand von Laborversuchen**

In Laborversuchen werden die Verwitterungsvorgänge an Natursteinen üblicherweise zeitverkürzt simuliert. Anhand standardisierter Tests werden gezielt die Einflüsse einzelner Verwitterungsfaktoren untersucht, wobei die simulierten Beanspruchungen oftmals nicht den realen am Bauwerk vorkommenden Beanspruchungsverhältnissen entsprechen. Beispielsweise werden zur Beurteilung des Frost-Tau-Wechsel-Widerstandes von Natursteinen gemäß [21] extreme Befeuchtungszustände erzwungen, die unter üblichen Praxisbedingungen nicht erreicht werden. Die im Zuge der zeitraffenden Verwitterungssimulationen erzeugten Materialveränderungen werden schließlich mit messtechnischen und analytischen Verfahren untersucht und erlauben lediglich das Verwitterungsverhalten unterschiedlicher Natursteinarten zu differenzieren bzw. anhand einfacher Kriterien zu bewerten [35].

#### **2.4.3 Rechnerische Simulationstechniken**

Seit vielen Jahren werden thermisch-hygrische Transportprozesse in porösen Baustoffen analysiert. Grundlage hierzu bildet die Fourier-Gleichung, die sowohl den Wärme- als auch den Feuchtigkeitstransport beschreibt und deren Speicher- und Transportparameter je nach Modellansatz mehr oder weniger komplex angesetzt werden können. Die Lösung dieser partiellen Differentialgleichung erfolgt i. d. R. auf numerischem Weg mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente, wofür verschiedene kommerzielle Programmpakete zur Verfügung stehen [48, 53].

Eine Beurteilung der Verwitterungsgefahr kann mit Hilfe der numerischen Simulationen nur anhand der Analyse der Feuchtigkeits- und Temperaturverteilungen (Eisbildung) erfolgen. So kann beurteilt werden, wann und wo eine Eisbildung einsetzt [50, 113] oder ob die Voraussetzungen für ein Absanden oder eine Schalenbildung vorliegen [135]. Will man darüber hinausgehende Aussagen treffen, sind die aus Temperatur- und Feuchtegradienten resultierenden Spannungen zu berechnen [50, 101, 103], deren Genauigkeit vor allem von der Wirklichkeitsnähe der eingehenden Stoffgesetze abhängt. Die Beurteilung der Verwitterungsanfälligkeit erfolgt dabei durch die Gegenüberstellung der identifizierten Spannungen infolge klimatischer Einwirkungen und den entsprechenden Materialwiderständen, die allerdings meist nur aus statischen Festigkeitsuntersuchungen resultieren.

#### **2.4.4 Schlussfolgerungen für die eigene Arbeit**

Ergebnisse der bisherigen experimentellen Untersuchungen liefern lediglich eine deskriptive Methode zur Beurteilung des Verwitterungsverhaltens von Natursteinen. Sie tragen dazu bei, Erfahrungen zum Materialverhalten unter z. T. verschärften verwitterungsrelevanten Einwirkungen zu sammeln und ermöglichen damit nur eine vergleichende Gegenüberstellung der "Verwitterungsresistenz" unterschiedlicher Natursteine vorzunehmen. Eine Übertragung der Erkenntnisse auf beliebige Natursteine oder auf spezielle klimatische Einwirkungen ist dabei nicht ohne weiteres möglich.

Der Nachteil der wenigen bisher bekannt gewordenen kontinuummmechanischen Analysen zur Beurteilung des Verwitterungsverhaltens von Sandstein besteht darin, dass stets Festigkeitskriterien des Rankine-Typs herangezogen wurden. Mechanische Verwitterungsprozesse vollziehen sich jedoch über längere Zeiträume bei dynamischen Beanspruchungen, die eine Rissbildung bzw. Entfestigung bei Spannungen weit unter der Kurzzeitzugfestigkeit bewirken. Der maßgebende Entfestigungsmechanismus blieb bislang also außer Acht.

Obwohl Untersuchungsergebnisse in [47, 51] belegen, dass der Schädigungsmechanismus der Gesteinsverwitterung auf Ermüdungseffekte zurückzuführen ist, fehlen nach wie vor systematische Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Sandsteinen. Diese Kenntnislücken sind jedoch zu schließen, wenn ein wirklichkeitsnahes Prognosemodell für den zeitlichen Verlauf physikalischer Schädigungsprozesse in Sandstein formuliert werden soll.

Numerische Berechnungsmodelle stellen ein ausgezeichnetes Werkzeug zur Analyse thermischer, hygrischer und mechanischer Beanspruchungen von Natursteinen dar. Sie erlauben gleichermaßen eine Abschätzung der zu erwartenden Beanspruchungshöhen infolge natürlicher klimatischer Einflüsse als auch die quantitative Erfassung der jahreszeitlich auftretenden Beanspruchungswechsel, die ebenso relevant für die gesteinschädigenden Ermüdungseffekte sind. Gemeinsam mit entsprechenden Untersuchungsergebnissen zum Ermüdungstragverhalten von Sandstein bilden sie die Basis für die Entwicklung des in dieser Arbeit anvisierten Prognosemodells, welches die Schadensakkumulation bei beliebigen moderaten Witterungseinflüssen bzw. die Abschätzung der Zeitspanne bis zum Auftreten erster Rissbildungsschäden und Ausbrüchen ermöglicht.

Ein großer Vorteil dieser Herangehensweise zur Beurteilung des Verwitterungsverhaltens von Sandstein liegt in ihrer Flexibilität. Dadurch dass Einwirkungen und Materialwiderstände unabhängig voneinander ermittelt und gegenüber gestellt werden, können die Einflüsse beliebiger klimatischer Beanspruchungen auf verschiedenste Sandsteinarten analysiert werden.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

Zur wirklichkeitsnahen Simulation von Schädigungsprozessen ist die Implementierung von realitätsnahen Materialkennwerten und -gesetzen für die numerischen Analysen unabdingbar. Neben Strukturdaten und Festigkeitswerten werden vor allem stoffgesetzliche Beziehungen benötigt, die z. B. eine Rissentwicklung im Sandstein beschreiben. Hierfür wurden unter praxisnahen Randbedingungen zentrische statische Zugversuche durchgeführt. Des Weiteren wurde das dynamische Zugfestigkeitsverhalten von Sandstein anhand zentrischer Ermüdungsversuche (Wöhlerversuche) untersucht.

#### 3.1 Probenmaterial und Versuchsprogramm

Als Ausgangsmaterial zur Herstellung der Probekörper wurde der Postaer Sandstein der Gesteinsvarietät Mühlleite herangezogen. Dieser Sandstein wurde bereits im Rahmen früherer Forschungsvorhaben [104] eingehend untersucht und es liegen daher viele Kennwerte zu den Materialeigenschaften, insbesondere zu dem Feuchte- und Temperaturverhalten vor. Ein weiterer Aspekt für die Verwendung des o. g. Sandsteins für die Untersuchungen dieser Arbeit ist deren besondere Bedeutung in der Baupraxis. Denn der an der sächsischen Elbe abgebaute Postaer Sandstein wird seit Jahrhunderten für die Errichtung von Natursteinmauerwerksbauten (vgl. z. B. Abbildung 3.1, links) verwendet aber auch für Steinmetz- und Bildhauerarbeiten sowie in jüngster Zeit ebenso für die Herstellung von Natursteinfassadenverkleidungen (z. B. Sparkasse am Altmarkt in Dresden) eingesetzt. Es liegen demnach auch umfangreiche Erfahrungen zum Praxisverhalten des gewählten Sandsteins vor.

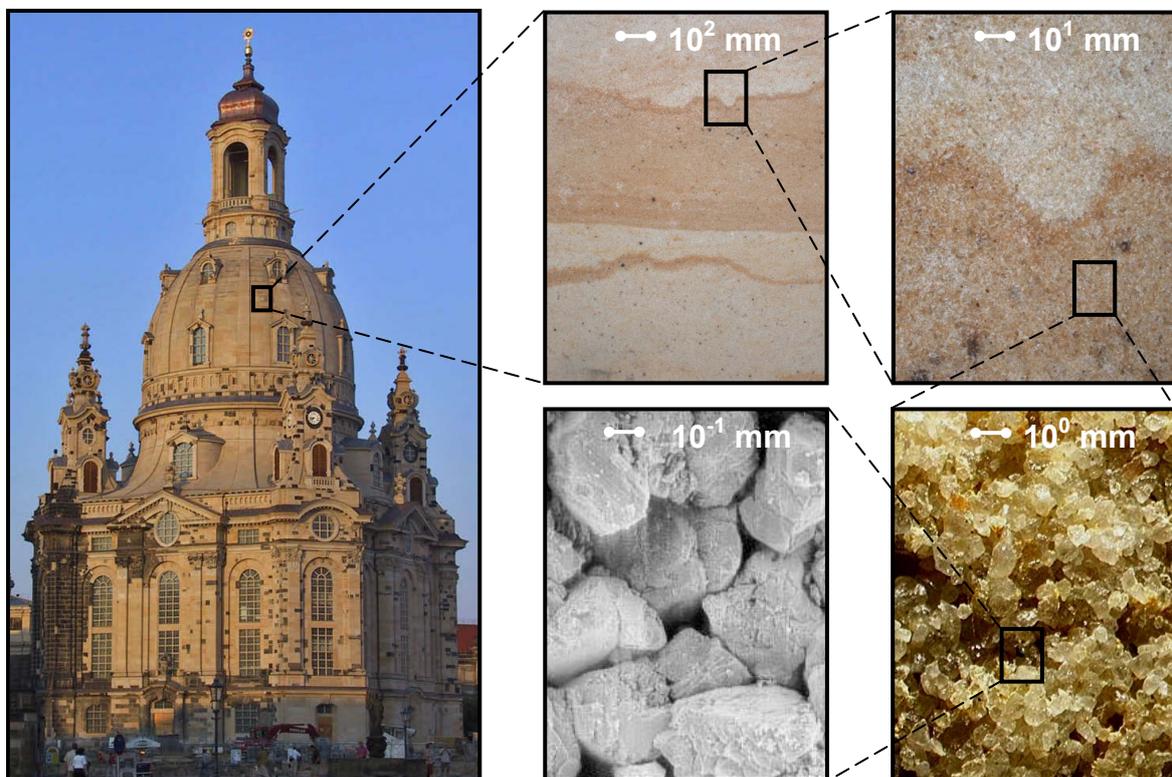


Abb. 3.1: Frauenkirche Dresden und das strukturelle Erscheinungsbild des Postaer Sandsteins in unterschiedlichen Vergrößerungen

Bei dem für die folgenden Untersuchungen herangezogenen Sandstein handelt es sich um einen mittelkörnigen, kieselig gebundenen Elbsandstein von beiger bis hellbrauner Farbe, der durch ungleichmäßig verteilte Eisenbänderungen sowie zum Teil gehäuft auftretende dunkelbraune Eisenoxidflecken gekennzeichnet ist (vgl. Abbildung 3.1, rechts oben).

Die in den folgenden Kapiteln aufgeführten experimentellen Untersuchungen dienen zur Charakterisierung des besagten Sandsteinmaterials hinsichtlich struktureller Besonderheiten (Porosität, Porengrößenverteilung, Korngrößenverteilung, ...) sowie hinsichtlich seiner mechanischen Widerstandsfähigkeit (Zugtragfähigkeit, Ermüdungsverhalten, ...). Einen Überblick über die Ziele der experimentellen Untersuchungen gibt die folgende Abbildung 3.2.

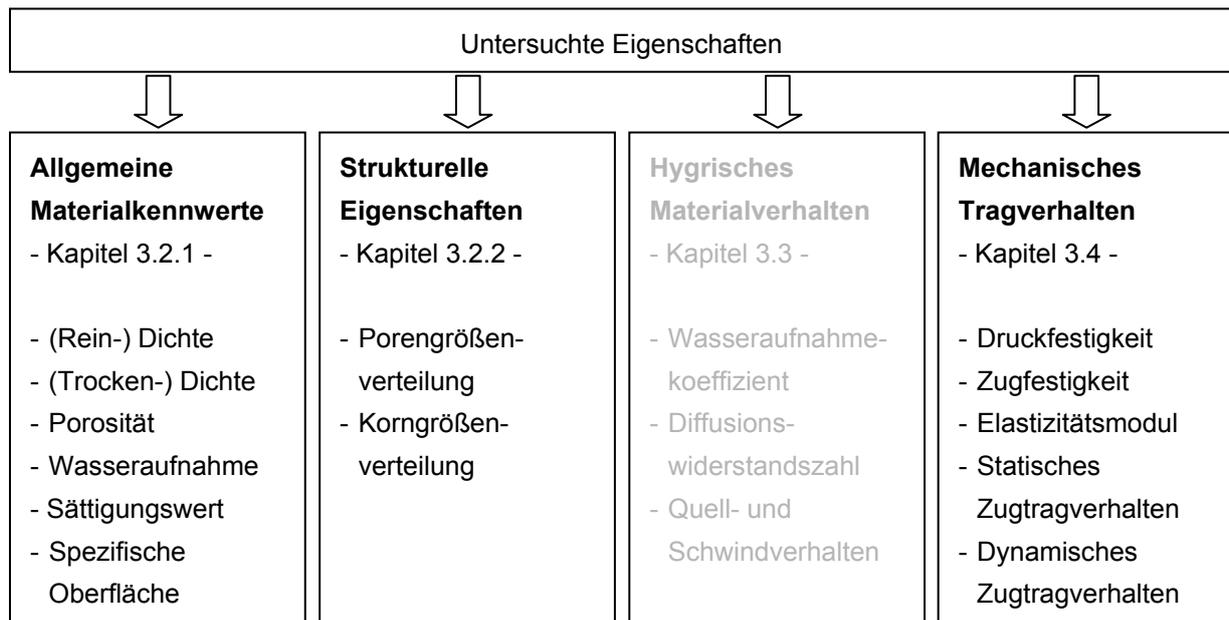


Abb. 3.2: Überblick über die wesentlichen experimentellen Untersuchungen

Anzumerken ist, dass zur Beschreibung des hygrischen Materialverhaltens keine eigene Versuchsdurchführung erfolgte, sondern auf die umfangreichen Untersuchungen und deren Ergebnisse in [67, 104] zurückgegriffen wurde.

## 3.2 Allgemeine materialkundliche Untersuchungen

### 3.2.1 Dichte, Porosität und Wasseraufnahme

Die Ermittlung der Dichte (Reindichte), der Rohdichte (Trockenrohichte) und der Porosität erfolgte in Anlehnung an DIN 52 102 [19] sowie DIN 51 056 [18], wonach u. a. auch die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck untersucht wurde. Des Weiteren dienten Untersuchungen zur Wasseraufnahme unter einem Druck von 150 bar zur Identifizierung des schwer zugänglichen Porenraumes und damit zur Erfassung der in DIN 52 103 [20] beschriebenen offenen Porosität. Aus den gemessenen Massen und den Volumen der Probekörper wurden die in der Tabelle 3.1 wiedergegebenen Werte für die (Trocken-) Rohdichte, (Rein-) Dichte, Porosität, Wasseraufnahme sowie den Sättigungswert ermittelt.

Eine weitere Kenngröße, die die Größe der inneren Porenwandoberfläche von porösen Materialien beschreibt, ist die so genannte spezifische Oberfläche. Diese wurde nach Brunauer, Emmet und Teller (BET-Messmethode) [8] mittels Gasadsorption ermittelt. Der Mittelwert und die Standardabweichung von drei Einzelmessungen sind in der Tabelle 3.1 wiedergegeben.

Tab. 3.1: Übersicht über die ermittelten allgemeinen Gesteinskennwerte

Kennwert / Prüfgröße	Probenanzahl	Mittelwerte (Standardabweichung)	
(Trocken-) Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	5	2,11 <sup>1)</sup> (0,02)	2,09 <sup>2)</sup> (0,02)
(Rein-) Dichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	5	2,47 <sup>1)</sup> (0,01)	2,65 <sup>2)</sup> (0,02)
Porosität [Vol.-%]	5	14,6 <sup>1)</sup> (0,57)	21,4 <sup>2)</sup> (0,61)
Wasseraufnahme [M.-%]	5	6,94 <sup>1)</sup> (0,34)	10,22 <sup>2)</sup> (0,37)
Sättigungswert [-]	5	0,68 (0,01)	
Spezifische Oberfläche [m <sup>2</sup> /g]	3	0,31 (0,02)	

<sup>1)</sup> Bestimmt unter Atmosphärendruck

<sup>2)</sup> Bestimmt unter 150 bar Überdruck

Entsprechend den in Tabelle 3.1 wiedergegebenen Materialkennwerten handelt es sich um einen Sandstein mit durchschnittlicher Dichte und Porosität. Trotz der relativ hohen Werte für die Wasseraufnahme ist in Anlehnung an [23] der untersuchte Sandstein mit einem Sättigungswert von 0,68 (< 0,75) als verwitterungsbeständig zu beurteilen. Der Sättigungswert gibt dabei das Verhältnis der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck zur Wasseraufnahme unter einem Druck von 150 bar an.

### 3.2.2 Porengrößenverteilung und Korngrößenverteilung

Die Gesamtporosität wurde in Anlehnung an DIN 52 103 [20] ermittelt. Untersuchungen in [105] nach DIN 52 102 bestätigen die Größenordnung für die Gesamtporosität. Sie beträgt für den untersuchten Sandstein 21,4 Vol.-% und zeigt, dass es sich um einen vergleichsweise grobporigen Sandstein handelt.

Für eine Beurteilung des Feuchteverhaltens ist neben dem Gesamtporenvolumen insbesondere die Porengrößenverteilung von Interesse. Zur Bestimmung der Häufigkeit, mit der Poren einer bestimmten Größe am Gesamtporenvolumen des untersuchten Gesteinsmaterials vertreten sind, wurde die Quecksilberdruckporosimetrie (vgl. auch Abschnitt 2.1.3) herangezogen. Hierbei wurde zerkleinertes Gesteinsmaterial zunächst bei einer Temperatur von 105 °C getrocknet und anschließend in ein Penetrometer eingebracht, um Quecksilber unter Druck in die Gesteinsporen einzupressen. Durch eine schrittweise Steigerung des Arbeitsdrucks lässt sich mit Hilfe der Gleichung 2.1 der Radius der Poren berechnen, die bei dem jeweiligen Druck gerade gefüllt werden. Unter Berücksichtigung des eingepressten Quecksilbervolumens erhält man als Ergebnis die in Abbildung 3.3 dargestellte Summenporenvolumenkurve sowie die Porengrößenverteilung des untersuchten Materials.

Eine besondere strukturelle Eigenschaft des untersuchten Sandsteins geht aus dem in Abbildung 3.3 dargestellten Kurvenverlauf für die Porengrößenverteilung hervor. Dieser weist einen deutlichen Peak mit relativ geringer Breite auf. Der Maximalwert wird bei einem Porenradius von etwa 27  $\mu\text{m}$  erreicht. Beidseits des Hochpunktes ist die Kurve durch einen sehr steilen Verlauf gekennzeichnet und erreicht schon bald annähernd die horizontale Koordinatenachse. Dies wiederum deutet auf eine ausgesprochen gleichmäßige Porenstruktur hin, deren Porengrößen nur geringfügig voneinander abweichen. Die gemessene Summenporenvolumenkurve erreicht einen Maximalwert von 0,109 ml/g. Dies entspricht einer Porosität von etwa 22 Vol.-% und bestätigt den unter einem Druck von 150 bar ermittelten Wert von 21,4 Vol.-% (vgl. Kapitel 3.2.1).

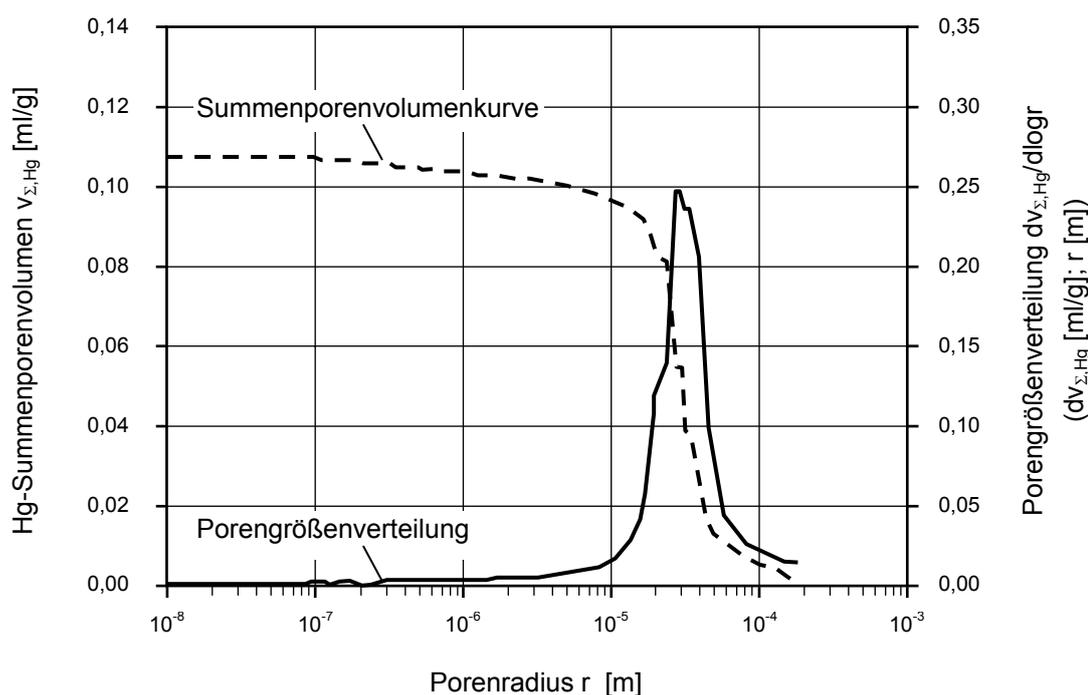
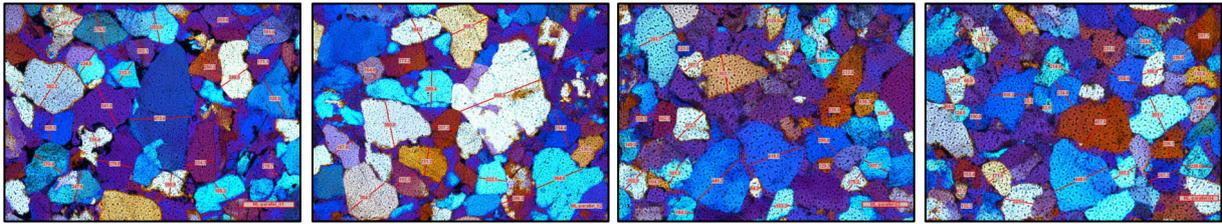


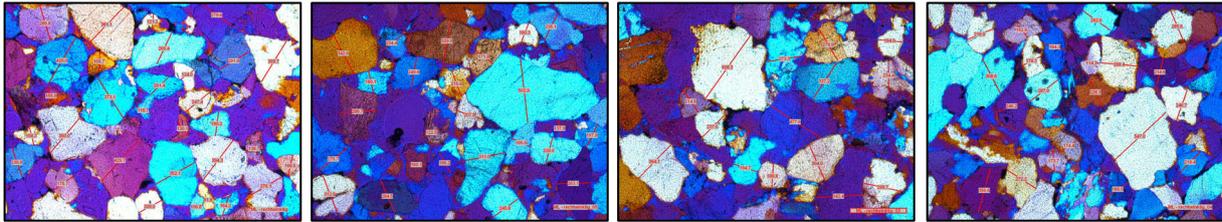
Abb. 3.3: Porengrößenverteilung und Summenporenvolumenkurve für das untersuchte Sandsteinmaterial (Postaer Sandstein der Gesteinsvarietät Mühlleite)

Als weitere strukturbeschreibende Kenngröße wurden Untersuchungen zur Korngrößenverteilung durchgeführt. Mittels mikroskopischer Analysen (Durchlichtmikroskopie) an Dünnschliffen erfolgte eine systematische Vermessung der Kornanschnitte (siehe Abbildung 3.4, oben). Hierfür wurden unter Berücksichtigung der Schichtungsrichtung des untersuchten Sandsteins mehrere Dünnschliffe präpariert. Eine statistische Auswertung dieser Messungen ging schließlich in die Geometrie des Modells für die numerischen Untersuchungen (Strukturmodell) ein (siehe Kapitel 4.3). Unter diesem Aspekt wurden die gemessenen Korngrößen in vier Kornklassen (A, B, C, D) unterteilt, um insbesondere Aussagen über die Korngrößenverteilung in einem repräsentativen Bereich treffen zu können. Es stellte sich z. B. heraus, dass statistisch gesehen Körner der Kornklasse D siebenmal häufiger vertreten sind als Körner der Kornklasse A (siehe Abbildung 3.4, unten). Die entsprechenden Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in der Abbildung 3.4 dargestellt.

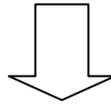
Parallel zur Schichtungsrichtung:



Senkrecht zur Schichtungsrichtung:



statistische  
Auswertung



Einteilung in  
Kornklassen

Bezeichnung der Kornklasse	A	B	C	D
Korngrößenspektrum Ø von ... bis ... [µm]	400 – 500	300 – 400	200 – 300	100 – 200
mittlerer Kornradius in [µm]	225	175	125	75
Verhältniszerte für die Auftretenswahrscheinlichkeit	1	2	6	7

Abb. 3.4: Mikroskopische Untersuchungen zur Ermittlung der Korngrößenverteilung (oben) und Auswertungsergebnisse im Hinblick auf die numerischen Untersuchungen am Strukturmodell (siehe Kapitel 4.3)

Weitere erforderliche Eingangsgrößen für die numerischen Berechnungen sind temperatur- und feuchteabhängige Speicher- und Leitfähigkeitskennwerte sowie Kennwerte zur Erfassung der Temperatur-, Schwind- und Quellverformungen des Sandsteins. Diese wurden z. T. aus entsprechenden Literaturangaben z. B. [101, 104, 122] abgeleitet.

### 3.3 Untersuchungen zum hygrischen Materialverhalten

Im Rahmen eines Forschungsprojektes zur Untersuchung von Fugenverbindungen zwischen Alt- und Neusteinen am Beispiel der Frauenkirche Dresden wurden am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH) eingehende Analysen zum hygrischen Materialverhalten u. a. am Postaer Sandstein der Gesteinsvarietät Mühlleite durchgeführt. Die Erkenntnisse aus den z. T. sehr zeitintensiven und umfangreichen Untersuchungen sind in [67, 104] wiedergegeben. Auf diese Ergebnisse konnte im Rahmen der vorliegenden

Arbeit aufgebaut werden. Daher wurden hinsichtlich des Feuchteaufnahme- und Trocknungsverhaltens sowohl im hygroskopischen als auch im überhygroskopischen Feuchtebereich sowie der damit einhergehenden hygri-schen Längenänderungen des untersuchten Sandsteins keine eigenen experimentellen Untersuchungen durchgeführt. Die für diese Arbeit relevanten Versuchsergebnisse zum Postaer Sandstein der Gesteinsvarietät Mühlleite sind im Anhang A4 – A8 in zusammengefasster Form wiedergegeben.

### **3.4 Untersuchungen zur Beurteilung mechanischer Eigenschaften**

#### **3.4.1 Bestimmung statischer Festigkeiten und des E-Moduls**

##### **- Druckfestigkeit**

Die Druckfestigkeiten des untersuchten Sandsteins wurde in Anlehnung an DIN 52105 [22] an Würfeln mit einer Kantenlänge von  $l = 50$  mm bestimmt. Hierfür wurden je Schichtungsorientierung fünf Einzelversuche durchgeführt, wobei eine kraftgesteuerte Lastaufbringung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von  $1,0$  N/mm<sup>2</sup> je Sekunde bis zum Eintritt des Versagens der Prüfkörper erfolgte. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in der Tabelle 3.2 aufgeführt.

##### **- Elastizitätsmodul**

Der statische Elastizitätsmodul wurde aus der Steigung der Tangente an die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im linear-elastischen Bereich ermittelt. Die anhand von Druckversuchen ermittelten Werte für den statischen E-Modul des Postaer Sandsteins der Gesteinsvarietät Mühlleite sind in der Tabelle 3.2 aufgeführt. Den angegebenen Mittelwerten liegen jeweils fünf Einzelversuchsergebnisse zugrunde.

##### **- Zugfestigkeit (gemäß [104])**

Die Zugfestigkeiten des Sandsteinmaterials wurden in [104] an Zylindern mit einer Höhe  $h$  von 150 mm und einem Durchmesser  $d$  von 50 mm bestimmt. Die Lasteintragung erfolgte dabei über gelenkig gelagerte Zugstangen und aufgeklebte Stahlstempel auf die Stirnflächen der Prüfzylinder. Die Ergebnisse für die Zugfestigkeiten, die mit Hilfe von insgesamt zehn Einzelmessungen je Schichtungsorientierung ermittelt wurden, sind in der Tabelle 3.2 wiedergegeben.

Tab. 3.2: Zusammenstellung mechanischer Kennwerte (Druckfestigkeit, E-Modul, Zugfestigkeit)

Kennwert	Probenanzahl	Mittelwert	Standardabweichung
<b>Druckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]</b>			
zur Schichtung	5	59,2	4,83
⊥ zur Schichtung	5	61,2	2,87
<b>E-Modul [N/mm<sup>2</sup>]</b>			
zur Schichtung	5	11.185	827
⊥ zur Schichtung	5	12.314	424
<b>Zugfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>] (gemäß [104])</b>			
zur Schichtung	10	2,61	0,14
⊥ zur Schichtung	10	2,19	0,23

Da die Zugfestigkeit des untersuchten Sandsteinmaterials eine zentrale Bedeutung für die vorliegende Arbeit hat und nähere Informationen zu den in [67, 104] erwähnten Zugversuchen fehlen (z. B. Lage der Bruchstellen oder Art der Versuchsregelung – kraftgesteuert/verformungsgesteuert), mussten ergänzende experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Zugfestigkeiten durchgeführt werden. Hierfür wurden je Schichtorientierung zehn Prismen mit den Abmessungen 40 x 40 x 160 mm<sup>3</sup> gesägt und auf die Stirnflächen der Prüfkörper für die beabsichtigten Zugversuche geeignete Stahladapter (Zugstempel) aufgeklebt. Als Klebstoff für die kraftschlüssige Verbindung zwischen den Stahladaptoren und den Prüfkörpern wurde ein schnell erhärtender Zweikomponentenkleber auf Methacrylharzbasis verwendet. Anschließend lagerten die präparierten Prüfkörper in einem Klimaraum bei einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchte von 65 % bis sie nach Erreichen des Ausgleichzustandes (Massenkonstanz) den verformungsgeregelten Zugversuchen zugeführt wurden.

Zur Gewährleistung einer verdrehbaren Lagerung wurden Kalotten zwischen der Prüfmaschine und den auf die Stirnflächen der Prüfkörper aufgeklebten Stahladaptoren angeordnet. Die Verbindung zwischen Kalotte und Adapter erfolgte über den Schraubenanschluss der Kalotte, der in das mittig auf der einen Adapterfläche angeordnete Gewinde eingeschraubt wurde. Die Abbildung 3.11 zeigt diesen Versuchsaufbau.

Für die Durchführung der verformungsgesteuerten Zugversuche wurden mittels eines Messgestells zwei induktive Wegaufnehmer auf gegenüberliegenden Prüfkörperseiten mittig befestigt. Die Anbringung des Messgestells, das die festgelegte Messlänge von 100 mm gewährleistete, erfolgte mit insgesamt acht Schrauben an der Wandung des Prüfkörpers. Mit einer konstanten Verformungsgeschwindigkeit von 0,05 mm/min erfolgte schließlich die Lastaufbringung bis zum Bruch. Es wurden nur Versuche, bei denen die Versagensfläche innerhalb der Messstrecke eintrat, für die Bestimmung der Materialkennwerte herangezogen. Vier der insgesamt 20 Messungen wurden verworfen, da hier der Versagensquerschnitt in der Nähe der

Klebefuge eintrat und somit eine Beeinträchtigung der Prüfergebnisse durch mehrachsige Spannungszustände in diesen Bereichen nicht ausgeschlossen werden konnte.

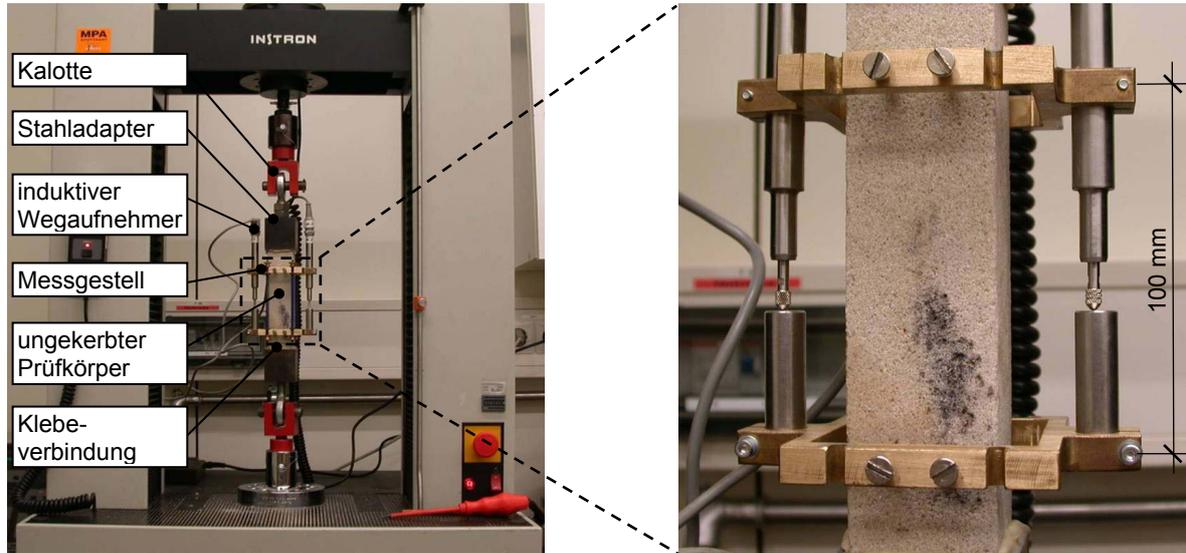


Abb. 3.11: Versuchsaufbau für die Durchführung der Zugversuche an ungekerbten Prüfkörpern ohne Behinderung der Prüfkörperverdrehung (gelenkige Lagerung)

Eine schematische Darstellung der Prüfkörpergeometrie sowie des Versuchsaufbaus mit dem zugehörigen typischen Verlauf der Messkurven ist in Abbildung 3.12 dargestellt. Die Tabelle 3.3 enthält die statistisch ausgewerteten Prüfergebnisse für die Zugfestigkeiten  $f_t$ , die Werte für den statischen Elastizitätsmodul  $E_Z$  (Sekantenmodul) und die über eine Messlänge von 100 mm ermittelten Dehnungen beim Erreichen der Zugfestigkeiten  $\epsilon_{tu}$  (Bruchdehnung).

Tab. 3.3: Ergebnisse der ergänzenden Zugversuche ohne Behinderung der Prüfkörperverdrehung zur Ermittlung der Zugfestigkeit, Bruchdehnung und des  $E_Z$ -Moduls

Kennwert	Probenanzahl	Mittelwert	Standardabweichung
<b>Zugfestigkeit <math>f_t</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>			
zur Schichtung	8	2,12	0,15
⊥ zur Schichtung	8	1,55	0,20
<b>Bruchdehnung <math>\epsilon_{tu}</math> [mm/m]</b>			
zur Schichtung	8	0,470	0,061
⊥ zur Schichtung	8	0,307	0,138
<b>E-Modul <math>E_Z</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>			
zur Schichtung	8	12.973	1.249
⊥ zur Schichtung	8	14.344	2.463

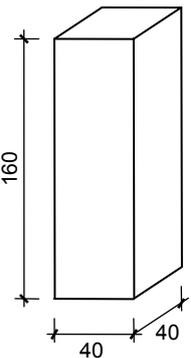
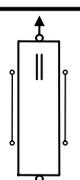
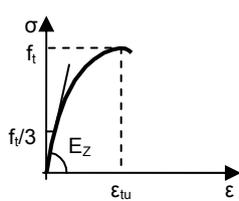
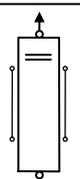
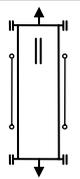
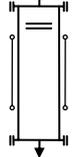
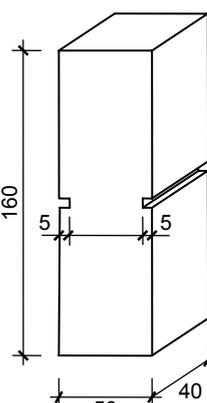
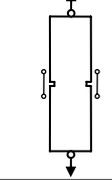
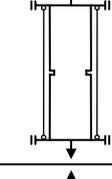
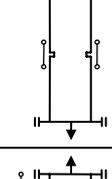
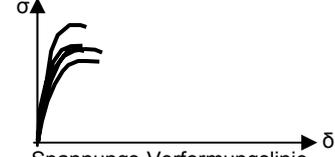
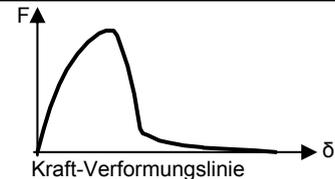
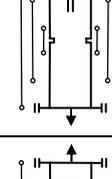
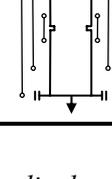
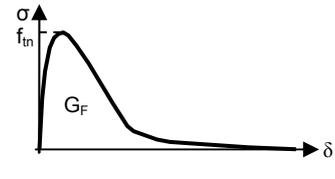
Geometrie der Prüfkörper	Schematischer Versuchsaufbau	Prüfbedingungen	Ziel der Untersuchungen	Probenanzahl
<p>Ungekerbte Prismen</p> 		20 °C / 65 % r. F.		8
				8
				10
				10
<p>Gekerbte Prismen</p>  <p>alle Maße in [mm]</p>	<p>VORVERSUCHE</p>   	20 °C / 65 % r. F.	 Spannungs-Verformungslinie	6
			 Kraft-Verformungslinie	8
			 Spannungs-Verformungslinie	6
	<p>HAUPTVERSUCHE</p>  	20 °C / 65 % r. F.		10
		20 °C / 33 % r. F.		10
		20 °C / 94 % r. F.		10
		2 °C / 65 % r. F.		10
		50 °C / 65 % r. F.		10
		20 °C / 65 % r. F.		10
		20 °C / 33 % r. F.		10
		20 °C / 94 % r. F.		10
		2 °C / 65 % r. F.		10
		50 °C / 65 % r. F.		10

Abb. 3.12: Überblick über die durchgeführten statischen Zugversuche

Aufgrund der doch deutlichen Unterschiede zwischen den Zugfestigkeiten in Tabelle 3.2 und 3.3 wurden weitere Zugversuche an ungekerbten Sandsteinprismen durchgeführt, bei denen jedoch in Anlehnung an [93] eine verdrehungsbehinderte Lagerung der Prismen in der Prüfmaschine umgesetzt wurde. Hierzu wurden die gesägten und im Normklima konditionierten Prüfkörper ( $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ ) direkt in die Prüfmaschine zwischen zwei demontierbaren, verdrehungsbehinderten Stahlplatten mit dem bereits zuvor erwähnten Zweikomponentenkleber eingeklebt. Nach der erforderlichen Erhärtungszeit für den Kleber wurden die verformungsgesteuerten Zugversuche an je zehn Prüfkörpern je Schichtungsorientierung durchgeführt. Der schematische Prüfaufbau sowie die gewonnenen Kenngrößen können der Abbildung 3.12 entnommen werden. Die entsprechenden Untersuchungsergebnisse sind in der Tabelle 3.4 zusammengefasst und belegen eine annähernd mittlere Zugfestigkeit für beide Beanspruchungsrichtungen im Vergleich zu den Prüfergebnissen in Tabelle 3.2 und 3.3.

Tab. 3.4: Ergebnisse der ergänzenden Zugversuche mit Behinderung der Prüfkörperverdrehung zur Ermittlung der Zugfestigkeit, Bruchdehnung und des  $E_Z$ -Moduls

Kennwert	Probenanzahl	Mittelwert	Standardabweichung
<b>Zugfestigkeit <math>f_t</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>			
zur Schichtung	10	1,95	0,09
⊥ zur Schichtung	10	1,90	0,23
<b>Bruchdehnung <math>\epsilon_{tu}</math> [mm/m]</b>			
zur Schichtung	10	0,404	0,061
⊥ zur Schichtung	10	0,411	0,068
<b>E-Modul <math>E_Z</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>			
zur Schichtung	10	9.044	825
⊥ zur Schichtung	10	9.364	1.172

### 3.4.2 Bruchmechanische Untersuchungen

Mechanisch induzierte Schädigungs- und Versagensprozesse in porösen Materialien wie Sandstein sind durch ein ausgeprägt nichtlineares Verhalten mit einem charakteristischen Entfestigungsverhalten gekennzeichnet. Die Kenntnisse insbesondere dieser stoffgesetzlichen Beziehungen werden benötigt um eine wirklichkeitsnahe numerische Analyse von Schädigungsprozessen durchführen zu können. Zunächst wird hierzu das Versuchsprogramm zur Bestimmung des bruchmechanischen Materialverhaltens nach Erreichen der Zugfestigkeit und damit das für die eingehende Analyse des Schädigungsverlaufs erforderliche Entfestigungsverhalten des untersuchten Sandsteins vorgestellt. Anschließend wird auf die erzielten Untersuchungsergebnisse eingegangen.

### 3.4.2.1 Überblick über das bruchmechanische Versuchsprogramm

Im Rahmen von Voruntersuchungen sollten insbesondere der Einfluss der Lasteintragsart sowie der Belastungsgeschwindigkeit untersucht und für die Hauptuntersuchungen zur Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte festgelegt werden. Hinsichtlich der Art der Lasteintragung wurden Zugversuche sowohl an gelenkig gelagerten als auch an verdrehungsbehindert angeordneten Prüfkörpern durchgeführt. Das Hauptaugenmerk wurde dabei auf die messtechnische Aufzeichnung des vollständigen Spannungs-Verformungsverhaltens im Besonderen nach dem Erreichen der Zugfestigkeit gerichtet. Hierfür wurden die Prüfkörper mit den Abmessungen  $50 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  gekerbt, um eine Bruchlokalisierung zu gewährleisten und die Aufzeichnung der maßgebenden Verformungen unmittelbar im Bereich der Versagensstelle zu ermöglichen. Die 5 mm tiefen Kerben wurden beidseitig auf halber Probenlänge eingesägt. Der Restquerschnitt zwischen den Kerben betrug  $40 \times 40 \text{ mm}^2$ . Die Geometrie der gekerbten Zugprismen sowie die verschiedenen Versuchsaufbauten sind in der Abbildung 3.12 schematisch dargestellt.

Nach [1] sind infolge der Kerbungen keine extremen Spannungsspitzen, die u. U. zu einem deutlichen Zugfestigkeitsabfall führen könnten, zu erwarten. Obwohl Sandsteine als nur mäßig kerbempfindlich angesehen werden, wurde versucht eine möglichst geringe Kerbtiefe zu wählen. Allerdings sollte sich der Bruch des Sandsteins stets an der Kerbe einstellen, damit eine Aufzeichnung des Spannungs-Verformungsverlaufs im Versagensbereich – trotz der gewählten Messlänge von nur 30 mm – gewährleistet werden konnte.

Um den Verlauf des Entfestigungsverhaltens messtechnisch erfassen zu können, wurden die Zugversuche verformungsgesteuert durchgeführt. Im Rahmen der Voruntersuchungen sollte – wie zu Beginn dieses Abschnitts angedeutet – eine geeignete Verformungsgeschwindigkeit festgelegt werden, die eine stabile Rissentwicklung und damit eine vollständige Aufzeichnung des Entfestigungsverhaltens im Zugversuch erlaubt.

Nach der Festlegung der wesentlichen Randbedingungen für die Durchführung der bruchmechanischen Untersuchungen sollte im Zuge der Hauptversuche die für die numerischen Analysen benötigten bruchmechanischen Kennwerte ermittelt werden. Des Weiteren sollte ein möglicher Einfluss von witterungsbedingten Gegebenheiten auf die bruchmechanischen Kenngrößen untersucht werden. Daher wurden auch verformungsgeregelte zentrische Zugversuche unter unterschiedlichen Temperatur- und Feuchtebedingungen vorgesehen, um entsprechende Auswirkungen auf den Verlauf des Entfestigungsverhaltens erkunden zu können. Hierfür wurden Versuche bei Prüftemperaturen von 2, 20 und 50 °C sowie Umgebungsfeuchten von 33, 65 und 94 % r. F. durchgeführt.

Einen Überblick über die insgesamt durchgeführten statischen Zugversuche (Vorversuche und Hauptversuche) an gekerbten Prüfkörpern, die in den folgenden Kapiteln näher behandelt werden, gibt die Abbildung 3.12, unten wieder.

### 3.4.2.2 Voruntersuchungen

#### *Zugversuche mit verdrehbar gelagerten Prüfkörpern (gelenkige Lagerung)*

Entsprechend der Vorgehensweise zur Durchführung der in Kapitel 3.4.1 beschriebenen Zugversuche mit verdrehbar gelagerten Sandsteinprismen wurde das Zugtragverhalten von gekerbten Prüfkörpern untersucht (siehe Abbildung 3.13).

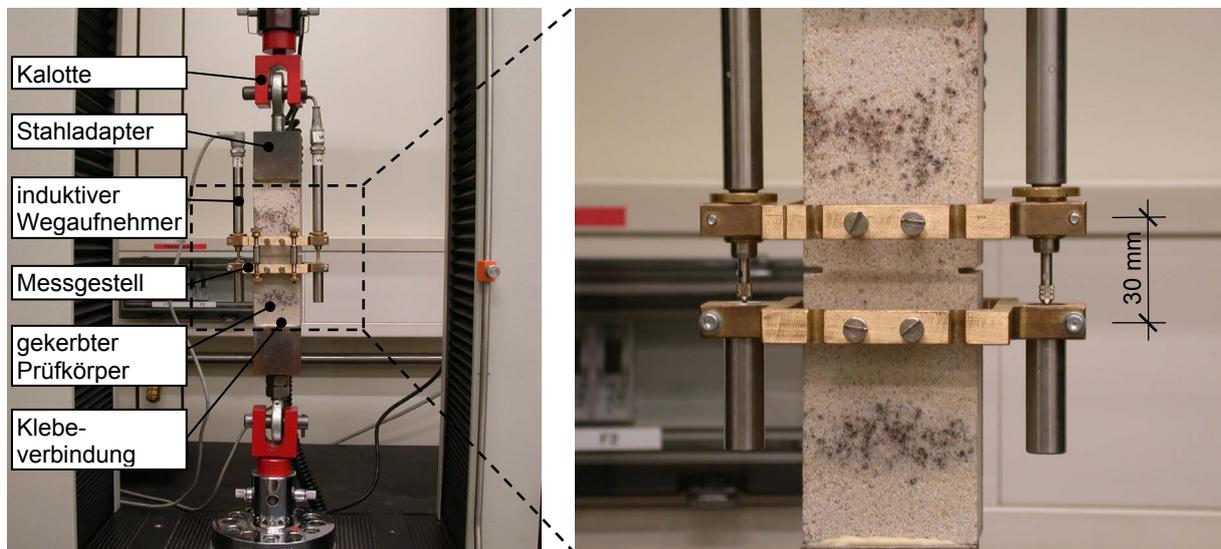


Abb. 3.13: Versuchsaufbau für die Durchführung der Zugversuche an gekerbten Prüfkörpern ohne Behinderung der Prüfkörperverdrehung (gelenkige Lagerung)

Durch die Anordnung der Kerben und der damit einhergehenden Lokalisierung der Versagensstelle konnte die Messlänge auf 30 mm reduziert werden. Die in Abbildung 3.14 dargestellten exemplarischen Versuchsergebnisse verdeutlichen, dass entgegen den experimentellen Erkenntnissen in [93] eine Aufzeichnung des vollständigen Spannungs-Verformungsverhaltens ohne Behinderung der Prüfkörperverdrehung nicht möglich ist. Obwohl im Zuge dieser Voruntersuchungen die Prüfgeschwindigkeit zwischen 0,01 mm/min (Versuchsdauer ca. 35 min) und 0,0003 mm/min (Versuchsdauer ca. 405 min) variiert wurde, konnte trotz der sehr geringen Verformungsgeschwindigkeiten kein stabiles Risswachstum und damit keine Aufzeichnung des Entfestigungsverhaltens erzielt werden. Stattdessen trat stets mit dem Erreichen der maximal aufnehmbaren Zugspannung ein schlagartiges Versagen ein.

Die Ursache hierfür liegt in der Art der Lasteintragung, die maßgeblich die Rissentwicklung beeinflusst. Denn unmittelbar nach dem Überschreiten der maximalen Zugbeanspruchung entsteht im Versuch zunächst ein einzelner Anriss. Aufgrund der Heterogenität des Sandsteins wird dieser Anriss sich an der Kerbe mit der geringeren Materialfestigkeit abzeichnen. Dieser Umstand kombiniert mit der gelenkigen Lasteintragung führt zu einer exzentrischen Beanspruchung des Restquerschnitts zwischen den Kerben. Mit zunehmender Risslänge vergrößert sich die Exzentrizität, wodurch zu den Normalspannungen immer größer werdende Biegespannungen wirken. Da das Material aufgrund des bereits erreichten Belastungsniveaus kaum Tragreserven aufweist, genügt schon eine kleine Außermittigkeit um das instabile Versagen

einzuleiten. Diese Zusammenhänge werden durch die getrennte Betrachtung der Kraft-Verformungsverläufe von den beiden Wegaufnehmern deutlich (siehe Abbildung 3.15).

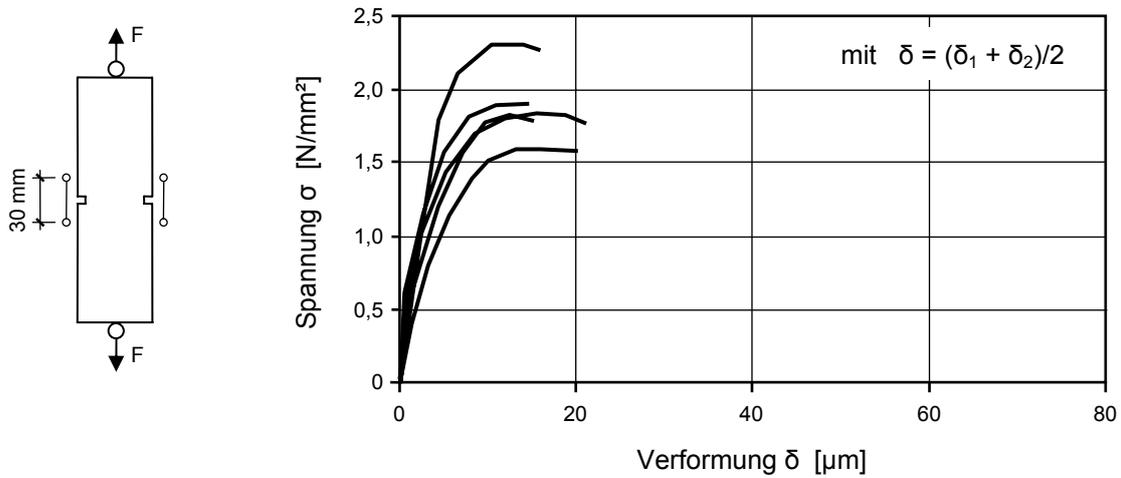


Abb. 3.14: Exemplarische Versuchsergebnisse der Zugversuche an gekerbten Prüfkörpern ohne Behinderung der Prüfkörperverdrehung (gelenkige Lagerung)

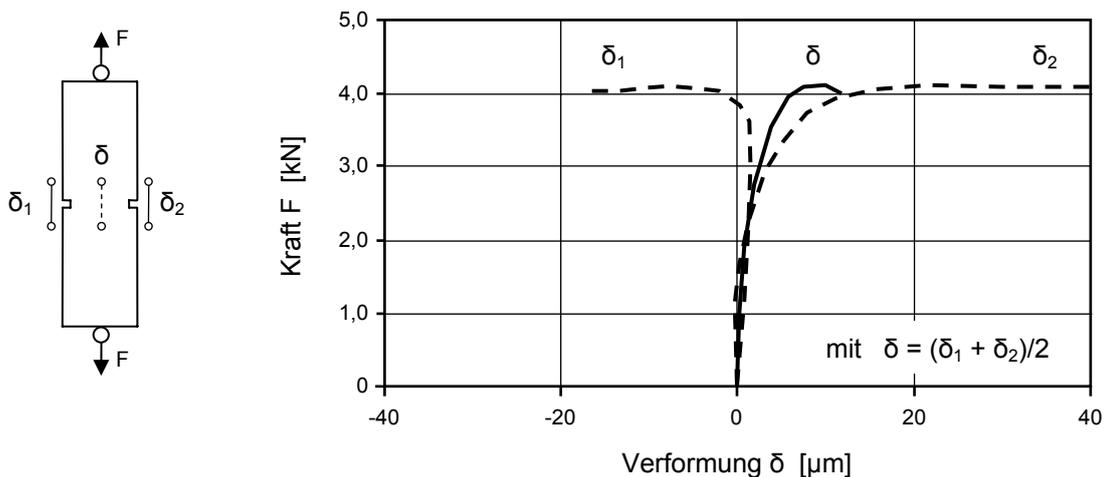


Abb. 3.15: Charakteristische Kraft-Verformungsverläufe für die beiden Wegaufnehmer in einem Zugversuch ohne Behinderung der Prüfkörperverdrehung

Bei dem in Abbildung 3.15 exemplarisch wiedergegebenen Zugversuch entstand der Anriss im Bereich der rechten Kerbspitze. Wie an dem entsprechenden Kurvenverlauf zu erkennen ist, nehmen hier die Verformungen  $\delta_2$  kontinuierlich zu, d. h. die Materialschädigung wird eingeleitet und weitet sich aus. Die Verformungen  $\delta_1$  an der gegenüberliegenden Kerbe hingegen gehen bereits vor dem Erreichen der Maximalkraft zurück und führen sogar zu einer Stauchung dieser Prüfkörperseite. Folglich entwickelt sich der Riss nur von der rechten Kerbe aus und führt durch den Rissfortschritt zu einer immer stärkeren Verlagerung des kraftübertragenden Restquerschnitts zur linken (unbeschädigten) Kerbe hin. Diese zunehmende Exzentrizität bewirkt schließlich ein schlagartiges Versagen des Prüfkörpers.

Um aber die relevanten bruchmechanischen Kenngrößen experimentell bestimmen zu können, ist eine versuchsbedingt kontrollierte (stabile) Rissentwicklung unumgänglich. Denn nur da-

durch gelingt die messtechnische Erfassung des Entfestigungsverhaltens im Versuch. Daher wurden im Folgenden Zugversuche mit unverdrehbar gelagerten Prüfkörpern durchgeführt.

*Zugversuche mit unverdrehbar gelagerten Prüfkörpern (starre Lagerung)*

Zur Durchführung der Zugversuche mit unverdrehbar gelagerten Prüfkörpern wurde die in Abbildung 3.16 dargestellte elektromechanische, mikroprozessorgesteuerte Prüfmaschine (INSTRON 4508) verwendet. Die gekerbten Prüfkörper wurden in der Prüfmaschine zwischen zwei steife, demontierbare Stahlplatten eingeklebt und einer verformungsgeregelten Zugbeanspruchung ausgesetzt.

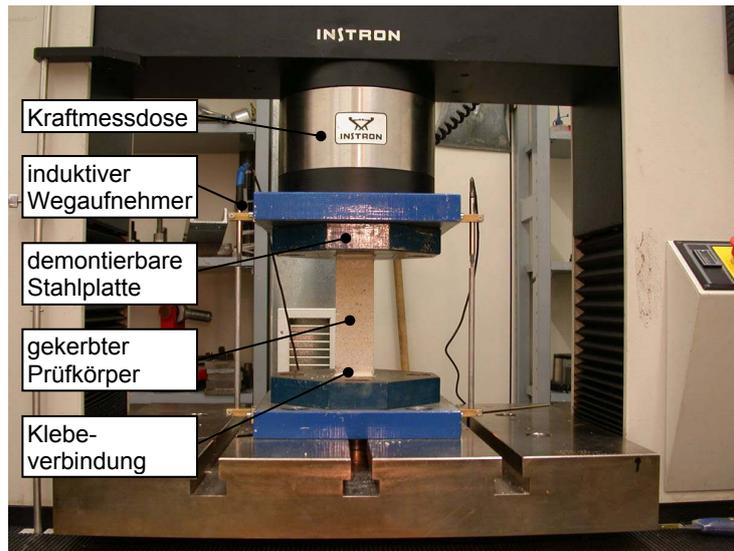


Abb. 3.16: Versuchsaufbau für die Durchführung der Zugversuche an gekerbten Prüfkörpern mit Behinderung der Prüfkörperverdrehung (starre Lagerung)

Die charakteristischen Kurvenverläufe (Kraft-Verformungslinien) für diese Art der Versuchsdurchführung sind in der Abbildung 3.17 wiedergegeben. Vergleicht man nun die jeweiligen Verformungen beidseits des Prüfkörpers, so wird deutlich, dass durch die gewählte Lagerungsart eine Verdrehung der Probe weitestgehend unterbunden wird.

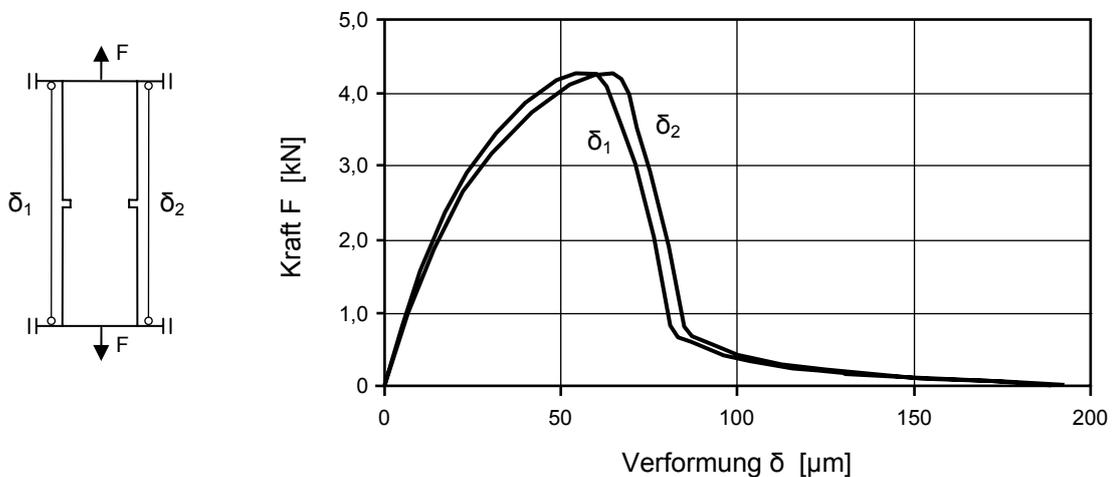


Abb. 3.17: Charakteristische Kraft-Verformungsverläufe für die beiden Wegaufnehmer in einem Zugversuch mit Behinderung der Prüfkörperverdrehung

Im Gegensatz zur Rissentwicklung bei den Versuchen mit verdrehbaren Lasteintragungsplatten kommt hier die Rissfortpflanzung des ersten Anrisses zum Stoppen und ein neuer Riss an der gegenüberliegenden Kerbe entsteht. Diese laufen im Weiteren zusammen und ab einer Verformung von ca. 125  $\mu\text{m}$  ist eine gleichförmige Verformungszunahme (Rissaufweitung) über den gesamten Querschnitt zwischen den Kerben messbar. Eine vollständige Durchtrennung des Prüfkörpers, so dass keine Kraftübertragung über Materialbrücken bzw. Rissuferverzahnungen stattfinden konnte, erfolgte ab einer Verformung (Rissöffnung) von ca. 200  $\mu\text{m}$ . Die Bilder im Anhang, Abbildung A-3.7 verdeutlichen die zeitliche Abfolge der Durchtrennung des Prüfkörpers im Zugversuch mit Verdrehungsbehinderung.

Wie in Kapitel 3.4.2.1 erläutert wurde, sollte im Rahmen von Voruntersuchungen auch der Einfluss von unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten erkundet werden. Das primäre Anliegen war zunächst die Gewährleistung eines stabilen Risswachstums in den zentrischen Zugversuchen, um den abfallenden Ast der Spannungs-Verformungsbeziehung (Entfestigungskurve) vollständig aufzeichnen zu können. Hierfür wurden unter verschiedenen Prüfgeschwindigkeiten mehrfache Belastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungsversuche durchgeführt und die Stabilität der Rissentwicklung überprüft. Abbildung 3.18 zeigt exemplarisch den Spannungs-Verformungsverlauf für einen derartigen Versuch mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,05 mm/min.

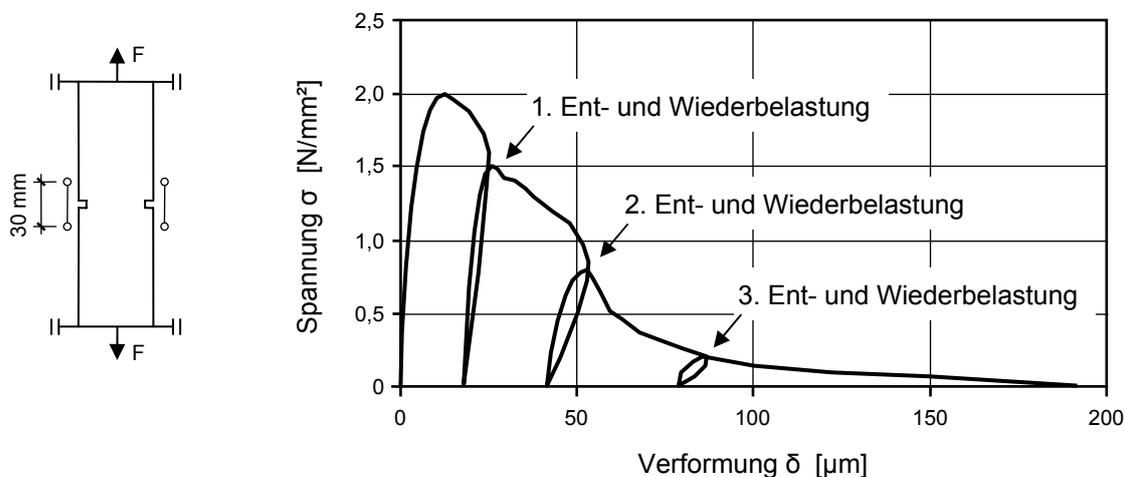


Abb. 3.18: Spannungs-Verformungsverlauf für einen zentrischen Zugversuch mit mehrfacher Entlastung und Wiederbelastung

In den Versuchen mit einer höheren Verformungsgeschwindigkeit (0,1 mm/min) konnte bei größeren Rissbreiten kein stabiles Risswachstum mehr sichergestellt werden. Während bei geringeren Prüfgeschwindigkeiten ( $\leq 0,05$  mm/min) der abfallende Ast stets bis zum Spannungsniveau  $\sigma = 0$  aufgezeichnet werden konnte, verhinderte bei höheren Verformungsgeschwindigkeiten ein vorzeitiger Bruch des Prüfkörpers die Aufzeichnung des kompletten Spannungs-Verformungsverlaufs. Für die Durchführung der Hauptversuche wurde daher eine Prüfgeschwindigkeit von 0,05 mm/min festgelegt.

### 3.4.2.3 Versuchsaufbau und -durchführung der Hauptuntersuchungen

Aufbauend auf die Erkenntnisse aus den Voruntersuchungen wurden gekerbte Sandsteinprismen ( $50 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ , Kerbtiefe 5 mm) für die Durchführung der verformungsgeregelten zentrischen Zugversuche verwendet, um das bruchmechanische Verhalten des Postaer Sandsteins eingehend analysieren zu können. Die Lasteinleitung erfolgte über steife, verdrehungsbehinderte Stahlplatten, zwischen denen die gekerbten Sandsteinprismen mittels eines schnell erhärtenden Zweikomponentenklebers auf Methacrylatbasis eingeklebt wurden. Durch die gewählte Behinderung der Probenverdrehung konnte analog zu den Voruntersuchungen eine stabile und über den Querschnitt der Probe gleichmäßige Rissentwicklung erzielt werden. Anhand der verformungsgesteuerten Zugversuche ( $v = 0,05 \text{ mm/min}$ ) konnten die gesuchten bruchmechanischen Materialkennwerte, wie z. B. die Bruchenergie  $G_F$  und die Spannungs-Rissöffnungsbeziehung gewonnen werden.

Weiterhin wurden zentrische Zugversuche an gekerbten Proben bei unterschiedlichen Temperatur- (2, 20 und 50 °C) und Feuchtebedingungen (33, 65 und 94 % r. F.) durchgeführt, um auch eine mögliche Veränderung der für die numerischen Untersuchungen relevanten Materialkennwerte infolge der variierenden Umgebungsbedingungen berücksichtigen zu können. Hierfür wurden die Versuche in einer klimatisierbaren Probenkammer durchgeführt, die aus einem zweiseitigen Edelstahlgehäuse mit Zwischendämmung bestand. Zur einfachen Handhabung beim Einbau der Zugprismen und zur visuellen Kontrolle des Versuchsablaufs befand sich an der Vorderseite der Klimabox eine Fenstertür mit Schnellverschluss (siehe Abbildung 3.19). Die notwendigen Durchlässe für die Belastungsvorrichtung der Prüfmaschine sowie die Messkabel der insgesamt sechs induktiven Wegaufnehmer wurden sorgfältig abgedichtet.

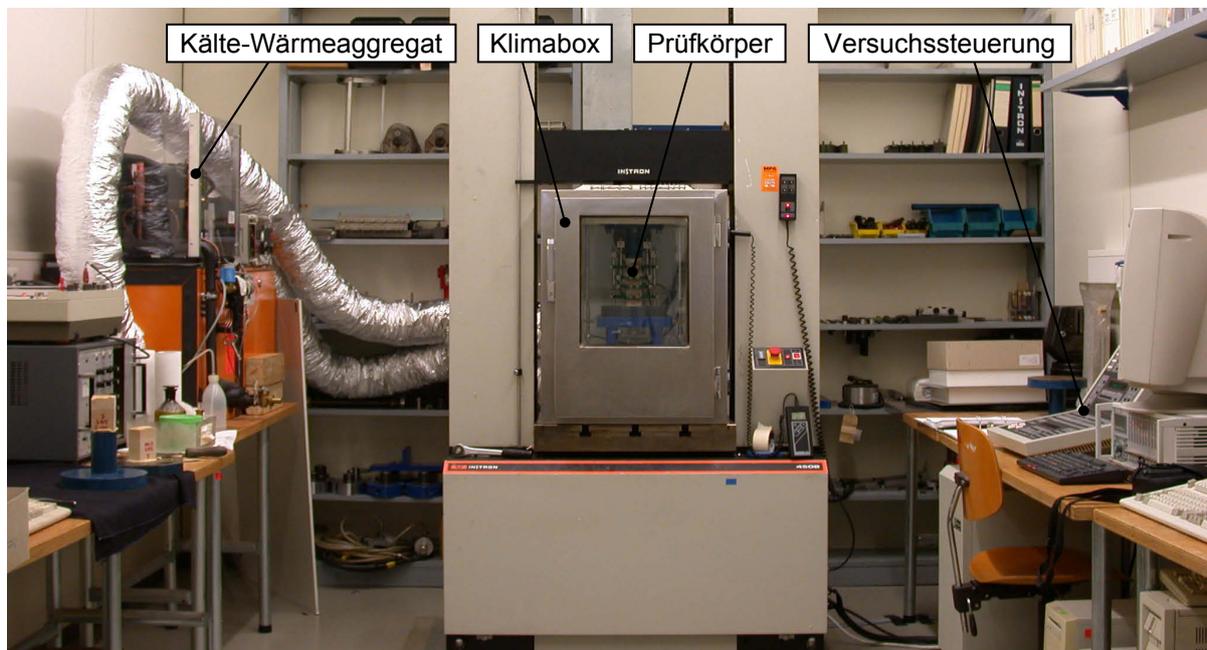


Abb. 3.19: Versuchsaufbau für die Durchführung der bruchmechanischen Untersuchungen in einer Klimabox einschließlich eines Kälte-Wärmeaggregats zur Regulierung des Prüfklimas

Die Temperaturregelung der Klimabox erfolgte über ein Kälte-Wärmeaggregat, das über Schläuche entsprechend konditionierte Luft zu- und abführen konnte. Ein gesonderter in der Box angebrachter Temperaturfühler ermöglichte stets das Sicherstellen der gewünschten Prüftemperatur. Hinsichtlich der Prüfungen, in denen der Einfluss unterschiedlicher Feuchtebedingungen untersucht werden sollte, wurden die Prüfkörper in gesonderten Klimaräumen bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte gelagert. Unmittelbar vor der Prüfung wurden die Prüfkörper wasserdampfdicht mit einer Kunststofffolie versiegelt und in diesem Zustand in die Prüfmaschine eingebaut.

Zur differenzierteren Untersuchung der Verformungen über die Prüfkörperlängsachse wurden insgesamt sechs induktive Wegaufnehmer vom Typ HBM W5TK mit einer Nennmessspanne von 10 mm und einer Genauigkeitsklasse von 0,4 verwendet. Über ein spezielles Messgestell konnten direkt an der Probe die Verformungen über eine Messlänge von sowohl 30 mm als auch 100 mm mit jeweils zwei Wegaufnehmern erfasst werden. Zwei weitere Wegaufnehmer wurden an den steifen Auflagerplatten angebracht und zeichneten im Wesentlichen die Gesamtverformung des Prüfkörpers einschließlich eventueller Verformungen der Klebeverbindungen auf. Die Abbildung 3.20 zeigt einen eingebauten Prüfkörper mit dem besagten Messgestell und insgesamt sechs induktiven Wegaufnehmern (links) sowie eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaus mit den jeweiligen Messgrößen der einzelnen Wegaufnehmer (rechts).

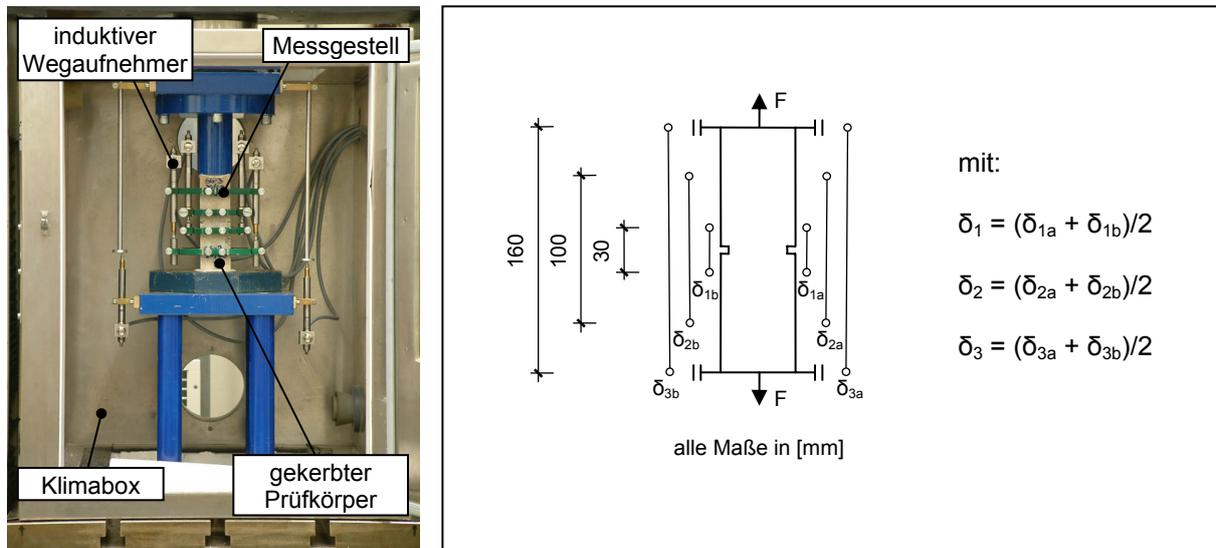


Abb. 3.20: Versuchsaufbau für die Durchführung der bruchmechanischen Untersuchungen (links) und schematische Darstellung der Anordnung der Wegaufnehmer sowie die Bezeichnung der jeweiligen Messgrößen (rechts)

Die Durchführung der im Folgenden behandelten zentrischen Zugversuche erfolgte verformungsgesteuert, d. h. die Lasteinleitung wurde so geregelt, dass die gemessene Verformung  $\delta_1$  im gekerbten Bereich (vgl. Abbildung 3.20) mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0,05 mm/min zunahm. Bei der Darstellung der Versuchsergebnisse in Form von Spannungs-Verformungslinien setzt sich die Spannung als Quotient von gemessener Last und Nettofläche

(Bruchfläche) zwischen den Kerben zusammen. Die folgende Abbildung 3.21 gibt die typischen Verläufe der ermittelten Spannungs-Verformungsbeziehungen wieder.

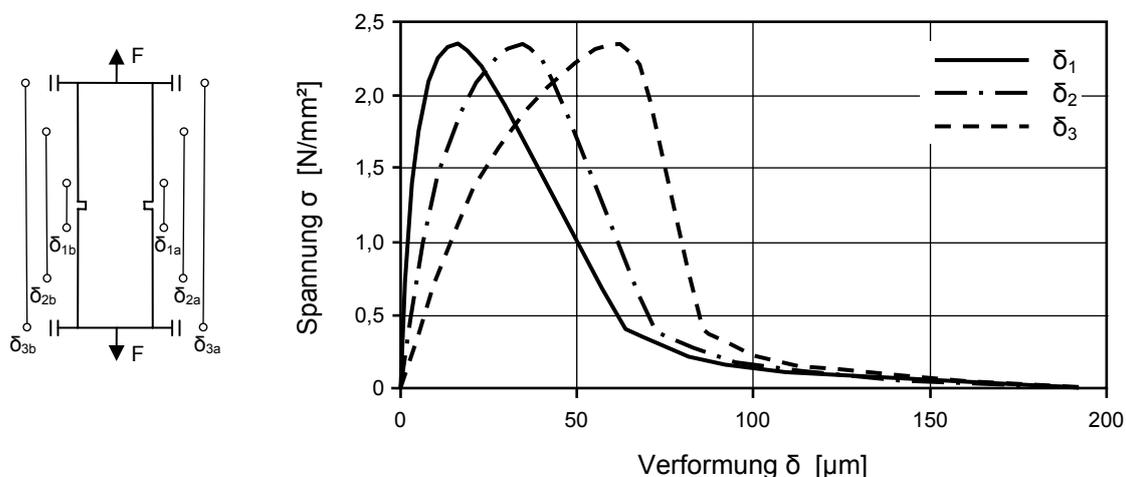


Abb. 3.21: Charakteristische Verläufe der Spannungs-Verformungsbeziehungen für unterschiedlich angeordnete Wegaufnehmer entlang der Prüfkörperlängsachse

Erwartungsgemäß sind die Anfangssteigungen der in Abbildung 3.21 dargestellten Kurven unterschiedlich groß. Die anfänglichen, weitestgehend elastischen Verformungen sind umso größer je größer die Messlänge ist. Die darauf folgende Laststeigerung führt zur Entstehung von neuen sowie zum Anwachsen bereits bestehender Mikrorisse über die gesamte Prüfkörperlänge (vgl. auch Kapitel 2.2.2.2). Hieraus resultiert eine immer stärkere Krümmung der dargestellten Verläufe, wobei sich mit zunehmender Messlänge die Verformungsanteile einer größeren Anzahl von Mikrorissbildungen bemerkbar machen. Nach dem Erreichen der Maximallast ist zunächst ein rascher Abfall der Kurven festzustellen, der mit steigender Messlänge deutlich steiler verläuft. Verantwortlich hierfür sind die elastischen Rückverformungen, die im Falle einer größeren Messlänge entsprechend ausgeprägter sind. Schließlich nähern sich die in Abbildung 3.21 dargestellten drei Kurven mit zunehmender Rissöffnung, bis die übertragbare Spannung bei einer Verformung  $\delta$  von etwa 0,2 mm auf den Wert Null abklingt.

Gemäß [93] genügt zur Herleitung bruchmechanischer Kennwerte lediglich die  $\sigma$ - $\delta_1$ -Beziehung. Die Bruchenergie  $G_F$  z. B. entspricht dabei der Fläche unter der  $\sigma$ - $\delta_1$ -Kurve. Allerdings sind durch die versuchstechnische Wahl einer gewissen Messlänge (hier 30 mm) auch elastische Verformungsanteile bei einer derartigen Bestimmung der Bruchenergie enthalten. Um diese zwar geringen aber dennoch unerwünschten Anteile versuchstechnisch eliminieren zu können, wurde der messtechnischer Mehraufwand für die Ermittlung der in Abbildung 3.21 dargestellten drei Spannungs-Verformungskurven betrieben.

Gedanklich sollen nun die Auswirkungen einer Reduzierung der im Versuch gewählten Messlänge von 30 mm vollzogen werden. Verkleinert man die Messlänge gegen Null, so vergrößert sich – aus o. g. Gründen – die Anfangssteigung der entsprechenden Spannungs-Verformungslinie gegen unendlich. Der abfallende Ast hingegen wird eine geringere Steigung aufweisen, als der im Versuch ermittelte abfallende Ast bei einer Messlänge von 30 mm. Die nun fiktiv erfassten Verformungen entsprechen den tatsächlichen Rissöffnungen ohne die

Überlagerung mit gewissen elastischen Verformungsanteilen. Eine phänomenologische Betrachtung dieser Zusammenhänge ist in der folgenden Abbildung 3.22 dargestellt.

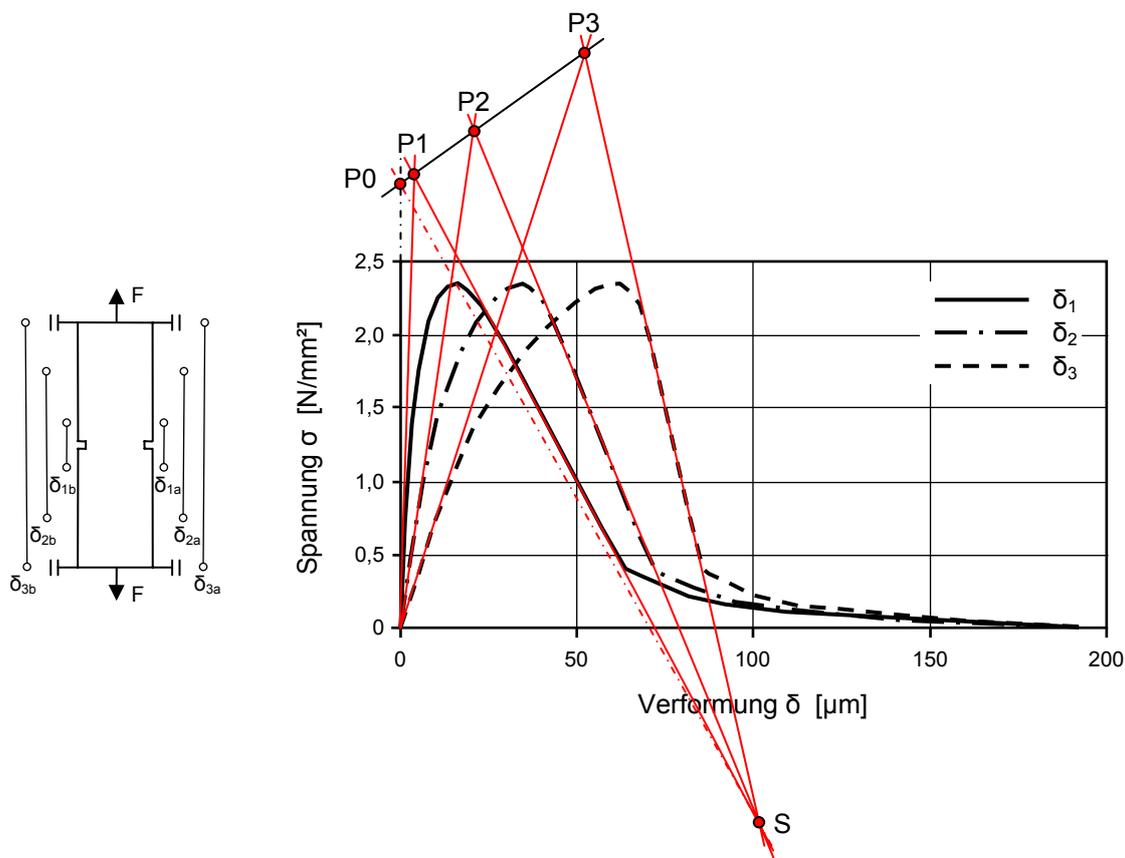


Abb. 3.22: Phänomenologische Erkenntnisse aus den Verläufen der Spannungs-Verformungsbeziehungen für unterschiedlich angeordnete Wegaufnehmer entlang der Prüfkörperlängsachse

Zeichnet man für jede der drei experimentell bestimmten Spannungs-Verformungskurven sowohl die Tangenten im Koordinatenursprung als auch die Tangenten im Bereich der steil abfallenden Entfestigungsäste, so stellt man fest, dass die Schnittpunkte P1 bis P3 auf einer Geraden liegen und ein weiterer, für alle Messlängen gemeinsamer Schnittpunkt S sich ergibt. Aus den zuvor angestellten Überlegungen müsste nun für die fiktive Messlänge von null die Tangente im Koordinatenursprung vertikal gerichtet sein. Damit lässt sich der in der Abbildung 3.22 dargestellt Punkt P0 konstruieren. In Anlehnung an die Feststellungen durch die experimentell ermittelten Kurven müsste nun die Verbindungsgerade zwischen P0 und S die für das Entfestigungsverhalten relevante Tangentensteigung wiedergeben.

Der flache Abschnitt der Entfestigungskurve kann in guter Näherung von den experimentell bestimmten  $\sigma$ - $\delta$ -Kurven übertragen werden, da dieser Bereich relativ unempfindlich gegenüber der gewählten Messlänge scheint. Lediglich die gekrümmten Kurvenabschnitte (Übergangsbereiche) müssten in Anlehnung an die vorliegenden Spannungs-Verformungskurven angepasst werden. Somit lässt sich grundsätzlich die für die Ermittlung der Bruchenergie benötigte Spannungs-Rissöffnungsbeziehung aus den vorliegenden Versuchsergebnissen ablei-

ten. Eine schematische Darstellung dieser Spannungs-Rissöffnungsbeziehung ( $\sigma$ - $\delta_0$ -Kurve) ist in Abbildung 3.23 wiedergegeben.

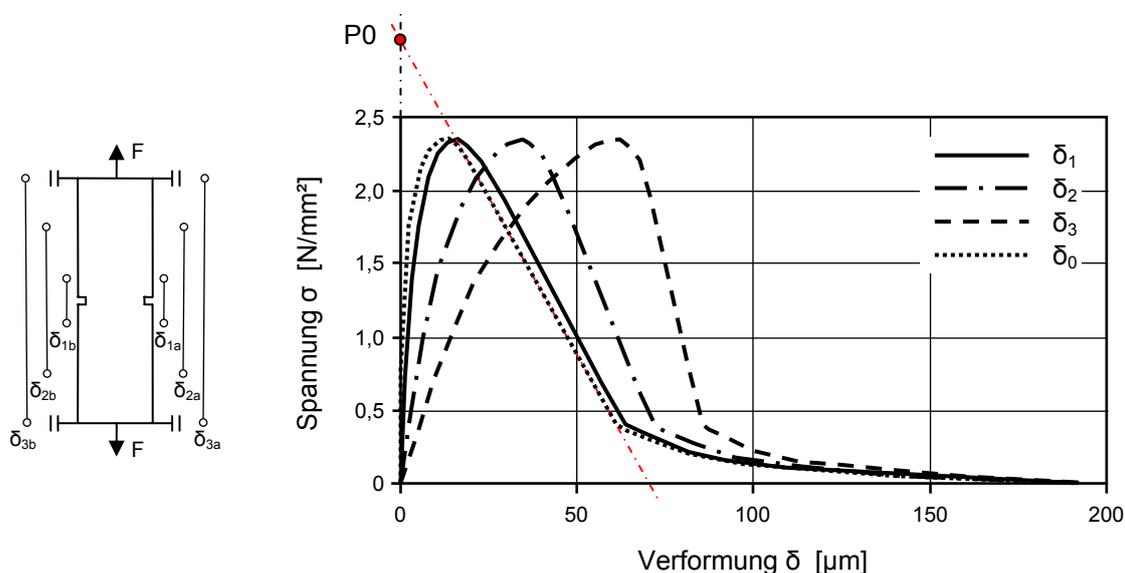


Abb. 3.23: Mögliche Entwicklung der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung aus den vorliegenden experimentellen Versuchsergebnissen

An dieser Stelle wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die in den vorherigen Abschnitten dargelegten Zusammenhänge lediglich aus Erkenntnissen der experimentellen Untersuchungen herrühren. Eine analytische Erkundung dieser Feststellungen wurde nicht durchgeführt. Zur Untermauerung der erläuterten Zusammenhänge wären weitere Untersuchungen ggf. mit anderen Prüfmaterialien wünschenswert. Daher wurde diese Herangehensweise für die im Folgenden wiedergegebenen Ergebnisse nicht weiter verfolgt. Exemplarisch durchgeführte Vergleichsrechnungen ( $G_{F,\delta_0}$  vs.  $G_{F,\delta_1}$ ) ergaben sehr geringe Abweichungen von maximal 5 % hinsichtlich der Bruchenergie, so dass im Weiteren zur Herleitung der relevanten bruchmechanischen Kenngrößen stets die  $\sigma$ - $\delta_1$ -Kurven herangezogen wurden.

### 3.4.2.4 Versuchsergebnisse

Die Untersuchungen zum Einfluss unterschiedlicher Umgebungsfeuchten sowie Prüftemperaturen auf den Verlauf der  $\sigma$ - $\delta_1$ -Beziehungen wurden sowohl für eine Lasteinleitung parallel als auch senkrecht zur Schichtungsrichtung durchgeführt. Eine Zusammenstellung der entsprechenden Ergebnisse aus den Versuchen an gekerbten Zugprismen ist in der folgenden Tabelle 3.5 wiedergegeben.

Wie bereits durch die Zugversuche an ungekerbten Prüfkörpern festgestellt werden konnte (vgl. Tabellen 3.2, 3.3 und 3.4), ist die Zugtragfähigkeit bei einer Belastung parallel zur Schichtungsrichtung des untersuchten Sandsteins i. d. R. höher als bei einer Beanspruchung senkrecht zur Schichtungsorientierung. Die ermittelten Werte für die Bruchenergie  $G_F$  betragen im Falle einer Beanspruchungsrichtung parallel zur Schichtungsrichtung ca. 100 N/m.

Die Prüfkörper, die senkrecht zur Steinschichtung geprüft wurden, wiesen durchschnittlich ca. 10 % geringere Bruchenergien auf.

Tab. 3.5: Ergebnisse der bruchmechanischen Untersuchungen unter verschiedenen Feuchte- und Temperaturbedingungen

Kennwert	Probenanzahl	Mittelwert	Standardabweichung
<b>Nettozugfestigkeit <math>f_{tn}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>			
zur Schichtung			
20 °C / 33 % r. F.	10	2,16	0,07
20 °C / 65 % r. F.	10	2,30	0,13
20 °C / 94 % r. F.	10	2,25	0,09
2 °C / 65 % r. F.	10	1,86	0,16
50 °C / 65 % r. F.	10	1,84	0,27
⊥ zur Schichtung			
20 °C / 33 % r. F.	10	1,85	0,13
20 °C / 65 % r. F.	10	1,73	0,17
20 °C / 94 % r. F.	10	1,64	0,16
2 °C / 65 % r. F.	10	1,62	0,29
50 °C / 65 % r. F.	10	1,93	0,17
<b>Bruchenergie <math>G_F</math> [N/m]</b>			
zur Schichtung			
20 °C / 33 % r. F.	10	98	3,1
20 °C / 65 % r. F.	10	106	7,1
20 °C / 94 % r. F.	10	100	8,5
2 °C / 65 % r. F.	10	100	5,7
50 °C / 65 % r. F.	10	94	11,4
⊥ zur Schichtung			
20 °C / 33 % r. F.	10	86	10,2
20 °C / 65 % r. F.	10	91	8,5
20 °C / 94 % r. F.	10	86	9,3
2 °C / 65 % r. F.	10	88	9,5
50 °C / 65 % r. F.	10	92	6,5

Zur besseren Veranschaulichung der Einflüsse aus Feuchte- und Temperaturbedingungen auf die bruchmechanischen Kennwerte wurden die erzielten Versuchsergebnisse in den folgenden Abbildungen graphisch dargestellt. Die Abbildung 3.24 verdeutlicht die festgestellten Einflüsse auf die Nettozugfestigkeiten. Die entsprechenden Veränderungen der Bruchenergien werden in der Abbildung 3.25 zusammengefasst.

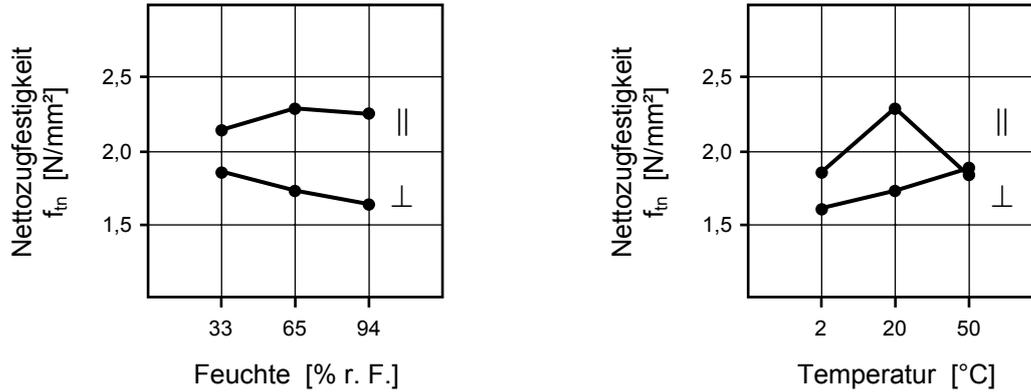


Abb. 3.24: Einfluss der Feuchte- und Temperaturbedingungen auf die Nettozugfestigkeit  $f_{tn}$  bei einer Beanspruchung parallel (//) bzw. senkrecht (⊥) zur Schichtungsorientierung

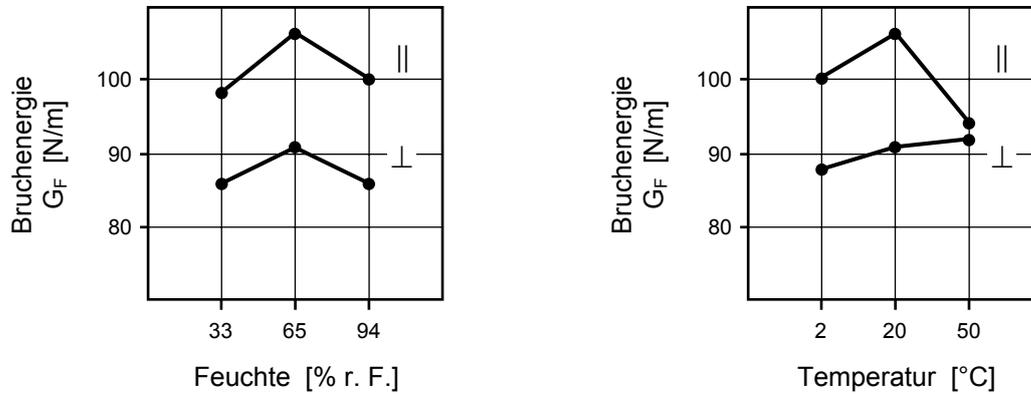


Abb. 3.25: Einfluss der Feuchte- und Temperaturbedingungen auf die Bruchenergie  $G_F$  bei einer Beanspruchung parallel (//) bzw. senkrecht (⊥) zur Schichtungsorientierung

Sowohl für die Nettofestigkeiten  $f_{tn}$  als auch für die Bruchenergien  $G_F$  konnten keine eindeutigen Abhängigkeiten von den variierenden Feuchte- bzw. Temperaturbedingungen abgeleitet werden (vgl. Abbildungen 3.24 und 3.25 sowie Tabelle 3.5). Besonders deutlich zu erkennen ist dieser Umstand bei einer Beanspruchungsrichtung parallel zur Schichtungsrichtung. Hier ergaben sich stets die höchsten Werte für die Nettozugfestigkeit und die Bruchenergie bei einer Prüftemperatur von 20 °C und einer relativen Umgebungsfeuchte von 65 %. Daher wurde ein Einfluss variierender Umgebungsbedingungen (Feuchte und Temperatur) auf die Materialkennwerte ( $f_{tn}$  und  $G_F$ ) im Rahmen der in Kapitel 4 behandelten numerischen Untersuchungen vernachlässigt.

### 3.5 Ermüdungsversuche

#### 3.5.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Hauptbestandteil der experimentellen Untersuchungen war die Bestimmung des dynamischen Zugfestigkeitsverhaltens von Sandstein anhand von zentrischen Wöhlerversuchen. Dabei wurden möglichst gleichwertige Proben zweckmäßig gestaffelten Schwingungsbeanspruchungen unterworfen und die zugehörigen Bruch-Schwingungsspielzahlen  $N_i$  ermittelt (siehe

Abbildung 3.26). Bei der Versuchsdurchführung wurde die Unterspannung  $\sigma_u$  für alle Proben einer Wöhlerreihe konstant gehalten, während die Oberspannung  $\sigma_o$  von Probenserie zu Probenserie so gestaffelt wurde, dass im Verlauf der Versuche nicht nur die abfallende Gerade (Kurve) der Wöhlerlinie beschreibbar wurde, sondern auch die Dauerfestigkeit in Abhängigkeit der Grenz-Lastspielzahl  $N_{\max}$  abgeschätzt werden konnte. Die Unterspannung  $\sigma_u$  wurde so gewählt, dass reine Zugschwellbeanspruchungen (vgl. Kapitel 2.2.3.1) vorlagen. Der Grund für diese Vorgehensweise lag darin, dass die Druckfestigkeit mit ca.  $60 \text{ N/mm}^2$  (vgl. Tabelle 3.2) betragsmäßig sehr viel größer ist als die Beanspruchungshöhen entsprechender Ermüdungsversuche, die sich ja an den errechneten Eigenspannungen von ca. 1 bis  $2 \text{ N/mm}^2$  (siehe Kapitel 4.2.3) orientieren. Daher kann davon ausgegangen werden, dass ein Schädigungsbeitrag infolge entsprechender Druckbeanspruchungen vernachlässigbar klein ist.

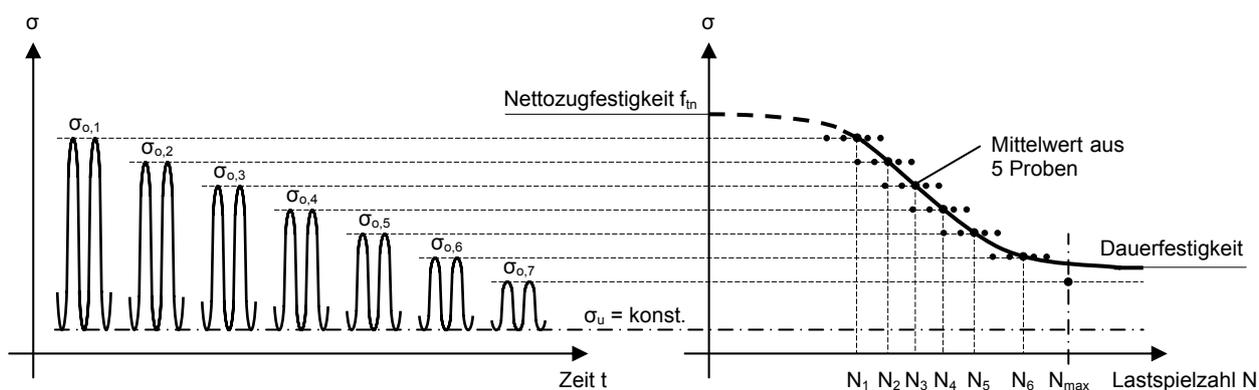


Abb. 3.26: Ermittlung der Wöhlerlinie bei konstanter Unterspannung  $\sigma_u$

Als Probekörper kamen in Anlehnung an die statischen Zugversuche gekerbte Sandsteinprismen mit  $50 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  Prüfkörperabmessungen zum Einsatz. Als Umgebungsbedingung wurde das Referenzprüfklima  $20 \text{ °C} / 65 \% \text{ r. F.}$  eingestellt. Um materialabhängige Schwankungen ausgleichen zu können, waren fünf Versuche je Probenserie und Schichtungsrichtung vorgesehen. Um die Versuchsdauer im vertretbaren Rahmen zu halten, wurde eine obere Grenze von maximal 2 Mio. Lastwechsel festgelegt.

Zur Erfassung der Prüfkörperverformungen wurden mit Hilfe eines Messgestells zwei induktive Wegaufnehmer angebracht. Um das Gestell möglichst erschütterungsunempfindlich an der Probe anbringen zu können, wurden zunächst spezielle Aluminiumschienen auf die Prüfkörperoberfläche geklebt. Die folgende Abbildung 3.27 zeigt die mit den besagten Aluminiumschienen versehenen Prüfkörper (links) sowie eine eingebaute Probe in der hydraulischen Universal-Zug-Druckprüfmaschine MTS 100 (rechts).

In Anlehnung an die statischen Zugversuche wurden auch für die Durchführung der dynamischen Zugversuche die Prüfkörper direkt in der Prüfmaschine zwischen zwei demontierbaren, verdrehungsbehinderten Stahladaptern eingeklebt. Als Klebstoff diente der bereits bewährte Zweikomponentenkleber auf Methacrylharzbasis.

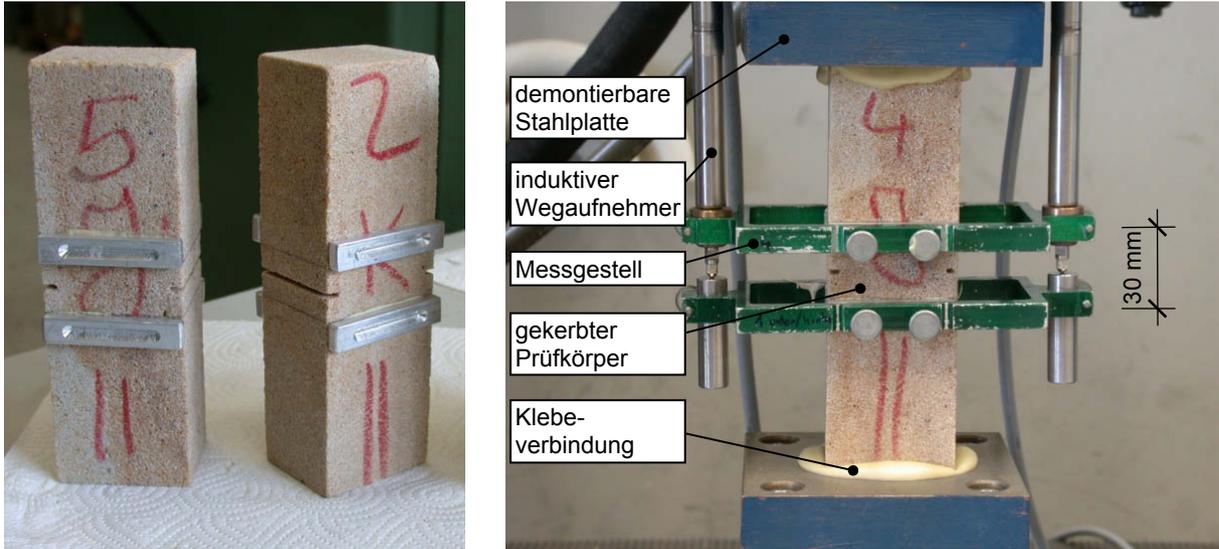


Abb. 3.27: Mit Aluminiumschienen präparierte Prüfkörper (links) sowie der Einbauzustand in die Prüfmaschine zur Durchführung der dynamischen Zugversuche (rechts)

Von zahlreichen Materialien ist bekannt, dass ihr Ermüdungsverhalten nur wenig von der Frequenz der Beanspruchung abhängt. Eine entsprechende Hypothese für das Verhalten der Sandsteine bedurfte jedoch der Überprüfung, zumal gerade die Zeitraffung in Versuchen für die Entwicklung des Prognosemodells, bzw. die damit mögliche Langzeitprognose, von erheblicher Bedeutung ist. Zur Herleitung der o. g. Wöhlerlinien wurde zunächst eine konstante Prüffrequenz von 5 Hz gewählt. Für einzelne repräsentative Oberspannung/Bruchlastspiel-Kombinationen wurde dann die Frequenz zwischen 1 und 10 Hz variiert. Es zeigte sich, dass die Prüffrequenz – innerhalb des untersuchten Bereichs – eine vernachlässigbare Auswirkung auf die erreichte Lastspielzahl bis zum Bruch hatte (vgl. Abbildung 3.28), so dass schließlich alle weiteren Ermüdungsversuche mit 5 Hz durchgeführt wurden.

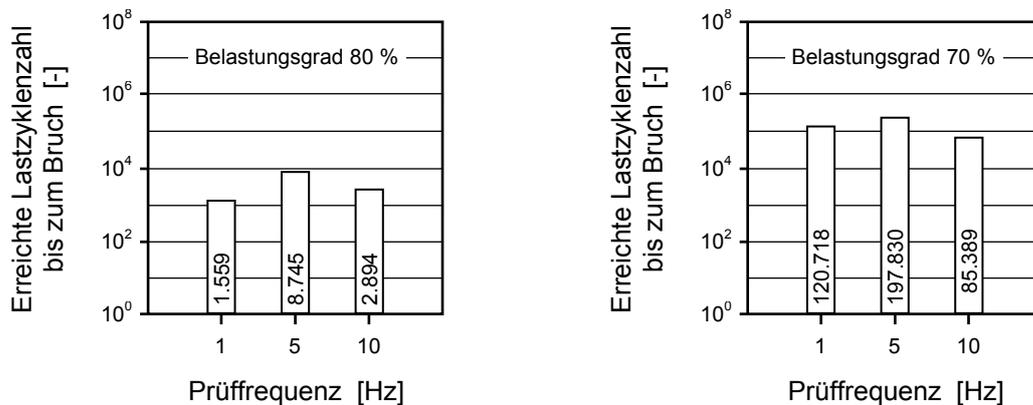


Abb. 3.28: Einfluss der Prüffrequenz auf die erreichte Lastspielzahl bis zum Bruch bei einer Belastungsrichtung parallel zur Schichtungsrichtung (Mittelwerte aus drei Einzelversuchen bei den Prüffrequenzen 1 und 10 Hz; Mittelwerte aus fünf Einzelversuchen bei der Prüffrequenz von 5 Hz)

### 3.5.2 Versuchsergebnisse

Als Ergebnis der dynamischen Zugversuche konnten die in Abbildung 3.29 dargestellten Wöhlerlinien ermittelt werden. Das obere Diagramm gibt das Materialverhalten bei einer dynamischen Belastung parallel zur Schichtungsrichtung des Sandsteinmaterials wieder. Bei einem Belastungsgrad von 80 % der statischen Zugfestigkeit des Sandsteins  $f_{t\perp,II} = 2,30 \text{ N/mm}^2$  (vgl. Tabelle 3.5) hatten die Prüfkörper im Mittel 8.745 Lastzyklen durchfahren bis sie zu Bruch gingen. Bei einem Belastungsgrad von 70 % ergab sich eine mittlere Lastzyklenanzahl von fast 200.000 Lastzyklen und bei einem Belastungsgrad von 60 % wurden 2 Mio. Lastwechsel vollzogen ohne dass es zu einem Versagen der Probe kam.

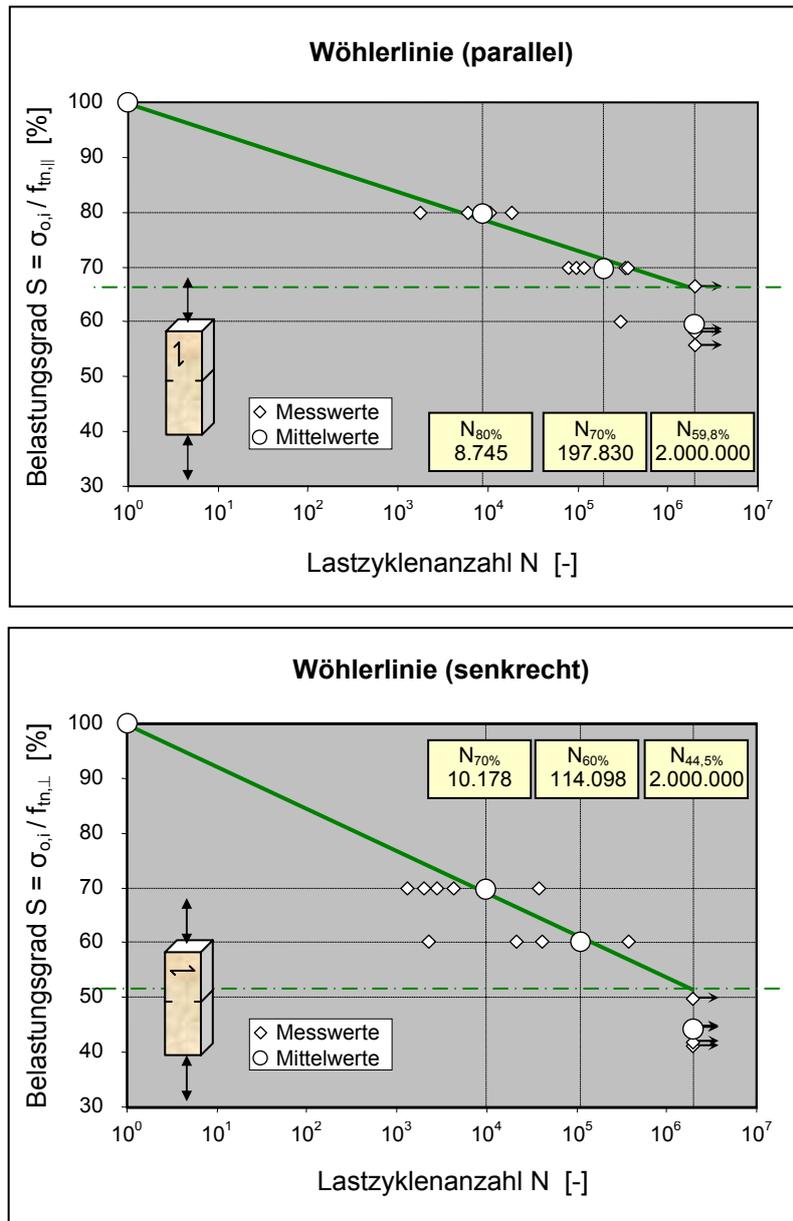


Abb. 3.29: Versuchsergebnisse der dynamischen Zugversuche für eine Belastung parallel zur Schichtungsrichtung (oben) und senkrecht zur Schichtungsrichtung (unten)

Je Belastungsgrad wurden fünf Einzelversuche durchgeführt und in Abhängigkeit der jeweilig erreichten Lastzyklenanzahl als Rauten dargestellt in das Diagramm eingetragen. Den Mittelwert je Belastungsgrad stellen die dargestellten Kreise dar. Unter Berücksichtigung der statischen Zugfestigkeit und einer linearen Beziehung zwischen dem Belastungsgrad und der logarithmisch aufgetragenen Lastzyklenanzahl wurde schließlich die dargestellte Ausgleichsgerade ermittelt (siehe auch Kapitel 5.3.1).

Im unteren Diagramm der Abbildung 3.29 sind die entsprechenden Versuchsergebnisse für eine Beanspruchung senkrecht zur Schichtungsrichtung dargestellt. Bemerkenswert ist hierbei, dass die ermittelte Wöhlerlinie, als Ergebnis der dynamischen Zugversuche nun stärker geneigt ist, was auf eine höhere Ermüdungsempfindlichkeit schließen lässt. Dies verdeutlichen auch die angegebenen Zahlen – während im Fall einer lastparallelen Schichtung bei einem Belastungsgrad von 60 % 2 Mio. Lastwechsel ohne Bruch durchlaufen werden konnten, beträgt hier bei gleichem Belastungsgrad (bezogen auf eine statische Zugfestigkeit von  $f_{tn,\perp} = 1,73 \text{ N/mm}^2$  (vgl. Tabelle 3.5)) die mittlere ertragbare Lastzyklenanzahl lediglich 114.000. So genannte „Durchläufer“, d. h. Proben die die maximale Anzahl der vorgesehenen Lastwechsel ohne Bruch ertragen können, wurden erst bei einem Belastungsgrad von ca. 50 % beobachtet.

Die Aufzeichnungen der Ermüdungsversuche durch die Anordnung von induktiven Wegaufnehmern ermöglichte zudem die Untersuchung des Schädigungsverlaufs. In der folgenden Abbildung 3.30 sind exemplarisch für die Belastungsrichtung parallel zur Schichtungsorientierung repräsentative Spannungs-Verformungskurven für unterschiedliche Belastungsgrade dargestellt.

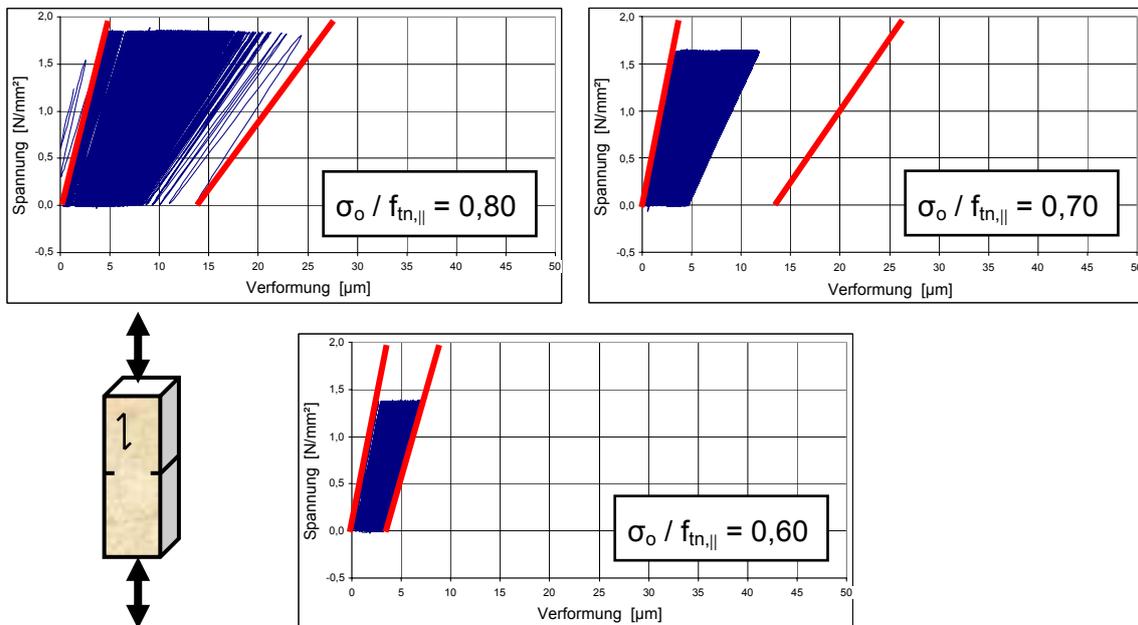


Abb. 3.30: Spannungs-Verformungsverläufe für unterschiedliche Belastungsgrade bei einer dynamischen Belastungsrichtung parallel zur Schichtungsorientierung

Anhand der in Abbildung 3.30 dargestellten Steigungen der Spannungs-Verformungsverläufe jeweils am Anfang eines Ermüdungsversuches sowie am Ende, das entweder durch ein Versagen des Prüfkörpers oder aber auch durch die maximale Lastwechselzahl von 2 Mio. bestimmt wird, können prinzipiell Rückschlüsse auf den Schädigungsgrad gezogen werden. Von besonderer Bedeutung für die vorliegende Arbeit ist die Betrachtung des entsprechenden Kurvenverlaufes für den Belastungsgrad 60 %. Der Abbildung 3.29 kann u. a. entnommen werden, dass bei diesem Belastungsgrad der Prüfkörper die vorgesehene Maximalanzahl der Lastwechsel durchlaufen hat, ohne dabei zu Bruch zu gehen. Nach der klassischen Wöhlertheorie befindet sich die Probe somit im Bereich der Dauerfestigkeit, in der die Beanspruchungsintensität theoretisch unendlich oft ertragen werden kann. Jedoch belegt der deutliche Abfall der Steigungen, dass durchaus materialschädigende Prozesse vorliegen müssen, die ggf. bei einer entsprechend hohen Anzahl weiterer Lastwechsel schließlich doch zum Versagen der Probe führen könnten.

### 3.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Mit Hilfe von umfangreichen statischen Zugversuchen wurden die relevanten mechanischen und bruchmechanischen Kennwerte von Sandstein eingehend untersucht. Zur Beurteilung der klimatisch bedingten Einflüsse auf diese Kennwerte wurden zentrische Zugversuche bei unterschiedlichen Feuchte- (33, 65 und 94 % r. F.) und Temperaturbedingungen (2, 20 und 50 °C) durchgeführt. Im Rahmen der untersuchten Feuchte- und Temperaturverhältnisse wurden keine signifikanten Einflüsse auf die entsprechenden Kennwerte festgestellt.

Eine Untersuchung des Einflusses von mehraxialen Beanspruchungsverhältnissen auf das Zugtragvermögen des Sandsteins wäre über den Rahmen der vorliegenden Arbeit hinausgegangen. Hierfür könnten jedoch die Erkenntnisse aus Abbildung 3.22 sehr hilfreich sein, da sie eine Anordnung von Wegaufhebern unmittelbar im Bereich der Kerben entbehrlich machen. Mit Hilfe einer geringfügig modifizierten (herkömmlichen) Triaxialzelle wäre die Durchführung von dreidimensionalen Zug-Druckversuchen denkbar, um den Einfluss unterschiedlicher Radialdruckspannungen auf die Völligkeit der Längsspannungs-Rissöffnungsbeziehung beurteilen zu können.

Im Rahmen der durchgeführten experimentellen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass aufgrund dynamischer Zugschwellbelastungen ein Materialversagen des untersuchten Sandsteins bereits ab einer Beanspruchungshöhe von ca. 50 % der statischen Zugfestigkeit eintritt. Aufgrund der Versuchsbeobachtungen kann allerdings nicht ausgeschlossen werden, dass auch Zugwechselbeanspruchungen mit geringeren Beanspruchungshöhen, sofern sie häufiger als die in den Versuchen festgelegte maximale Lastwechselzahl auftreten, zu einem Ermüdungsversagen führen. Daher kann dem Ansatz der klassischen Palmgren-Miner-Hypothese, wonach lediglich Belastungen oberhalb der Dauerschwingfestigkeit einen Beitrag für die Schädigung leisten, hier nicht zugestimmt werden.

Die Ergebnisse der Wöhlerversuche belegen auch eine unterschiedliche Ermüdungsempfindlichkeit in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung. Es zeigte sich, dass bei einer Beanspru-

chungsrichtung senkrecht zur Schichtungsorientierung des untersuchten Sandsteins geringere Lastwechselzahlen zu einem Materialversagen führen als bei einer entsprechenden zyklischen Zugbeanspruchung parallel zur Orientierung der Schichtung.

Die in Abbildung 3.29 wiedergegebenen Wöhlerlinien stellen notwendige Informationen über den Materialwiderstand zur Verfügung. Auf der Grundlage der Arbeitshypothese, dass die Verwitterung – unter Ausschluss einer völligen Wassersättigung – einen kumulativen mechanischen Entfestigungsprozess darstellt, können nun die Versagenskriterien bei Ermüdung (Wöhler, Palmgren-Miner u. a.) herangezogen werden. Sie liefern einen Zusammenhang zwischen der Beanspruchungshöhe, die deutlich kleiner als die Festigkeit sein kann, und der Zeitspanne bis zum Versagen. Damit gelingt die Formulierung des Prognosemodells, welches die allmähliche Entfestigung bei beliebigen klimatischen Beanspruchungen, deren Auswirkungen auf das Sandsteinmaterial mit Hilfe numerischer Analysen noch quantifiziert werden muss, vorhersagen kann.

## 4 Numerische Untersuchungen

### 4.1 Allgemeines

Zur Quantifizierung der aus klimatischen Einwirkungen resultierenden Beanspruchungen werden geeignete numerische Modelle herangezogen. Die quantitative Erfassung der aus jahreszeitlichen Temperatur- und Feuchtewechsel resultierenden Spannungen erfolgt mit Hilfe eines Kontinuummodells auf Makroebene, womit u. a. die Temperatur- und Feuchteverteilungen, Gefügespannungen und mögliche Rissbildungen analysiert werden. Die Simulation von Porendrücken infolge einer Frostbeanspruchung und die damit einhergehenden Gefügebeanspruchungen auf das Korngerüst des Sandsteins werden an einem Strukturmodell untersucht. Im Gegensatz zum Kontinuummodell wird hier die Mesostruktur (Körner, Kornbrücken, Gefügaporen) des Sandsteins abgebildet. Für die numerischen Untersuchungen wurde das Finite Elemente Programm DIANA [14] verwendet.

### 4.2 Kontinuummodell

#### 4.2.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Zunächst wurde das Hauptaugenmerk der numerischen Untersuchungen auf die Erfassung der Einflüsse infolge Temperatur- und Feuchteeinwirkungen gerichtet. Hierzu wurde mit Hilfe des FE-Programmes DIANA das FE-Netz eines Kontinuummodells (Makroebene) generiert und erprobt. Vorrangiges Ziel der numerischen Berechnungen war es, Ausgangswerte zu Temperatur- und Feuchtegradienten, insbesondere zu den daraus resultierenden Spannungen und Verformungen bei unterschiedlichen klimatischen Beanspruchungen zu ermitteln.

Für eine realitätsnahe Abschätzung der Materialbeanspruchungen infolge wechselnder klimatischer Umgebungsbedingungen wurden die aus den experimentellen Untersuchungen ermittelten Kennwerte des Sandsteins sowie dessen hygrisches und thermisches Verformungsverhalten für die Kalibrierung und die Verifikation des numerischen Modells herangezogen.

#### 4.2.2 Materialkennwerte und Stoffgesetze

##### 4.2.2.1 Thermische Eigenschaften

###### *Wärmetransport*

Für die mathematische Beschreibung des instationären Wärmetransports wurde die Differentialgleichung 4.1 verwendet. Die entscheidenden Materialkenngrößen hierbei sind die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  und die spezifische Wärmekapazität  $c$ . Wie bereits in Kapitel 2.2.1.1 erläutert wurde, ist ein Temperatureinfluss auf die Wärmeleitfähigkeit im baupraktisch relevanten Bereich vernachlässigbar. Da die numerischen Untersuchungen aus programmtechnischen Gründen entkoppelt erfolgten, d. h. ohne die gegenseitige Beeinflussung von Temperatur und Feuchte, wurde auch der Einfluss des Feuchtegehalts auf die Wärmeleitfähigkeit nicht berücksichtigt. Daher wurde für den untersuchten Postaer Sandstein ein konstanter Wert von  $1,05 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$  für die Wärmeleitfähigkeit verwendet. Dieser Wert wurde gemäß DIN 52 612 [25] experimentell bestimmt [52].

$$(c \cdot \rho) \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \lambda \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \lambda \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \quad (4.1)$$

mit:  $c$  spezifische Wärmekapazität [J/(kg K)]  
 $\rho$  Dichte [kg/m<sup>3</sup>]  
 $T$  Temperatur [K]  
 $t$  Zeit [s]  
 $\lambda$  Wärmeleitfähigkeit [W/(m K)]  
 $x, y, z$  Ortskoordinaten [m]

Die spezifische Wärmekapazität von Festkörpern wird in der einschlägigen Literatur als ein konstanter Materialkennwert angesehen. Dieser wurde in [52] zu 0,68 kJ/(kg·K) für den Postaer Sandstein der Varietät Mühlleite ermittelt. Das Produkt aus der spezifischen Wärmekapazität und der Dichte des Materials liefert die Wärmespeicherzahl  $S$  (vgl. auch Gleichung 2.3), die schließlich in die Gleichung 4.1 eingeht.

### **Wärmeübergang**

Wegen der nur geringen Abhängigkeiten von der Temperatur, Geometrie und Beschaffenheit der Körperoberfläche kann der Gesamtwärmeübergangskoeffizient (vgl. Kapitel 2.2.1.1) bei konstanter Windgeschwindigkeit als unveränderlich angenommen werden. Um aber die unterschiedlichen Windgeschwindigkeiten an innen und außen liegenden Oberflächen grundsätzlich zu berücksichtigen, werden unterschiedliche konstante Wärmeübergangskoeffizienten herangezogen. Gemäß den Angaben in [75, 83] wurden für die numerischen Untersuchungen ein Wert von 17 W/(m<sup>2</sup>·K) für außen und 8 W/(m<sup>2</sup>·K) für innen angesetzt.

### **Wärmedehnung**

Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen wurden in [101, 127] zahlreiche Sandsteine hinsichtlich ihres Wärmedehnverhaltens untersucht. Hierauf aufbauend wurde den numerischen Untersuchungen ein konstanter Wärmeausdehnungskoeffizient  $\alpha_T$  von 10<sup>-5</sup> K<sup>-1</sup> zugrunde gelegt.

## **4.2.2.2 Hygrische Eigenschaften**

### **Feuchtetransport**

Die Beschreibung des instationären Feuchtetransports erfolgt mit der Differentialgleichung 4.2 unter Einführung des Feuchtepotentials  $\Phi$  nach Kießl [74].

$$C_F \cdot \frac{\partial \Phi}{\partial t} = K_F(\Phi) \cdot \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + K_F(\Phi) \cdot \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + K_F(\Phi) \cdot \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \quad (4.2)$$

mit:  $C_F$  Feuchtekapazität [-]  
 $\Phi$  Feuchtepotential [-]  
 $K_F$  Feuchteleitfähigkeit [m<sup>2</sup>/h]

Entsprechend den Angaben in [46, 59] wurde für die Feuchtekapazität ein konstanter, von der Temperatur und der Feuchte unabhängiger Wert von 1,0 verwendet. Für die Implementierung der Feuchteleitfähigkeit, in der sowohl der Transport der gasförmigen Phase (Diffusion) als auch der flüssigen Phase (Kapillartransport) Berücksichtigung finden, wurde der Ansatz von Kießl [74] herangezogen. Die Notwendigkeit hierfür liegt darin begründet, dass die Feuchtegehalte im hygrokopischen Bereich von der relativen Luftfeuchte bestimmt werden, wohingegen die Feuchtegehalte im überhygrokopischen Bereich im Wesentlichen von den Porenradien abhängen. Mit der Einführung des Feuchtepotentials  $\Phi$  nach Kießl (vgl. Abbildung 4.1) gelingt die Beschreibung des Feuchtezustands allein auf der Grundlage eines werkstoffunabhängigen Parameters [67].

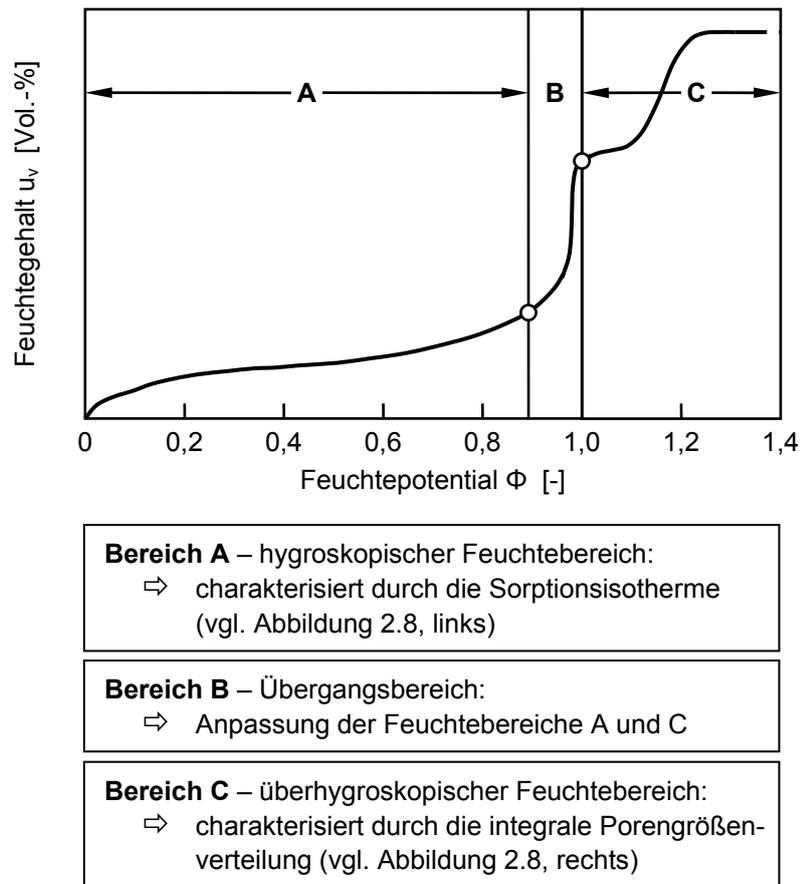


Abb. 4.1: Allgemeines Feuchtepotential nach Kießl (in Anlehnung an [74])

Das allgemeine Feuchtepotential nach Kießl entspricht im hygrokopischen Bereich der relativen Feuchte und im überhygrokopischen Bereich dem Porenradius derjenigen Poren, die sich bei der Feuchteaufnahme gerade mit Wasser füllen. Die entsprechenden Feuchtepotentialwerte für den überhygrokopischen Bereich werden gemäß [74] nach Gleichung 4.3 ermittelt.

$$\Phi = 1,7 + 0,1 \cdot \log r \quad (4.3)$$

mit:  $\Phi$  Feuchtepotential für den überhygrokopischen Bereich [-]  
 $r$  für den kapillaren Feuchtetransport maßgebender Porenradius [m]

Schließlich muss im so genannten Übergangsbereich  $0,9 < \Phi < 1,0$  eine Angleichung zwischen den Kurven für die Sorptionsisotherme und die integrale Porengrößenverteilung erfolgen (vgl. Abbildung 4.1). Nach Gleichung 4.3 ergibt sich für einen Porenradius  $r$  von  $10^{-3}$  m ein Feuchtepotentialwert  $\Phi$  von 1,4. Dieser Wert stellt näherungsweise die Obergrenze für das Abfließen von kapillaren Feuchte-transportprozessen dar, da in Poren mit Radien größer als  $10^{-3}$  m kapillare Transportvorgänge kaum noch stattfinden können.

Eine detaillierte Beschreibung der Vorgehensweise für die Herleitung der Feuchtepotentialfunktionen ist in [67] enthalten. Hieraus wurde auch die in Gleichung 4.2 benötigte und in Abbildung 4.2 dargestellte Beziehung für die Feuchteleitfähigkeit  $K_F(\Phi)$  parallel zur Schichtung des Postaer Sandsteins entnommen und den numerischen Untersuchungen zugrunde gelegt.

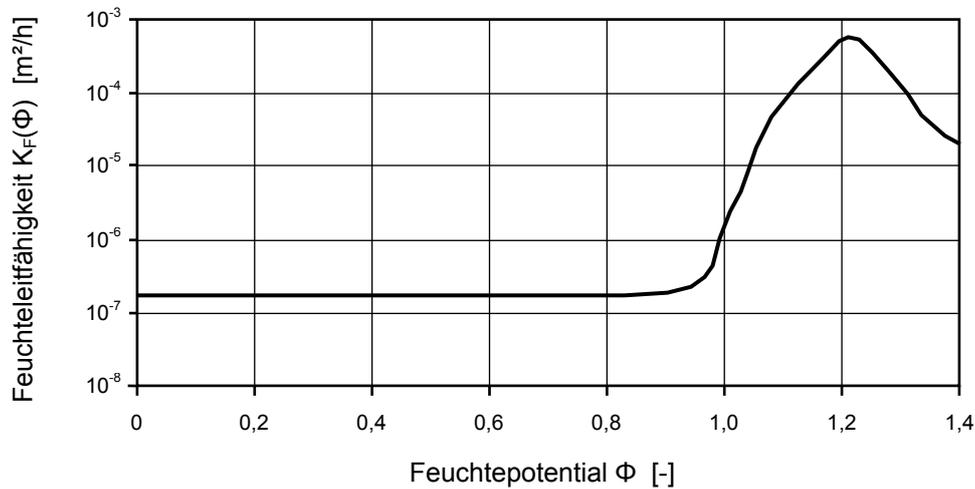


Abb. 4.2: Feuchteleitfähigkeit parallel zur Schichtung des Postaer Sandsteins der Varietät Mühlleite in Abhängigkeit vom Feuchtepotential [67]

### Feuchteübergang

Der Feuchteaustausch zwischen der Oberfläche und der Umgebungsluft wird mit dem Feuchteübergangskoeffizienten  $\beta$  beschrieben (vgl. auch Kapitel 2.2.1.2). Die Abhängigkeit des Koeffizienten von der Temperatur (siehe Gleichung 2.17) bleibt unberücksichtigt, da die numerischen Analysen der thermischen und hygrischen Beanspruchungen programmtechnisch getrennt voneinander erfolgen. Der Einfluss der Windgeschwindigkeit (vgl. Tabelle 2.1) wird ansatzweise durch die Verwendung unterschiedlicher Feuchteübergangskoeffizienten für innen und außen liegende Oberflächen berücksichtigt. Nach Angaben in [75, 105] kann für normal exponierte Bauteile in geringer Höhe ein Feuchteübergangskoeffizient von 40 m/h für außen und 15 m/h für innen angesetzt werden.

### Feuchtedehnung

Im Gegensatz zum thermischen Ausdehnungskoeffizient verhält sich der hygrische Ausdehnungskoeffizient ausgeprägt nichtlinear. Um eine geeignete Implementierung des getrennt für den hygroskopischen und überhygroskopischen Feuchtebereich ermittelten Feuchtedehn-

verhaltens in die numerischen Berechnungen ermöglichen zu können, wurde der hygri- sche Ausdehnungskoeffizient als Funktion in Abhängigkeit vom Feuchtepotential dargestellt. Hier- für wurden die für die beiden Feuchtebereiche experimentell getrennt ermittelten hygri- schen Längenänderungen in Dehnungen umgerechnet (vgl. Anhang, Abbildungen A-3.5 und A-3.6) und anschließend überlagert. Eine ausführliche Beschreibung der Vorgehensweise für die Überlagerung der beiden hygri- schen Dehnfunktionen und die Transformation in die vom Feuchtepotential abhängige Form (siehe Abbildung 4.3) kann der Literatur [67, 104] ent- nommen werden.

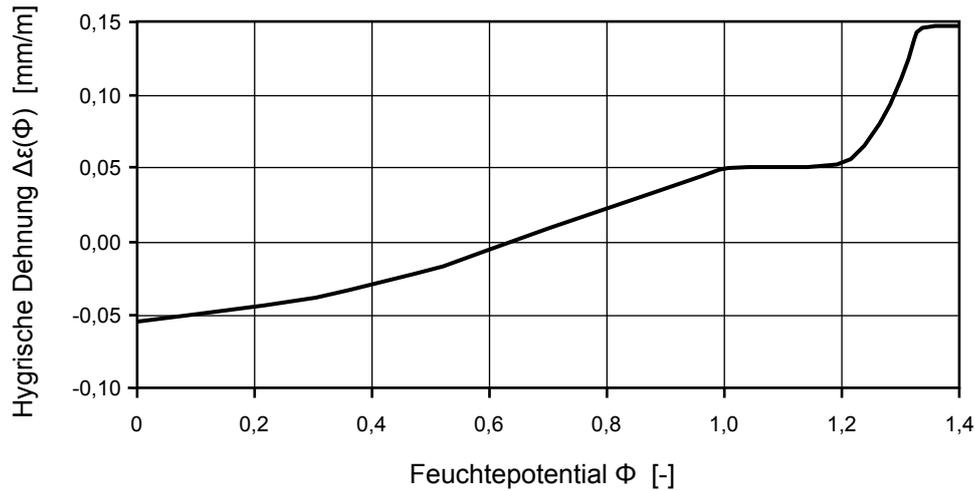


Abb. 4.3: Überlagerte hygri- sche Dehnfunktion in Abhängigkeit vom Feuchtepotential für die Feuchtedehnung parallel zur Schichtung des Postaer Sandsteins der Varietät Mühlleite [67]

Die mit einer Änderung des Feuchtepotentials einhergehenden Schwind- und Quellverfor- mungen werden in den numerischen Untersuchungen mit Hilfe der Gleichung 4.4 berechnet. Der hygri- sche Ausdehnungskoeffizient  $\kappa(\Phi)$  entspricht dabei der Steigung der in Abbildung 4.3 dargestellten überlagerten hygri- schen Dehnfunktion. Abbildung 4.4 zeigt die entsprechen- de Abhängigkeit des hygri- schen Ausdehnungskoeffizienten vom Feuchtepotential.

$$\Delta\varepsilon(\Phi) = \kappa(\Phi) \cdot \Delta\Phi \quad (4.4)$$

mit:  $\varepsilon(\Phi)$  hygri- sche Dehnung [mm/m]  
 $\kappa(\Phi)$  hygri- scher Ausdehnungskoeffizient [mm/m]  
 $\Phi$  Feuchtepotential [-]

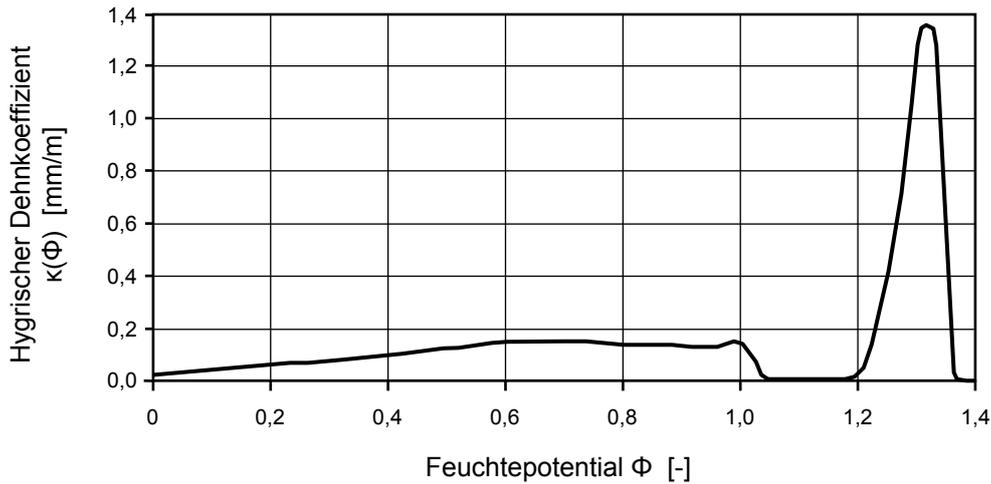


Abb. 4.4: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient in Abhängigkeit vom Feuchtepotential für die Feuchtedehnung parallel zur Schichtung des Postaer Sandsteins der Varietät Mühlleite [153]

### 4.2.2.3 Mechanische Eigenschaften

#### Bruchverhalten und Rissbildung

Die Berücksichtigung des im Kapitel 3.4.2 untersuchten Entfestigungsverhaltens von Sandstein erfolgte durch die Implementierung des Crack Band Models von Bažant und Oh (vgl. Kapitel 2.2.2.2). Hierfür wurde der experimentell ermittelte Verlauf der Sandsteinentfestigung durch eine bilineare Beziehung approximiert und auf die Elementlänge des numerischen Modells bezogen (vgl. Abbildung 4.5, links).

#### Heterogenität des Sandsteins

Die Heterogenität des Sandsteinmaterials wurde durch die Streuung der Materialeigenschaften über eine statistische Verteilung der den finiten Elementen zugewiesenen Materialkennwerte, insbesondere durch eine Variation der Zugfestigkeit und der Bruchenergie, berücksichtigt. Hierfür wurden neun Materialklassen definiert, die den Elementen entsprechend einer Gauß-Verteilung mit einem Zufallsgenerator zugewiesen wurden (Abbildung 4.5, rechts).

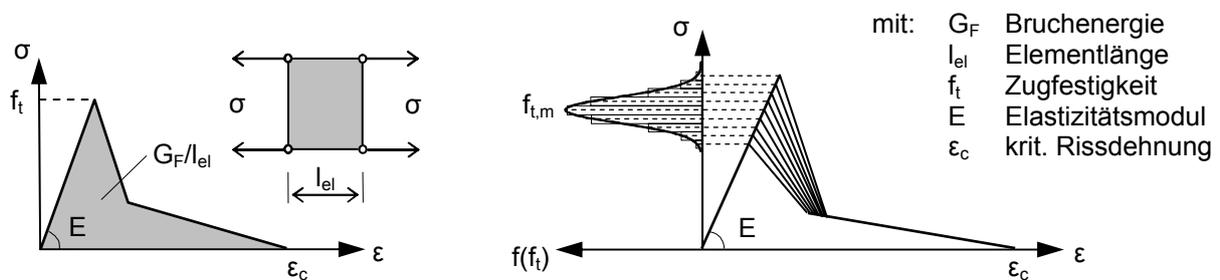


Abb. 4.5: Implementierung des Crack Band Models (links) und Berücksichtigung der Heterogenität des Sandsteins (rechts)

#### 4.2.2.4 Zusammenstellung der verwendeten Materialeigenschaften

Die im Rahmen der experimentellen Versuche (vgl. Kapitel 3) ermittelten Materialeigenschaften wurden den numerischen Untersuchungen zugrunde gelegt. Einen Überblick über die verwendeten mechanischen und physikalischen Kennwerte gibt die Tabelle 4.1 wieder.

Tab. 4.1: Zusammenstellung der mechanischen und physikalischen Materialeigenschaften für die numerischen Untersuchungen

Materialeigenschaften	Angaben
<b>Thermische Eigenschaften</b>	
Wärmeleitfähigkeit $\lambda$	1,05 W/(m·K)
Spezifische Wärmekapazität $c$	0,68 kJ/(kg·K)
Wärmeübergang innen $\alpha_{ii}$	8 W/(m <sup>2</sup> ·K)
Wärmeübergang außen $\alpha_{üa}$	17 W/(m <sup>2</sup> ·K)
Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_T$	10 <sup>-5</sup> K <sup>-1</sup>
<b>Hygrische Eigenschaften</b>	
Feuchteleitfähigkeit $K_F(\Phi)$	siehe Abbildung 4.2
Hygrischer Ausdehnungskoeffizient $\kappa(\Phi)$	siehe Abbildung 4.4
Feuchteübergangskoeffizient innen $\beta_i$	15 m/h
Feuchteübergangskoeffizient außen $\beta_a$	40 m/h
<b>Mechanische Eigenschaften</b>	
Druckfestigkeit $f_c$	60 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul $E$	11 500 N/mm <sup>2</sup>
Mittlere zentrische Zugfestigkeit $f_{t,m}$	2,1 N/mm <sup>2</sup>
Mittlere Bruchenergie $G_F$	100 N/m
Rohdichte $\rho$	2 100 kg/m <sup>3</sup>
Querdehnzahl $\nu$	0,2

#### 4.2.3 Numerisches Modell und exemplarische Voruntersuchungsergebnisse

Betrachtet wurde ein sich frei deformierender Sandsteinkörper mit den Abmessungen 300 x 400 x 600 mm<sup>3</sup>. Für die zweidimensionalen numerischen Untersuchungen wurde unter Ausnutzung der Symmetrie die in der Abbildung 4.6 dargestellte Ebene diskretisiert. Zur Modellierung des Sandsteinmaterials wurden 8-Knoten-Kontinuumselemente verwendet. Numerische Voruntersuchungen dienten zunächst zur Optimierung des FE-Modells hinsichtlich Netzverfeinerung, numerischer Stabilität und vor allem der Rechenzeit.

Die entsprechenden FE-Analysen zu den thermischen und hygrischen Beanspruchungen wurden in erster Näherung entkoppelt durchgeführt. In diese Berechnungen gingen feuchteabhängige Ausdehnungs- und Leitfähigkeitskennwerte für den Feuchtetransport ein, die die Diffusions- und Kapillartransporteigenschaften des Sandsteins wirklichkeitsgetreu erfassen. Im Weiteren wurden geeignete Konvektionselemente (Boundary-Elemente) herangezogen, durch

die der Wärme- und Feuchtemassenübergang zwischen der Umgebungsluft und der Sandsteinoberfläche simuliert wurde. Dadurch wurde zunächst die Erfassung der Temperatur-, Schwind- und Quellverformungen des Sandsteins, die durch Änderungen der Temperatur bzw. des Feuchtegehalts ausgelöst werden, ermöglicht.

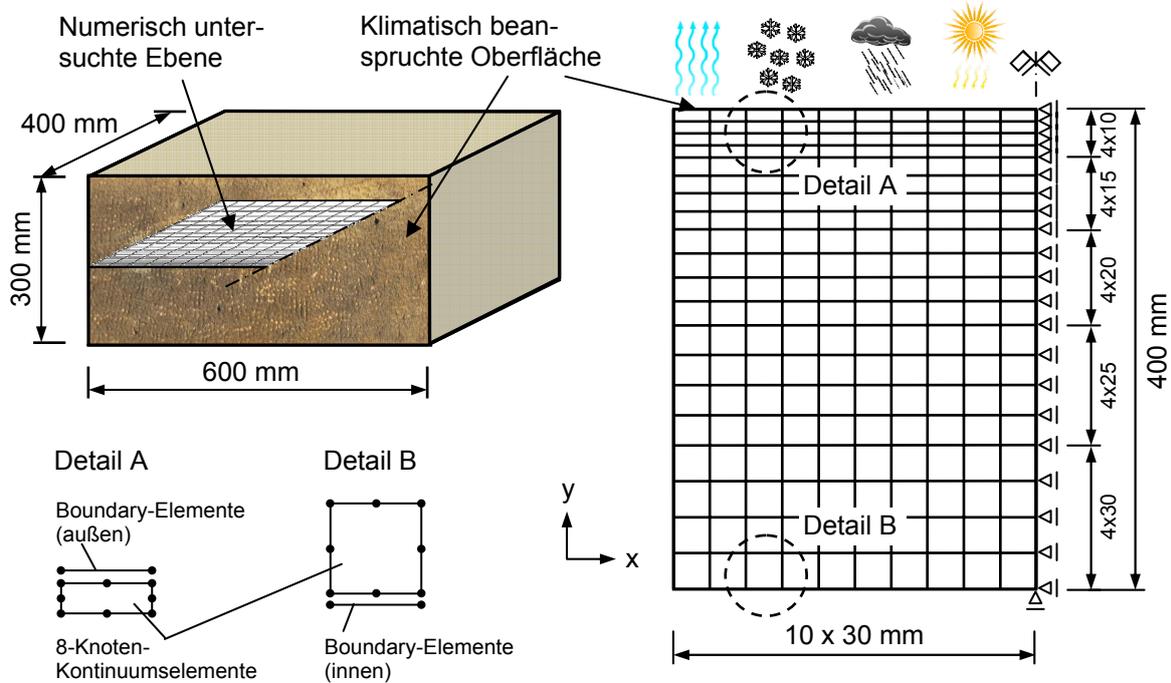


Abb. 4.6: Numerisch untersuchte Ebene eines Sandsteinkontinuums und diskretisiertes System

Für die Durchführung der nichtlinearen Berechnungen wurde das modifizierte Newton-Raphson-Verfahren verwendet, bei dem nur zu Beginn eines Zeitschrittes die Steifigkeitsmatrix aufgestellt und innerhalb einer Iteration konstant gehalten wird [14]. Dadurch benötigt dieses Iterationsverfahren mehr Iterationsschritte zur Lösung des Kräftegleichgewichts im Vergleich zum herkömmlichen Newton-Raphson-Verfahren. Allerdings hat sich das modifizierte Verfahren insbesondere im Hinblick auf extreme Temperatur- bzw. Feuchtegradienten als geeigneter erwiesen [46].

Die rechnerisch angesetzten klimatischen Beanspruchungen erfassen sowohl übliche Klimata als auch extreme Einwirkungen, z. B. Temperaturschock (Gewitterregen), Schlagregenbeanspruchung. Da die natürlichen Klimabedingungen nicht nur in längeren Zeiträumen variieren, wurden sowohl einzelne Langzeitrechnungen (Betrachtungszeitraum: ein bis mehrere Jahre) als auch Kurzzeitrechnenläufe (Betrachtungszeitraum: eine bis mehrere Stunden sowie eine bis mehrere Wochen) betrachtet. Die Simulationsberechnungen am Kontinuum liefern als Ergebnis neben der Größe der rechnerischen Gefügespannungen auch Art und Anzahl der Spannungswechsel in Abhängigkeit von den gewählten Kennwerten, geometrischen Randbedingungen sowie den simulierten Witterungseinflüssen.

Bei jahreszeitlich ständig wechselnden klimatischen Bedingungen stellt sich über dem oberflächennahen Querschnitt ein stetiger Wechsel sowohl von Befeuchtungs- und Austrock-

nungsprozessen als auch von Erwärmungs- und Abkühlungsvorgängen ein. Die dadurch resultierenden Feuchtigkeits- und Temperaturgradienten bewirken lokal unterschiedlich stark ausgeprägte Formänderungen des Sandsteins. Dieses Formänderungsbestreben verursacht Gefügespannungen, die die Korn-zu-Korn-Bindungen des Sandsteingefüges „lockern“ und zu Schädigungen führen können [103].

Um die Gefügespannungen zu analysieren, wurde das Sandsteinkontinuum, wie es in Abbildung 4.6 dargestellt ist, eingehend untersucht. Da die Schädigungsprozesse hauptsächlich in den oberflächennahen Bereichen stattfinden, wurden zur Ermittlung der maßgebenden Spannungen zweidimensionale Untersuchungen durchgeführt. Als Beispiel der Berechnungsergebnisse im Rahmen der numerischen Voruntersuchungen zeigt die Abbildung 4.7 die Feuchtesituation im Sandstein für den Fall, dass ein als Folge einer langandauernden Schönwetterperiode zunächst trockener Sandstein plötzlich einer 3-stündigen Beregnung ausgesetzt ist und anschließend erneut trocknet.

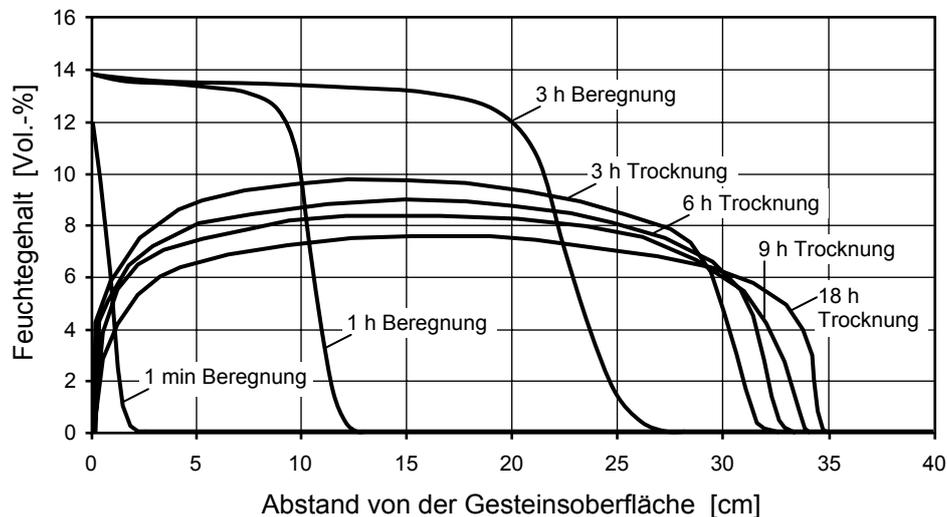


Abb. 4.7: Feuchteverteilung im Stein – 3-stündige Beregnung und daran anschließende 18-stündige Trocknung

Das während der Beregnung zu beobachtende Feuchteindringverhalten im Sandstein ist durch eine ausgeprägt scharf abfallende Feuchtefront gekennzeichnet, die in diesem Zeitraum ca. 25 cm tief in den Stein eindringt. Das sich an die Beregnung anschließende Trocknungsverhalten zeigt den bekannten Zusammenhang, dass für die Austrocknung des Materials gegenüber der Befeuchtung ein Vielfaches an Zeit erforderlich ist. Die Berechnungsergebnisse zeigen ferner, dass je nach den vorherrschenden Trocknungsmöglichkeiten an der Sandsteinoberfläche ein Teil der Feuchte in Form von Verdunstung wieder an die Umgebungsluft abgeführt wird. Gleichzeitig kann an der Feuchtefront im Steininnern eine Feuchteumlagerung beobachtet werden, bei der ein Teil der Feuchte weiter ins Steininnere vordringt.

Um aus Temperatur- und Feuchtegradienten entsprechende Rückschlüsse auf Gefügespannungen schließen zu können, sind geeignete Materialgesetze in das Finite-Elemente-Modell zu implementieren. Das Materialverhalten des Sandsteins wurde u. a. unter Zuhilfenahme des Kohäsionsrissmodells (Crack Band Model) von Bažant und Oh formuliert (siehe Abbildung

4.5, links), wodurch eine Schädigung in Form von Rissbildung wirklichkeitsnah abgebildet werden kann.

Die folgende Abbildung 4.8 zeigt exemplarisch aus zahlreichen Analysen die Eigenspannungszustände infolge einer gewählten 24-stündigen hygrischen Beanspruchung bei konstanten Temperaturbedingungen. Die gewählten hygrischen Randbedingungen, die eine 3-stündige Beregnung und eine anschließende 21-stündige Austrocknung darstellen, sind in der Abbildung 4.8, oben dargestellt. Im linken Diagramm sind die sich während der 3-stündigen Beregnung eines zunächst trockenen Sandsteinkörpers einstellenden Eigenspannungen entlang der Symmetrieachse (vgl. Abbildung 4.6) wiedergegeben. Das rechte Diagramm verdeutlicht die Spannungsverhältnisse während der anschließenden 21-stündigen Trocknung.

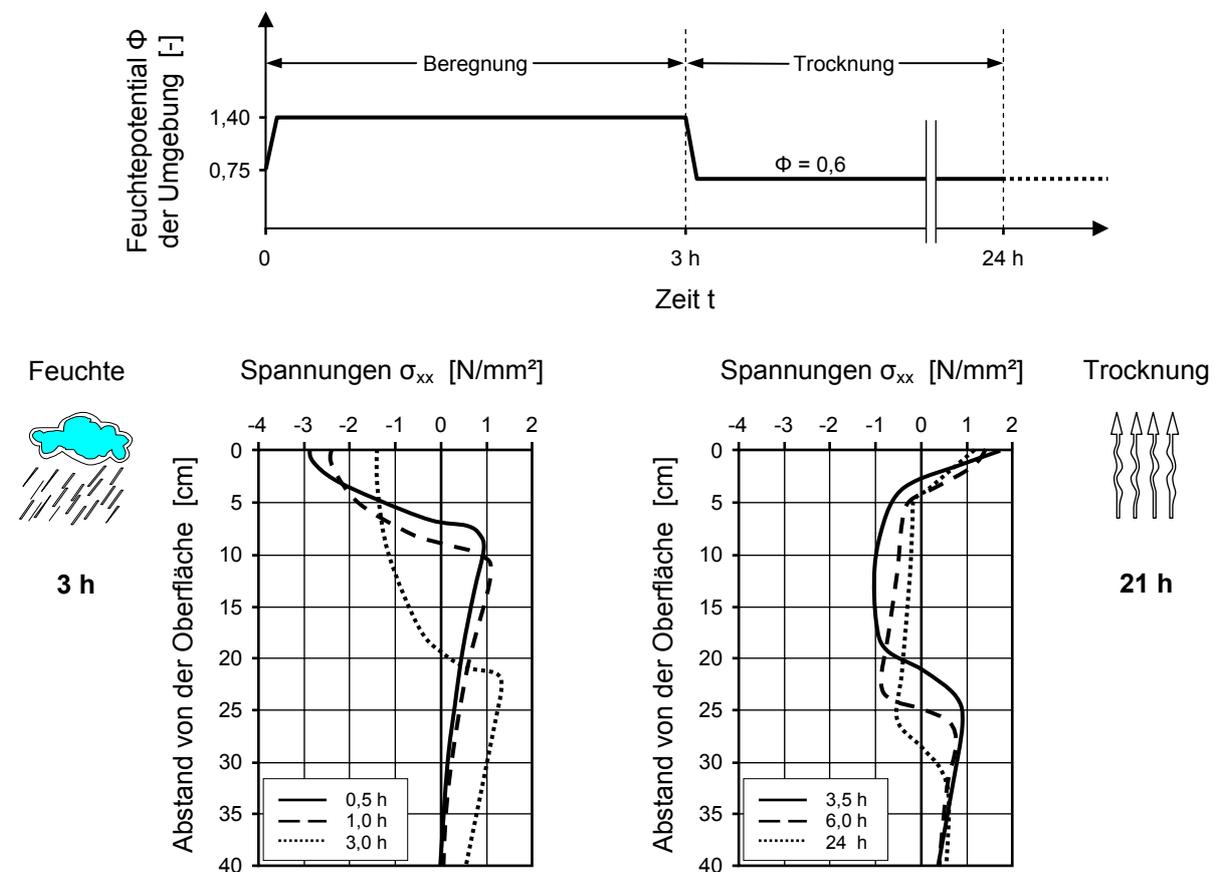


Abb. 4.8: Eigenspannungen infolge hygrischer Beanspruchung (oben); linkes Bild: während 3-stündiger Beregnung; rechtes Bild: während anschließender 21-stündiger Trocknung

Erwartungsgemäß stellen sich als Folge der Feuchteaufnahme im befeuchteten Stein Druckspannungen ein, wobei an der Feuchtefront ein Vorzeichenwechsel im Spannungsverlauf zu verzeichnen ist. Dieser Umstand ist auf die behinderte Formänderung durch die tieferen trockeneren Gesteinsschichten zurückzuführen. Die ab der Feuchtefront herrschenden Zugbeanspruchungen nehmen mit dem weiteren Eintreten der Feuchte in den Sandsteinkörper zu. Die Größenordnung der zu einer Schädigung des Gesteinmaterials bzw. zur Zerstörung des Kornverbundes führenden maximalen Zugbeanspruchung kann in Abhängigkeit der vorliegenden Randbedingungen nahe der Materialfestigkeit liegen (vgl. Tabelle 4.1).

Eine anschließende 21-stündige Trocknung bringt die auf der rechten Darstellung abgebildeten Spannungsverläufe mit sich. Bedingt durch die Feuchtigkeitsabgabe sind oberflächennahe Gesteinsbereiche bestrebt Schwindverformungen aufzuweisen. Dieses Verformungsbestreben wird jedoch von den feuchteren tiefergelegenen Gesteinszonen behindert. Somit stellen sich in den oberflächennahen Bereichen Zugspannungen ein, die hauptsächlich zu Beginn der Trocknung infolge des großen Feuchtegradienten Größenordnungen nahe der Materialfestigkeit von  $f_{t,m} = 2,1 \text{ N/mm}^2$  erreichen können (hier:  $1,81 \text{ N/mm}^2$ ).

#### 4.2.4 Verifizierung der Berechnungsansätze

Zur Verifizierung des numerischen Modells erfolgte eine Gegenüberstellung von errechneten Feuchtegehaltsverteilungen mit den experimentell erzielten Ergebnissen zum diffusiven Feuchtetransport sowie zur kapillaren Wasseraufnahme parallel zur Schichtorientierung des Postaer Sandsteins der Varietät Mühlleite. Der entsprechende experimentelle Versuch zur Beschreibung der kapillaren Wasseraufnahme gemäß DIN 52 617 [27] ist im Anhang A4 ff. beschrieben. Die Ergebnisse des Saugversuchs sind in der Abbildung 4.9 wiedergegeben.

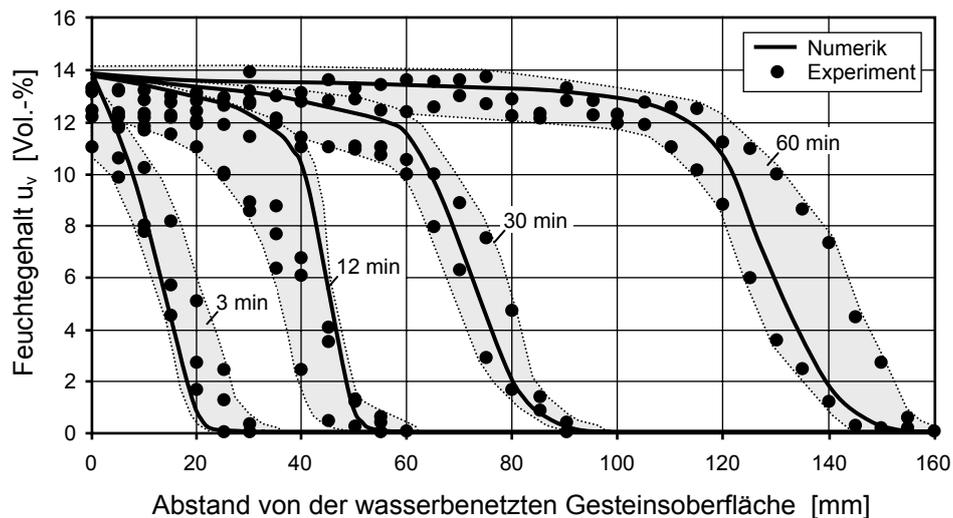


Abb. 4.9: Vergleich der experimentell gemessenen [67] und der berechneten Feuchtegehaltsverteilungen für die kapillare Wasseraufnahme parallel zur Schichtorientierung des Postaer Sandsteins der Varietät Mühlleite

Die Abbildung 4.9 zeigt die vergleichende Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Werte für die Feuchteverteilungen. Die durchgezogenen Kurven entsprechen dabei den numerischen Untersuchungsergebnissen des simulierten Saugversuchs. Die in Abbildung 4.9 dargestellten Punkte geben die mittels NMR-Spektroskopie gemessenen Feuchtegehaltsverteilungen während der einstündigen kapillaren Wasseraufnahme an. Der Vergleich der numerischen und gemessenen Untersuchungsergebnisse zum Feuchteaufnahmeverhalten belegt eine gute Übereinstimmung der berechneten Werte mit den experimentell bestimmten Werten.

### 4.2.5 Anwendung des Kontinuummodells

Zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens infolge klimatischer Einwirkungen ist die quantitative Erfassung der Spannungswechsel, die die einzelnen Gesteinsschichten erfahren, von entscheidender Bedeutung. Daher wurden jahreszeitliche Klimabeanspruchungen (Temperatur- und Feuchtebeanspruchungen) untersucht und entsprechende jahreszeitliche Spannungsverläufe in verschiedenen Gesteinstiefen ermittelt. Diese Spannungsverläufe wurden anschließend mittels eines statistischen Zählverfahrens (Rainflow-Zählmethode; siehe Kapitel 2.2.3.3 bzw. Kapitel 5.1) ausgewertet, Häufigkeitsverteilungen aufgestellt und letztlich in Form von Spannungskollektiven zusammengestellt. Die Abbildung 4.10 gibt einen Überblick über diese Vorgehensweise.

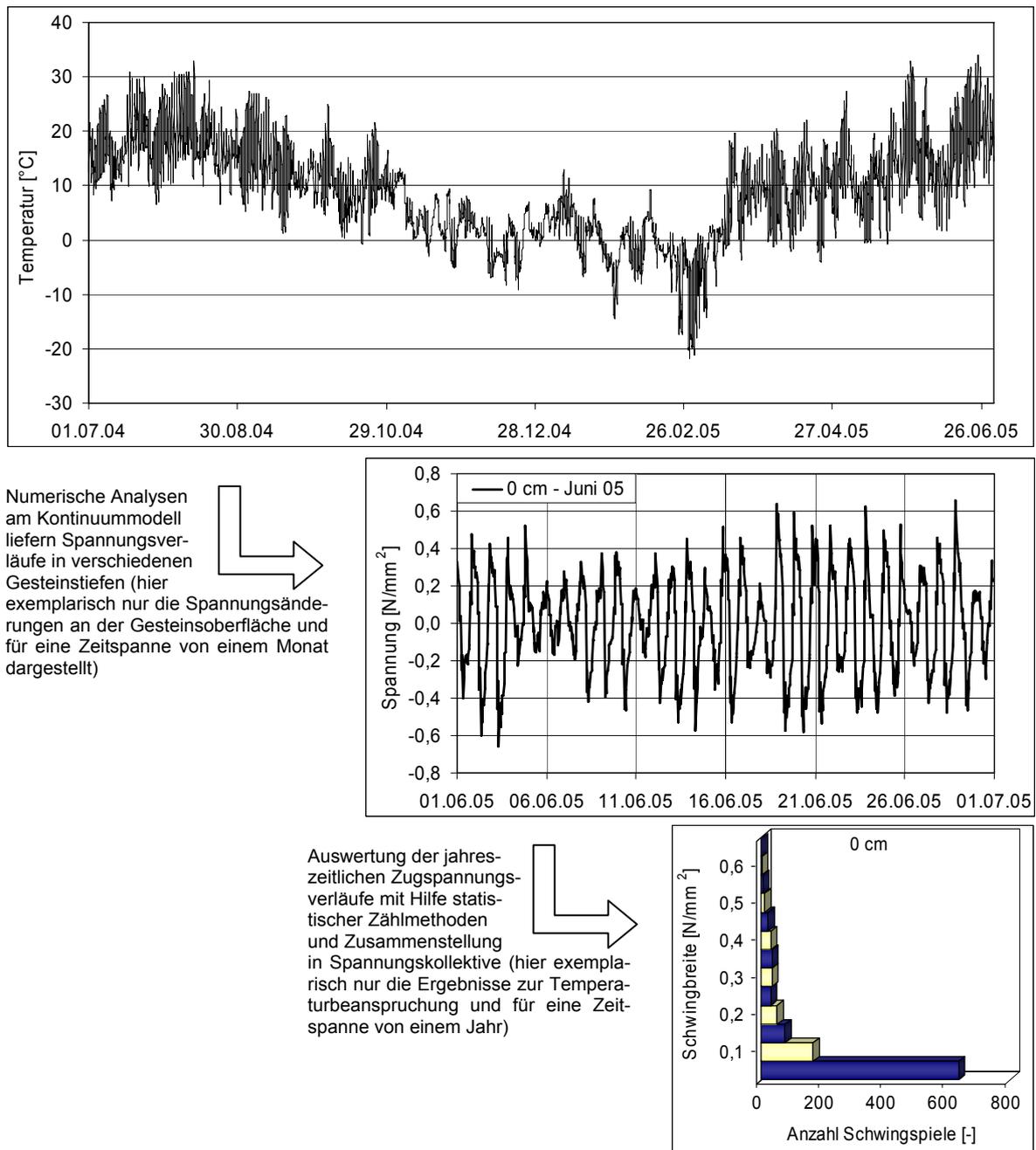


Abb. 4.10: Darstellung exemplarischer Untersuchungsergebnisse am Kontinuummodell

Die in Abbildung 4.10 dargestellten exemplarischen Spannungen resultieren aus Temperaturwechselbeanspruchungen über einen Zeitraum von einem Jahr. Diese Spannungen sind im Weiteren mit den Spannungsanteilen infolge jahreszeitlicher Feuchtebeanspruchung zu superponieren. Ferner sind die infolge eines Frostangriffs induzierten Gefügespannungen in Form von Lastkollektiven zu berücksichtigen. Hierfür erfolgen die Untersuchungen am Strukturmodell, das in Kapitel 4.3 näher erläutert wird.

#### 4.2.5.1 Beanspruchungen am Kontinuummodell

Für die Untersuchungen am Kontinuummodell wurden von der Landesanstalt für Landwirtschaft des Freistaats Bayern dankenswerterweise umfangreiche repräsentative Klimadaten für den süddeutschen Raum zur Verfügung gestellt. Verwendet wurden die Angaben zur Lufttemperatur, die in 20 cm Höhe über dem Erdboden gemessen werden, sowie die in einer Höhe von 200 cm erfassten Werte zur relativen Luftfeuchte. Im Anhang A-4, Abbildungen A-4.1 und A-4.2 sind die jahreszeitlichen Verläufe der Lufttemperatur sowie der relativen Luftfeuchte für den numerisch untersuchten Zeitraum von Juli 2003 bis Juni 2005 wiedergegeben, die als stetig wechselnde Witterungsbeanspruchungen auf die klimatisch beanspruchte Oberfläche des Kontinuummodells (vgl. Abbildung 4.6) angesetzt wurden. Auf der Innenseite hingegen wurden konstante Bedingungen mit einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchte von 50 % angenommen.

Für die Implementierung der hygrischen Wechselbeanspruchungen wurden gemäß den Aufzeichnungen der Wetterstation lediglich Feuchtegrade bis 100 % berücksichtigt. Eine gezielte Anhebung des Feuchtepotentials auf Werte über 1,0, um das mit einem höheren Wasserangebot (z. B. im Spritzwasserbereich bzw. durch die Bildung einer geschlossenen Wasserschicht auf der Gesteinsoberfläche) einhergehende stärkere Wasseraufnahmeverhalten zu simulieren, wurde zunächst nicht vorgenommen. Bauteilspezifische Untersuchungen, die u. a. die Berücksichtigung der Exposition sowie der Orientierung des Bauteils erfordern, wurden somit ausgeklammert. Stattdessen wurden allgemein die Auswirkungen infolge der von einer beliebigen Wetterstation bezogenen Klimadaten analysiert.

Hinsichtlich der Rechenzeit für die numerischen Untersuchungen über den Zeitraum von zwei Jahren wurde im Rahmen von Voruntersuchungen der maximal noch vertretbare Zeitabstand bestimmt, mit dem die Klimadaten eingelesen werden sollten. Hiernach ergab sich für die vergleichsweise langsamen Feuchtetransportprozesse ein geeignetes Intervall von zwei Stunden für die Implementierung der entsprechenden Werte für die relative Luftfeuchte. Für die wesentlich schneller ablaufenden Prozesse bei einer Temperaturwechselbeanspruchung wurde ein Zeitabstand von einer Stunde als geeignet identifiziert. Um aber die Rechenzeiten akzeptabel zu halten, erfolgte auch hier die Implementierung der Temperaturänderungen in einem zweistündigen Rhythmus. In ergänzenden Untersuchungen wurde der Einfluss des gewählten Zeitabstands noch näher untersucht (vgl. Kapitel 4.2.5.3).

Wie bereits angedeutet, beträgt der Zeitraum der numerischen Berechnungen insgesamt zwei Jahre. Das erste Jahr wird lediglich für das "Einschwingen" der Temperatur- und Feuchte-

verhältnisse im Sandsteinkörper verwendet. Erst danach erfolgt die Auswertung der Spannungsänderungen für das zweite Berechnungsjahr. Mit diesen Analysen befassen sich die folgenden Kapitel.

#### 4.2.5.2 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen am Kontinuummodell

Die folgenden Angaben zu den Berechnungsergebnissen sind in Anlehnung an den programmtechnischen Berechnungsablauf des Finite-Elemente-Programms DIANA [14] gegliedert. Zunächst wird eine so genannte Potentialanalyse durchgeführt, in der im Wesentlichen Temperatur- und Feuchteverteilungen entkoppelt berechnet werden. Von besonderer Bedeutung hierbei ist die Implementierung der Materialeigenschaften zu Leitfähigkeit, Speicherkapazität und Übergangskoeffizienten für Wärme bzw. Feuchte. Die mit Hilfe der Differentialgleichungen 4.1 und 4.2 erzielten Ergebnisse werden weiteren Analyseschritten zugeführt, um schließlich Verformungen und Spannungen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens des Sandsteins ermitteln zu können.

##### *Potentialanalyse*

Die Potentialanalysen geben einen Aufschluss über die thermischen bzw. hygrischen Verhältnisse an der klimatisch beanspruchten Gesteinsoberfläche sowie in verschiedenen Gesteinstiefen. Die numerische Analyse der thermisch bedingten Veränderungen lieferte u. a. den in Abbildung 4.11 dargestellten jahreszeitlichen Verlauf der Oberflächentemperatur. Dabei wurden während der Sommermonate (Bereich A) nicht nur die höchsten Temperaturen ( $T_{\max} = 34\text{ °C}$ ) sondern auch die stärkste Temperaturschwankung innerhalb von 24 Stunden ( $\Delta T = 22\text{ °C}$ ) festgestellt (siehe Abbildung 4.12, links).

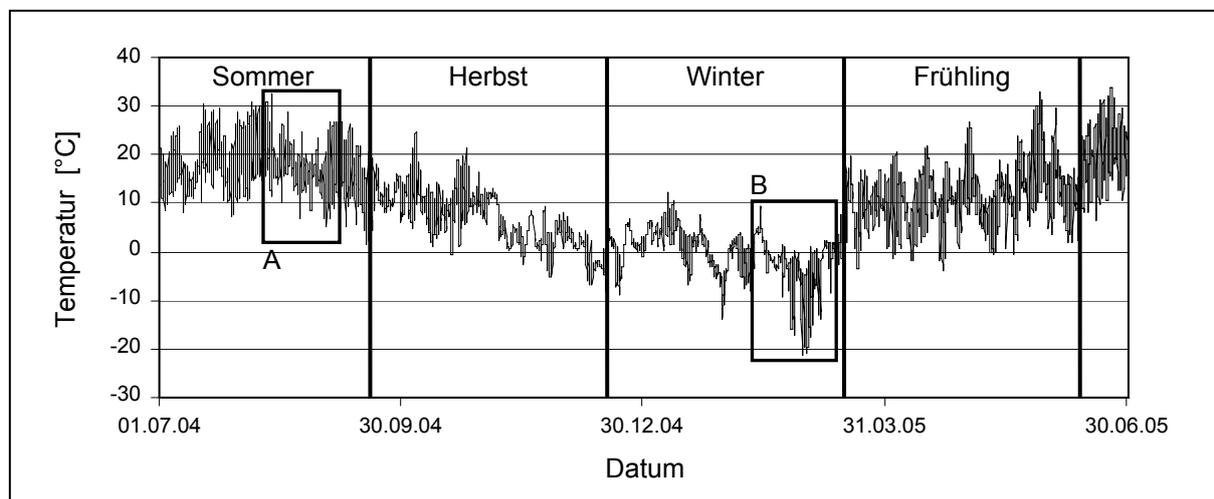


Abb. 4.11: Jahreszeitlicher Temperaturverlauf an der Gesteinsoberfläche

In den Wintermonaten stellte sich dagegen die tiefste Temperatur ( $T_{\min} = -21\text{ °C}$ ) an der Gesteinsoberfläche ein. Die größte Temperaturschwankung wurde zu  $19\text{ °C}$  ermittelt (siehe Abbildung 4.12, rechts).

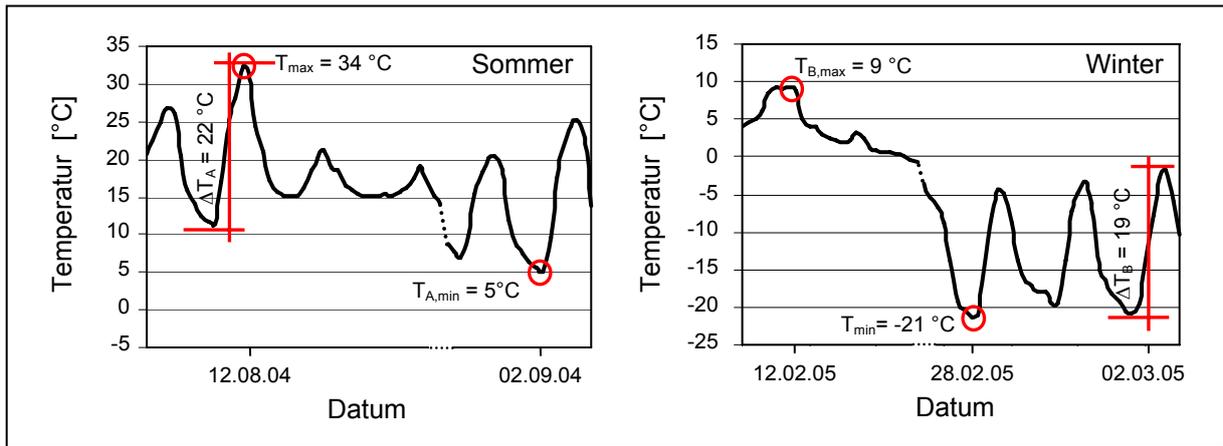


Abb. 4.12: Größte Temperaturänderungen innerhalb von 24 h sowie Minimal- und Maximaltemperaturen an der Gesteinsoberfläche im Sommer (links, Detail A aus Abbildung 4.11) und im Winter (rechts, Detail B aus Abbildung 4.11)

Mit zunehmendem Abstand von der Gesteinsoberfläche nehmen sowohl die Ausmaße der Temperaturschwankungen als auch die Extremtemperaturen ab. Abbildung 4.13 zeigt exemplarisch die in einer Gesteinstiefe von 10 cm ablaufenden Temperaturänderungen. Die Maximal- wie auch Minimaltemperatur ist hier um 5 °C weniger stark ausgeprägt als an der Gesteinsoberfläche. Auch die unmittelbar aufeinander folgenden Temperaturschwankungen betragen in dieser Gesteinstiefe über das gesamte Jahr gesehen maximal die Hälfte der Temperaturdifferenzen an der Gesteinsoberfläche.

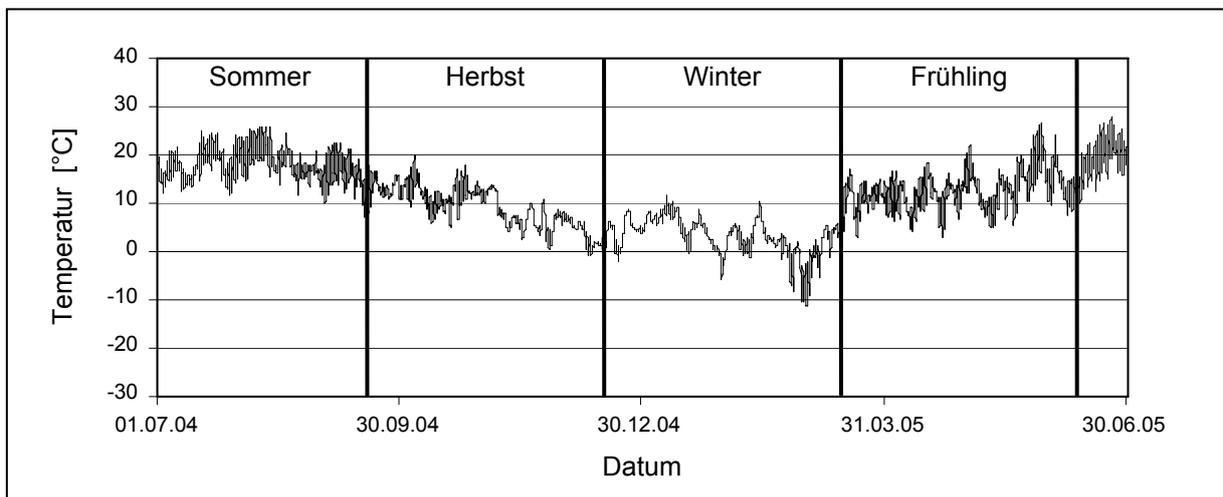


Abb. 4.13: Jahreszeitlicher Temperaturverlauf in einer Gesteinstiefe von 10 cm

Die Abbildung 4.14 veranschaulicht neben den maximalen und minimalen Temperaturen auch die über das Betrachtungsjahr gemittelten Temperaturen über die gesamte Gesteinstiefe. Hieraus geht hervor, dass die Jahresmitteltemperatur ins Gesteinsinnere hin linear zunimmt und die maximalen Temperaturschwankungen von ca. 55 °C an der Gesteinsoberfläche bis auf ca. 10 °C an der Innenseite abnehmen.

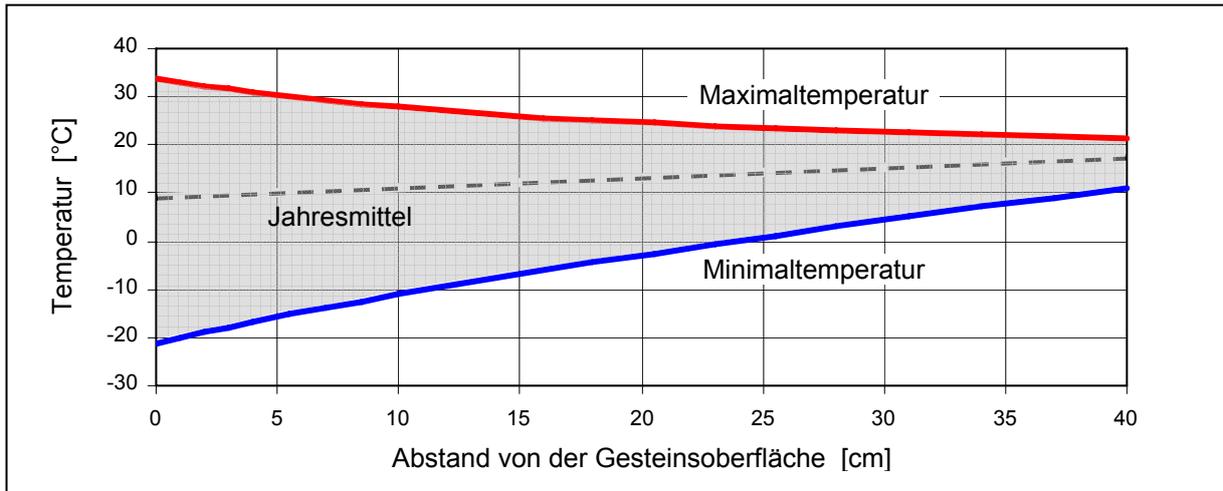


Abb. 4.14: Jahreszeitlicher Temperaturschwankungsbereich über die Gesteinstiefe

Die Abbildung 4.15 stellt die errechneten relativen Luftfeuchteverhältnisse an der Gesteinsoberfläche dar. Unter Berücksichtigung des Feuchteübergangskoeffizienten wurden im Laufe des numerisch betrachteten Sommers maximale Feuchteschwankungen zwischen der Nacht und dem darauf folgenden Nachmittag von 73 % identifiziert. Die entsprechenden Feuchtewerte an der Gesteinsoberfläche schwankten dabei zwischen 24 % und 97 % (vgl. Abbildung 4.16, links).

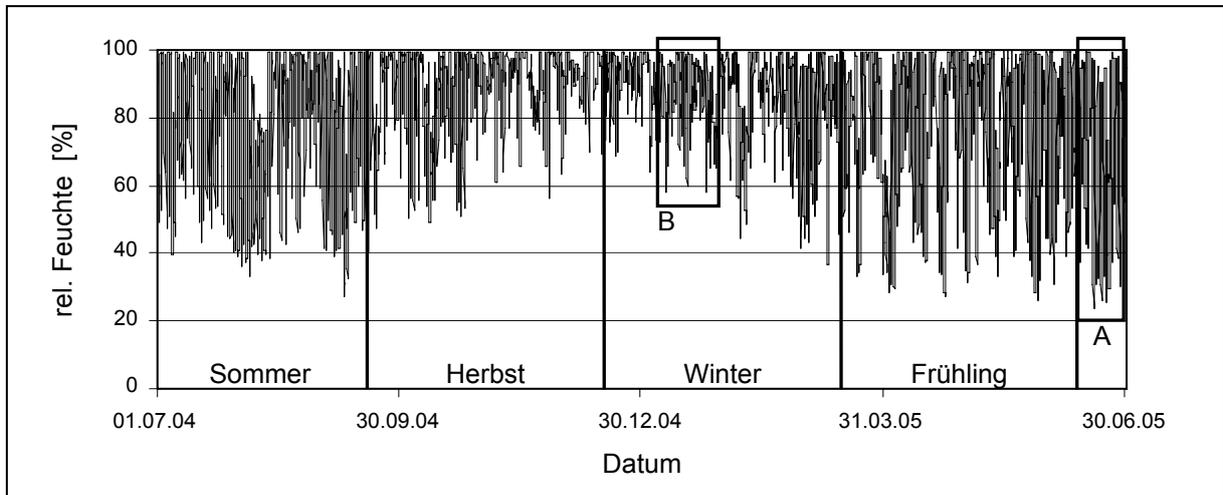


Abb. 4.15: Jahreszeitlicher Feuchteverlauf der Luft an der Gesteinsoberfläche

Die Feuchteverhältnisse an der Gesteinsoberfläche im Winter waren hingegen durch sehr hohe Durchschnittsfeuchtegehalte bei zeitweise relativ geringen Feuchteschwankungen der Luft zwischen 58 % und 100 % gekennzeichnet (vgl. Abbildung 4.16, rechts).

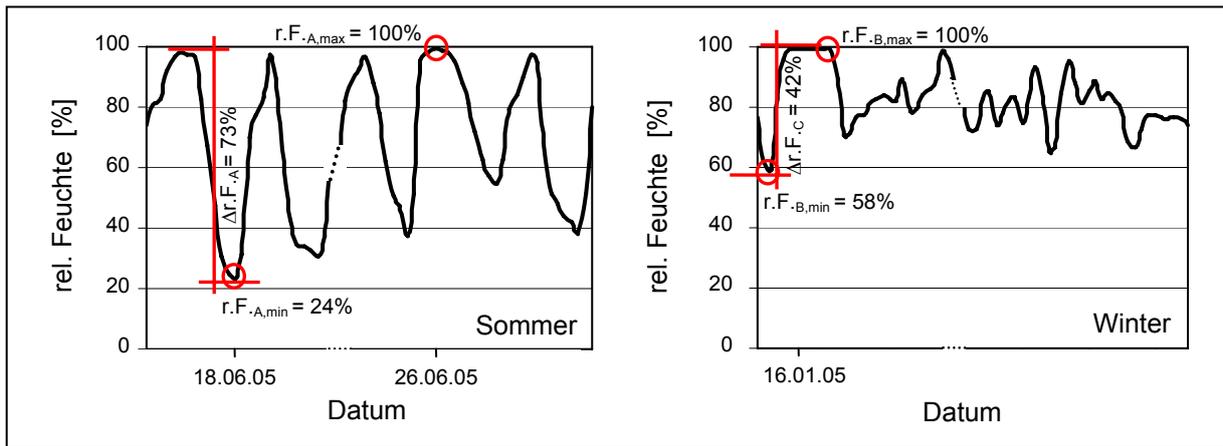


Abb. 4.16: Größte Feuchteänderung innerhalb von 24 h sowie charakteristische Feuchteänderungen an der Gesteinsoberfläche im Sommer (links, Detail A aus Abbildung 4.15) und im Winter (rechts, Detail B aus Abbildung 4.15)

Eine drastische Reduktion der Feuchteschwankungen ergibt sich bereits in einer Gesteinstiefe von nur einem Zentimeter (vgl. Abbildung 4.17). In größeren Gesteinstiefen ändern sich die Feuchteverhältnisse kaum noch bzw. nur über längere Zeiträume hinweg. Deutlich wird dieser Umstand auch mit den in Abbildung 4.18 dargestellten Verläufen für die Maximal- und Minimalfeuchtegehalte über die gesamte Gesteinstiefe. Lediglich an der Gesteinsoberfläche stellen sich nennenswerte Feuchteschwankungen ein. Ab einer Gesteinstiefe von ca. 15 cm, die nach [88] als Klimawirkungstiefe bezeichnet wird, sind keine klimatisch bedingten Feuchtegehaltsänderungen im Gestein feststellbar.

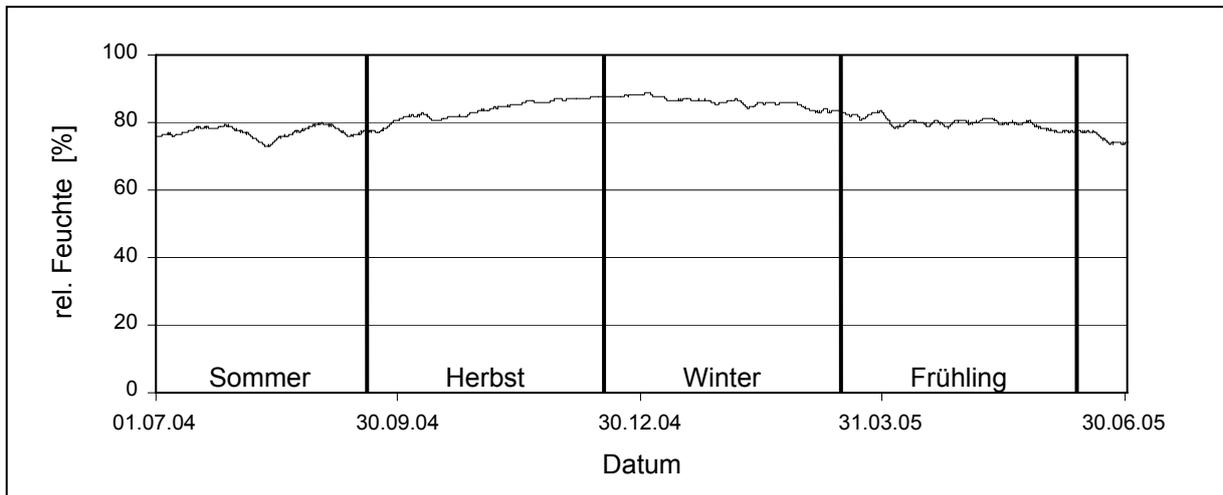


Abb. 4.17: Jahreszeitlicher Feuchteverlauf in einer Gesteinstiefe von 1 cm

Entgegen der in [83] beschriebenen Beobachtung, dass das Maximum der über das Jahr gemittelten Feuchteprofile in einer Gesteinstiefe von 3 bis 4 cm liegt, lieferten die numerischen Berechnungen die höchsten Feuchtegehalte unmittelbar an der Gesteinsoberfläche. Mit zunehmendem Abstand von der klimatisch beanspruchten Oberfläche nehmen die über das Jahr gemittelten Feuchtegehalte ab (vgl. gestrichelte Linie in Abbildung 4.18). Als Ursache hierfür

wird die Implementierung der hygri-schen Beanspruchung angesehen. Ausgehend von den aufgezeichneten Klimadaten einer Wetterstation wurden lediglich Feuchtegrade bis maximal 100 % berücksichtigt. Die Bildung einer geschlossenen Wasserschicht an der Gesteinsoberfläche (z. B. durch Schlagregen), die ein Anheben des Feuchtepotentials  $\Phi$  auf 1,4 rechtfertigen würde, wurde jedoch nicht angesetzt.

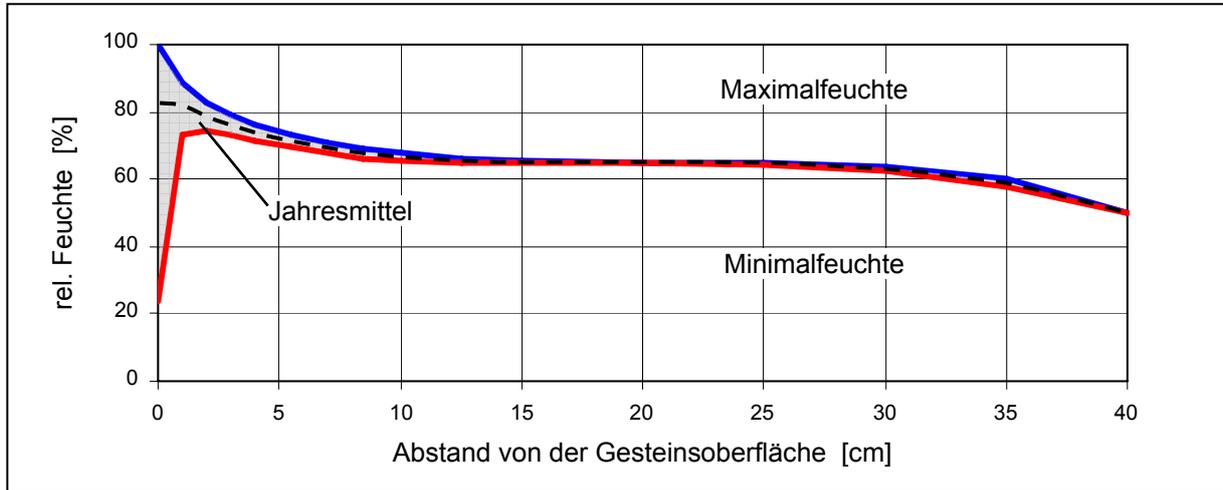


Abb. 4.18: Jahreszeitlicher Feuchteschwankungsbereich über die Gesteinstiefe

### Spannungsanalyse

Aufbauend auf die Ergebnisse der Potentialanalysen erfolgte die Ermittlung der maßgebenden oberflächenparallelen Hauptnormalspannungen  $\sigma_{xx}$  entlang der Symmetrieachse (vgl. Abbildung 4.6). Entsprechend den lokalen Temperaturgradienten wurden die größten Spannungsänderungen sowie die betragsmäßig höchsten Spannungen an der Oberfläche in den Sommermonaten festgestellt (siehe Abbildung 4.19). Die niedrigsten temperaturbedingten Spannungen waren im Winter zu verzeichnen.

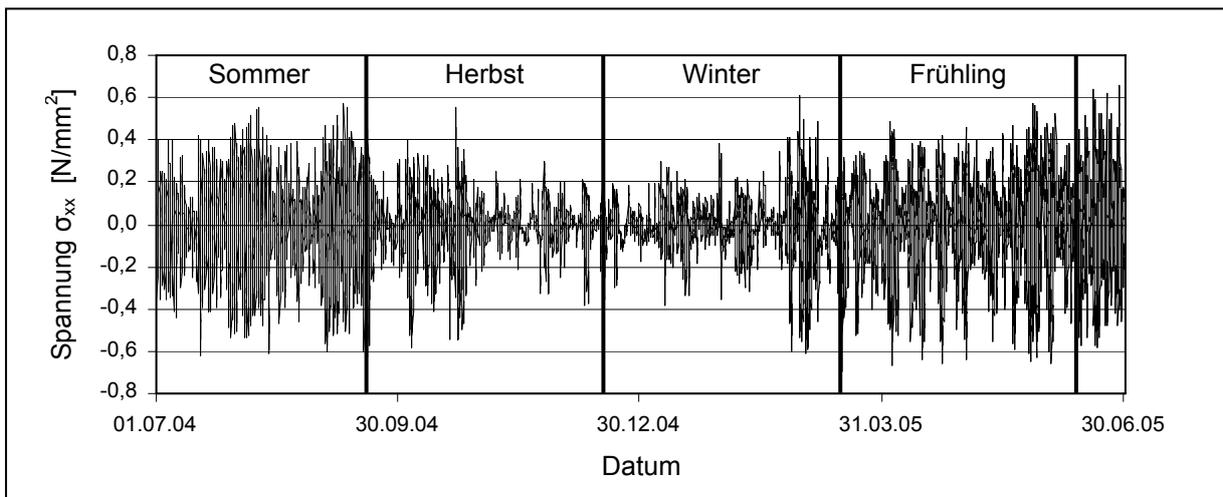


Abb. 4.19: Jahreszeitlicher Verlauf der thermisch induzierten Spannungen an der Gesteinsoberfläche

Entsprechend den Temperaturgradienten sind die Spannungshöhen aber auch Spannungsschwingbreiten in den tieferen Gesteinsbereichen weniger stark ausgeprägt. Die Abbildung 4.20 zeigt exemplarisch den jahreszeitlichen Verlauf der oberflächenparallelen Spannungen in einer Gesteinstiefe von 10 cm.

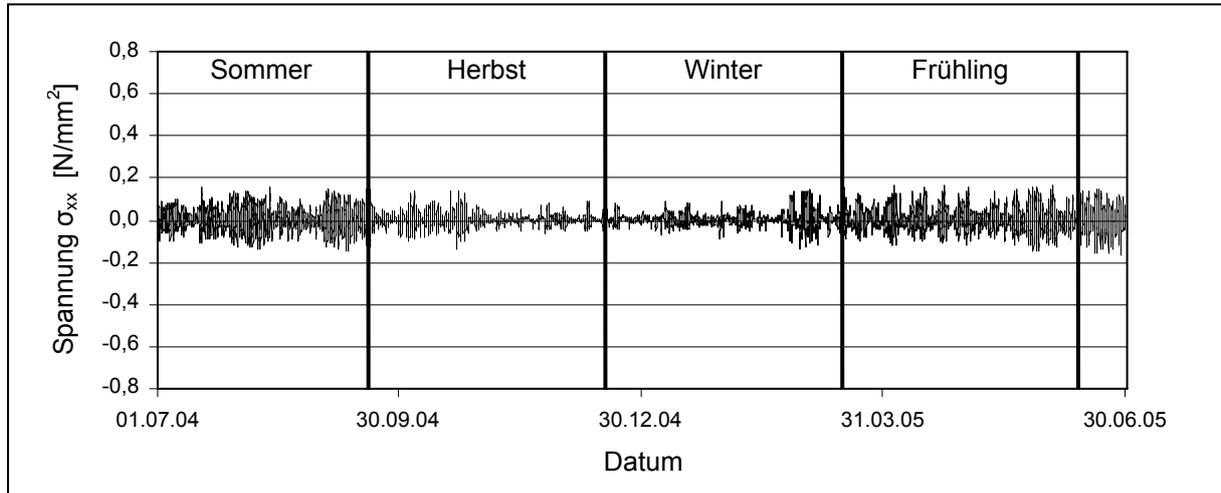


Abb. 4.20: Jahreszeitlicher Verlauf der thermisch induzierten Spannungen in einer Gesteinstiefe von 10 cm

Die Abbildung 4.21 veranschaulicht die innerhalb des Betrachtungszeitraums von einem Jahr auftretenden maximalen und minimalen Spannungen bis in eine Gesteinstiefe von 10 cm. Bemerkenswert hierbei ist, dass in einem Abstand von ca. 5 bis 7 cm von der Gesteinsoberfläche die betragsmäßig niedrigsten Spannungen zu beobachten sind. Die höchsten Zugspannungen mit ca. 0,7 N/mm<sup>2</sup> wurden an der Gesteinsoberfläche ermittelt.

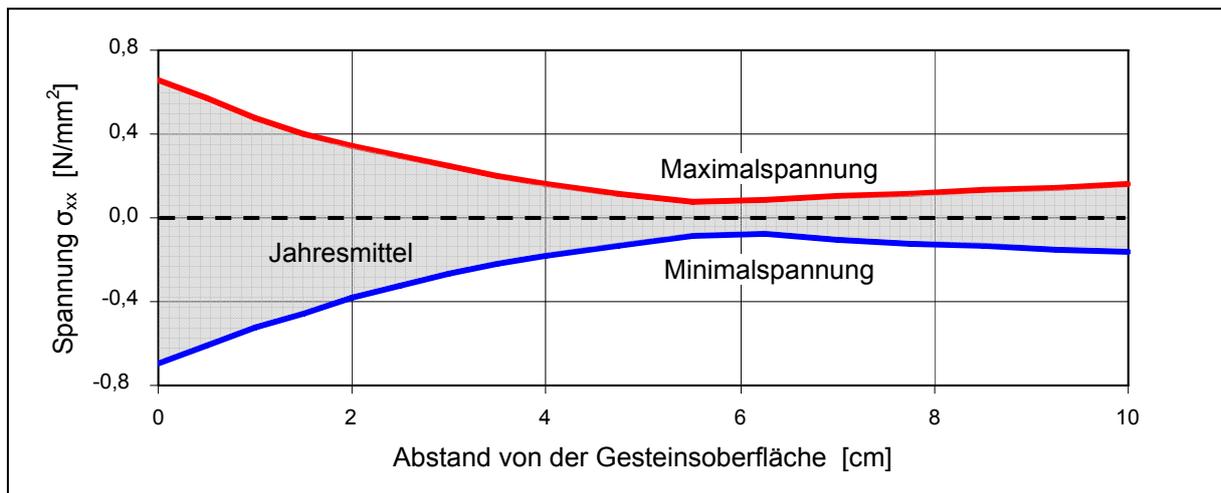


Abb. 4.21: Verteilung der thermisch induzierten Spannung bis in eine Gesteinstiefe von 10 cm

Die hygriisch induzierten Spannungen an der Gesteinsoberfläche sind in der Abbildung 4.22 dargestellt. Entsprechend den Erkenntnissen aus der Potentialanalyse treten die höchsten Zugspannungen sowie die größten Spannungsschwingbreiten im Sommer und in den letzten Früh-

lingswochen auf. Zwar werden auch in den ersten Wochen des Frühlings relativ hohe Zugspannungen erreicht, allerdings sind die zugehörigen Spannungsschwingbreiten in diesem Zeitraum deutlich geringer.

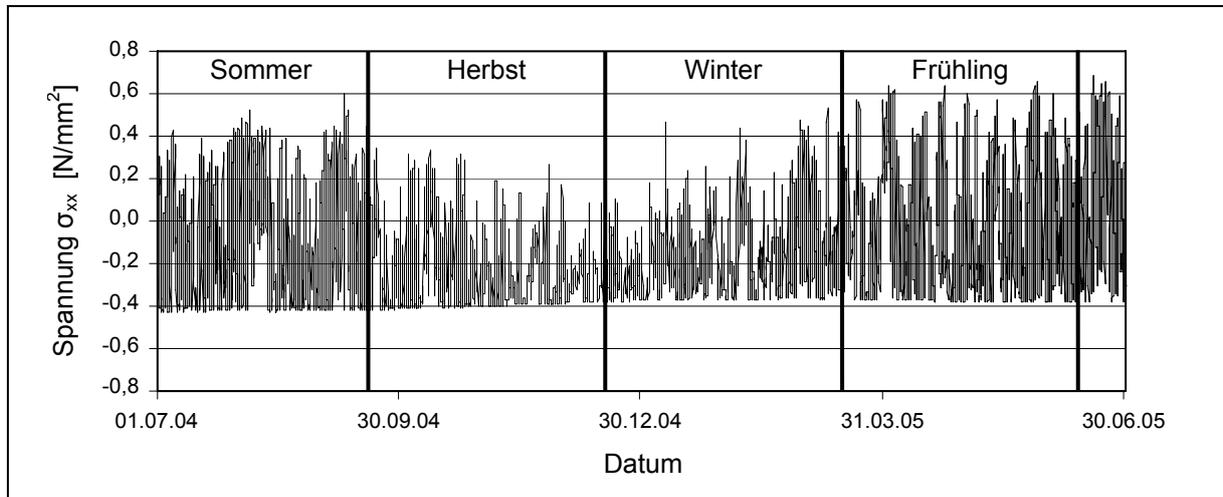


Abb. 4.22: Jahreszeitlicher Verlauf der hygrisch induzierten Spannungen an der Gesteinsoberfläche

Bereits in einer Gesteinstiefe von nur einem Zentimeter konnten aufgrund der deutlich reduzierten Feuchtegradienten (vgl. Abbildung 4.17) nur noch verhältnismäßig geringe Zugspannungen ermittelt werden. Lediglich in den Sommermonaten, in denen die Feuchtwerte in dieser Gesteinstiefe deutlich unter 80 % liegen, bauen sich Zugspannungen auf (siehe Abbildung 4.23).

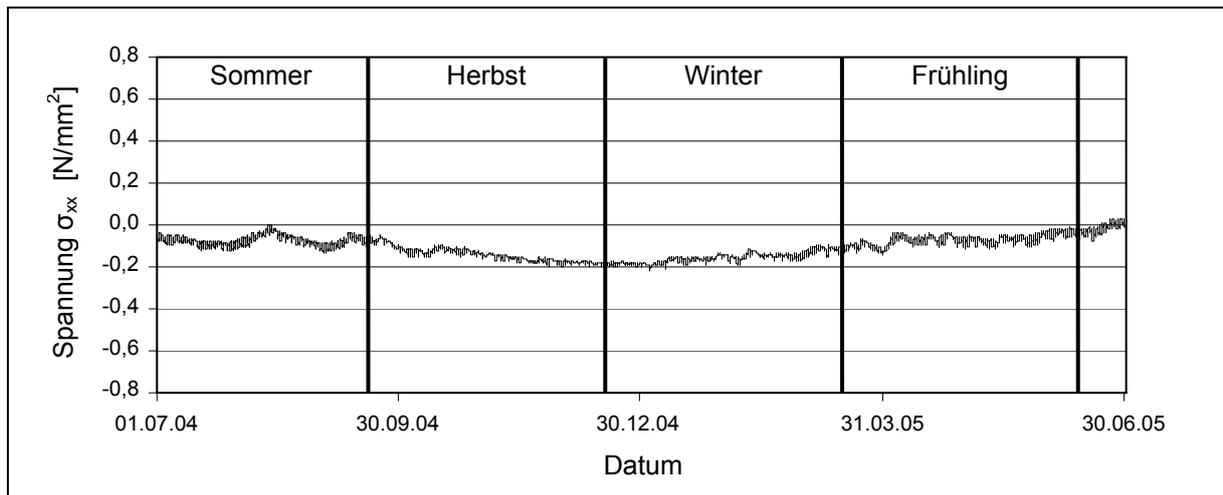


Abb. 4.23: Jahreszeitlicher Verlauf der hygrisch induzierten Spannungen in einer Gesteinstiefe von 1 cm

Folglich sind die Jahresschwankungsbreiten der hygrisch induzierten Spannungen an der Gesteinsoberfläche am größten und nehmen ins Gesteinsinnere hin rasch ab. Die Abbildung 4.24 verdeutlicht, dass die maximale Zugspannung an der Gesteinsoberfläche einen Wert von ca. 0,7 N/mm<sup>2</sup> erreichen kann.

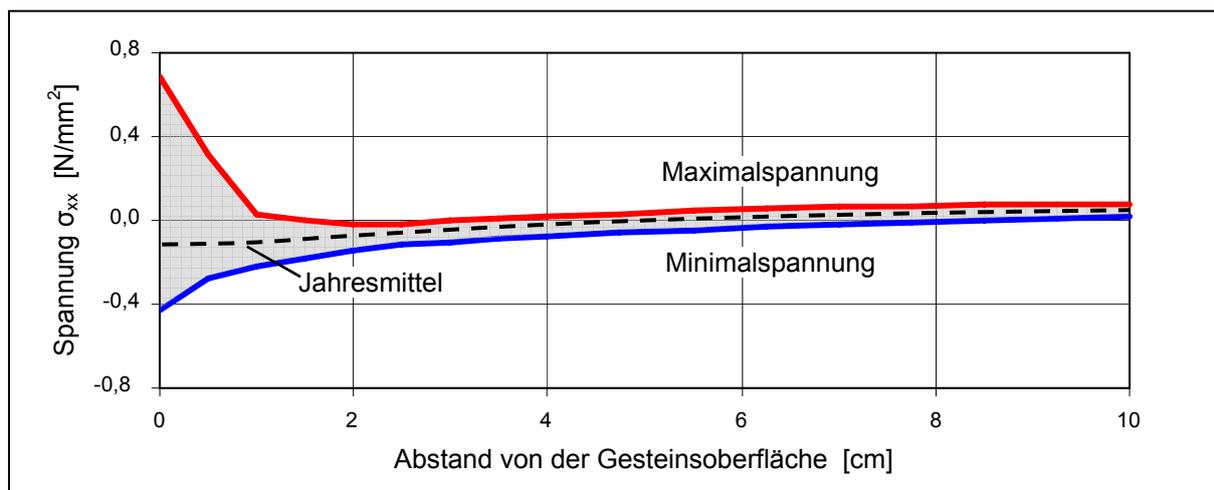


Abb. 4.24: Verteilung der hygrisch induzierten Spannung bis in eine Steintiefe von 10 cm

Die in den vorherigen Abschnitten wiedergegebenen numerischen Untersuchungsergebnisse belegen, dass der Postaer Sandstein der Varietät Mühlleite nicht durch eine einmalige Beanspruchung infolge der jahreszeitlichen klimatischen Einwirkungen geschädigt werden kann. Die bislang vorgestellten Ergebnisse zu thermisch bzw. hygrisch induzierten Spannungen lassen maximal Zugspannungen in der Größenordnung von ca.  $0,7 \text{ N/mm}^2$  erwarten und sind somit deutlich unter der statischen Zugfestigkeit des untersuchten Sandsteinmaterials (siehe Tabelle 3.5). Allerdings mussten aus rechentechnischen Gründen für die numerischen Langzeituntersuchungen große Zeitschritte (vgl. Kapitel 4.2.5.1) gewählt werden, die neben einer unzureichenden quantitativen Abschätzung der Beanspruchungen auch eine Unterschätzung der Beanspruchungshöhen zur Folge hatten. Daher wurden im Weiteren für repräsentative Klimadaten vergleichsweise kurze Zeiträume numerisch untersucht, um anhand einer Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse aus den Kurzzeituntersuchungen und den bereits vorliegenden Langzeituntersuchungen geeignete Korrekturen vornehmen zu können.

#### 4.2.5.3 Korrekturansätze für die numerischen Langzeituntersuchungen

Während für die numerischen Langzeituntersuchungen die thermischen und hygrischen Wechselbeanspruchungen in einem Zeitabstand von zwei Stunden implementiert wurden, erfolgte die Berücksichtigung entsprechender klimatischer Veränderungen in den Kurzzeituntersuchungen in 10-minütigen Abständen. Die Intension hierbei war, sowohl die Anzahl der auftretenden Spannungsschwingbreiten als auch die Beanspruchungshöhen genauer abschätzen zu können (vgl. Abbildung 4.25) und die Ungenauigkeiten der numerischen Berechnungsergebnisse aus den Langzeituntersuchungen durch geeignete Korrekturfaktoren auszugleichen.

Im Rahmen der Kurzzeituntersuchungen wurde je eine repräsentative Woche im Winter (05.02.2005 bis 10.02.2005) und im Sommer (15.08.2004 bis 20.08.2004) eingehend analysiert. Ausgehend von demselben numerischen Modell und den identischen klimatischen Wechselbeanspruchungen bis zu den Betrachtungszeiträumen erfolgte die vergleichende Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der numerischen Langzeit-

untersuchungen. Von besonderem Interesse waren dabei die Veränderungen hinsichtlich der Spannungshöhen sowie der quantitativ vorkommenden Spannungsschwingbreiten durch die Betrachtungen mit den kleineren Zeitabständen.

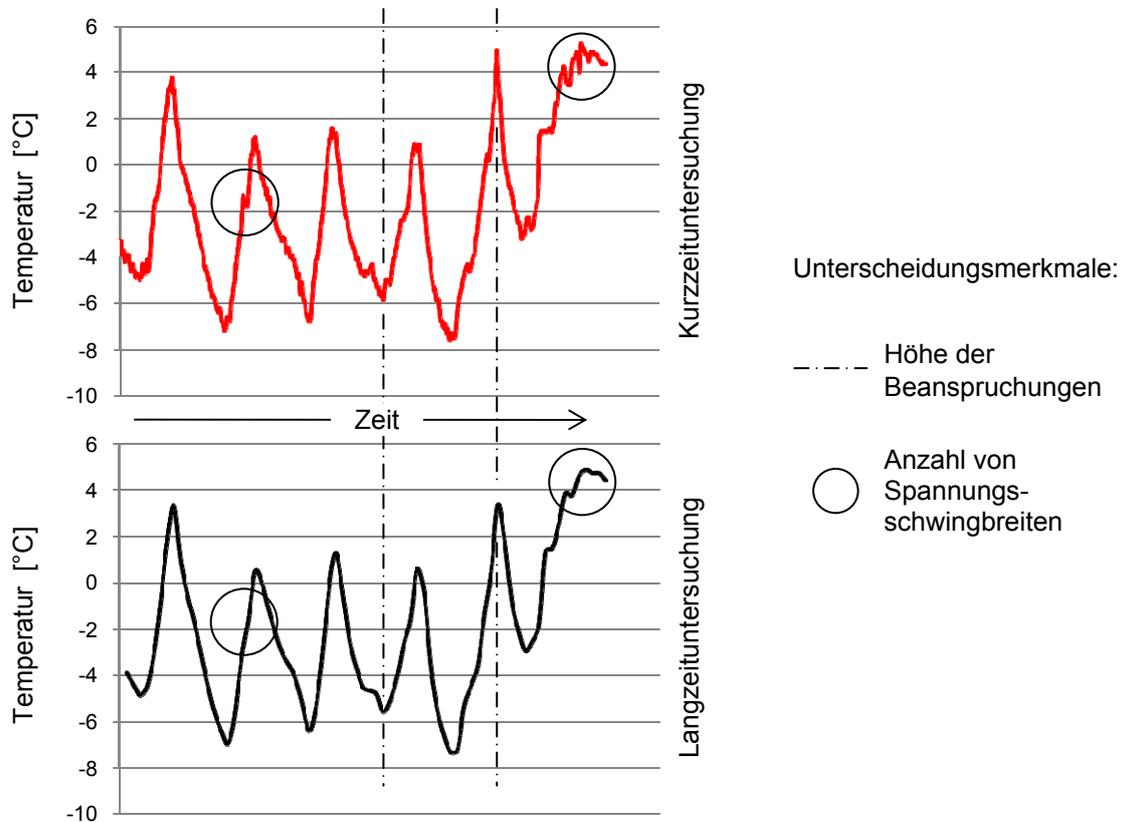


Abb. 4.25: Qualitativer Vergleich der Temperaturverläufe an der Gesteinsoberfläche; oben: aus Kurzzeituntersuchung, unten: aus Langzeituntersuchung

Ein Vergleich der thermisch induzierten Spannungen lieferte für den Untersuchungszeitraum im Sommer durchschnittlich ca. 33 % höhere Zugspannungen als die entsprechenden Berechnungsergebnisse der Langzeituntersuchungen. Für die untersuchte Woche im Winter ergaben sich im Mittel ca. 25 % höhere Werte für die auftretenden Zugspannungen. Zur Anpassung der Berechnungsergebnisse der Langzeituntersuchung an die Erkenntnisse aus den Kurzzeituntersuchungen wurden die errechneten Zugspannungen um 30 % angehoben (mittlerer Korrekturfaktor  $K_{th,\sigma} = 1,30$ ).

Der Vergleich der hygriisch induzierten Spannungen zeigte keine besonders ausgeprägten Diskrepanzen zwischen den Ergebnissen der Lang- und Kurzzeituntersuchungen. Die Berechnungen mit den kleineren Zeitschritten lieferten ca. 5 % höhere Werte für die Zugspannungen, sowohl für die betrachtete Woche im Sommer als auch im Winter. Daher wurde für die Auswertung der hygriisch induzierten Spannungen aus den Langzeituntersuchungen ein Korrekturfaktor  $K_{hy,\sigma}$  von 1,05 angewendet.

In einem weiteren vergleichenden Untersuchungsschritt wurden die errechneten thermisch bzw. hygriisch induzierten Spannungsverläufe quantitativ ausgewertet. Die Vorgehensweise

für die quantitative Auswertung wird in Kapitel 5.1 eingehend erläutert. An dieser Stelle soll lediglich auf die Unterschiede zwischen den Berechnungsergebnissen der Langzeituntersuchungen und den entsprechenden Kurzzeituntersuchungen hingewiesen werden.

Die Auswertungen der numerischen Untersuchungsergebnisse zu den thermisch induzierten Spannungen zeigten, dass die Reduzierung der gewählten Zeitabstände zu einer Verdopplung der Anzahl von geschlossenen Hystereseschleifen (vgl. Kapitel 2.2.3.3) führt. Diese Feststellung konnte sowohl für die untersuchte Winterperiode als auch für die Sommerperiode gemacht werden. Folglich wird ein Korrekturfaktor  $K_{th,n}$  von 2,0 für die Anpassung der quantitativen Auswertergebnisse aus den Langzeituntersuchungen gewählt.

Auch für die hygrisch induzierten Spannungen in der Sommerperiode ergab sich für die quantitative Auswertung ein Korrekturfaktor von 2,0. Jedoch traf dies nicht für den untersuchten Zeitraum im Winter zu. Hier wurden unabhängig von den gewählten Zeitabständen für die numerischen Spannungsanalysen annähernd gleich viele geschlossene Hystereseschleifen festgestellt. Daher wurde für die Auswertung der Berechnungsergebnisse aus den Langzeituntersuchungen ein pauschaler mittlerer Korrekturfaktor  $K_{hy,n}$  von 1,5 herangezogen.

Die erforderlichen Korrekturfaktoren in Höhe von 2,0 erwecken den Anschein, dass die gewählte Vorgehensweise zur Ermittlung der Häufigkeit der auftretenden geschlossenen Hystereseschleifen nicht zufrieden stellend ist. Allerdings ist zu bedenken, dass die Berücksichtigung der Lastzyklenanzahl zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens im logarithmischen Maßstab erfolgt (siehe Abbildung 3.29). Daher sind die vorzunehmenden Korrekturen für die quantitative Auswertung der Beanspruchungen nicht kritischer anzusehen als die notwendigen Anpassungen für die Beanspruchungshöhen mit einem maximalen Faktor von 1,3.

Eine Übersicht über die jeweiligen Korrekturfaktoren zur Anpassung der Ergebnisse aus den Langzeituntersuchungen an die Erkenntnisse aus den Kurzzeituntersuchungen ist in der Abbildung 4.26 wiedergegeben.

<p>Korrekturfaktor für die Höhen der thermisch induzierten Spannungen</p> <p>Sommer: <math>K_{th,\sigma}^S = 1,33</math>                      Winter: <math>K_{th,\sigma}^W = 1,25</math> } <b><math>K_{th,\sigma} = 1,30</math></b></p>	<p>Korrekturfaktor für die Höhen der hygrisch induzierten Spannungen</p> <p>Sommer: <math>K_{hy,\sigma}^S = 1,05</math>                      Winter: <math>K_{hy,\sigma}^W = 1,05</math> } <b><math>K_{hy,\sigma} = 1,05</math></b></p>
<p>Korrekturfaktor für die quantitative Auswertung der thermisch induzierten Spannungen</p> <p>Sommer: <math>K_{th,n}^S = 2,00</math>                      Winter: <math>K_{th,n}^W = 2,00</math> } <b><math>K_{th,n} = 2,00</math></b></p>	<p>Korrekturfaktor für die quantitative Auswertung der hygrisch induzierten Spannungen</p> <p>Sommer: <math>K_{hy,n}^S = 2,00</math>                      Winter: <math>K_{hy,n}^W = 1,00</math> } <b><math>K_{hy,n} = 1,50</math></b></p>

Abb. 4.26: Korrekturfaktoren zur Anpassung der Ergebnisse aus den Langzeituntersuchungen an die Ergebnisse der Kurzzeituntersuchungen

Die in der Abbildung 4.26 zusammengestellten Korrekturfaktoren werden im Weiteren für die Formulierung des Prognosemodells (vgl. Kapitel 5.3.2) herangezogen.

#### 4.2.6 Abschließende Anmerkungen zu den Untersuchungen am Kontinuummodell

Das FE-Programmpaket DIANA ermöglicht keine gekoppelte Analyse von thermischen und hygri-schen Beanspruchungen. Folglich mussten die am Kontinuummodell durchgeführten Untersuchungen getrennt voneinander vorgenommen werden. Die gegenseitige Beeinflussung von thermischen und hygri-schen Gegebenheiten, die sich z. B. durch einen Anstieg der Wärmeleitfähigkeit mit zunehmendem Feuchtgehalt äußert (vgl. Kapitel 2.2.1.1), blieb somit unberücksichtigt. Die entkoppelten Berechnungen führten zudem auch dazu, dass trotz Minustemperaturen das Eindringen bzw. der Transport von Feuchte uneingeschränkt möglich war. Eine Behinderung bzw. Einschränkung des Feuchte-transportes durch die Bildung von Eis im Porenraum konnte daher nicht berücksichtigt werden. Trotz dieser Vereinfachungen liefern die Untersuchungsergebnisse am Kontinuummodell dennoch wertvolle Erkenntnisse, die eine hinreichend genaue Abschätzung der sowohl qualitativen als auch quantitativen Gefügespannungen infolge jahreszeitlicher thermischer und hygri-scher Einwirkungen erlauben.

Im Hinblick auf die Implementierung der jahreszeitlichen hygri-schen Wechselbeanspruchungen wurden die Angaben einer Wetterstation zur relativen Luftfeuchte herangezogen. Entsprechende Einflüsse aus der Exposition bzw. Orientierung von klimatisch beanspruchten Oberflächen, die ggf. zeitweise zu einer kurzfristigen Benetzung mit einem geschlossenen dünnen Wasserfilm und damit zu einem ausgeprägten Saugen führen könnten, wurden im Rahmen der Langzeituntersuchungen nicht erfasst. Für bauteilspezifische Betrachtungen (z. B. schlagregenbeanspruchte Bauteilbereiche bzw. horizontale Oberflächen mit Wasseransammlungsmöglichkeiten) müssten berechtigterweise Feuchtepotentialwerte von bis zu 1,4 (vgl. Kapitel 4.2.2.2) angesetzt werden. Eine stark beschleunigte Feuchteaufnahme mit größeren Eindringtiefen und damit auch merklich ausgeprägten hygri-sch induzierten Spannungen wäre die Folge.

Im Rahmen von Voruntersuchungen wurden die Zeitabstände bestimmt, mit denen die jahreszeitlichen Werte für Lufttemperatur sowie relativer Luftfeuchte implementiert werden sollten. Entgegen den Erkenntnissen aus diesen Voruntersuchungen, die Temperaturwerte mindestens in einem stündlichen Rhythmus in die Langzeituntersuchungen einfließen zu lassen, wurden aufgrund der deutlich zunehmenden Rechenzeit die Zeitschritte auf zwei Stunden festgelegt. Um die damit einhergehenden Ungenauigkeiten der Berechnungsergebnisse zu kompensieren, wurden für repräsentative Zeiträume genauere Kurzzeituntersuchungen durchgeführt. Der Vergleich der Ergebnisse hinsichtlich der ermittelten Spannungshöhen sowie der Anzahl der auftretenden Spannungsschwingbreiten ermöglichte Korrekturfaktoren herzuleiten (siehe Abbildung 4.26), die schließlich auf die gesamten Ergebnisse der Langzeituntersuchungen übertragen werden sollten. Diese Herangehensweise war aus numerischen Gründen nicht vermeidbar und birgt gewisse Ungenauigkeiten im Hinblick auf die Erfassung der genauen Anzahl der einzelnen Spannungshöhen.

### 4.3 Strukturmodell

#### 4.3.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Von wesentlicher Bedeutung für die Gesteinsverwitterung bei Frostangriff ist der Sättigungsgrad des mit Wasser füllbaren Porenraumes des Sandsteins. Während die Eisbildung bei niedrigen Sättigungsgraden zu reversiblen Deformationen des Gefüges führt, treten bei gesättigtem Zustand irreversible Dehnungen durch die Sprengwirkung des gefrorenen Wassers auf. Eine quantitative Untersuchung der dabei auftretenden Beanspruchungen im Sandsteingefüge ist bislang nur ansatzweise erfolgt. Insbesondere die Höhe der auftretenden Spannungen und die Spannungszyklen bedürfen einer eingehenden Analyse, um das Schädigungspotential der Frostbeanspruchung beurteilen und in einem Modell abbilden zu können.

Mit der Entwicklung eines geeigneten Strukturmodells sollte der Schädigungsprozess beim Frostangriff numerisch modelliert werden. Hierfür wurde unter Berücksichtigung strukturbeschreibender Kenngrößen ein zweidimensionales numerisches Modell des untersuchten Sandsteins generiert und eine Beanspruchungsfunktion, welche aus einer Eisbildung in dem Porenraum resultiert, implementiert.

Vorrangiges Ziel der numerischen Untersuchungen am Strukturmodell war es, eine quantitative Abschätzung äußerer Beanspruchungen (Lastspannungen) vorzunehmen, deren Wirkung gleich der Wirkung der inneren Sprengdrücke infolge einer Eisbildung im Porenraum ist (vgl. Abbildung 4.27).

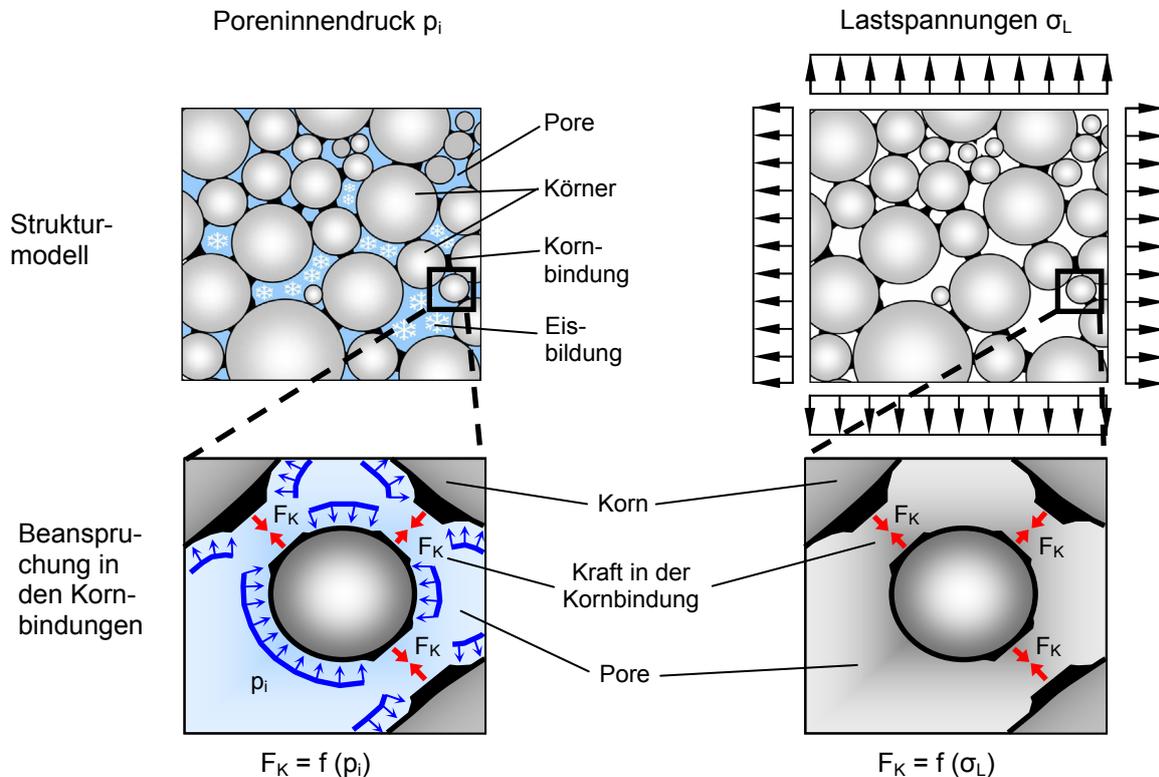


Abb. 4.27: Schematische Darstellung des Strukturmodells unter der Wirkung von Poreninnendrü-cken aus Eisbildung (links) und Lastspannungen (rechts)

Zur Simulation von inneren Drücken durch Eisbildung werden die Poren im numerischen Modell mit einem Material ausgefüllt, das die Eigenschaften von Eis besitzt und unter Zugrundelegung einer geeigneten Temperatur-Dehnungskurve die Volumenzunahme bei der Eisbildung erfasst. Dabei wird auch der Porenfüllgrad als wesentlicher Einflussparameter betrachtet.

### 4.3.2 Modellgenerierung

Das numerische Strukturmodell bildet einen quadratischen Ausschnitt aus dem oberflächennahen Bereich eines Sandsteinkörpers ab, da lediglich in diesen Bereichen bedingt durch mögliche hohe Feuchtegehalte der Einfluss einer Frostverwitterung gegeben ist. Die Modellierung des zweidimensionalen Strukturmodells erfolgte unter Berücksichtigung der strukturbeschreibenden Größen (Porosität, Korngrößenverteilung) des realen Sandsteins.

Für die Generierung der idealisierten, kreisrunden Körner wurden insbesondere die Ergebnisse aus den mikroskopischen Untersuchungen (vgl. Kapitel 3.2.2) herangezogen. Hiernach wurden die Sandsteinkörner in vier Kornklassen mit annähernd gleicher Größe zusammengefasst (siehe Tabelle 4.2).

Tab. 4.2: Anzahl und Größe der idealisierten Körner für das numerische Strukturmodell

Kornklasse	Kornradius $r_i$ [ $\mu\text{m}$ ]	Flächeninhalt eines Einzelkorns [ $\mu\text{m}^2$ ]	Kornanzahl $n$
A	225	159 043	2
B	175	96 211	4
C	125	49 087	12
D	75	17 671	14

Die Gesamtgröße des zufallsgenerierten Strukturmodells ergab sich aus den jeweiligen Flächenanteilen der Einzelkörner, einem geringen Anteil für die Kornbindungen sowie einem Zuschlag für die Gewährleistung der Gesamtporosität von 21,4 %. Die Seitenlänge des numerischen Strukturmodells wurde somit zu 1,42 mm gewählt (vgl. Abbildung 4.28).

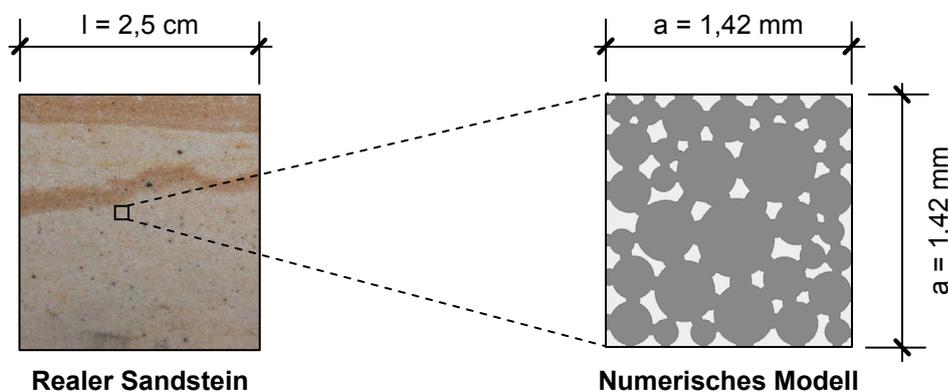


Abb. 4.28: Größe des zweidimensionalen Strukturmodells auf Mesoebene

Aufgrund der komplexen Modellgeometrie, insbesondere in den Bereichen zwischen den Körnern, wurden für die Netzgenerierung Dreieckselemente verwendet. In Bereichen, in denen hohe Spannungsgradienten erwartet werden konnten, wurde das Finite-Elemente-Netz verdichtet, so dass das in Abbildung 4.29 dargestellte Gesamtmodell insgesamt 10.350 Elemente umfasste.

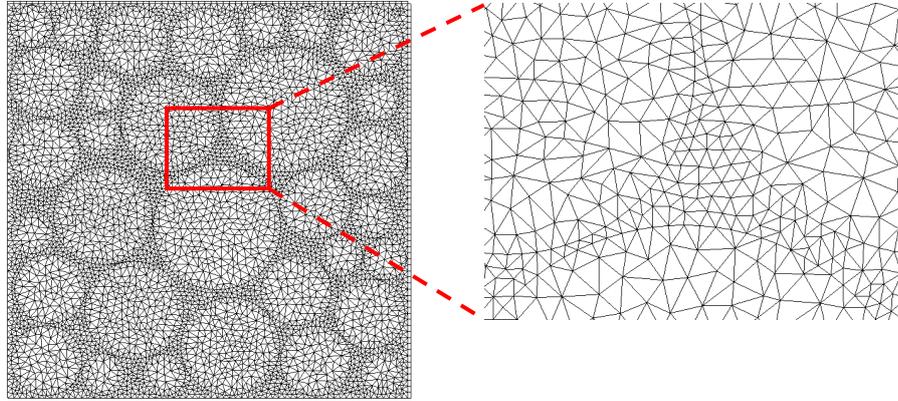


Abb. 4.29: FE-Netz des Gesamtmodells (links) sowie ein repräsentativer Ausschnitt für den Bereich zwischen den Einzelkörnern (rechts)

Im Anschluss an die Netzgenerierung erfolgte die Festlegung der Bindungen zwischen den Einzelkörnern. Hierfür wurden den unmittelbar zwischen den Körnern befindlichen Elementen die entsprechenden Materialeigenschaften der Kornbrücken (siehe Kapitel 4.3.3) zugewiesen. Der verbleibende Zwischenraum zwischen den Einzelkörnern und den Kornbrücken stellt den Porenraum bzw. das Eis beim Frostangriff dar. Abbildung 4.30 verdeutlicht den Aufbau des numerischen Modells.

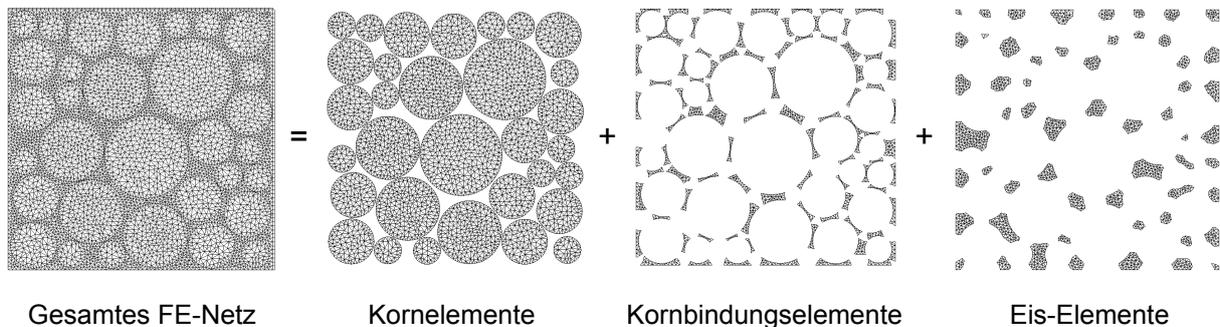


Abb. 4.30: Aufbau des numerischen Modells bestehend aus Körnern, Kornbindungen sowie Porenraum bzw. Eis

Das in Abbildung 4.30 dargestellte numerische Strukturmodell setzt sich zusammen aus den Elementen für die Körner, den Kornbindungselementen sowie den Elementen für die Berücksichtigung des Porenraums bzw. des Eises.

### 4.3.3 Materialkennwerte und Stoffgesetze

Die wesentlichen geometrischen Bestandteile des Strukturmodells sind die einzelnen Körner, die Kornbindungen und der Porenraum mit dem Eis. Als strukturbeschreibende Kenngröße

fließt daher neben der Gesamtporosität insbesondere die Korngrößenverteilung des untersuchten Sandsteinmaterials in die Modellierung ein. Diese Materialeigenschaften wurden experimentell untersucht und sind in der Tabelle 3.1 sowie Abbildung 3.4 wiedergegeben.

Um das Tragverhalten des Strukturmodells untersuchen zu können, sind zudem mechanische Materialkennwerte des Sandsteingerüsts ("porenloses" Material) erforderlich. Da allerdings die einschlägige Literatur diesbezüglich keine Daten liefert, erfolgte eine Ableitung der relevanten Kennwerte aus den Untersuchungsergebnissen für das makroskopische Sandsteinmaterial, wonach die Druckfestigkeit etwa 60 N/mm<sup>2</sup>, die Zugfestigkeit ca. 2,6 N/mm<sup>2</sup> (vgl. Tabelle 3.2) sowie die Bruchenergie im Mittel 100 N/m (vgl. Tabelle 3.5) betrug.

Aus den zahlreichen Zugversuchen (vgl. Kapitel 3) konnte durch die Inaugenscheinnahme der Bruchflächen festgestellt werden, dass die Durchtrennung des Materials nicht durch die Körner sondern an den Korngrenzen erfolgt. Demzufolge wird davon ausgegangen, dass die Zugfestigkeit der Körner höher eingestuft werden kann als die der Kornbindungen. Da hierzu allerdings keine genaueren Angaben in der einschlägigen Fachliteratur zu finden waren, mussten sinnvolle Annahmen getroffen werden. Zur Abschätzung der Zugfestigkeit der Kornbindungen wurde nach [63] die Gleichung 4.5 herangezogen, wonach die Zugfestigkeit des porenfreien Gesteinsmaterials in Abhängigkeit von der Porosität und der makroskopischen Zugfestigkeit beurteilt wird.

$$f_0 = \frac{f_t}{\left(1 - \frac{p}{100}\right)} \quad (4.5)$$

mit:  $f_0$  Zugfestigkeit des porenfreien Materials [N/mm<sup>2</sup>]  
 $f_t$  experimentell ermittelte Zugfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]  
 $p$  Gesamtporengehalt [Vol.-%]

Die nach Gleichung 4.5 ermittelte Festigkeit des porenfreien Materials beträgt etwa 3,3 N/mm<sup>2</sup>. Da aber neben der Porosität auch andere Einflüsse (z. B. Kerbwirkung) die Tragfähigkeit der Kornbindungen negativ beeinflussen, muss die Zugfestigkeit des porenfreien Materials höher liegen. Numerische Voruntersuchungen zum Tragverhalten des Korngerüsts haben eine erforderliche Anhebung der nach Gleichung 4.5 errechneten Zugfestigkeit des porenfreien Materials um ca. 50 % gezeigt. Somit wurde als mittlere Zugfestigkeit der Kornbindungselemente 5 N/mm<sup>2</sup> festgelegt.

Aufgrund der oben beschriebenen Versuchsbeobachtungen muss die Zugfestigkeit der Quarzkörner wesentlich höher sein als die Festigkeit der Kornbindungen. Ausgehend von Literaturangaben zur Zugfestigkeit von porenlosem Quarzglas (ca. 50 N/mm<sup>2</sup>) wurde die maximale Zugfestigkeit der Quarzkörner aufgrund der natürlichen Verunreinigungen mit 30 N/mm<sup>2</sup> angenommen. Der Elastizitätsmodul wurde in Anlehnung an die Versuchsergebnisse (vgl. Tabelle 3.2) mit 13 000 N/mm<sup>2</sup> angesetzt. Für die Querdehnzahl wurde ein konstanter Wert von 0,2 angenommen.

Die Streuung der Materialeigenschaften wurde über eine statistische Verteilung der den finiten Elementen zugewiesenen Materialkennwerte ( $f_t$ ,  $G_F$ ) berücksichtigt. Da das Versagen des Sandsteins im Wesentlichen auf die Durchtrennung der Kornbindungen zurückgeführt werden kann, und das Tragvermögen der Kornbindungen sicherlich größeren Schwankungen unterliegt als die der Sandsteinkörner, wurden unterschiedliche Festigkeitsstreuungen angenommen. Die Tabelle 4.3 gibt einen Überblick über die verwendeten geometrischen und mechanischen Kennwerte sowie den Berechnungen zugrunde gelegten Materialstreuungen.

Tab. 4.3: Zusammenstellung der geometrischen und mechanischen Materialeigenschaften für die numerischen Untersuchungen am Strukturmodell

Materialeigenschaften	Angaben
<b>Geometrische Eigenschaften</b>	
Gesamtporosität $p$	21,4 Vol.-%
Korngrößenverteilung	siehe Abbildung 3.4
<b>Mechanische Eigenschaften</b>	
Druckfestigkeit $f_c$	60 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul $E$	13 000 N/mm <sup>2</sup>
Mittlere Zugfestigkeit der Kornbindungen	5 N/mm <sup>2</sup>
Streuung der Zugfestigkeit (Bindungen)	80 % $\Rightarrow f_t = 1 - 9$ N/mm <sup>2</sup>
Mittlere Zugfestigkeit der Körner	26 N/mm <sup>2</sup>
Streuung der Zugfestigkeit (Körner)	15 % $\Rightarrow f_t = 22 - 30$ N/mm <sup>2</sup>
Mittlere Bruchenergie $G_F$	100 N/m
Querdehnzahl $\nu$	0,2

Um eine sich einstellende Rissbildung wirklichkeitsnah abbilden zu können, wurde für das Materialverhalten der Kornmatrix das Modell des Kohäsionsrisses in das numerische Modell implementiert (vgl. Abbildung 4.5). Da die Dreieckselemente des Strukturmodells unterschiedliche Größen aufweisen, mussten Elemente mit ähnlichen Abmessungen in Elementklassen zusammengefasst werden. Den Elementklassen wurde dann in Abhängigkeit der jeweiligen Elementlänge ein gesondertes Entfestigungsverhalten zugewiesen. Zur Berücksichtigung der Tragfähigkeitsminderung durch mehrachsiale Spannungszustände wurde den numerischen Berechnungen das in Abbildung 4.31 dargestellte Tragverhalten zugrunde gelegt.

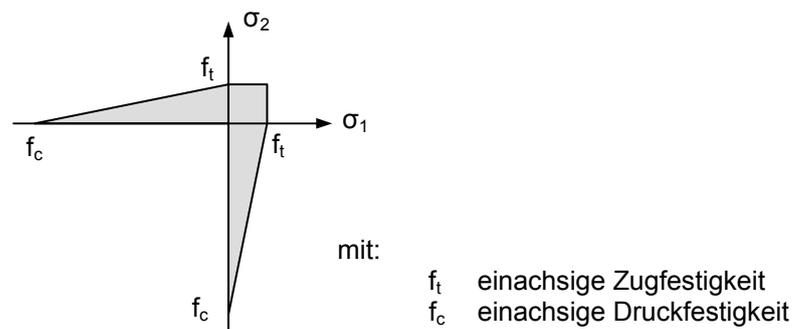


Abb. 4.31: Beschreibung des biaxialen Tragverhaltens vom porenfreien Sandsteinmaterial

### 4.3.4 Modellierung der Eisbildung im Porenraum

Wie im Rahmen der Literatursichtung festgestellt wurde, existieren eine Vielzahl von Theorien, die verschiedene Phänomene zur Frostverwitterung beschreiben. Nicht alle Mechanismen sind jedoch für den Postaer Sandstein von Relevanz, da sie abhängig von den vorliegenden Porengrößen bzw. deren Verteilung im Material sind. So sind z. B. Feuchteumlagerungsprozesse durch die Koexistenz von gefrorenem und flüssigem Wasser, die eine Schädigungsgefahr infolge einer Frostbeanspruchung erheblich steigern können, lediglich bei Anwesenheit von deutlich unterschiedlich großen Poren signifikant. Da jedoch der in der vorliegenden Arbeit behandelte Sandstein eine vergleichsweise grobporige Struktur mit weitestgehend gleich großen Poren aufweist (vgl. Abbildung 3.3), beschränken sich die folgenden Betrachtungen auf die Theorie der Volumenexpansion (vgl. Kapitel 2.3.2.3). Danach wird der Aufbau eines inneren Sprengdruckes durch die Eisbildung im Porenraum erst dann wirksam, wenn die jeweiligen Poren zu mehr als 91 % mit Wasser gefüllt sind.

Zur Modellierung der Sprengwirkung infolge einer 9 %igen Volumenvergrößerung bei der Phasenumwandlung von Wasser zu Eis wurden den Porenelementen des numerischen Strukturmodells zunächst die Materialeigenschaften von Eis zugewiesen. Entsprechend den Angaben aus der einschlägigen Literatur [136] wurden für das Eismaterial ein Elastizitätsmodul von 9 750 N/mm<sup>2</sup> und eine Querdehnzahl von 0,32 angenommen.

Unter Zugrundelegung einer geeigneten Temperatur-Dehnungskurve erfolgte schließlich die Simulation der Expansion der Eis-Elemente. Die Berücksichtigung unterschiedlicher Porenfüllgrade wurde durch die Verwendung verschiedener Temperaturexpansionskoeffizienten  $\alpha_{T,i}$  erreicht, wobei die Temperaturerhöhung stets 1 K betrug. Die Steigerung der Temperatur um 1 K wurde dabei aus numerischen Gründen linear über eine frei gewählte Zeitspanne von 100 Minuten vorgenommen. Die Abbildung 4.32 gibt die verwendeten thermischen Ausdehnungskoeffizienten wieder.

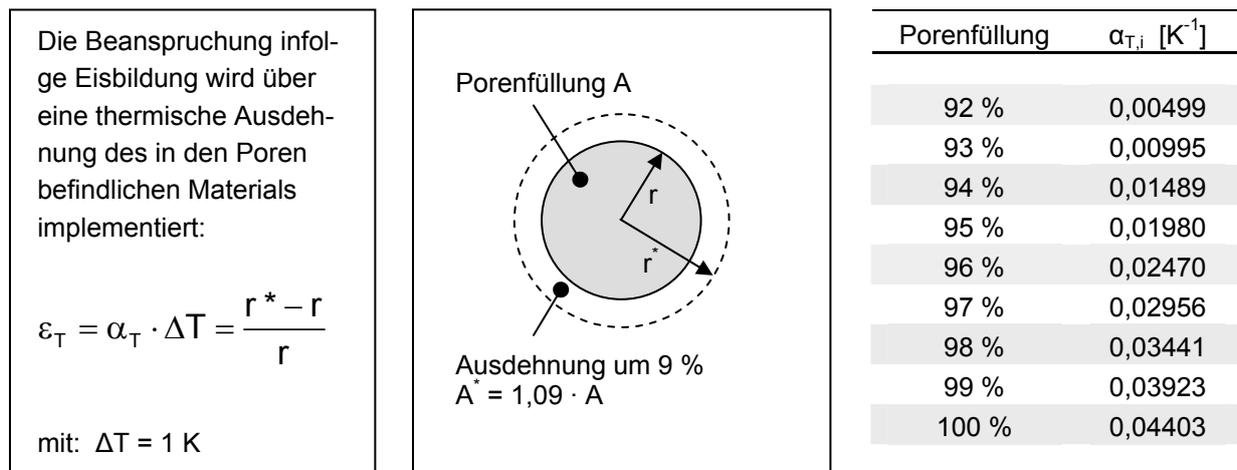


Abb. 4.32: Implementierung der Beanspruchung infolge Eisbildung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Porenfüllgrade (in Anlehnung an [30, 146])

### 4.3.5 Modellierung der äußeren Lastspannungen

In einem weiteren Untersuchungsschritt wurden äußere Lastspannungen ermittelt, die die gleiche Wirkung wie die inneren Sprengdrücke infolge einer Eisbildung im Porenraum haben. Damit sollten die mesoskopischen Beanspruchungsverhältnisse auf makroskopische Einwirkungen transformiert und deren zyklische Schädigungswirkung beurteilt werden.

Für die Modellierung der äußeren Lastspannungen (vgl. Abbildung 4.27) wurde dasselbe numerische Grundmodell (siehe Abbildung 4.30) herangezogen, das zweiseitig mit Hilfe einwertiger Auflager gelagert war. Um eine gleichmäßige Einleitung der äußeren Beanspruchungen gewährleisten zu können, waren an den freien Rändern starre Balken angeordnet. Der Verbund zwischen den Randbalken und dem Grundmodell wurde mit Hilfe von Interface-Elementen realisiert, um insbesondere den Einfluss der Normalsteifigkeit der Randbalken auf das Verformungsverhalten des Strukturmodells zu vermeiden. Hierfür wurden Linieninterface-Elemente mit einer hohen Normalsteifigkeit und einer sehr niedrigen Tangentialsteifigkeit gewählt. Der prinzipielle Aufbau des Gesamtmodells mit den entsprechenden Lagerungsbedingungen und den Randbalken für die Einleitung der äußeren Lastspannungen ist in der Abbildung 4.33 dargestellt.

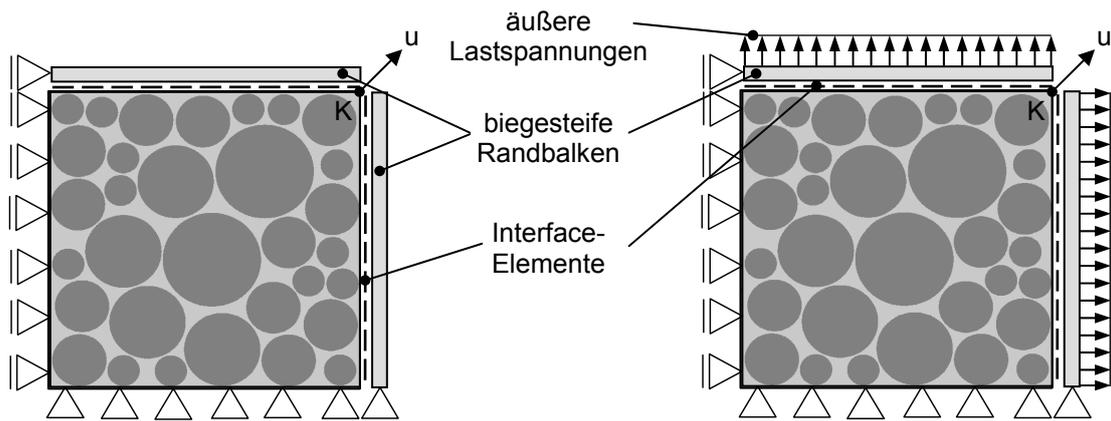


Abb. 4.33: Aufbau des Strukturmodells zur Modellierung der Eisbildung im Porenraum (links) sowie zur Modellierung der äußeren Lastspannungen (rechts)

Für die Untersuchungen mit den äußeren Lastspannungen wurden die Eis-Elemente (vgl. Abbildung 4.30) entfernt. Durch eine allmähliche Beanspruchungssteigerung der äußeren Ersatzlasten sollte die gleiche Wirkung wie die inneren Sprengdrücke infolge einer Eisbildung im Porenraum erzielt werden. Ein Vergleich der beiden grundsätzlich unterschiedlichen Beanspruchungsszenarien anhand der in den Kornbrücken wirkenden Spannungen bzw. Kräften ist machbar, jedoch enorm aufwendig. Daher wurde zur Abschätzung der äußeren Beanspruchungsgrößen die Verschiebung  $u$  des Knotens  $K$  als Referenzgröße herangezogen (vgl. Abbildung 4.33). Mit der Ermittlung der äußeren Lastspannungen konnten die Ergebnisse aus der Betrachtungsebene der Mesostruktur auf die Makrostruktur übertragen werden.

### 4.3.6 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen am Strukturmodell

#### Modellierung der Eisbildung im Porenraum

Die Expansion des Eismaterials um 9 % erfolgt linear über eine frei gewählte Zeitspanne von 100 Minuten, um insbesondere den allmählichen Aufbau der Gefügespannungen sowie die Entstehung und Entwicklung von Rissen analysieren zu können. Der zugrunde gelegte Temperaturverlauf zur Umsetzung der Expansion sowie die gewählten Zeitpunkte für die Darstellung der im Folgenden wiedergegebenen Berechnungsergebnisse sind in der Abbildung 4.34 dargestellt.

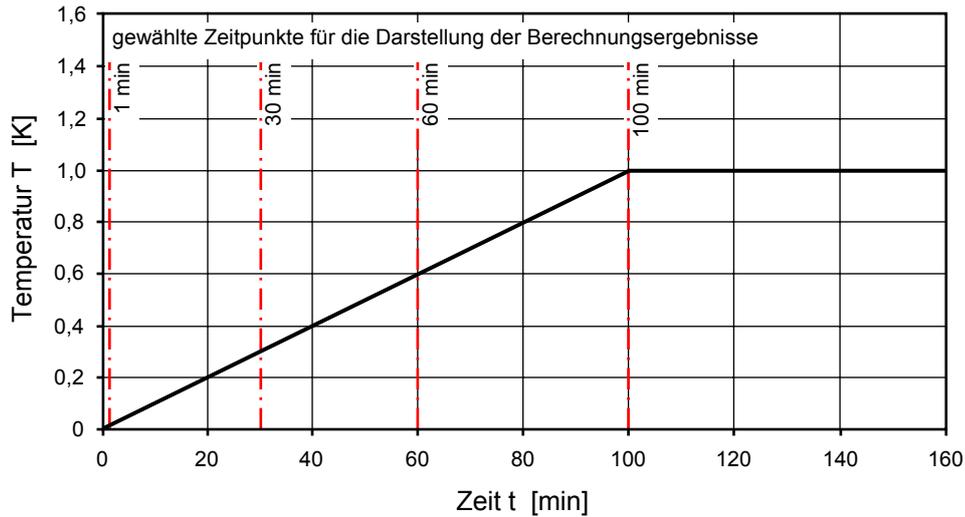


Abb. 4.34: Zeitlicher Verlauf der Temperaturerhöhung um 1 K zur Erzielung einer Expansion des Eismaterials um 9 %

Hinsichtlich der Modellierung einer Eisbildung im Porenraum wurden unterschiedliche Porensättigungen (92 % bis 100 %) untersucht. Exemplarisch sollen im Folgenden einige Ergebnisse zu dem Modell mit einer Porensättigung von 100 % wiedergegeben werden (vgl. Abbildung 4.35). Entsprechende Berechnungsergebnisse zu anderen Porenfüllgraden sind im Anhang, Abbildungen A-4.3 bis A-4.5 dargestellt.

Gekennzeichnet durch farbliche Abstufungen sind links in Abbildung 4.35 die Hauptzugspannungen nach 1, 30, 60 und 100 Minuten dargestellt. Nach 100 Minuten hat sich das im Porenraum befindliche Material mit den Materialeigenschaften von Eis insgesamt um 9 % ausgedehnt. Die zugehörigen Rissbilder mit den entsprechenden Angaben zu den Rissdehnungen, d. h. die Dehnungsanteile nach Überschreiten der Zugfestigkeit eines Elementes, sind auf der rechten Seite wiedergegeben.

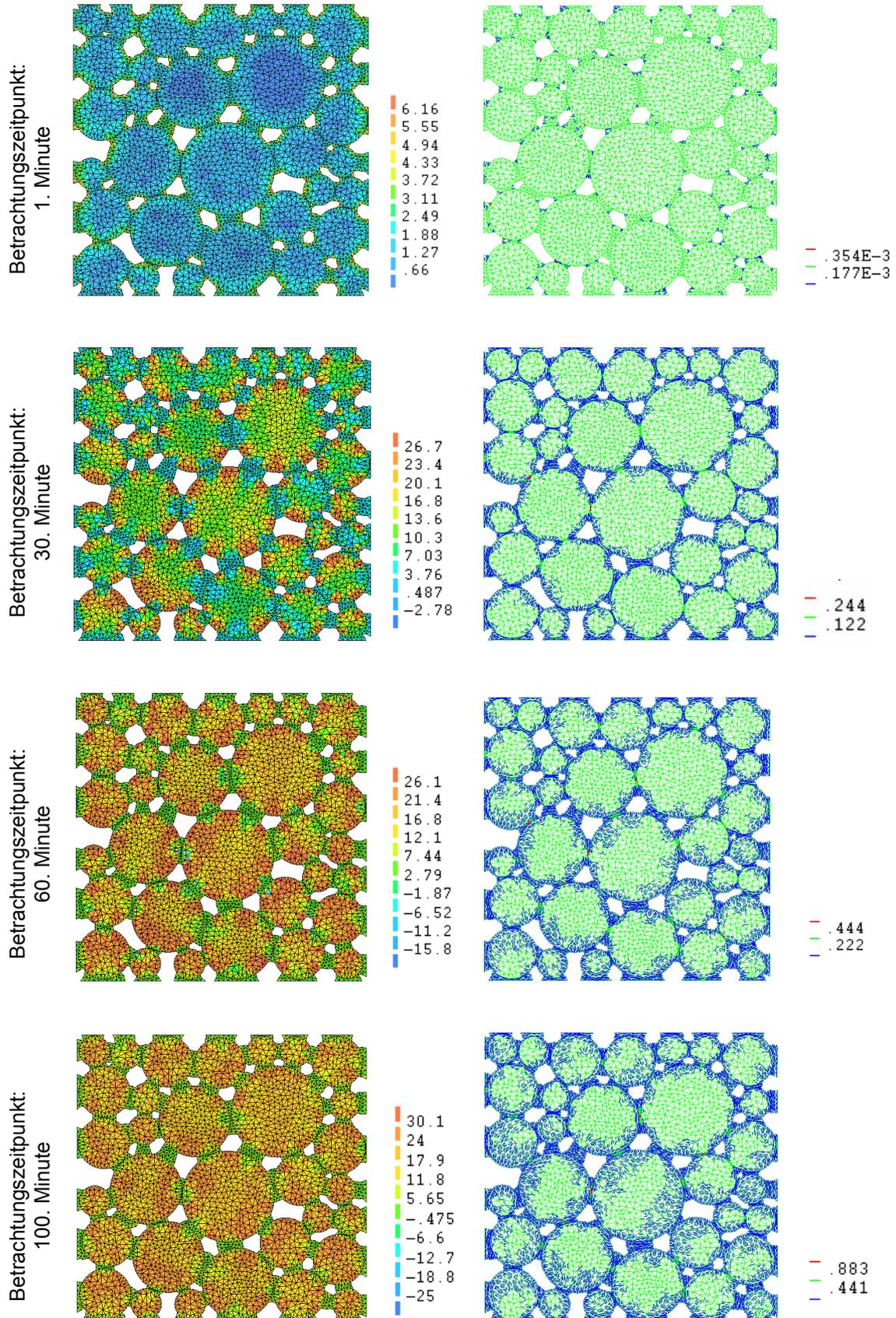


Abb. 4.35: Entwicklung der Hauptzugspannungen  $\sigma_{11}$  [N/mm<sup>2</sup>] (links) und der Rissdehnungen  $\epsilon_{cr}$  [-] infolge einer Eisbildung bei einer Porensättigung von 100 %



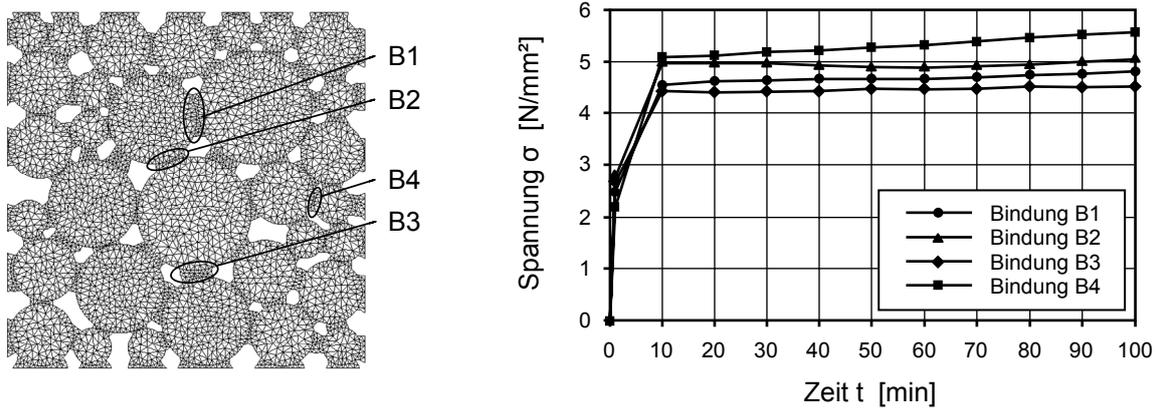


Abb. 4.37: Verlaufsdiagramm der mittleren Spannungen in Richtung der Kornbindungen für vier ausgewählte Kornbrücken B1 bis B4

### Modellierung der äußeren Lastspannungen

Gemäß der Kernidee des Prognosemodells wurden die infolge Eisbildung induzierten Gefügespannungen in Lastspannungen transformiert, deren zyklische Schädigungswirkung dann anhand von Ermüdungsgesetzen beschrieben werden sollte. Die Transformation der numerisch ermittelten Gefügespannungen in äußere Lastspannungen erfolgt durch einen Vergleich der Modelldeformationen (vgl. Kapitel 4.3.5). Allerdings musste zunächst noch sichergestellt werden, dass die Auswirkungen einer äußeren Lastspannung den Auswirkungen einer Eisbildung im Porenraum ähneln. Hierfür wurde zunächst das Rissbild infolge einer Lastspannung qualitativ mit den Risszuständen aus Abbildung 4.35 verglichen. Die Abbildung 4.38 zeigt exemplarisch das Rissbild infolge einer äußeren Lastspannung von  $3,3 \text{ N/mm}^2$ .

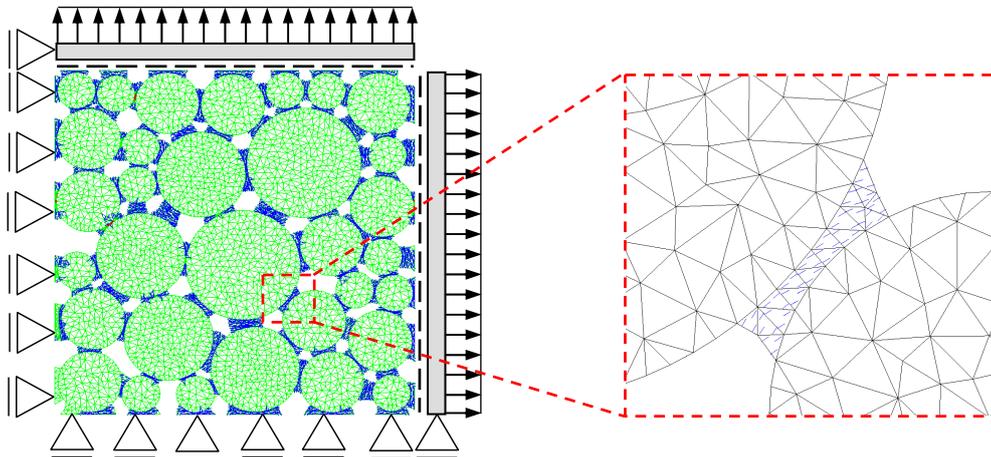


Abb. 4.38: Rissbild infolge einer äußeren Lastspannung von  $3,3 \text{ N/mm}^2$

Der Abbildung 4.38 ist zu entnehmen, dass keine Schädigungslokalisierung im Bereich der Lasteinleitung gegeben ist. Fast sämtliche Kornbindungselemente weisen eine Überschreitung ihrer Zugfestigkeit auf (vgl. Tabelle 4.3). Das Rissbild entspricht weitestgehend dem infolge einer Eisbildung im Porenraum.

Im Folgenden wurden nun die Größen der äußeren Lastspannungen ermittelt, deren Wirkung hinsichtlich der Verformung  $u$  des Knotenpunkts K (vgl. Abbildung 4.33) der Wirkung der inneren Drücke infolge Eisbildung entspricht. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in der Tabelle 4.4 zusammengefasst.

Tab. 4.4: Ergebnisse zu den Vergleichsuntersuchungen zum Verformungsverhalten infolge innerer Drücke durch Eisbildung und äußerer Lastspannungen

Porensättigung [%]	Größe der äußeren Lastspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	Gesamtverschiebung $u$ [mm]
92	2,41	$3,27 \cdot 10^{-3}$
93	2,49	$7,13 \cdot 10^{-3}$
94	2,70	$1,13 \cdot 10^{-2}$
95	2,83	$1,58 \cdot 10^{-2}$
96	2,94	$2,09 \cdot 10^{-2}$
97	3,06	$2,60 \cdot 10^{-2}$
98	3,16	$3,13 \cdot 10^{-2}$
99	3,23	$3,66 \cdot 10^{-2}$
100	3,36	$4,21 \cdot 10^{-2}$

Geht man nun davon aus, dass – wie in Kapitel 4.3.3 angenommen – die makroskopische Zugfestigkeit des Sandsteinmaterials  $2,6 \text{ N/mm}^2$  beträgt, so würde eine 93 % Porensättigung noch zu keinem Gesamtversagen der Struktur führen. Erst ab einer Porensättigung von 94 % übersteigen die äußeren Lastspannungen die Festigkeit der Makrostruktur. Die Abbildung 4.39 veranschaulicht diese Erkenntnis.

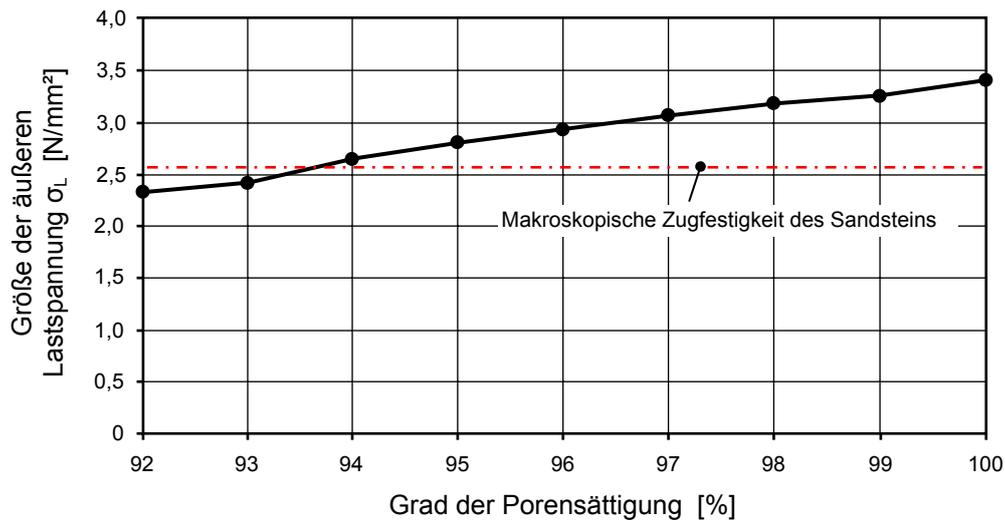


Abb. 4.39: Transformation der vom Porenfüllgrad abhängigen inneren Drücke durch Eisbildung in äußere Lastspannungen

#### 4.3.7 Abschließende Anmerkungen zu den Untersuchungen am Strukturmodell

Entscheidend für die Erkenntnisse aus numerischen Analysen sind die implementierten Materialkennwerte und Stoffgesetze. Einige Kenngrößen (z. B. Korngrößenverteilung, Porosität, Entfestigungsverhalten) konnten durch eigene experimentelle Untersuchungen ermittelt und für die Erstellung des Strukturmodells herangezogen werden. Ausgehend von den auf Makroebene experimentell bestimmten Kenngrößen mussten jedoch auch Annahmen z. B. zur Festigkeit von "porenlosem" Sandstein getroffen werden, um die Mesostruktur des Sandsteins mit Körnern und Kornbrücken sowie den jeweiligen Festigkeitseigenschaften modellieren zu können. Diese Annahmen sind mit gewissen Unsicherheiten behaftet und konnten auch nicht durch geeignete Angaben aus der Fachliteratur untermauert werden. Die erzielten Ergebnisse (vgl. Abbildung 4.39) belegen jedoch, dass die im Rahmen der vorliegenden Arbeit vorgenommenen Abschätzungen (vgl. Kapitel 4.3.3) durchaus plausibel und zufriedenstellend sind. Es konnte gezeigt werden, dass geringe Innendrucke im Porenraum des Sandsteins durch die Nachgiebigkeit der Kornbindungen kompensiert werden können und dass ein Frostschaden erst ab einer Porensättigung von 94 % numerisch eintritt.

Das entwickelte Strukturmodell ermöglicht die Simulation einer Eisbildung im Porenraum des Sandsteins. Aufbauend auf das Volumenexpansionsmodell (vgl. Kapitel 2.3.2.3) erfolgte die Analyse der Gefügeaufweitung des Sandsteins unter Berücksichtigung unterschiedlicher Porenfüllgrade. Dabei ist die mit Hilfe einer linearen Beanspruchungsfunktion herbeigeführte Expansion des im Porenraum befindlichen Eismaterials unabhängig von den sich entwickelnden Rissen. Daher bleibt der durch eine Rissbildung entstehende zusätzliche Expansionsraum, der unter realen Bedingungen zu einem Spannungsabbau führen würde, unberücksichtigt. Durch das Ersetzen der linearen Beanspruchungsfunktion durch eine multilineare Funktion mit abschnittsweise geringer werdenden Steigungen könnte in zukünftigen Untersuchungen das Abwandern von Eis in die entstandenen Risse und damit eine gewisse Entspannung berücksichtigt werden.

#### 4.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die in Kapitel 4 dargestellten numerischen Untersuchungen ermöglichen prinzipiell die Erfassung der gesamten Bandbreite der jahreszeitlich vorherrschenden Klimaverhältnisse und die damit einhergehenden Gefügebeanspruchungen des betrachteten Sandsteins. Wichtig hierbei sind nicht nur die maximal auftretenden Spannungen, sondern vielmehr die Ermittlung der Spannungswechsel sowie der Anzahl und Dauer der einzelnen Spannungshöhen. Dies ist erforderlich, um die über längere Zeiträume insbesondere in den Randzonen auftretenden mechanischen Ermüdungsbeanspruchungen, die eine Rissbildung bzw. Entfestigung auch bei Spannungen weit unter der Kurzzeitfestigkeit bewirken, erfassen zu können.

Die Umrechnung von Gefügespannungen in Lastspannungen erfolgt nach dem Prinzip, dass die in einem Querschnitt wirkenden Spannungen unter Beachtung von Gleichgewichtsbedingungen als äußere Lasten angesetzt werden. Die äußeren Lasten erzeugen also – integral betrachtet – die gleichen Spannungen, wie der Eigenspannungszustand. Bei dem Strukturmodell

(Kapitel 4.3) erfolgte die Transformation der inneren Gefügespannungen durch vergleichende Untersuchungen mit äußeren Lastspannungen, die die gleiche strukturelle Wirkung haben wie die inneren Drücke infolge einer Eisbildung. Um überhaupt ein erstes Modell entwickeln zu können, waren hierbei gewisse vereinfachende Annahmen unumgänglich. Grundsätzliche Überlegungen sind noch hinsichtlich der Berücksichtigung von tiefenabhängigen Spannungsverteilungen infolge von Frostbeanspruchungen anzustellen. Entsprechende Verfeinerungen sind weiterführenden Arbeiten vorbehalten.

Sich stetig ändernde Klimabedingungen erzeugen veränderliche Gefügespannungen. Sämtliche Spannungen (infolge Temperatur-, Feuchte- und Frostbeanspruchung) werden im Lichte ihrer rechnerisch gefundenen Variation mit Hilfe üblicher mathematischer Methoden in Klassen nach Häufigkeit, Frequenz, mittlere Beanspruchungshöhe und Amplitude zusammengefasst. Ein wichtiger Parameter ist dabei auch die Wirkungstiefe der Spannungen unter der Oberfläche. Mit diesen Arbeitsschwerpunkten befasst sich das folgende Kapitel 5.

## 5 Zusammenführung der numerischen und experimentellen Untersuchungsergebnisse und Aufstellung des Prognosemodells

### 5.1 Auswertung der Untersuchungsergebnisse am Kontinuummodell

Wie aus den Berechnungsergebnissen am Kontinuummodell hervorgeht, ist aufgrund einer einmaligen Beanspruchung infolge üblicher jahreszeitlicher klimatischer Einwirkungen bzw. den daraus resultierenden Spannungen eine Schädigung des untersuchten Gesteinsmaterials nicht zu erwarten (vgl. Kapitel 4.2.5.2). Allerdings sind aufgrund der quantitativen Wechselbeanspruchungen Schädigungen durch eine Materialermüdung nicht ausgeschlossen. Da die auftretenden thermisch und hygrisch induzierten Druckspannungen von maximal  $0,7 \text{ N/mm}^2$  sehr viel geringer sind als die Materialdruckfestigkeit von etwa  $60 \text{ N/mm}^2$ , wird ein Schädigungsbeitrag infolge der im Sandstein wirkenden Druckbeanspruchungen vernachlässigt. Daher werden im Weiteren lediglich die numerisch ermittelten Zugbeanspruchungen im Hinblick auf die Beurteilung einer möglichen Ermüdungsschädigung zusammengestellt und ausgewertet.

Zur Auszählung und Ordnung der mit Hilfe des Kontinuummodells (Kapitel 4.2) ermittelten Beanspruchungsschwingspiele nach ihren Amplituden und Auftretenshäufigkeiten wurde das in Kapitel 2.2.3.3 beschriebene Rainflow-Verfahren herangezogen. Im Hinblick auf die spätere Klassifizierung wurden die numerisch ermittelten Zugspannungen zunächst auf  $0,05 \text{ N/mm}^2$  gerundet. Die Abbildung 5.1 zeigt exemplarisch den Zugspannungs-Zeitverlauf mit den gerundeten Werten der Oberflächenspannungen infolge der jahreszeitlich wechselnden thermischen Einwirkungen.

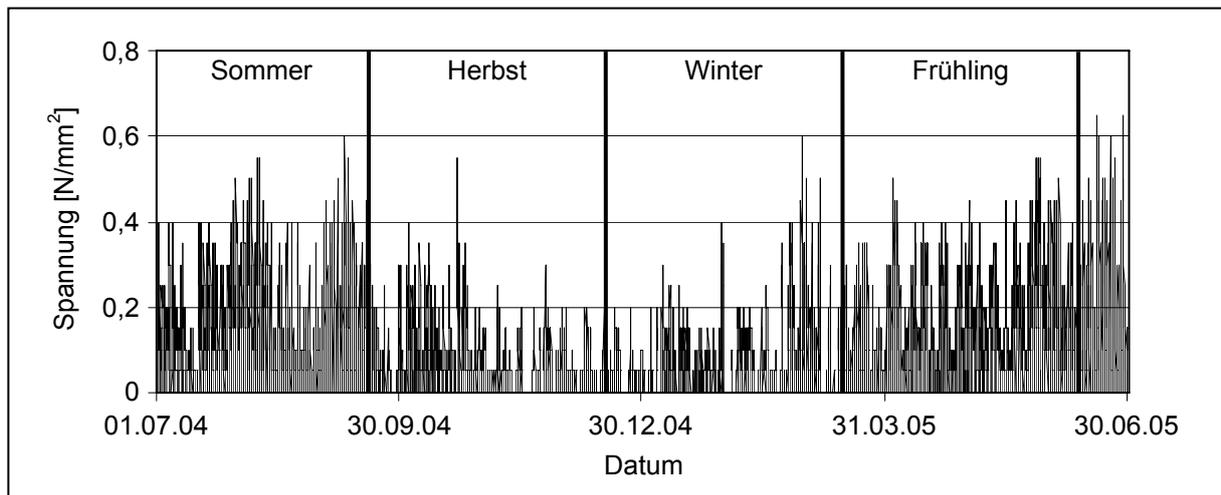


Abb. 5.1: Zugspannungs-Zeitverlauf mit gerundeten Spannungswerten an der Gesteinsoberfläche infolge jahreszeitlich wechselnder thermischer Einwirkungen

Zur Auswertung der umfangreichen Beanspruchungs-Zeitverläufe wurde der in [12] angegebene Algorithmus in eine Visual Basic for Applications (VBA) Routine übertragen. Das Ablaufschema des Algorithmus und das VBA-Programm, das nach dem besagten Algorithmus eine Rainflow-Zählung durchführt, sind im Anhang (Abbildungen A-5.1 und A-5.2) wieder-

gegeben. Dieser Rechenvorgang erkennt die geschlossenen Hystereseschleifen, zählt diese und gibt das Ergebnis in Form einer Übergangsmatrix (siehe Abbildung 5.2) aus. Der Wert in dem markierten Feld der Matrix gibt beispielsweise an, dass insgesamt 67 Zugspannungsänderungen von 0,15 N/mm<sup>2</sup> auf 0,20 N/mm<sup>2</sup> erkannt wurden. Die nicht geschlossenen Schleifen bleiben unberücksichtigt. Der Algorithmus beinhaltet auch keine Schädigungsbewertung, so dass diese vollständig getrennt vom eigentlichen Zählvorgang erbracht werden muss.

		Zielklasse																
		nach von	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
Startklasse	0	0	0	1	0	0	0	0	0	7	1	3	2	2	1	0	0	0
	5	166	0	96	13	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	10	39	36	0	88	16	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	15	50	4	36	0	67	23	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	20	50	2	7	19	0	29	25	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	25	30	1	2	6	35	0	5	8	10	0	0	0	0	0	0	0	0
	30	35	0	0	0	4	26	0	1	7	2	0	0	0	0	0	0	0
	35	36	0	0	0	0	4	20	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
	40	26	0	0	0	0	0	7	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	45	23	0	0	0	1	0	0	2	4	0	0	0	0	0	0	0	0
	50	9	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
	55	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	60	2	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
	65	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	70	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Abb. 5.2: Übergangsmatrix für den Spannungs-Zeitverlauf an der Gesteinsoberfläche infolge jahreszeitlich wechselnder thermischer Einwirkungen (Abbildung 5.1)

Die Bezeichnungen Start- und Zielklasse geben Informationen über den Verlauf der Hystereschleifen und ermöglichen eine Matrix mit entsprechenden Mittelwerten und Schwingbreiten zu erstellen (siehe Abbildung 5.3). Die unterschiedlichen Schwingbreiten sind in der zweiten Spalte als ganzzahlige Werte aufgeführt, wobei z. B. die Zahl 45 für eine Schwingbreite von 0,45 N/mm<sup>2</sup> steht. Die zweite Zeile gibt die Mittelwerte der jeweiligen Schwingspiele wieder. Die in dieser Matrix exemplarisch gekennzeichnete Angabe besagt, dass innerhalb des Betrachtungszeitraums von einem Jahr insgesamt 33 Schwingspiele mit einer Schwingbreite von 0,4 N/mm<sup>2</sup> um einen Mittelwert von 0,2 N/mm<sup>2</sup> ermittelt wurden.

		Mittelwert x 1/100 [N/mm <sup>2</sup> ]																			Summe													
		2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	47,5		50	52,5	55	57,5	60	62,5	65	67,5	70	72,5	75	77,5	
Schwingbreite x 1/100 [N/mm <sup>2</sup> ]	5	166	-	132	-	124	-	86	-	64	-	31	-	21	-	8	-	4	-	1	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	637
	10	-	40	-	17	-	23	-	29	-	29	-	12	-	14	-	4	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	168	
	15	-	-	50	-	3	-	4	-	2	-	4	-	10	-	2	-	1	-	0	-	1	-	0	-	0	-	0	-	0	-	77		
	20	-	-	-	50	-	1	-	1	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	52	
	25	-	-	-	-	30	-	1	-	0	-	1	-	1	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	33		
	30	-	-	-	-	-	35	-	1	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	36			
	35	-	-	-	-	-	-	36	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	36				
	40	-	-	-	-	-	-	-	33	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	33					
	45	-	-	-	-	-	-	-	-	24	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	24				
	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	12					
	55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	8						
	60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	4							
	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	1								
	70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0							
	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0						
	80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0					

Abb. 5.3: Auswertung der Übergangsmatrix in Bezug auf Mittelwerte und Schwingbreiten

Mit Hilfe der in Abbildung 5.3 dargestellten Matrix werden die Summen der Schwingspiele für die jeweiligen Schwingbreiten ermittelt (siehe Abbildung 5.3, letzte Spalte) und schließlich in einem Stufendiagramm (siehe Abbildung 5.4) dargestellt.

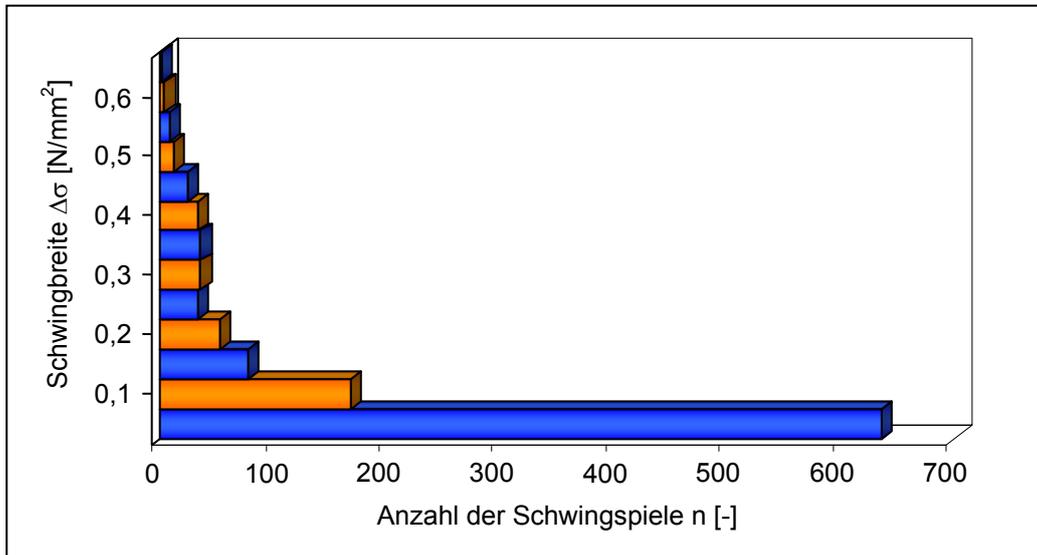


Abb. 5.4: Stufendiagramm mit den Summen der Schwingspiele für die jeweiligen Schwingbreiten an der Gesteinsoberfläche infolge thermischer Einwirkungen (Betrachtungszeitraum: 1 Jahr)

Aus dem Stufendiagramm kann die Summenhäufigkeitsverteilung abgeleitet werden, welche dem so genannten Beanspruchungskollektiv entspricht (siehe Abbildung 5.5). Auf der Abszisse (logarithmische Darstellung) gibt N die Anzahl der Schwingspiele an, bei denen die entsprechende Schwingbreite erreicht oder überschritten wird.

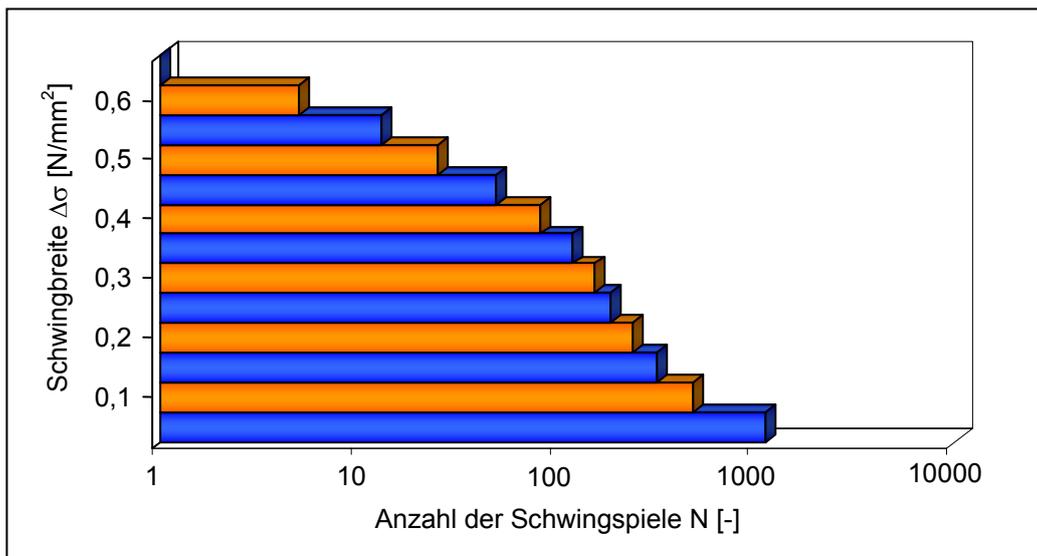


Abb. 5.5: Spannungskollektiv der infolge thermischen Einwirkungen an der Gesteinsoberfläche resultierenden Beanspruchungen (Betrachtungszeitraum: 1 Jahr)

Im Anhang (Abbildungen A-5.3 bis A-5.10) sind sowohl die aus thermischer als auch aus hygri-scher Beanspruchung resultierenden Stufendiagramme und Spannungskollektive für un-ter-schiedliche Gesteinstiefen dargestellt. Bis in eine Tiefe von 10 cm unterhalb der Gesteins-oberfläche sind die mit Hilfe des Kontinuummodells ermittelten Beanspruchungen für einen Betrachtungszeitraum von einem Jahr (Referenzjahr) in ausgewerteter Form wiedergegeben. Eine genaue Betrachtung der Ergebnisse lässt erwartungsgemäß erkennen, dass die Anzahl der im Laufe eines Jahres identifizierten Schwing-spiele mit zunehmender Gesteinstiefe zu-nächst abnimmt. Allerdings kann auch festgestellt werden, dass tiefer liegende Gesteins-schichten höheren Schwingbreiten und Schwing-spielzahlen ausgesetzt sein können, als Ge-steinsschichten die sich näher zur klimatisch beanspruchten Oberfläche befinden.

Ein Vergleich der numerischen Untersuchungsergebnisse zwischen den thermisch und hygri-sch induzierten Beanspruchungen zeigt deutliche Unterschiede in der Häufigkeit der auftretenden Schwing-spiele. Insbesondere in den oberflächennahen Gesteinsbereichen domi-nieren quantitativ gesehen die Beanspruchungen infolge thermischer Einwirkungen. Beson-ders auffällig ist, dass sich für verschiedene Gesteinstiefen die Anzahl der Schwing-spiele mit den jeweiligen Schwingbreiten infolge hygri-scher Einwirkungen kaum voneinander unter-scheiden (siehe Abbildung A-5.7, oben links), wohingegen infolge thermischer Einwirkungen eine Vielzahl von geschlossenen Hystereseschleifen mit kleinen Schwingbreiten zu verzeich-nen sind (siehe Abbildung A-5.3, oben links).

Ab einer Gesteinstiefe von 4,75 cm sind sowohl bei den temperatur- als auch feuchtebeding-ten Zugspannungen zunehmend Schwing-spiele in der niedrigsten Klasse ( $\Delta\sigma = 0,05 \text{ N/mm}^2$ ) zu registrieren (siehe Abbildung A-5.5 und Abbildung A-5.9, unten). Während die hygri-sch induzierten Beanspruchungen ab einer Gesteinstiefe von 7 cm wieder abnehmen (siehe Ab-bildung A-5.10), treten infolge thermischer Einwirkungen bis zu einer Tiefe von 10 cm ver-mehrt wieder Schwing-spiele mit größeren Breiten auf (siehe Abbildung A-5.5, unten und Ab-bildung A-5.6). Die in der 10 cm tiefen Gesteinsschicht herrschenden thermisch bedingten Beanspruchungen sind annähernd vergleichbar mit den Beanspruchungsverhältnissen in einer Gesteinstiefe von 3,5 cm, während die dazwischen liegenden Gesteinsschichten z. T. deutlich geringere Beanspruchungen erfahren.

Im Hinblick auf die in Kapitel 4.2.5.3 hergeleiteten Korrekturfaktoren zur Anpassung der numerischen Langzeituntersuchungsergebnisse an die Berechnungsergebnisse infolge der detaillierten Kurzzeitbetrachtungen erfolgt zu diesem Zeitpunkt keine Überlagerung der ther-misch und hygri-sch induzierten Gesteinsbeanspruchungen. Aufgrund der unterschiedlichen Korrekturfaktoren (vgl. Abbildung 4.26) findet eine Superposition der thermischen und hygri-schen Anteile erst bei der Schädigungsbewertung (vgl. Kapitel 5.3.2) statt.

## 5.2 Anmerkungen zu den Untersuchungsergebnissen am Strukturmodell

Die Simulationsberechnungen am Kontinuummodell (vgl. Kapitel 4.2) liefern neben den Er-gebnissen zu den Höhen der Spannungen und der Anzahl der Spannungswechsel auch wesent-liche Informationen zur Abschätzung des Porensättigungsgrades in unterschiedlichen Ge-

steinstiefen. Mit den gewählten Kennwerten, geometrischen Randbedingungen sowie den simulierten Witterungseinflüssen konnte festgestellt werden – Bezug nehmend auf die Erläuterungen in Kapitel 4.2.5.2 –, dass bereits ab einer Gesteinstiefe von 1 cm keine kritischen Porensättigungsgrade im Hinblick auf eine Frostschädigung zu erwarten sind (vgl. Abbildungen 4.17 und 4.18). Entsprechend den Annahmen zur Simulation einer Eisbildung im Porenraum des Sandsteins (vgl. Kapitel 4.3.4) können daher schädigende Beiträge infolge einer Frostbeanspruchung bereits ab einer Tiefe von 1 cm unter der Gesteinsoberfläche ausgeschlossen werden.

An dieser Stelle muss nochmals darauf hingewiesen werden, dass Gefügebeanspruchungen infolge einer Eisbildung maßgeblich von der Exposition des betrachteten Bauteils abhängen. Für Bauteilbereiche, an denen mit bedeutend höheren Feuchteangeboten gerechnet werden muss, z. B. durch eine Benetzung der Gesteinsoberfläche mit einem geschlossenen Wasserfilm, erhöhen sich mit dem zeitweisen Ansatz von Feuchtepotentialwerten von bis zu 1,4 (vgl. Kapitel 4.2.2.2) die numerisch ermittelten Feuchtegehalte auch in tieferen Gesteinszonen bedeutend. Abweichend von den aufgezeichneten Klimadaten einer Wetterstation müssen hierfür jedoch genaue Informationen über die Dauer derartiger Feuchteangebote vorliegen. Solche bauteilspezifischen Einflüsse wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht untersucht.

Hinsichtlich der thermisch-hygrischen Verhältnisse im Bereich der Gesteinsoberfläche konnten zwar mit der Potentialanalyse am Kontinuummodell durchaus kritische Feuchtegehalte bei Minustemperaturen ermittelt werden, aber eine Berechnung der Gefügebeanspruchungen mit dem Strukturmodell würde für diese Bereiche zu einer starken Überschätzung der realen Beanspruchungsverhältnisse führen. An der Gesteinsoberfläche bzw. im Bereich der Gesteinsoberfläche müssten ggf. mit einem dreidimensionalen numerischen Modell, das die freie Expansion des Eismaterials aus den oberflächennahen Poren ermöglicht, die bedeutend geringeren Gefügespannungen abgeschätzt werden.

### 5.3 Schadensakkumulationshypothese

Grundsätzlich hat sich die Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner in einer Vielzahl von Arbeiten bewährt [56]. Diese für viele Lebensdauerabschätzungen herangezogene Formulierung ermöglicht eine Schadensberechnung infolge regelloser Beanspruchungen, deren Reihenfolge keinen Einfluss auf das Fortschreiten der Schädigung hat. Die Schädigungssumme von unterschiedlichen Beanspruchungsblöcken mit jeweils  $n_i$  Schwingspielen kann gemäß Gleichung 2.19 ermittelt werden. Das maximale Tragvermögen ist erreicht, wenn die Schädigungssumme einen Grenzwert  $D_{\text{grenz}}$  erreicht. Die klassische Theorie (vgl. Kapitel 2.2.3.4) geht davon aus, dass ein Schwingbruchversagen mit dem Erreichen einer Schädigungssumme  $D_{\text{grenz}} = 1$  eintritt. Zahlreiche Auswertungen von Betriebsfestigkeitsversuchen belegen aber ein Schwingbruchversagen bei Schädigungssummen  $D_{\text{grenz}} \neq 1$ , und zwar insbesondere bei Schädigungssummen  $D_{\text{grenz}} < 1$  [56, 78].

Da bislang keine Untersuchungsergebnisse von Betriebsfestigkeitsversuchen an Sandsteinen vorliegen, werden im Folgenden auf entsprechende Erkenntnisse zum Betontragverhalten

zurückgegriffen. Die Versuchsergebnisse von [66, 144] zur Überprüfung der Anwendbarkeit der Miner-Hypothese zur Lebensdauervorhersage von Beton haben gezeigt, dass die Miner-Summe bei betriebsähnlichen Beanspruchungen unsichere Werte liefert. In allen untersuchten Belastungsfällen lag der Mittelwert der rechnerischen Schädigung bei Erreichen des Bruchs stets bei  $D < 1$ . Dies lässt darauf schließen, dass regellos wirkende Beanspruchungen Schädigungseffekte beinhalten, die in der Miner-Betrachtung nicht erfasst werden.

Gemäß den Angaben in [78] hängt die rechnerische Schadensumme  $D_{\text{grenz}}$  sehr stark von dem verwendeten statistischen Zählverfahren sowie von dem angenommenen Verlauf der Wöhlerlinie im Dauerfestigkeitsbereich ab. So wird z. B. in [56] festgestellt, dass eine Schädigungsrechnung mittels Rainflow-Matrizen zu niedrigeren Schädigungswerten ( $D \sim 0,3$ ) führt als mit "strengerem" Zählverfahren, wonach mittlere Schädigungssummen von rund  $D \sim 0,8$  angegeben werden.

Im Rahmen der eigenen Ermüdungsversuche konnte festgestellt werden, dass auch bei relativ niedrigen dynamischen Zugbeanspruchungen materialschädigende Prozesse stattfinden (vgl. Kapitel 3.5.2). Hieraus kann zunächst gefolgert werden, dass die Annahme der Existenz einer "Dauerschwingfestigkeit" im Sinne der klassischen Palmgren-Miner-Regel für den hier untersuchten Sandstein nicht den wahren Gegebenheiten entspricht. Daher wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit für die weiteren Betrachtungen auf die so genannte Elementare Form der Miner-Regel zurückgegriffen, die eine Verlängerung der Wöhlerlinie mit gleich bleibender Steigung bis zur Spannungsnullgrenze vorsieht (vgl. Abbildung 2.19). Welchen Einfluss der angenommene Verlauf der Wöhlerlinie sowie das für die Auswertung der klimatisch induzierten Spannungs-Zeitverläufe verwendete statistische Zählverfahren auf die rechnerische Schadenssumme  $D_{\text{grenz}}$  haben, kann zum derzeitigen Stand der Untersuchungen nicht beurteilt werden.

### 5.3.1 Empirisch-analytischer Ansatz zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens für den untersuchten Sandstein

Die experimentellen Untersuchungsergebnisse zu den dynamischen Zugversuchen sind in der Abbildung 3.29 dargestellt. Im Hinblick auf die Anwendung der Elementaren Form der Miner-Regel werden die ermittelten Wöhlerlinien analytisch formuliert. Mit Hilfe der Regressionsanalyse werden funktionale Zusammenhänge zwischen der unabhängigen Variablen  $\log N$  (Lastzyklenanzahl) und der abhängigen Variablen  $S$  (Belastungsgrad) aufgestellt. Als Regressionsfunktion wurde die Logarithmusfunktion gemäß Gleichung 5.1 gewählt.

$$S = A - B \cdot \ln(N) \quad (5.1)$$

- mit:  $S$  Belastungsgrad bezogen auf die statische Zugfestigkeit  
in Abhängigkeit von der Beanspruchungsrichtung [%]  
 $A, B$  Regressionskoeffizienten [-]  
 $N$  maximal ertragbare Lastzyklenanzahl [-]

Für die Bestimmung des Regressionskoeffizienten A kann die Randbedingung herangezogen werden, dass für eine einmalige Beanspruchung ( $N = 1$ ) das Erreichen der statischen Zugfestigkeit zum Bruch führt, und somit der Belastungsgrad  $S = 1$  bzw. 100 % betragen muss. Der Regressionskoeffizient B wurde mit Hilfe einer linearen Regressionsanalyse ermittelt. Die entsprechenden Regressionsfunktionen sowie die jeweilige Angabe des Bestimmtheitsmaßes  $R^2$  zur Bewertung der Güte der Regression sind in der Tabelle 5.1 wiedergegeben.

Tab. 5.1: Ergebnisse der Regressionsanalysen zur Beschreibung der Wöhlerlinien

Beanspruchungsrichtung	Regressionsfunktion	Bestimmtheitsmaß $R^2$ [-]
Parallel zur Schichtungsrichtung	$S = 100 - 2,37 \cdot \ln(N_{  })$	0,993
Senkrecht zur Schichtungsrichtung	$S = 100 - 3,36 \cdot \ln(N_{\perp})$	0,998

Mit Hilfe der in Tabelle 5.1 angegebenen Regressionsfunktionen können nun auch die Schädigungsbeiträge infolge der kleinen Schwingbreiten abgeschätzt werden. Hierfür müssen in Abhängigkeit der Beanspruchungshöhe zunächst die jeweiligen, maximal ertragbaren Lastzyklenanzahlen ermittelt werden. Aus den Regressionsfunktionen lassen sich hierfür die Beziehungen 5.2 und 5.3 ableiten.

$$N_{||} = e^{(100-S)/2,37} \quad (5.2)$$

$$N_{\perp} = e^{(100-S)/3,36} \quad (5.3)$$

Die Gleichung 5.2 gibt den Verlauf der Wöhlerlinie für eine Beanspruchungsrichtung parallel zur Schichtungsorientierung wieder (vgl. Abbildung 3.29, oben) und ermöglicht die maximal ertragbare Lastzyklenzahl infolge eines einstufigen Belastungskollektivs mit einem Belastungsgrad  $S$  zu ermitteln. Mit der Gleichung 5.3 können entsprechende Betrachtungen für eine Belastungsrichtung senkrecht zur Schichtungsorientierung vorgenommen werden (vgl. Abbildung 3.29, unten).

### 5.3.2 Formulierung des Prognosemodells

Für die Formulierung des Prognosemodells wird die Elementare Form der Miner-Regel herangezogen. Einen Beitrag für die Gesamtschädigung liefern die mit Hilfe des Kontinuumsmodells zusammengestellten jahreszeitlichen Gefügespannungen infolge thermischer und hygri-scher Wechselbeanspruchungen unter Berücksichtigung der in Kapitel 4.2.5.3 hergeleiteten Korrekturansätze. Des Weiteren soll die Erfassung von Sprengdrücken bei der Eisbildung und deren Umrechnung in äußere Lastspannungen die Häufigkeit der einzelnen Beanspruchungshöhen vervollständigen. Mit Rücksicht auf die in Kapitel 5.2 angeführten Anmerkungen wird

im Folgenden der Schädigungsbeitrag infolge einer Eisbildung im Porenraum qualitativ berücksichtigt.

Die rechnerische Schädigungssumme  $D_{\text{grenz}}$  muss zum derzeitigen Stand der Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten von Sandsteinen noch offen bleiben. Erst mit weiteren eingehenden Untersuchungen wird es möglich sein, die verbliebenen Kenntnislücken zu schließen und das anvisierte Schädigungs-Zeit-Gesetz für Sandstein zu präzisieren. Die bisher erarbeiteten Erkenntnisse lassen die folgende Beschreibung (5.4) zu.

$$D = a \cdot \sum_i \left( \underbrace{\frac{n_{\Delta\sigma_i, \text{th}} \cdot K_{\text{th}, n}}{N_{\Delta\sigma_i} \cdot K_{\text{th}, \sigma}}}_{\textcircled{1}} + \underbrace{\frac{n_{\Delta\sigma_i, \text{hy}} \cdot K_{\text{hy}, n}}{N_{\Delta\sigma_i} \cdot K_{\text{hy}, \sigma}}}_{\textcircled{2}} + \underbrace{\frac{n_{\Delta\sigma_i, \text{S}}}{N_{\Delta\sigma_i}}}_{\textcircled{3}} \right) \leq D_{\text{grenz}} \quad (5.4)$$

- ① Schädigungsbeitrag infolge thermisch bedingter Wechselbeanspruchungen pro Jahr
- ② Schädigungsbeitrag infolge hygrisch bedingter Wechselbeanspruchungen pro Jahr
- ③ Schädigungsbeitrag infolge innerer Sprengdrücke pro Jahr (Frost und/oder Kristallisationsprozesse gelöster Salze)

mit:	D	Schädigungssumme [-]
	a	Anzahl der Jahre [-]
	i	Schwingbreitenklasse [-]
	$n_{\Delta\sigma_i, j}$	Anzahl der pro Jahr auftretenden Schwingbreite $\Delta\sigma_i$ infolge der Einwirkung j ( <b>t</b> hermisch, <b>h</b> ygrisch, innere <b>S</b> prengdrücke) [-]
	$N_{\Delta\sigma_i}$	Gesamtanzahl der ertragbaren Lastwechsel je Schwingbreite $\Delta\sigma_i$ [-], gemäß Gleichung 5.2 oder 5.3
	$K_{\text{th}, n}, K_{\text{th}, \sigma}$	Korrekturfaktoren für die thermisch induzierten Spannungen [-], siehe Abbildung 4.26
	$K_{\text{hy}, n}, K_{\text{hy}, \sigma}$	Korrekturfaktoren für die hygrisch induzierten Spannungen [-], siehe Abbildung 4.26

Die Schädigungsbeiträge ① und ② werden mit Hilfe der numerischen Berechnungsergebnisse am Kontinuummodell und den experimentellen Ergebnissen zum Ermüdungsverhalten des Sandsteins erfasst. Der Schädigungsbeitrag ③, der ansatzweise für die Eisbildung im Porenraum untersucht wurde, kann im Zuge weiterer Forschungsarbeiten auch um die Beanspruchungsanteile infolge Kristallisationsprozesse gelöster Salze erweitert werden. Die Informationen zur Berücksichtigung des Materialwiderstands von Term ③ sind in  $N_{\Delta\sigma_i}$  enthalten und stehen bereits mit den Gleichungen 5.2 bzw. 5.3 zur Verfügung.

Die einzelnen Schädigungsbeiträge gemäß Gleichung 5.4 sind in Form einer schematischen Darstellung in der Abbildung 5.6 wiedergegeben. Eine differenzierte Betrachtung der Schädigungsbeiträge in Abhängigkeit der jeweiligen Jahreszeiten wäre prinzipiell möglich, wurde

allerdings im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht vorgenommen. Der Term ③, der aufgrund weniger Frostereignisse bereits einen erheblichen Beitrag zur Schädigungssumme leisten kann, ist in der Darstellung mit einem sprunghaften Anstieg  $\Delta$  des Verlaufs berücksichtigt. Die Schädigungsanteile aufgrund der stetig wechselnden Temperatur- und Feuchteeinwirkungen hingegen wurden durch eine mittlere Neigung  $\alpha$  ausgedrückt.

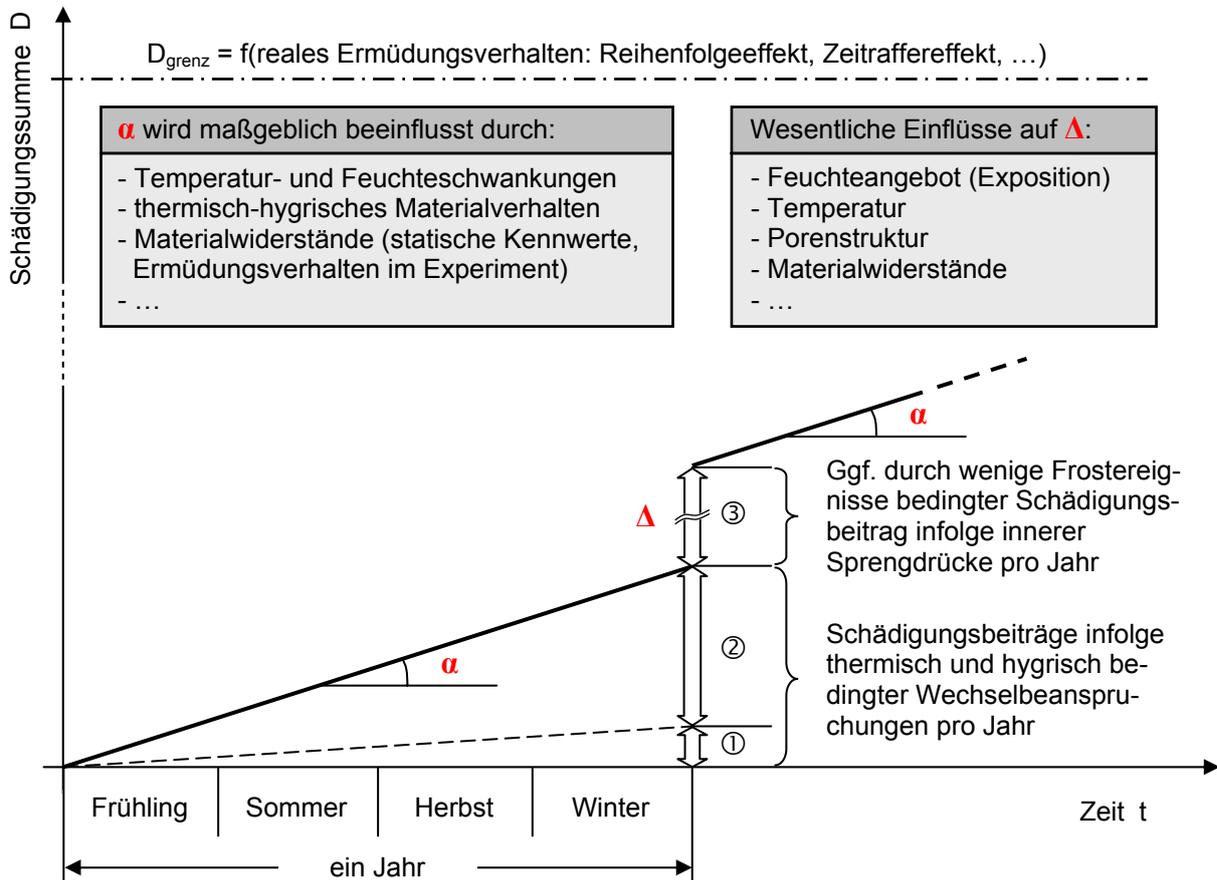


Abb. 5.6: Schematische Darstellung der Schädigungsbeiträge gemäß Gleichung 5.4 für einen Zeitraum von einem Jahr

Die Höhe der rechnerisch noch ertragbaren Schädigungssumme  $D_{\text{grenz}}$  ist abhängig vom Ermüdungsverhalten des Sandsteins in der Baupraxis. Einflüsse, wie z. B. die Reihenfolge der Belastungen sowie die Dauer der einzelnen Beanspruchungshöhen (Zeitraffereffekt) im Vergleich zu den im Versuch gewählten Verhältnissen bewirken – entsprechend den Erläuterungen in Kapitel 5.3 – eine Abweichung von dem Grenzwert nach der klassischen Theorie ( $D_{\text{grenz}} = 1$ ).

Grundsätzlich scheint eine Koppelung der Terme ① und ② mit dem Term ③ möglich zu sein. Denn sowohl Strukturkenndaten des Sandsteins als auch Feuchteverteilungen sowie Temperaturverhältnisse sind wesentliche Informationen, die in den Termen ① und ② enthalten sind. Gerade diese Gegebenheiten entscheiden aber auch über den Aufbau innerer Sprengdrücke durch eine Eisbildung im Porenraum und damit über den Schädigungsbeitrag von Term ③. Im

Rahmen der vorliegenden Arbeit konnten hierzu allerdings keine weiteren Untersuchungen durchgeführt werden.

Die Gleichung 5.4 erlaubt eine additive Berücksichtigung von Teilschädigungen infolge thermischer und hygrischer Wechselbeanspruchungen sowie innerer Sprengdrücke. Während die qualitative und quantitative Erfassung der gesteinschädigenden Gefügespannungen infolge thermischer und hygrischer Einwirkungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit sehr gut gelungen ist, bleibt – im Hinblick auf die Anmerkungen zu den Untersuchungsergebnissen am Strukturmodell in Kapitel 5.2 – die Verfeinerung des Strukturmodells zur besseren Abschätzung des Schädigungsbeitrags infolge innerer Sprengdrücke (Term ③) weiterführenden Arbeiten vorbehalten.

## 6 Exemplarische Anwendung des Prognosemodells

### 6.1 Zielsetzung

Exemplarisch wird nun das Prognosemodell (Gleichung 5.4) anhand der im Rahmen der vorliegenden Arbeit zusammengestellten Beanspruchungshöhen und Beanspruchungshäufigkeiten angewendet. Hierfür werden insbesondere die Datensätze zu den Gefügebeanspruchungen, die unmittelbar an der Gesteinsoberfläche auftreten, herangezogen (vgl. im Anhang Abbildung A-5.3, oben links und Abbildung A-5.7, oben links).

### 6.2 Anwendung des Prognosemodells

Die mit Hilfe des Rainflow-Verfahrens statistisch ermittelten Schwingbreiten sind mit ihren Häufigkeiten in den Tabellen 6.1 und 6.2 angegeben. Die Tabelle 6.1 gibt dabei die Beanspruchungsverhältnisse infolge der untersuchten Temperaturwechselbeanspruchungen wieder. Die Tabelle 6.2 beinhaltet die entsprechenden hygrischen Untersuchungsergebnisse.

Tab. 6.1: Ermittlung des Schädigungsbeitrags infolge thermischer Wechselbeanspruchungen; die Korrekturfaktoren  $K_{th,n}$  und  $K_{th,\sigma}$  sind in der Abbildung 4.26 angegeben

$\Delta\sigma_i$	$n_{\Delta\sigma_i,th}$	$n_{\Delta\sigma_i,th} \cdot K_{th,n}$	$\Delta\sigma_i \cdot K_{th,\sigma}$	$N_{\Delta\sigma_i \cdot K_{th,\sigma}}$	$\frac{n_{\Delta\sigma_i,th} \cdot K_{th,n}}{N_{\Delta\sigma_i \cdot K_{th,\sigma}}}$
0,05	637	1274	0,065	$6,41 \cdot 10^{17}$	$1,99 \cdot 10^{-15}$
0,10	168	336	0,130	$1,95 \cdot 10^{17}$	$1,73 \cdot 10^{-15}$
0,15	77	154	0,195	$5,90 \cdot 10^{16}$	$2,61 \cdot 10^{-15}$
0,20	52	104	0,260	$1,79 \cdot 10^{16}$	$5,81 \cdot 10^{-15}$
0,25	33	66	0,325	$5,44 \cdot 10^{15}$	$1,21 \cdot 10^{-14}$
0,30	36	72	0,390	$1,65 \cdot 10^{15}$	$4,36 \cdot 10^{-14}$
0,35	36	72	0,455	$5,01 \cdot 10^{14}$	$1,44 \cdot 10^{-13}$
0,40	33	66	0,520	$1,52 \cdot 10^{14}$	$4,34 \cdot 10^{-13}$
0,45	24	48	0,585	$4,61 \cdot 10^{13}$	$1,04 \cdot 10^{-12}$
0,50	12	24	0,650	$1,40 \cdot 10^{13}$	$1,71 \cdot 10^{-12}$
0,55	8	16	0,715	$4,25 \cdot 10^{12}$	$3,77 \cdot 10^{-12}$
0,60	4	8	0,780	$1,29 \cdot 10^{12}$	$6,21 \cdot 10^{-12}$
0,65	1	2	0,845	$3,91 \cdot 10^{11}$	$5,11 \cdot 10^{-12}$

$$\text{Schädigungsbeitrag pro Jahr: } \Sigma = 1,85 \cdot 10^{-11}$$

Im Hinblick auf die Ermittlung der Schädigungssumme gemäß Gleichung 5.4 werden in den Tabellen 6.1 und 6.2 auch die Korrekturfaktoren (siehe Abbildung 4.26) berücksichtigt, sowie die in Abhängigkeit der jeweiligen Beanspruchungshöhen maximal ertragbaren Lastzyklenanzahlen nach Gleichung 5.2 berechnet. Ein Schädigungsbeitrag infolge innerer Drücke durch eine Eisbildung im Porenraum wird aus den in Kapitel 5.2 genannten Gründen nicht berücksich-

sichtigt. Die Schädigungsbeiträge infolge der thermischen und hygrischen Wechselbeanspruchungen werden getrennt voneinander ermittelt und anschließend addiert, um – unter Annahme einer rechnerisch zulässigen Schadenssumme  $D_{\text{grenz}}$  – die zu erwartende Lebensdauer abschätzen zu können.

Aus den extrem kleinen Werten für die einzelnen Schädigungsbeiträge ( $1,85 \cdot 10^{-11}$  und  $2,46 \cdot 10^{-12}$ ) kann gefolgert werden, dass ein Materialversagen infolge der in den Tabellen 6.1 und 6.2 angenommenen Beanspruchungsverhältnisse sehr unwahrscheinlich bzw. erst nach einer sehr langen Beanspruchungszeit möglich ist. Folglich müssen weitere Einflüsse, die zu einer allmählichen Gesteinszerstörung beitragen, berücksichtigt werden, um die in der Praxis beobachteten Verwitterungszeiträume korrekt abzubilden.

Tab. 6.2: Ermittlung des Schädigungsbeitrags infolge hygrischer Wechselbeanspruchungen; die Korrekturfaktoren  $K_{\text{hy},n}$  und  $K_{\text{hy},\sigma}$  sind in der Abbildung 4.26 angegeben

$\Delta\sigma_i$	$n_{\Delta\sigma_i,\text{hy}}$	$n_{\Delta\sigma_i,\text{hy}} \cdot K_{\text{hy},n}$	$\Delta\sigma_i \cdot K_{\text{hy},\sigma}$	$N_{\Delta\sigma_i \cdot K_{\text{hy},\sigma}}$	$\frac{n_{\Delta\sigma_i,\text{hy}} \cdot K_{\text{hy},n}}{N_{\Delta\sigma_i \cdot K_{\text{hy},\sigma}}}$
0,05	28	42,0	0,053	$8,06 \cdot 10^{17}$	$5,21 \cdot 10^{-17}$
0,10	35	52,5	0,105	$3,08 \cdot 10^{17}$	$1,71 \cdot 10^{-16}$
0,15	28	42,0	0,158	$1,17 \cdot 10^{17}$	$3,58 \cdot 10^{-16}$
0,20	20	30,0	0,210	$4,48 \cdot 10^{16}$	$6,69 \cdot 10^{-16}$
0,25	22	33,0	0,263	$1,71 \cdot 10^{16}$	$1,93 \cdot 10^{-15}$
0,30	24	36,0	0,315	$6,53 \cdot 10^{15}$	$5,51 \cdot 10^{-15}$
0,35	21	31,5	0,368	$2,49 \cdot 10^{15}$	$1,26 \cdot 10^{-14}$
0,40	25	37,5	0,420	$9,52 \cdot 10^{14}$	$3,94 \cdot 10^{-14}$
0,45	25	37,5	0,473	$3,63 \cdot 10^{14}$	$1,03 \cdot 10^{-13}$
0,50	15	22,5	0,525	$1,39 \cdot 10^{14}$	$1,62 \cdot 10^{-13}$
0,55	8	12,0	0,578	$5,29 \cdot 10^{13}$	$2,27 \cdot 10^{-13}$
0,60	10	15,0	0,630	$2,02 \cdot 10^{13}$	$7,43 \cdot 10^{-13}$
0,65	6	9,0	0,683	$7,71 \cdot 10^{12}$	$1,17 \cdot 10^{-12}$

$$\text{Schädigungsbeitrag pro Jahr: } \Sigma = 2,46 \cdot 10^{-12}$$

Wie bereits in Kapitel 4.2.5.1 dargelegt wurde, erfolgte die numerische Langzeituntersuchung für die hygrischen Wechselbeanspruchungen durch die Implementierung der Klimadaten von einer Wetterstation. Eine Berücksichtigung von geschlossenen Wasserschichten auf der Gesteinsoberfläche durch eine Anhebung des Feuchtepotentialwertes auf 1,4 (vgl. Kapitel 4.2.2.2) wurde im Rahmen der Langzeituntersuchungen nicht vorgenommen, da hierzu genauere Daten über die Dauer und Häufigkeit derartiger Feuchteangebote fehlen. Mit Hilfe eines ingenieurmäßigen Ansatzes wird im Folgenden der Einfluss erhöhter Feuchteangebote auf den Schädigungsbeitrag infolge hygrischer Wechselbeanspruchungen abgeschätzt.

Zur Berücksichtigung der Einflüsse infolge erhöhter Feuchteangebote wurden im Zuge der numerischen Voruntersuchungen mit dem Kontinuummodell exemplarisch die Auswirkungen eines derartigen Szenarios (geschlossener Wasserfilm auf der Gesteinsoberfläche – Feuchtepotential  $\Phi = 1,4$ ) auf die Gefügebeanspruchungen untersucht (vgl. Abbildung 4.8). Dabei konnten u. a. an der hygrisch beanspruchten Gesteinsoberfläche bedeutend höhere Zugspannungen identifiziert werden. Insbesondere zu Beginn der Trocknungsphase (vgl. Abbildung 4.8, rechts) erreichten infolge des großen Feuchtegradienten die oberflächenparallelen Gefügebeanspruchungen Zugspannungen in einer Größenordnung von  $1,81 \text{ N/mm}^2$ .

Da dieser extreme Spannungsaufbau relativ schnell mit der Einleitung der Trocknungsphase einhergeht, kann diese Größenordnung auch als maximale Schwingbreite im Sinne einer Ermüdungsbeanspruchung angesehen werden. Ferner muss noch eine sinnvolle Annahme zur Häufigkeitsverteilung der abgestuften Schwingbreiten getroffen werden. Hierfür kann qualitativ auf die Ergebnisse der Rainflow-Analyse zu den numerisch untersuchten Beanspruchungen infolge hygrischer Einwirkungen (vgl. im Anhang Abbildung A-5.7, oben links bzw. Tabelle 6.2) zurückgegriffen werden. Eine Anpassung der Schwingbreiten an die höheren Bauteilfeuchten bei direkter Wasserbeaufschlagung und die daraus resultierenden, erhöhten Gefügebeanspruchungen kann mit Hilfe eines Korrekturfaktors  $K_{\text{hy},\sigma}^*$  erfolgen.

Entsprechend den durchgeführten numerischen Untersuchungen am Kontinuummodell liegt am Bauteil ohne direkte Wasserbeaufschlagung eine maximale Schwingbreite  $\Delta\sigma_i$  von  $0,65 \text{ N/mm}^2$  vor (vgl. Tabelle 6.2). Um diese Beanspruchungshöhe an die höheren Beanspruchungsverhältnisse infolge einer direkten Wasserbeaufschlagung durch die Berücksichtigung von Feuchtepotentialwerten bis 1,4 anzupassen, wird in einer ersten Näherung als Korrekturfaktor  $K_{\text{hy},\sigma}^* = 1,81/0,65 = 2,785$  angesetzt. Wie der Tabelle 6.3 entnommen werden kann, beträgt für die Abschätzung des Schädigungsbeitrags infolge der nun verschärft angenommenen hygrischen Wechselbeanspruchungen die höchste Schwingbreite  $1,81 \text{ N/mm}^2$ .

Mit dem ermittelten Schädigungsbeitrag pro Jahr kann nun in Abhängigkeit des noch in zukünftigen Arbeiten zu bestimmenden Grenzwertes  $D_{\text{grenz}}$  die Dauer bis zur Erschöpfung der Tragfähigkeit des Sandsteinmaterials abgeschätzt werden. Für einen angenommenen Grenzwert  $D_{\text{grenz}}$  von 0,3 müssten rechnerisch 234 Jahre vergehen, damit die in der Tabelle 6.3 zugrunde gelegten Beanspruchungsverhältnisse zu einem Ermüdungsversagen führen. Eine rechnerische Lebensdauer von 623 Jahren wird erreicht, wenn ein Grenzwert von  $D_{\text{grenz}} = 0,8$  angesetzt werden darf. Weitere Schädigungsbeiträge, z. B. infolge einer Eisbildung im Porenraum des Sandsteins, führen je nach Intensität und Auftretenshäufigkeit zu einer entsprechenden Reduzierung der rechnerisch ermittelten Lebensdauer.

Tab. 6.3: Ermittlung des Schädigungsbeitrags infolge hygrischer Wechselbeanspruchungen unter Verwendung eines erhöhten Korrekturfaktors für  $K_{hy,\sigma}^*$  in Anlehnung an die numerischen Untersuchungsergebnisse gemäß Abbildung 4.8:  $K_{hy,\sigma}^* = 1,81/0,65 = 2,785$

$\Delta\sigma_i$	$n_{\Delta\sigma_i,hy}$	$n_{\Delta\sigma_i,hy} \cdot K_{hy,n}$	$\Delta\sigma_i \cdot K_{hy,\sigma}^*$	$N_{\Delta\sigma_i \cdot K_{hy,\sigma}^*}$	$\frac{n_{\Delta\sigma_i,hy} \cdot K_{hy,n}}{N_{\Delta\sigma_i \cdot K_{hy,\sigma}^*}}$
0,05	28	42,0	0,139	$1,64 \cdot 10^{17}$	$2,56 \cdot 10^{-16}$
0,10	35	52,5	0,279	$1,28 \cdot 10^{16}$	$4,12 \cdot 10^{-15}$
0,15	28	42,0	0,418	$9,92 \cdot 10^{14}$	$4,24 \cdot 10^{-14}$
0,20	20	30,0	0,557	$7,71 \cdot 10^{13}$	$3,89 \cdot 10^{-13}$
0,25	22	33,0	0,696	$5,99 \cdot 10^{12}$	$5,51 \cdot 10^{-12}$
0,30	24	36,0	0,836	$4,66 \cdot 10^{11}$	$7,73 \cdot 10^{-11}$
0,35	21	31,5	0,975	$3,62 \cdot 10^{10}$	$8,70 \cdot 10^{-10}$
0,40	25	37,5	1,114	$2,81 \cdot 10^9$	$1,33 \cdot 10^{-8}$
0,45	25	37,5	1,253	$2,19 \cdot 10^8$	$1,72 \cdot 10^{-7}$
0,50	15	22,5	1,393	$1,70 \cdot 10^7$	$1,32 \cdot 10^{-6}$
0,55	8	12,0	1,532	$1,32 \cdot 10^6$	$9,09 \cdot 10^{-6}$
0,60	10	15,0	1,671	$1,03 \cdot 10^5$	$1,46 \cdot 10^{-4}$
0,65	6	9,0	1,810	$7,98 \cdot 10^3$	$1,13 \cdot 10^{-3}$

Schädigungsbeitrag pro Jahr:  $\Sigma = 1,28 \cdot 10^{-3}$

Ein Vergleich der Schädigungsbeiträge nach Tabelle 6.1 infolge jahreszeitlicher thermischer Wechselbeanspruchungen und Tabelle 6.3 infolge hygrischer Wechselbeanspruchungen verdeutlicht, dass die Einflüsse des Wassers deutlich kritischer auf das Verwitterungsverhalten des Sandsteins zu bewerten sind. Diese Feststellung deckt sich mit der allgemeinen Beobachtung, dass temperaturbedingte Einflüsse auf die eigentliche Gefügezerstörung von Sandsteinen im Vergleich zur hygrisch bedingten Gesteinsschädigung eher von untergeordneter Bedeutung sind [67].

### 6.3 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die ermittelten Schädigungsbeiträge gemäß den Tabellen 6.1 und 6.3 deuten auf eine geringe Verwitterungsanfälligkeit des untersuchten Sandsteins im Hinblick auf eine thermisch-hygrische Wechselbeanspruchung hin. Eingehende dauerhaftigkeitsrelevante Untersuchungen an verschiedenen Sandsteinen belegen diese Feststellung [67, 104], wonach der Postaer Sandstein der Gesteinsvarietät Mühlleite als geeigneter Sandstein für die Errichtung dauerhafter Konstruktionen angesehen wird. Daher wurde auch dieses Sandsteinmaterial u. a. für den Wiederaufbau der Frauenkirche Dresden verwendet.

Die Schadensanfälligkeit des Sandsteins wird aber dennoch deutlich, wenn man sich allein den Schädigungsbeitrag infolge hygrischer Wechselbelastungen gemäß Tabelle 6.3 vergegenwärtigt. Zwar erscheint die rechnerisch ermittelte Schädigungssumme infolge Ermü-

dungseffekten von  $1,28 \cdot 10^{-03}$  pro Jahr relativ gering gegenüber einem möglichen Grenzwert  $D_{\text{grenz}}$  in einer Größenordnung zwischen 0,3 und 0,8, sie ist aber im Hinblick auf die in der Praxis zu beobachtenden langen Zeiträume für die Entwicklung von Verwitterungsprozessen durchaus realistisch. Ferner darf nicht außer Acht gelassen werden, dass zusätzlich Frostergebnisse oder aber auch Kristallisationsprozesse gelöster Salze weitere Materialbeanspruchungen bewirken können. Derartige Ereignisse weisen zwar quantitativ gesehen keine besonders hohe Häufigkeit auf, führen aber zu großen Gefügespannungen und leisten somit einen erheblichen Schädigungsbeitrag. Damit tragen sie wesentlich zu der Gesamtschädigungssumme bei und beeinflussen maßgeblich die Lebensdauer von Bauteilen bzw. Bauteilbereichen.

Eine Abschätzung des Schädigungsbeitrags infolge einer Eisbildung im Porenraum des Sandsteins mit Hilfe des in Kapitel 4.3 hergeleiteten Strukturmodells wurde im Rahmen der exemplarischen Anwendung des Prognosemodells nicht vorgenommen. Aufgrund der am Kontinuummodell durchgeführten jahreszeitlichen Temperatur- und Feuchteanalysen konnten kritische Porensättigungsgrade lediglich in der Nähe der Gesteinsoberfläche festgestellt werden. Die Gefügespannungen infolge einer Eisbildung in diesen Gesteinsbereichen sind aber maßgeblich von den Randeinflüssen abhängig. Die Möglichkeit einer "freien" Expansion des Eismaterials über die zur Oberfläche hin offenen Poren reduziert die sich mit der Eisbildung aufbauenden inneren Sprengdrücke erheblich. Das entwickelte zweidimensionale Strukturmodell ist nicht geeignet um derartige Effekte abzubilden. Hierfür müssten weiterentwickelte bzw. dreidimensionale numerische Modelle herangezogen, die unter Berücksichtigung der Randzoneneinflüsse die maßgebenden Beanspruchungshöhen im Hinblick auf ein Ermüdungsversagen liefern.

Das Ermüdungsverhalten des Postaer Sandsteins der Varietät Mühlleite wurde experimentell auch senkrecht zur Schichtungsorientierung untersucht (siehe Kapitel 3.5). Die entsprechenden Versuchsergebnisse haben eine größere Ermüdungsanfälligkeit als bei einer dynamischen Zugbeanspruchung parallel zur Schichtungsorientierung gezeigt (siehe Abbildung 3.29). Wenn bei der Errichtung eines Mauerwerks Mauersteine – entgegen der üblichen Gestaltungsregel für Natursteinmauerwerk – "hochkant" (senkrechte Orientierung der Schichtung) vermauert werden, müsste dieser Umstand bei der Anwendung des Prognosemodells (Gleichung 5.4) gesondert berücksichtigt werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde von einer fachgerechten Anordnung von Mauersteinen ausgegangen, und zwar mit einer horizontalen Schichtorientierung der im Mauerwerk verbauten Sandsteine.



## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Die Zerstörung der Natursteinoberflächen kulturhistorisch wertvoller Bau- und Kunstdenkmäler durch Witterungseinflüsse ist ein Problemfeld, womit sich die Fachwelt insbesondere in den letzten Jahrzehnten intensiv beschäftigt hat. Die Konservierung der Steinoberflächen und damit der Schutz erhaltenswerter Bausubstanz stellt eine bedeutende Aufgabe für die Sicherung unseres kulturellen Erbes dar.

Bei der Verwitterung von Sandsteinen sind die physikalisch bedingten Schädigungsprozesse von maßgeblicher Bedeutung. Vielfach bestimmen ausschließlich sie den zeitlichen Verlauf der Schädigung und die Charakteristik der Schadensbilder. In zeitraffenden Laborversuchen gelang es bisher zwar, das Verwitterungsverhalten von Sandsteinen unterschiedlicher Varietät zu differenzieren und anhand einfacher Kriterien zu bewerten. Es fehlten jedoch Modelle, die eine Übertragung auf andere Beanspruchungsbedingungen erlaubten und damit auch eine Abschätzung des tatsächlichen Verwitterungsverhaltens bei normalen Klimabeanspruchungen ermöglichten. Um diese Lücke zu schließen, wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein Prognosemodell entwickelt, das die zeitliche Entwicklung der Schädigung unter wirklichkeitsnahen klimatischen Einwirkungen vorhersagen kann.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war es, den zeitlichen Verlauf der Verwitterungsprozesse bei Sandsteinen unter kombinierter thermischer und hygri-scher Beanspruchung als Funktion von klimatischen Parametern und Materialeigenschaften mittels eines mathematisch-physikalischen Modells zu beschreiben. Ausgangspunkte bzw. Teilziele der Modellentwicklung bildeten numerische Untersuchungen zu den Beanspruchungen in Randzonenbereichen von Sandsteinen, die Entwicklung eines stochastischen Strukturmodells unter Berücksichtigung von Körnern, Kornbrücken und Gefügaporen sowie die Formulierung von Materialgesetzen zur mechanisch induzierten Entfestigung bei Ermüdungsbeanspruchung.

Auf der Grundlage einer kontinuummechanischen Betrachtung können unter Verwendung numerischer Methoden die in Sandstein aus der Einwirkung klimatischer Umgebungsbedingungen entstehenden Beanspruchungen sicher abgeschätzt werden. Ein Hauptbestandteil dieser Arbeit bildete die Ermittlung von Ausgangswerten zu Temperatur- und Feuchtegradienten, insbesondere zu den daraus resultierenden Spannungen und Verformungen bei unterschiedlichen klimatischen Beanspruchungen. Diese Kennwerte wurden mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode eingehend untersucht.

Im Mittelpunkt der numerischen Untersuchungen an einem Kontinuummodell stand die Erfassung jahreszeitlich auftretender Gefügebeanspruchungen, wobei neben den rechnerischen Spannungshöhen auch die Bestimmung der Auftretenshäufigkeiten von zentraler Bedeutung war. Sowohl Langzeituntersuchungen mit einem Betrachtungszeitraum von insgesamt zwei Jahren als auch repräsentative Kurzzeituntersuchungen (Betrachtungszeitraum: wenige Stunden bis mehrere Wochen) wurden hierfür durchgeführt. Zur Verfeinerung der Ergebnisse der numerischen Langzeituntersuchungen wurden geeignete Korrekturfaktoren eingeführt.

In einem weiteren Arbeitsschritt wurde ein Strukturmodell für Sandstein entwickelt. Dieses numerische Modell bildet die Mesostruktur – Quarzkörner, Kornbrücken, Gefügaporen – des Sandsteins ab. Es wurde stochastisch generiert, wobei die vorliegenden Datensätze zur Porosität und weitere Strukturparameter Eingang fanden. Der Hauptzweck dieses Modells bestand in der Erfassung von Sprengdrücken bei der Eisbildung und deren Umrechnung in Lastspannungen, um diese mit den ermittelten Ergebnissen am Kontinuummodell überlagern zu können.

Im Vordergrund der numerischen Untersuchungen stand die Entwicklung von geeigneten numerischen Modellen, die eine quantitative Zusammenstellung der jahreszeitlich auftretenden Gefügebeanspruchungen, insbesondere in Randzonenbereichen von Sandsteinen, gestatteten. Hierauf aufbauend erfolgte die Zusammenfassung der klimatisch induzierten Beanspruchungen zu Lastkollektiven, deren zyklische Schädigungswirkung in Abhängigkeit vom Ermüdungsverhalten des Sandsteinmaterials die Formulierung eines Schädigung-Zeit-Gesetzes erlaubte.

Die Zuverlässigkeit numerischer Berechnungen hängt vor allem von der Wirklichkeitsnähe und Genauigkeit der implementierten Stoffgesetze ab. Die erforderlichen Materialkennwerte des untersuchten Postaer Sandsteins – Strukturkenndaten, Festigkeitswerte, hygrische Eigenschaften – lagen aus zahlreichen eigenen Laborversuchen und Literaturdaten vor. Hinzu kam die Durchführung von statischen Zugversuchen bei unterschiedlichen Temperatur- (2, 20 bzw. 50 °C) und Feuchtebedingungen (33, 65 bzw. 94 % r. F.), um auch eine mögliche Veränderung der für die numerischen Untersuchungen relevanten Materialkennwerte, wie z. B. Zugfestigkeit, E-Modul, Bruchenergie und Spannungs-Rissöffnungsbeziehung, infolge der variierenden Umgebungsbedingungen berücksichtigen zu können.

Hauptbestandteil der experimentellen Untersuchungen war allerdings die Bestimmung des dynamischen Zugfestigkeitsverhaltens von Sandstein anhand von zentrischen Wöhlerversuchen. Ziel war die Herleitung von Wöhlerlinien, die in Kombination mit geeigneten Schadensakkumulationshypothesen die Aufstellung des beabsichtigten Prognosemodells ermöglichen.

Die umfangreichen dynamischen Zugversuche haben gezeigt, dass Ermüdungseffekte bereits ab einer Beanspruchungshöhe von ca. 50 % der statischen Zugfestigkeit des untersuchten Sandsteins zu einem Materialversagen führen. Dabei hat sich herausgestellt, dass die Ermüdungsanfälligkeit des Sandsteinmaterials bei einer Beanspruchungsrichtung senkrecht zur Schichtorientierung stärker ausgeprägt ist als wenn der Sandstein parallel zur Orientierung seiner Schichtung zyklischen Zugbeanspruchungen ausgesetzt wird. Die Erkenntnisse aus den Ermüdungsversuchen wurden herangezogen, um den Materialwiderstand gegenüber Zugwechselbelastungen mittels eines analytischen Ansatzes zu beschreiben.

Durch die Gegenüberstellung des Materialwiderstandes und der Einwirkungen, die die gesamte Bandbreite der mit Hilfe numerischer Untersuchungen ermittelten jahreszeitlichen Gefügespannungen beinhalteten, wurde das Prognosemodell aufgestellt, das die allmähliche Ge-

steinsschädigung infolge witterungsbedingter thermischer und hygrischer Wechselbeanspruchungen beschreibt. Ergebnisse zukünftiger Forschungsarbeiten, die die auftretenden Gefügespannungen im Sandstein komplettieren, z. B. infolge innerer Sprengdrücke durch Kristallisationsprozesse von gelösten Salzen, lassen sich ohne Weiteres in das Prognosemodell integrieren.

Für die Formulierung des Prognosemodells wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit die Schädigungssumme  $D_{\text{grenz}}$  – mangels Erkenntnisse auf dem Gebiet des Ermüdungsverhaltens von Sandsteinen – durch Analogiebetrachtungen abgeschätzt. Experimentelle Untersuchungen hierzu hätten den Rahmen dieser Arbeit gesprengt, so dass es weiterführenden Arbeiten vorbehalten ist, diese Kenntnislücke zu schließen.

Die zeitliche Vorhersage von Schädigungen bzw. der möglichen Restnutzungsdauer eines Bauteils ist für die Planung von Instandsetzungsmaßnahmen von großer wirtschaftlicher Bedeutung. Durch eine rechtzeitige Durchführung von entsprechenden Schutzmaßnahmen lassen sich die Kosten für Instandsetzungsmaßnahmen minimieren. Mit der Entwicklung des wirklichkeitsnahen Prognosemodells für den zeitlichen Verlauf physikalischer Schädigungsprozesse in Sandstein wurde eine Abschätzung der "Lebenserwartung" der in Mitteleuropa am häufigsten verwendeten Natursteine ermöglicht. Damit können auch die nicht vernachlässigbaren Folgekosten für den Erhalt eines bestehenden Bauwerks besser abgeschätzt und bei Investitionsentscheidungen die Kosten für die gesamte Lebensdauer eines Bauwerks berücksichtigt werden.

Entsprechend der aufgezeigten Vorgehensweise zur Prognose der Lebensdauer von Sandstein infolge klimatischer Beanspruchungen ist es zukünftigen Arbeiten vorbehalten verschiedene Sandsteinvarietäten zu untersuchen. Dadurch könnte eine geeignete Datenbasis geschaffen werden, um auch unterschiedliche Sandsteinarten hinsichtlich dauerhaftigkeitsrelevanter Aspekte beurteilen zu können. Insbesondere die experimentellen Untersuchungen zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens verschiedener Sandsteine würden wertvolle Informationen für die Wahl geeigneter Natursteine in der Baupraxis liefern.

Im Rahmen von Erhaltungsmaßnahmen, insbesondere an kulturhistorisch wertvollen Bauwerken, sollte zukünftig auch der Ermüdungsanfälligkeit der verwendeten Baumaterialien gesteigerte Aufmerksamkeit gewidmet werden. So könnte z. B. die Eignung von Steinfestigern auch unter dem Gesichtspunkt des Ermüdungsverhaltens der mit einem Festiger behandelten Natursteine beurteilt werden.



## Literaturverzeichnis

- [1] Alfes, C.: Bruchmechanisches Werkstoffverhalten von Sandsteinen unter Zugbeanspruchung. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, RWTH Aachen, 1993
- [2] Badmann, R.; Stockhausen, N.; Setzer, M. J.: The Statistical Thickness and the Chemical Potential of Adsorbed Water Films. In: Journal of Colloid and Interface Science, Vol. 82, No. 2, 1981
- [3] Barenblatt, G. J.: The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture. In: Advances Applied Mechanics 7, 1962
- [4] Bažant, Z. P.; Oh, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete. In: Materials and Structures 16, 1983
- [5] Bieniaswki, Z. T.: Mechanism of brittle Fracture of Rock – Part I: Theory of the Fracture Process – Part II: Experimental Studies – Part III: Fracture in Tension and under long-term Loading. International Journal of Rock Mechanics Mining Science 4, 1967
- [6] Broeck, D.: Elementary engineering fracture mechanics. Martinus Nijhoff Publishers, New York, 1986
- [7] Brun, M.; Lallemand, J.-F.; Quinson, J.-F.; Eyraud, C.: A New Method for the Simultaneous Determination of the Size and Shape of Pores. The Thermoporometry. Thermochimica Acta 8, 1977
- [8] Brunauer, S.; Emmet, P. H.; Teller, E.: Adsorption of gases in multimolecular layers. In: Journal of the American Chemical Society, Vol. 60, No. 2, 1938
- [9] Brüggerhoff, S.; Wagener-Lohse, C.: Gesteinsverwitterung in Freilandversuchsfeldern – Erfahrungen mit ihrer Errichtung und Nutzung. Sonderausgabe Bautenschutz und Bausanierung, 1989
- [10] Buss, H.: Aktuelles Tabellenhandbuch – Feuchte, Wärme, Schall. Weka- Verlag, Augsburg, 1994
- [11] Cammerer, W. F.: Die kapillare Flüssigkeitsbewegung in porösen Körpern. VDI- Forschungsheft 500, 1963
- [12] Clormann, U. H.; Seeger, T.: Rainflow – HCM. Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage. Stahlbau, 55. Jahrgang, Heft 3, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1986

- [13] Cook, R. A.; Hover, C. H.: Mercury Porosimetry of Cement-based materials and Associated Correction Factors. ACI materials Journal, March – April, 1993
- [14] DIANA, Finite Element Analysis: User's Manuals release 7.2, TNO Building and Construction Research. Delft, 2001
- [15] DIN 4022-1: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels. Beuth Verlag, Berlin, September 1987
- [16] DIN 45 667: Klassierverfahren für das Erfassen regelloser Schwingungen. Beuth Verlag, Berlin, Oktober 1969
- [17] DIN 50 100: Dauerschwingversuch – Begriffe, Zeichen, Durchführung, Auswertung. Beuth Verlag, Berlin, Februar 1978
- [18] DIN 51 056: Bestimmung der Wasseraufnahme und der offenen Porosität. Beuth Verlag, Berlin, August 1985
- [19] DIN 52 102: Bestimmung von Dichte, Trockenrohddichte, Dichtigkeitsgrad und Gesamtporosität. Beuth Verlag, Berlin, August 1988
- [20] DIN 52 103: Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen. Bestimmung von Wasseraufnahme und Sättigungswert. Beuth Verlag, Berlin, Oktober 1988
- [21] DIN 52 104: Prüfung von Naturstein. Frost-Tau-Wechsel-Versuch. Beuth Verlag, Berlin, November 1982
- [22] DIN 52 105: Prüfung von Naturstein. Druckversuch. Beuth Verlag, Berlin, August 1998
- [23] DIN 52 106: Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen. Untersuchungsverfahren zur Beurteilung der Verwitterungsbeständigkeit. Beuth Verlag, Berlin, August 1994
- [24] DIN 52 450: Bestimmung des Schwindens und Quellens an kleinen Probekörpern. Beuth Verlag, Berlin, August 1985
- [25] DIN 52 612-1: Wärmeschutztechnische Prüfungen. Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit mit dem Plattengerät. Durchführung und Auswertung. Beuth Verlag, Berlin, September 1979
- [26] DIN 52 615: Wärmeschutztechnische Prüfungen. Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit von Bau- und Dämmstoffen. Beuth Verlag, Berlin, November 1987

- [27] DIN 52 617: Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten von Baustoffen. Beuth Verlag, Berlin, Mai 1987
- [28] DIN EN 12 524: Baustoffe und -produkte – Wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften – Tabellierte Bemessungswerte. Beuth Verlag, Berlin, Juli 2000
- [29] DIN EN ISO 14 689-1: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von und Fels – Teil 1: Benennung und Beschreibung. Beuth Verlag, Berlin, April 2004
- [30] Djuric, Z.: Modellierung des Frostangriffs – Untersuchung des Spannungs- und Verformungsverhaltens von Sandstein infolge Eisbildung im Porenraum. Diplomarbeit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2008
- [31] Dobner, A.: Der Porenraum und die Permeabilität oberfränkischer Sandsteine. Dissertation, Fachbereich Geowissenschaften, Ludwigs-Maximilians-Universität München, 1975
- [32] DS 804: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI). Deutsche Bundesbahn, München, 1982
- [33] Duda, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 419, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1991
- [34] Dugdale, D. S.: Yielding in steel sheets containing slits. In: Journal of the Mechanics and Physics of Solids 8, 1960
- [35] Ehling, A.: Bausandsteine in Deutschland – Grundlagen und Überblick. Band 1, E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, 2009
- [36] Eurocode 3: Gemeinsame einheitliche Regeln für Stahlbauten. Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH, Köln, 1984
- [37] Everett, D. H.: The thermodynamics of frost damage to porous solids. Trans. Faraday Soc. 57, Aberdeen, 1961
- [38] Feldman, R. F.; Sereda, P. J.: Moisture Content – its Significance and Interaction in a Porous Body. International Symposium on Humidity and Moisture, Washington D. C., Vol. 4, 1963

- [39] Fischer, H.-M.; Jenisch, R.; Stohrer, M.; Homann, M.; Freymuth, H.; Richter, E.; Häupl, P.: Lehrbuch der Bauphysik. Schall – Wärme – Feuchte – Licht – Brand – Klima. 6. aktualisierte und erweiterte Auflage, Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden, 2008
- [40] Fitzner, B.: Die Prüfung der Frostbeständigkeit von Naturbausteinen. Dissertation, Technische Hochschule Aachen, 1970
- [41] Fitzner, B.: Einfluß der Porosität auf das Verwitterungsverhalten von Natursteinen. TIZ- Fachberichte, Vol. 107, No. 7 ,1983
- [42] Fitzner, B.; Heinrichs, K.: Damage diagnosis on stone monuments – weathering forms, damage categories and damage indices. Abstracts to the international conference held May 7 – 11, Stone Weathering and Atmospheric Pollution NETwork (SWAPNET), Univerzita Karlova, Praha, 2001
- [43] Fitzner, B.; Heinrichs, K.: Kartierung und Bewertung von Verwitterungsschäden an Natursteinbauwerken. Zeitschrift der Deutschen Gesellschaft für Geowissenschaften 156, Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart, 2005
- [44] Fitzner, B.; Heinrichs, K.: Photo atlas of weathering forms on stone monuments, <http://www.stone.rwth-aachen.de>, 2004
- [45] Fitzner, B.: Untersuchung der Zusammenhänge zwischen dem Hohlraumgefüge von Natursteinen und physikalischen Verwitterungsvorgängen. Mitteilungen zur Ingenieurgeologie und Hydrologie, Heft 29, Lehrstuhl für Ingenieurgeologie und Hydrologie der RWTH Aachen, 1988
- [46] Foos, S.: Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2006
- [47] Garrecht, H.: Hygrothermische Wechselwirkung von Naturstein und Mörtelfuge. Zeitschrift der Deutschen Gesellschaft für Geowissenschaften 156, Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart, 2005
- [48] Garrecht, H.: Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 1992
- [49] Garrecht, H.: Untersuchung der witterungsbedingten Mauerwerksschäden der Burgruine Hohenrechberg. Sonderforschungsbereich 315, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1992

- [50] Garrecht, H., Hörenbaum, W., Müller, H. S.: Untersuchungen zur Schädigung von witterungsbeanspruchtem Mauerwerk und Folgerungen für die Bausanierung. Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen – MSR `96, 4. Internationales Kolloquium, Esslingen, 1996
- [51] Grimm, W.-D.; Schwarz, U.: Naturwerksteine und ihre Verwitterung an Münchner Bauten und Denkmälern. Überblick über eine Stadtkartierung. Arbeitsheft 31, Bayerisches Landesamt für Denkmalpflege, Lipp Verlag, München, 1985
- [52] Grunert, S.; Kutschke, D.; Szilagy, J.: Neue Ergebnisse und Erkenntnisse zur technischen Gesteinskunde des Elbsandsteins. Freiburger Forschungsheft C468, Freiberg, 1997
- [53] Grunewald, J.: Diffusiver und konvektiver Stoff- und Energietransport in kapillarporösen Baustoffen. Dissertation, Technische Universität Dresden, Dresden, 1996
- [54] Grübl, P.; Sotkin, A.: Rapid ice formation in hardened cement paste, mortar and concrete due to supercooling. Cement and Concrete Research 10, 1980
- [55] Grünberg, J.: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke nach DIN 1045. Springer Verlag, Berlin, 2002
- [56] Haibach, E.: Betriebsfestigkeit – Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. 3. korrigierte und ergänzte Auflage. Springer Verlag, Berlin, 2006
- [57] Haibach, E.: Modifizierte lineare Schadensakkumulations-Hypothese zur Berücksichtigung des Dauerfestigkeitsabfalls mit fortschreitender Schädigung. Technische Mitteilungen des Laboratoriums für Betriebsfestigkeit. Darmstadt, TM Nr. 50/70, 1970
- [58] Hall, C.: Water sorptivity of mortars and concretes: a review. Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No. 147, 1984
- [59] Hamfler, H.: Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 395, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1988
- [60] Hauffe, K.; Morrison, S. R.: Adsorption. Walter de Gruiter Verlag, Berlin, 1974
- [61] Herold, G.: Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 1999

- [62] Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P.-E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: Cement and Concrete Research 6, 1976
- [63] Hirschwald, J.: Die Prüfung der natürlichen Bausteine auf ihre Wetterbeständigkeit. Ernst und Sohn, Berlin, 1908
- [64] Hoagland, R. G.; Hahn, G. T.; Rosenfield, A. R.: Influence of Microstructure on Fracture Propagation in Rock. Rock Mechanics 5, 1973
- [65] Hohmann, R.; Setzer, M. J.: Bauphysikalische Formeln und Tabellen – Wärmeschutz – Feuchteschutz – Schallschutz. 3. überarbeitete und erweiterte Auflage. Werner Verlag, Düsseldorf, 1997
- [66] Holmen, J. O.: Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. Bulletin No 79-1, Division of Concrete Structures, NTH-Trondheim, 1979
- [67] Hörenbaum, W.: Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2005
- [68] Kanninen, M. F., Popelar, C. H.: Advanced fracture mechanics. Oxford University Press, New York, 1985
- [69] Kast, W.: Adsorption aus der Gasphase. Ingenieurwissenschaftliche Grundlagen und technische Verfahren. VCH Verlagsgesellschaft mbH, Weinheim, 1988
- [70] Kast, W.; Jokisch, F.: Überlegungen zum Verlauf von Sorptionsisothermen und zur Sorptionskinetik an porösen Feststoffen. Chemie-Ingenieur Technik 44, H. 8, 1972
- [71] Kehlbeck, F.: Einfluß der Sonnenstrahlung auf Brückenbauwerke. Werner Verlag, Düsseldorf, 1975
- [72] Kessler-Kramer, C.: Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2002
- [73] Kießl, K.: Feuchtetechnische Eigenschaften von Naturwerksteinen und bauphysikalische Konsequenz für ihre Erhaltung. 2. Statusseminar Bausubstanzerhaltung in der Denkmalpflege, Wuppertal 1988, Sonderausgabe Bautenschutz und Bausanierung, 1989

- [74] Kießl, K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen. Rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung. Dissertation, Fachbereich Bauwesen, Universität-Gesamthochschule-Essen, 1983
- [75] Kießl, K.; Krus, M.; Künzel, H.: Weiterentwickelte Meß- und Rechenansätze zur Feuchtebeurteilung von Bauteilen. Praktische Anwendungsbeispiele. Bauphysik, 15. Jahrgang, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1993
- [76] Knöfel, D.: Ursachen der Natursteinverwitterung – Natursteinschäden an Bauwerken. Bautenschutz und Bausanierung 3, 1980
- [77] Knott, J. F.: Fundamentals of fracture mechanics. Butterworths, London, 1973
- [78] König, G.; Danielewicz, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIB Model Code 1990. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 439, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1994
- [79] Kraus, K.: Verwitterung von Naturwerksteinen. Stand des Wissens und offene Fragen. In: Bautenschutz und Bausanierung, Band 11, 1988
- [80] Kraus, K.: Experimente zur immissionsbedingten Verwitterung der Naturbausteine des Kölner Doms im Vergleich zu deren Verhalten am Bauwerk. Dissertation, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät, Universität Köln, 1985
- [81] Krischer, O.; Kast, W.: Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik. 3. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1978
- [82] Krishnaswamy, K. T.: Mechanism of Failure and Microcracking of plain Concrete under uniaxial Tensile Loading. In: Indian Concrete Journal, May 1971
- [83] Krus, M.; Künzel, H. M.; Kießl, K.: Feuchtemessung und Feuchteverteilung in Stein und Mauerwerk. Denkmalpflege und Naturwissenschaft. Natursteinkonservierung, Band 2, IRB Verlag, Stuttgart, 1998
- [84] Krüger, W.; Scheutzow, M.; Beste, A.; Petersen, J.: Markov- und Rainflow-Rekonstruktionen stochastischer Beanspruchungszeitfunktionen. Reihe 18: Bruchvorgänge und Schadensanalyse Nr. 22, VDI Verlag, Düsseldorf, 1985
- [85] Kuhlmann, U.: Modellierung und Auslegung von Tragwerken unter ruhender und wechselnder Beanspruchung – Ermüdung und Betriebsfestigkeit. Vorlesungsskript, 2003

- [86] Kumar, R.; Bhattacharjee, B.: Study on some factors affecting the results in the use of MIP method in concrete research. *Cement and Concrete Research* 33, 2003
- [87] Künzel, H.: Feuchteinfluss auf die Wärmeleitfähigkeit bei hygroskopischen und nicht hygroskopischen Stoffen. *WKSB* 36, H. 29, 1991
- [88] Künzel, H. M.; Kießl, K.; Krus, M.: Feuchtemigration und langfristige Feuchteverteilung in exponierten Natursteinmauern. *Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen*, 1. Jahrgang, Heft 4, Aedificatio Verlag, Freiburg, 1995
- [89] Lindner, H.: *Physik für Ingenieure*. Vieweg & Sohn Verlag, Braunschweig/Wiesbaden, 1987
- [90] Lutz, P.; Jenisch, R.; Klopfer, H.; Freymuth, H.; Krampf, L.: *Lehrbuch der Bauphysik. Schall, Wärme, Feuchte, Licht, Brand, Klima*. Verlag B. G. Teubner, Stuttgart, 1985
- [91] Lykow, A. W.: *Transporterscheinungen in kapillarporösen Körpern*. Akademie Verlag, Berlin, 1958
- [92] Martinola, G.: *Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Beton*. Dissertation, Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich, 2000
- [93] Mechtcherine, V.: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton*. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2000
- [94] Mersmann, A.: *Thermische Verfahrenstechnik. Grundlagen und Methoden*. Springer Verlag, 1980
- [95] Mikos, E.: *Steinergänzungsstoffe zur Restaurierung von Natursteinen*. In: *Jahresbericht aus dem Forschungsprogramm Steinzerfall - Steinkonservierung*, Stuttgart, 1989
- [96] Mikos, E.; Schubert, P.; Knöfel, D.: *Zur Beurteilung von Steinergänzungsstoffen für die Restaurierung von Natursteinoberflächen*. In: *Mörtel und Steinergänzungsstoffe in der Denkmalpflege*, Berlin, 1993
- [97] Mindess, S.; Diamond, S.: *The Cracking and Fracture of Mortar*. In: *Materials and Structures*, Vol. 15, 1982
- [98] Miner, M. A.: *Cumulative damage in fatigue*. *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 12, No. 3, 1945
- [99] Mirwald, P. W.: *Umweltbedingte Gesteinszerstörung untersucht mittels Freiland-Verwitterungsexperimenten*. In: *Bautenschutz und Bausanierung*, 1987

- [100] Mirwald, P. W.: Verwitterungsvorgänge an Kalkstein unter mitteleuropäischen Klima- und Immissionsbedingungen – Ergebnisse aus Freiland-Expositionsversuchen. Festschrift zum 60. Geburtstag von Helfried Mostler, Geol. Paläont. Mitt. Innsbruck, Band 20, 1995
- [101] Möller, U.: Thermo-hygrische Formänderungen und Eigenspannungen von natürlichen und künstlichen Mauersteinen. Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Stuttgart, 1993
- [102] Müller, F. P.; Keintzel, E.; Charlier, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau – Teil 1: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 342, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1983
- [103] Müller, H. S.; Garrecht, H.: Die Frauenkirche zu Dresden – Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit der steinsichtigen Kuppel. Sonderforschungsbericht 315, Arbeitsheft 16, Universität Karlsruhe (TH), 1999
- [104] Müller, H. S.; Hörenbaum, W.: Modellhafte Untersuchungen zu Fugenverbindungen von Alt- und Neusteinen am Beispiel der Frauenkirche Dresden unter dem Gesichtspunkt der Ressourcenschonung und der Verhinderung von Umweltschäden. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2002
- [105] Müller, U.: Sandsteinverwitterung an historischen Bauwerken unter dem Einfluß von Schwefeldioxid und Feuchte. Dissertation, Mineralogisches Institut, Universität Karlsruhe (TH), 2000
- [106] Naubereit, H.; Weihert, J.: Einführung in die Ermüdungsfestigkeit. Hanser-Verlag, Wien – München, 1999
- [107] Neisel, J. D.; Burchard, W.-G.: Visualisierung von Eis im Porenraum von Sandstein mittels Kryo- REM. In: Jahresbericht aus dem Forschungsprogramm Steinzerfall - Steinkonservierung, Stuttgart, 1993
- [108] Palmgren, A.: Die Lebensdauer von Kugellagern. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Band 58, Nr. 14, 1924
- [109] Penner, E.: Pressures developed during the unidirectional freezing of watersaturated porous materials. In: OURA (Ed.): Physics of Snow and Ice, Proc. Conf. on Low Temperature Science, Sapporo, 14/08/-19/08/66, Hokkaido University, 1967
- [110] Peschel, A.: Naturbausteine. Nutzbare Gesteine und Industrieminerale, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1977

- [111] Pettijohn, F. J.; Potter, P. E.; Siever, R.: Sand and sandstone. Springer Verlag, New York, 1987
- [112] Poschlod, K.: Das Wasser im Porenraum kristalliner Naturwerksteine und sein Einfluss auf die Verwitterung. Münchner Geowissenschaftliche Abhandlungen. Reihe B, Allgemeine und Angewandte Geologie, Verlag Friedrich Pfeil, München, 1990
- [113] Poschlod, K., Wagner, B.: Eisbildung bei Fassadenplatten aus Naturwerkstein – Versuche und numerische Simulation. Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen – MSR '99, 5. Internationales Kolloquium, Esslingen, 1999
- [114] Powers, T. C.: Basic considerations to freezing-and-thawing tests. ASTM, Proceedings 55, Philadelphia (Pennsylvania), 1955
- [115] Recommendations for the Fatigue Design of Steel Structures: Publication ICOM 141, 1984
- [116] Rentmeister, A.: Instandsetzung von Natursteinmauerwerk. Deutsche Verlags-Ansatt, München, 2003
- [117] Rucker-Gramm, P.: Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in Zementgebundenen Baustoffen. Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Technische Universität München, 2008
- [118] Ruedrich, J. et al.: Beanspruchung von Natursteinen durch Salz- und Eiskristallisation im Porenraum sowie hygri sche Dehnungsvorgänge. In: Zeitschrift der Deutschen Gesellschaft für Geowissenschaften. Geowissenschaften und Denkmalpflege, Band 156.2005, Heft 1, Stuttgart, 2005
- [119] Ruedrich, J.; Siegesmund, S.: Salt and ice crystallisation in porous sandstones. In: Environmental Geology. International Journal of Geosciences, März 2007
- [120] Sauder, M.; Schloenbach, R.: Schadenfreies Bauen, Schäden an Außenmauerwerk aus Natursteinen. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1995
- [121] Scheffer, F.; Schachtschabel, P.: Lehrbuch der Bodenkunde. 15. Auflage, Spektrum Akademischer Verlag, Heidelberg, 2002
- [122] Schießl, P.; Alfes, Ch.: Festigkeit und Verformbarkeit von Sandstein. Bedeutung für die Verwitterungsresistenz und Meßmethoden. In: Bautenschutz und Bausanierung, Band 14, 1991
- [123] Scholz, W.; Hiese, W.: Baustoffkenntnis. 15. Auflage, Werner Verlag, München, 2003

- [124] Schott, G.: Werkstoffermüdung – Ermüdungsfestigkeit. 4. überarbeitete und erweiterte Auflage, Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Stuttgart, 1997
- [125] Schubert, H.: Kapillarität in porösen Feststoffsystemen. Springer Verlag, Berlin, 1982
- [126] Schubert, P.: Natursteinmauerwerk aus Tuffstein: Eigenschaftswerte, Bemessungsgrundlagen, Rissicherheit. Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Teil 3, Band 420, expert Verlag, 1992
- [127] Schuh, H.: Physikalische Eigenschaften von Sandsteinen und ihren verwitterten Oberflächen. Münchner Geowissenschaftliche Abhandlungen, Reihe B, Allgemeine und Angewandte Geologie, Verlag Friedrich Pfeil, München, 1987
- [128] Schwarz, B.: Die kapillare Wasseraufnahme von Baustoffen. In: Gesundheitsingenieur: Haustechnik, Bauphysik, Umwelttechnik, 93. Jahrgang, Heft 7, Oldenbourg Verlag, München, 1972
- [129] Searls, C. L.; Thomasen, S. E.: Deterioration Mechanisms in Sandstone. Durability of Building Materials and Components, Proceedings of the Fifth International Conference, Brighton, 1990
- [130] Sedlacek, G.: Ermüdung. Vorlesungsunterlagen Lehrstuhl für Stahlbau, Technische Hochschule Aachen, 2004
- [131] Setzer, M. J.: Einfluss des Wassergehalts auf die Eigenschaften des erhärteten Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 280, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1977
- [132] Setzer, M. J.: Die Mikroeislinsepumpe – Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung. Ibausil – 14. Internationale Baustofftagung, Bauhaus- Universität Weimar, 2000
- [133] Snethlage, R.(Hrsg.): Jahresberichte aus dem Forschungsprogramm Steinzerfall – Steinkonservierung. Stuttgart, 1989
- [134] Snethlage, R.: Steinkonservierung. Forschungsprogramm des Zentrallabors für Denkmalpflege, 1979 – 1983. Bericht für die Stiftung Volkswagenwerk. Arbeitsheft 22, Bayerisches Landesamt für Denkmalpflege, Lipp Verlag, München, 1984
- [135] Snethlage, R.: Verwitterung von Sandsteinen. 14. Aachener Baustofftag, Institut für Bauforschung, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Aachen 1995
- [136] Squire, V. A.; Hosking, R. J.; Kerr, A. D.; Langhorne, P. J.: Moving Loads on Ice Plates. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1996

- [137] Stark, J.; Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton – Der Baustoff als Werkstoff. Birkhäuser Verlag, Basel, 2001
- [138] Staufenbiel, G.; Wessig, J.: Bauphysik und Baustofflehre – Eine Einführung in Experimenten, Adhäsion, Porigkeit, Kapillarität. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1986
- [139] Stockhausen, N.: Die Dilatation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahme und Eisbildung. Dissertation, Institut für das Bauingenieurwesen II, Technische Universität München, 1981
- [140] Szilagyi, J.: Untersuchung petrophysikalischer Eigenschaften an Leitgesteinen der Denkmalpflege. Abschlussbericht, Technische Universität Dresden, Professur Angewandte Geologie, August 1995
- [141] Tarbuck, E. J.; Lutgens, F. K.: Allgemeine Geologie, 9. aktualisierte Auflage, Verlag Pearson Studium, München, 2009
- [142] Timofejew, D. P.: Adsorptionskinetik. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1967
- [143] Tschegg, E.; Heindl, W.; Sigmund, A.: Grundzüge der Bauphysik. Akustik, Wärmelehre, Feuchtigkeit. Springer Verlag, Wien, 1984
- [144] Van Leeuwen, J.; Siemens, A. J. M.: Miner's rule with respect to plain concrete. HERON, Vol. 24, Nr. 1, 1979
- [145] Van Mier, J. G. M.: Mode I fracture of concrete: Discontinuous crack growth and crack interface grain bridging. In: Cement and Concrete Research 21, 1991
- [146] Verschaeve, V.: Eisbildung im Porenraum von Sandstein – Simulation des Schädigungsmechanismus mit Hilfe eines zweidimensionalen Modells auf Mikroebene. Diplomarbeit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2004
- [147] Warnecke, P.; Rostásy, F. S.; Budelmann, H.: Tragverhalten und Konsolidierung von Wänden und Stützen aus historischem Natursteinmauerwerk. Mauerwerk-Kalender 1995, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1995
- [148] Weiss, G.: Die Eis- und Salzkristallisation im Porenraum von Sandsteinen und ihre Auswirkungen auf das Gefüge unter besonderer Berücksichtigung gesteinspezifischer Parameter. Münchner Geowissenschaftliche Abhandlungen, Reihe B, Allgemeine und Angewandte Geologie, Verlag Friedrich Pfeil, München, 1990

- [149] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Band 1: Grundlagen, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und München, 1996
- [150] Wihr, R.: Restaurierung von Steindenkmälern. Callwey Georg D.W. GmbH, München, 1980
- [151] Winkler, E. M.: Stone: Properties, Durability in Man's Environment. Applied Mineralogy, Springer Verlag, 1975
- [152] Winkler, E. M.: Stone in Architecture. Properties, Durability. Springer Verlag, 1994
- [153] Winter, N.: Quantifizierung der aus jahreszeitlichen Temperatur- und Feuchtewechsel resultierenden Verformungen und Spannungen zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens von Sandsteinen. Diplomarbeit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2005



**Anhang**

Tab. A-2.1: Chemische Zusammensetzung repräsentativer Sandsteine (Angaben in M.-%; ng = nicht genannt oder nicht nachweisbar)

	Herkunft	SiO <sub>2</sub>	TiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	FeO	MgO	CaO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	MnO	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	H <sub>2</sub> O	CO <sub>2</sub>
Baumberger (KS) [80]	Baumberge, NRW	46,90	0,09	1,86	0,71	0,34	0,01	26,69	0,08	0,56	0,01	0,19	ng	ng
Cottaer [105]	Cotta, SN	95,47	0,23	3,43	0,27	ng	0,24	0,02	0,00	0,64	0,00	0,02	1,10	0,04
Cottaer [110]	Cotta, SN	94,00	0,10	3,10	0,50	0,00	0,07	0,08	0,03	0,30	0,00	0,00	1,30	0,00
Donzdorfer [105]	Donzdorf, BW	95,54	0,35	1,79	1,62	ng	0,10	0,14	0,00	0,56	0,02	0,02	0,63	0,16
Granitischer [80]	Nordschweiz	69,82	0,22	11,38	0,75	0,80	1,73	4,35	2,69	2,81	0,09	0,07	ng	ng
Jotnischer [110]	Finnland	79,30	0,20	9,90	1,00	0,70	0,60	0,40	2,20	4,30	0,02	0,05	1,00	0,00
Kyllburger [80]	Kyllburg, RP	82,32	0,43	9,10	1,39	0,45	0,45	0,14	0,12	4,18	0,02	0,10	ng	ng
Maulbronner [105]	Maulbronn, BW	68,80	0,79	12,58	4,47	ng	1,44	0,36	1,61	5,64	0,02	0,14	2,10	0,08
Obernkirchener [80]	Obernkirchen, NI	93,59	0,47	4,77	0,06	0,27	0,02	0,11	0,06	0,22	0,01	0,03	ng	ng
Pfintzaler [105]	Grünwettersbach, BW	82,74	0,57	7,73	2,10	ng	0,50	0,26	0,08	4,92	0,00	0,11	1,10	0,04
Pliezhauser [105]	Rübgarten bei Tübingen, BW	91,70	0,05	4,66	0,22	ng	0,48	0,53	ng	0,27	ng	0,02	1,62	0,93
Postaer [105]	Wehlen, SN	100,56	0,06	0,81	0,13	ng	0,13	0,00	0,00	0,02	0,00	0,01	0,24	0,01
Reinhardtsdorfer [105]	Reinhardtsdorf, SN	96,81	0,18	2,48	0,39	ng	0,17	0,01	0,00	0,87	0,00	0,03	0,62	0,04
Schlaitdorfer (fein) [80]	Schlaitdorf, BW	78,07	0,12	8,45	0,13	0,31	1,67	3,14	0,75	0,98	0,04	0,04	ng	ng
Schlaitdorfer (grob) [80]	Schlaitdorf, BW	88,19	0,09	4,31	0,01	0,23	0,95	1,54	0,17	0,31	0,01	0,01	ng	ng
Quarzsandstein [110]	Minnesota, USA	98,90	0,05	0,60	0,10	0,00	0,02	0,02	0,01	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
Udelfanger [80]	Udelfangen, RP	81,09	0,36	8,70	0,22	0,47	0,56	1,24	0,15	5,17	0,02	0,16	ng	ng
Mittel aus 371 Sandsteinen [111]		84,86	0,41	5,96	1,39	0,84	0,52	1,05	0,76	1,16	0	0,06	1,74	1,01

Tab. A-2.2: Modalzusammensetzung repräsentativer Sandsteine (Angaben in Vol.-%) [105]

Sandstein	Herkunft	Gesamtgestein			Kornkomponenten				Nebenanteile/ Akzessorien
		Binde- mittel	sichtbarer Porenraum	Kornkom- ponenten	Quarz	Gesteins- bruchstücke	Feldspat		
Donzdorfer	Donzdorf	13	19	68	89	8	3	< 2	
Maulbronner	Maulbronn	18	10	72	16	53	26	< 6	
Pliezhauser	Rübgarten bei Tübingen	16	8	76	25	62	8	< 7	
Pfintzaler	Grünwettersbach	13	7	80	52	22	20	6	
Cottaer	Cottaer Gebiet	17	10	73	50	37	7	< 6	
Postaer	Wehlen	9	14	76	61	37	2	< 2	
Reinhardtendorfer	Reinhardtendorf	13	14	73	48	40	11	< 3	

## Untersuchungen zum hygrischen Materialverhalten [67, 104]

### Wasseraufnahmeverhalten

Der Wasseraufnahmekoeffizient  $w$  wird für die Beurteilung der Kapillartransporteigenschaften von Baustoffen herangezogen. Die Bestimmung dieses Koeffizienten erfolgte in Anlehnung an DIN 52 617 [27], indem die flächenbezogene Wasseraufnahme beim Benetzen einer Probenoberfläche (Saugfläche) aus der zeitabhängigen Massezunahme einer Probe sowie der Größe der Saugfläche ermittelt wurde. Je Schichtorientierung wurden dafür zehn Sandsteinprismen mit den Abmessungen  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  untersucht, deren Seitenflächen wasserundurchlässig abgedichtet waren. Die folgende Abbildung A-3.1 gibt die entsprechenden Ergebnisse der Saugversuche wieder.

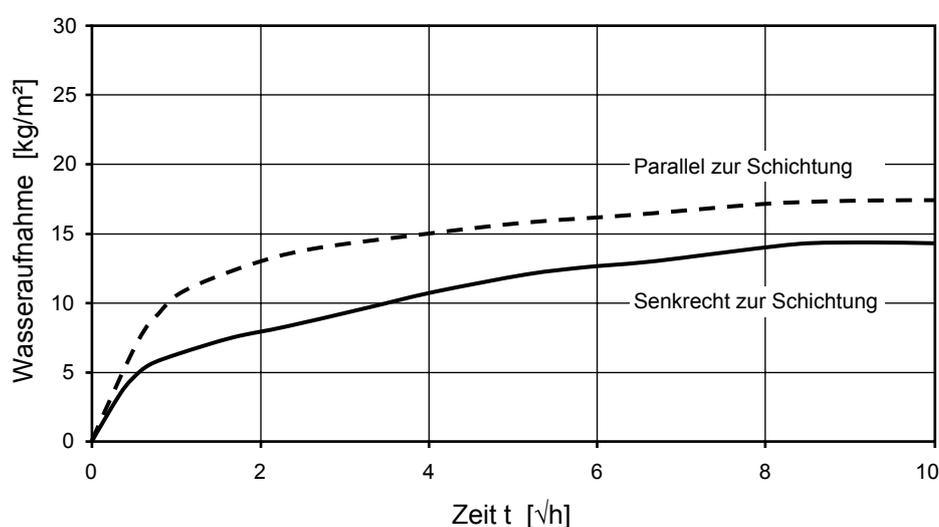


Abb. A-3.1: Untersuchungsergebnisse zur kapillaren Wasseraufnahme in Anlehnung an DIN 52 617 [27]; je Schichtorientierung Mittelwerte aus zehn Einzelmessungen [67]

Der Wasseraufnahmekoeffizient ergibt sich aus der Steigung der zu Beginn annähernd linear ansteigenden Kurven. Der drastische Abfall der Steigung nach diesem anfänglichen steilen Abschnitt verdeutlicht das Erreichen der Probenoberseite durch die Flüssigkeit im Versuch. Die weitere Wasseraufnahme erfolgte anschließend deutlich langsamer.

Erwartungsgemäß lieferten die Auswertungen der Anfangssteigungen von den Mittelwertkurven einen höheren Wasseraufnahmekoeffizienten für eine Wasseraufnahme parallel zur Schichtung ( $12,9 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ ) als für eine Wasseraufnahme senkrecht zur Schichtung ( $9,9 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ ). Die Ursache hierfür liegt zum einen in den unterschiedlichen Sedimentations- und Diagenesebedingungen, zum anderen an den bei einigen Probekörpern in sehr ausgeprägtem Maße vorhandenen braunen Eisenbänderungen, die offensichtlich den kapillaren Feuchtetransport stark beeinflussen. Darin liegt auch die z. T. erhebliche Streuung der einzelnen Messergebnisse begründet.

Um Informationen über zeitabhängige Feuchtetransportvorgänge zu erhalten, wurden in [67] u. a. aufwendige experimentelle Untersuchungen (NMR-Spektroskopie) durchgeführt. Im Mittelpunkt der Analysen stand die Ermittlung des Feuchteleitkoeffizienten, der insbesondere für Simulationsberechnungen von Feuchtetransportvorgängen eine zentrale Bedeutung hat. Eine eingehende Beschreibung des Messverfahrens sowie der Methodik zur Bestimmung des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten auf der Grundlage der NMR-Spektroskopie ist in [67] enthalten. Als Ergebnis dieser Untersuchungen sind in Abbildung A-3.2 die gemessenen Feuchtegehaltsverteilungen während einer einstündigen kapillaren Wasseraufnahme parallel zur Schichtungsorientierung eines Postaer Sandsteins der Gesteinsvarietät Mühlleite dargestellt. Die in grau dargestellten Flächen verdeutlichen den Streubereich verschiedener Einzelmessungen.

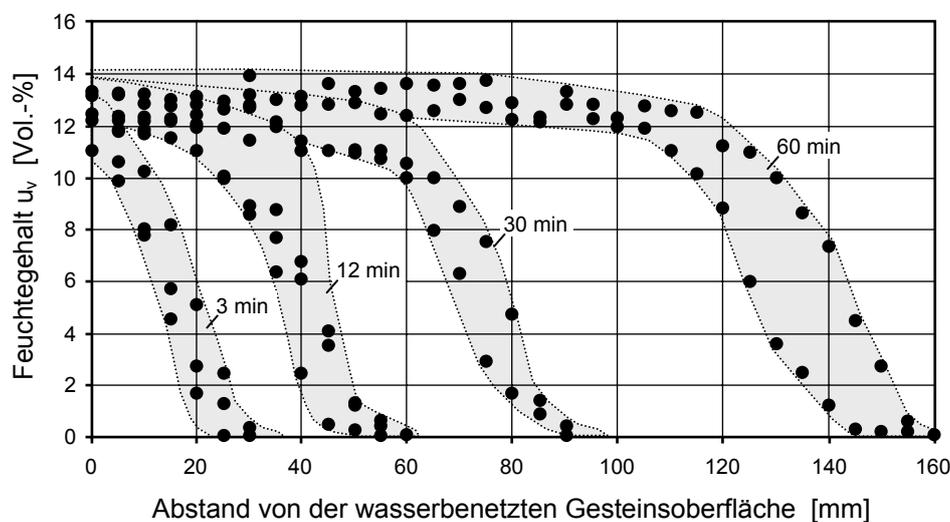


Abb. A-3.2: Mittels NMR-Spektroskopie gemessene Feuchtegehaltsverteilungen während einer einstündigen kapillaren Wasseraufnahme parallel zur Schichtungsrichtung [67]

Die Abbildung A-3.2 gibt das Eindringverhalten der Feuchtigkeit in die Sandsteinprobe wieder. Für verschiedene Zeitpunkte sind die entsprechenden Feuchteverteilungen aufgetragen. Die Feuchtefront, die sich in das Gestein hinein bewegt (von links nach rechts), erreicht bereits nach einer Stunde eine Gesteinstiefe von ca. 160 mm. Der Feuchtegehalt des Sandsteins beträgt zu diesem Zeitpunkt 13,5 Vol.-%. Da neben den jeweiligen Feuchtegehalten auch die von dem Probenmaterial aufgenommene Feuchtemenge gemessen wird, gelingt mit Hilfe der erzielten Messergebnisse die rechnerische Ermittlung des Feuchteleitkoeffizienten (eingehende Erläuterungen hierzu können [67] entnommen werden). Schließlich wird in [67] der Feuchteleitkoeffizient für eine kapillare Wasseraufnahme parallel zur Schichtungsrichtung in Abhängigkeit des Feuchtegehalts angegeben (vgl. Abbildung A-3.3).

Unter baupraktischen Bedingungen bestimmen neben den Kapillartransporteigenschaften auch die Diffusionstransporteigenschaften das Feuchteverhalten poröser Baustoffe. Um also den so genannten überlagerten Feuchtetransportkoeffizienten ermitteln zu können, waren experimentelle Untersuchungen zur Beurteilung des Diffusionsverhaltens erforderlich. Die we-

sentlichen Untersuchungsergebnisse hierzu sind in den folgenden Abschnitten zusammengestellt.

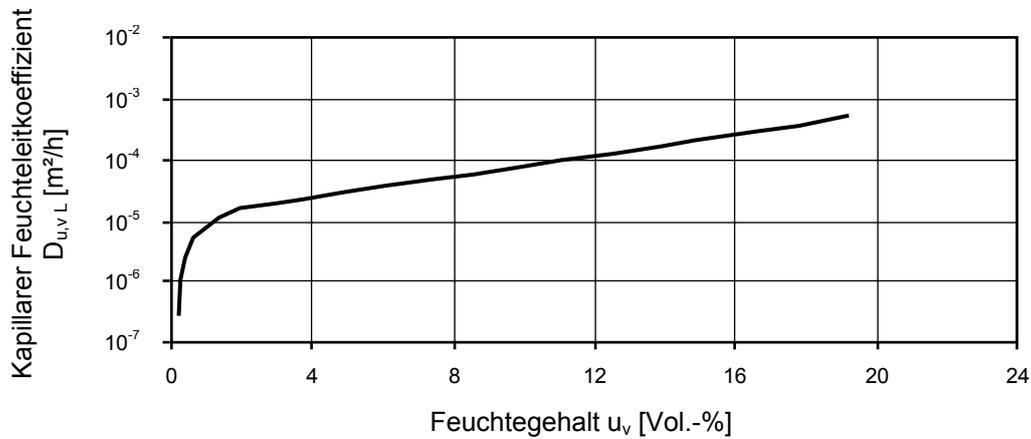


Abb. A-3.3: Experimentell ermittelter Feuchteleitfähigkeitskoeffizient für den kapillaren Flüssigkeitstransport parallel zur Schichtungsrichtung [67]

### Wasserdampfdiffusion

Untersuchungen zur Beurteilung der Wasserdampfdurchlässigkeit des Postaer Sandsteins erfolgten in Anlehnung an DIN 52 615 [26]. Zur Ermittlung der Diffusionskennwerte wurden je Schichtungsrichtung des Sandsteins drei Probekörper herangezogen. Die auf der Grundlage der o. g. Norm bestimmten Diffusionskoeffizienten sind in der Abbildung A-3.4 graphisch dargestellt.

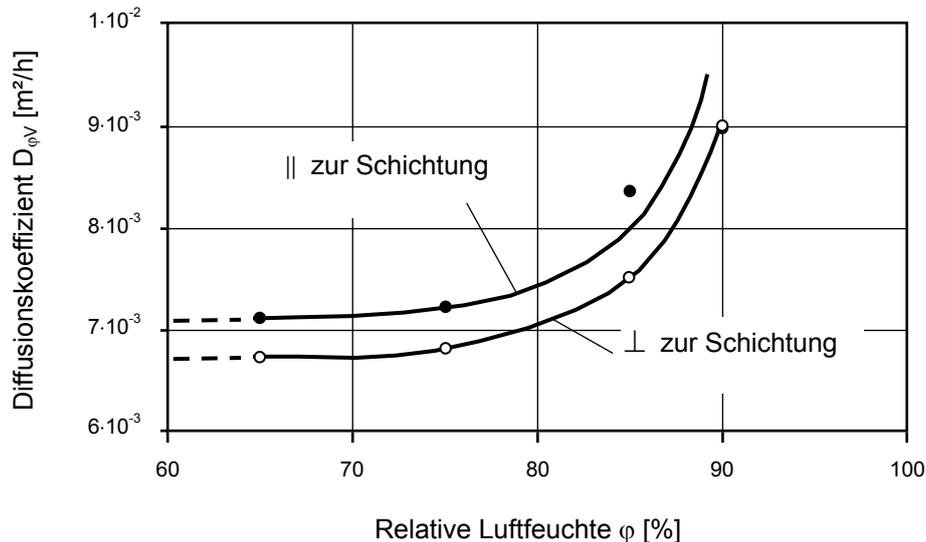


Abb. A-3.4: Gemessene Diffusionskoeffizienten  $D_{\phi,V}$  (Mittelwerte aus je 3 Einzelmessungen) in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte und der Schichtorientierung (parallel bzw. senkrecht zur Schichtung) [67]

Die Kurvenverläufe in Abbildung A-3.4 verdeutlichen eine ausgeprägte Abhängigkeit zwischen der Diffusionstransportintensität und dem Feuchtegehalt, insbesondere im dargestellten

Feuchtebereich zwischen 70 % und 90 %. Unterhalb eines Feuchtegehalts von 70 % relativer Luftfeuchte ist ein annähernd konstanter Diffusionskoeffizient zu beobachten. Diese Feststellung, die ebenso in [48] gemacht wurde, kann physikalisch dadurch begründet werden, dass bei Feuchtegehalten von bis zu 70 % relativer Feuchte die Querschnitte der Porenkanäle nur in sehr geringem Maße verengt werden und dadurch den Diffusionstransport kaum beeinflussen. Im Bereich höherer Luftfeuchten nimmt allerdings die Feuchtetransportleistung mit der einsetzenden Kapillarkondensation deutlich zu.

### Hygrische Längenänderungen

Grundsätzlich wird zwischen einer Längenänderung im hygrokopischen und im überhygrokopischen Feuchtebereich unterschieden. Zur Messung dieser Längenänderungen am Postaer Sandstein der Varietät Mühlleite wurden in [104] verschiedene Messverfahren angewendet, deren Ergebnisse in diesem Abschnitt kurz wiedergegeben werden.

Die experimentelle Bestimmung der Längenänderungen im hygrokopischen Bereich, die sich durch die adsorptive Feuchtaufnahme (Quellen) bzw. desorptive Feuchteabgabe (Schwinden) ergeben, erfolgte gemäß dem Verfahren nach Möller [101]. Dabei wurden je Schichtorientierung fünf Probekörper (Prismen mit den Abmessungen  $20 \times 20 \times 160 \text{ mm}^3$ ) in Klimaboxen mit definierten Temperatur- und Feuchtebedingungen gelagert und die sich dabei einstellenden Massen- und Volumenänderungen erfasst. Insbesondere aus den gemessenen Probenlängen ergibt sich durch einen festgelegten Bezugswert (Probenlänge bei 65 % r. F.) die hygrische Dehnung in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte. Die Abbildung A-3.5 zeigt das Ergebnis dieser Sorptionsversuche für das hygrische Dehnverhalten des Postaer Sandsteins der Varietät Mühlleite senkrecht zur Schichtorientierung.

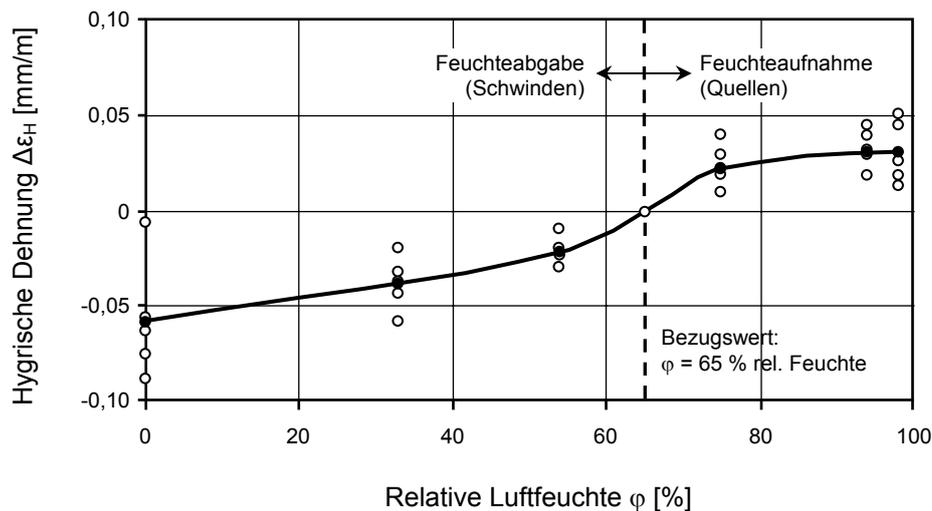


Abb. A-3.5: Messwerte der Sorptionsversuche – hygrische Dehnungen  $\Delta\epsilon_H$  im hygrokopischen Feuchtebereich in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte  $\varphi$  [67]

Deutlich größere Längenänderungen ergeben sich im überhygrokopischen Feuchtebereich durch die kapillare Feuchtaufnahme, wenn der Sandstein in direktem Kontakt mit flüssigem

Wasser steht. In Anlehnung an DIN 52 450 [24] wurden die Probenlängenänderungen bei einer Lagerung unter Wasser in regelmäßigen Abständen gemessen und – entsprechend der Vorgehensweise zur Ermittlung der hygroskopischen Längenänderungen – die Dehnungen in Abhängigkeit der Zeit bestimmt. Für die Durchführung dieser Quellversuche wurden je Schichtungsorientierung fünf Prismen mit den Abmessungen  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  verwendet. Abbildung A-3.6 zeigt exemplarisch die entsprechenden Messwerte für die Verformungen senkrecht zur Schichtung.

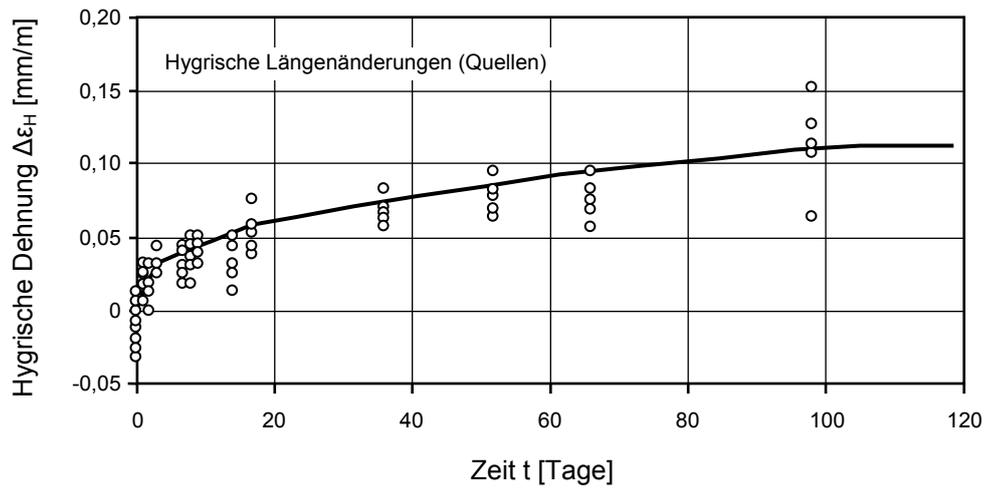


Abb. A-3.6: Messwerte der Quellversuche - hygrische Dehnungen  $\Delta\epsilon_H$  im überhygroskopischen Feuchtebereich in Abhängigkeit von der Zeit t [67]

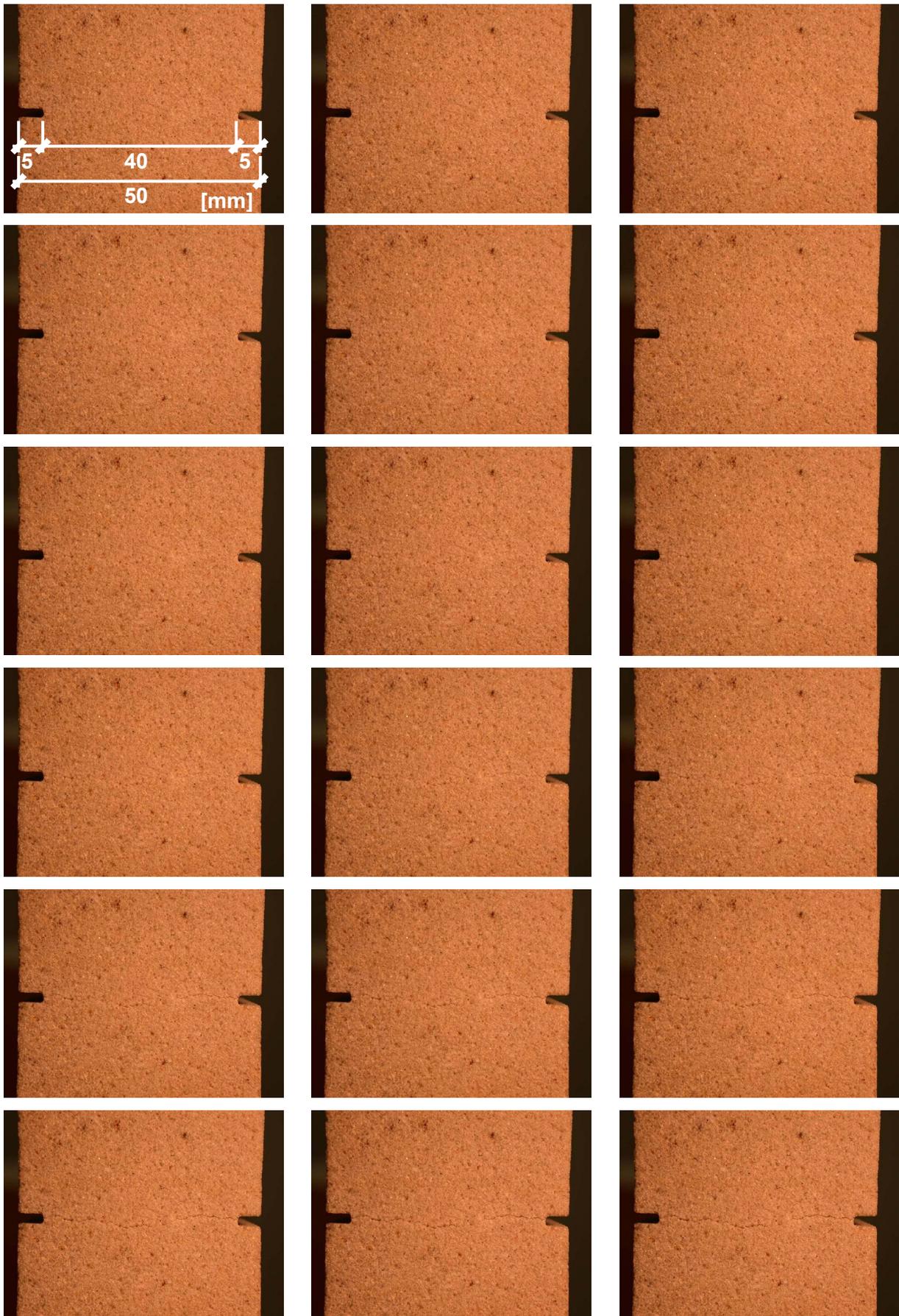


Abb. A-3.7: Durchtrennung eines Prüfkörpers im zentrischen Zugversuch

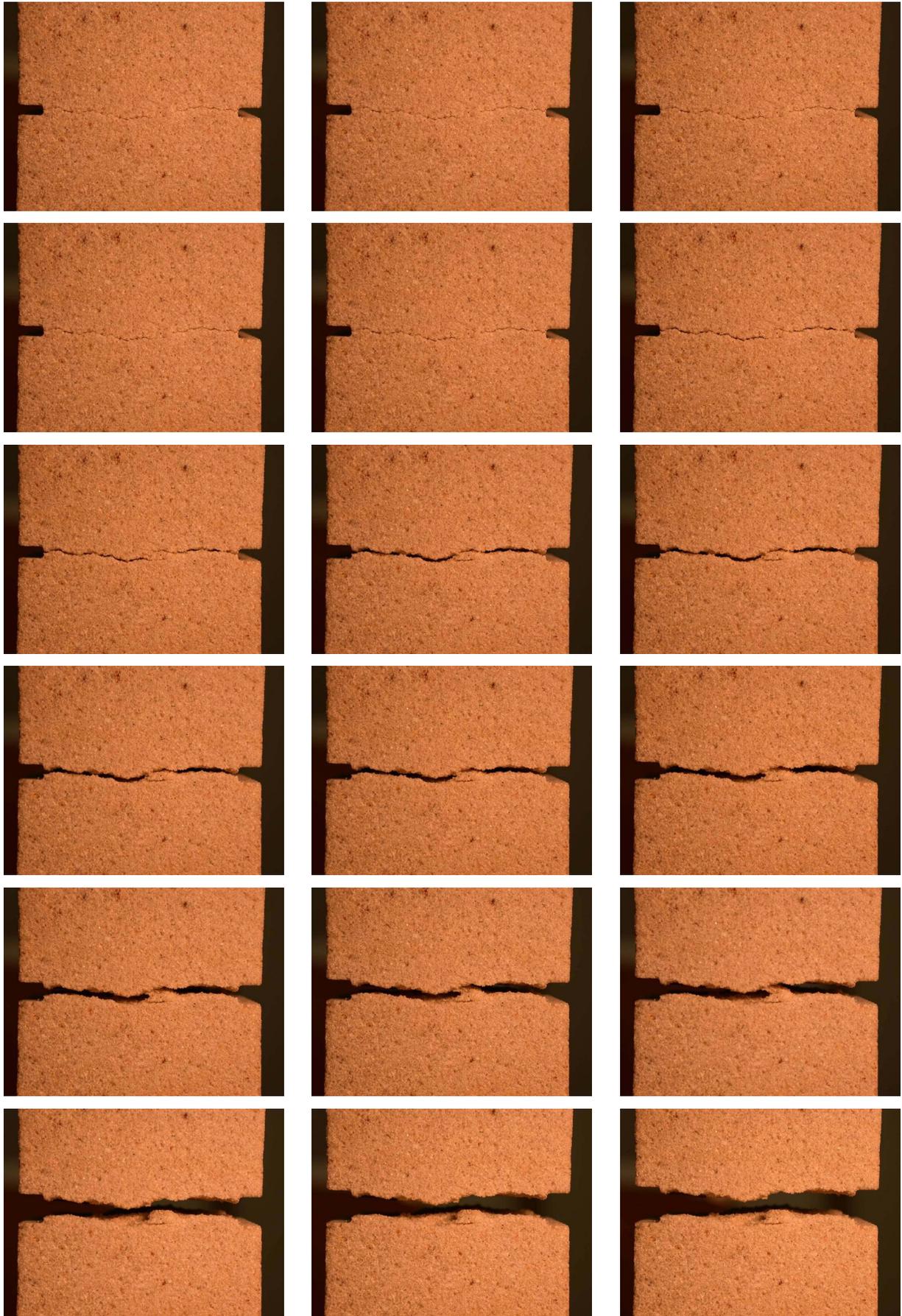


Abb. A-3.7: Durchtrennung eines Prüfkörpers im zentrischen Zugversuch (Fortsetzung)

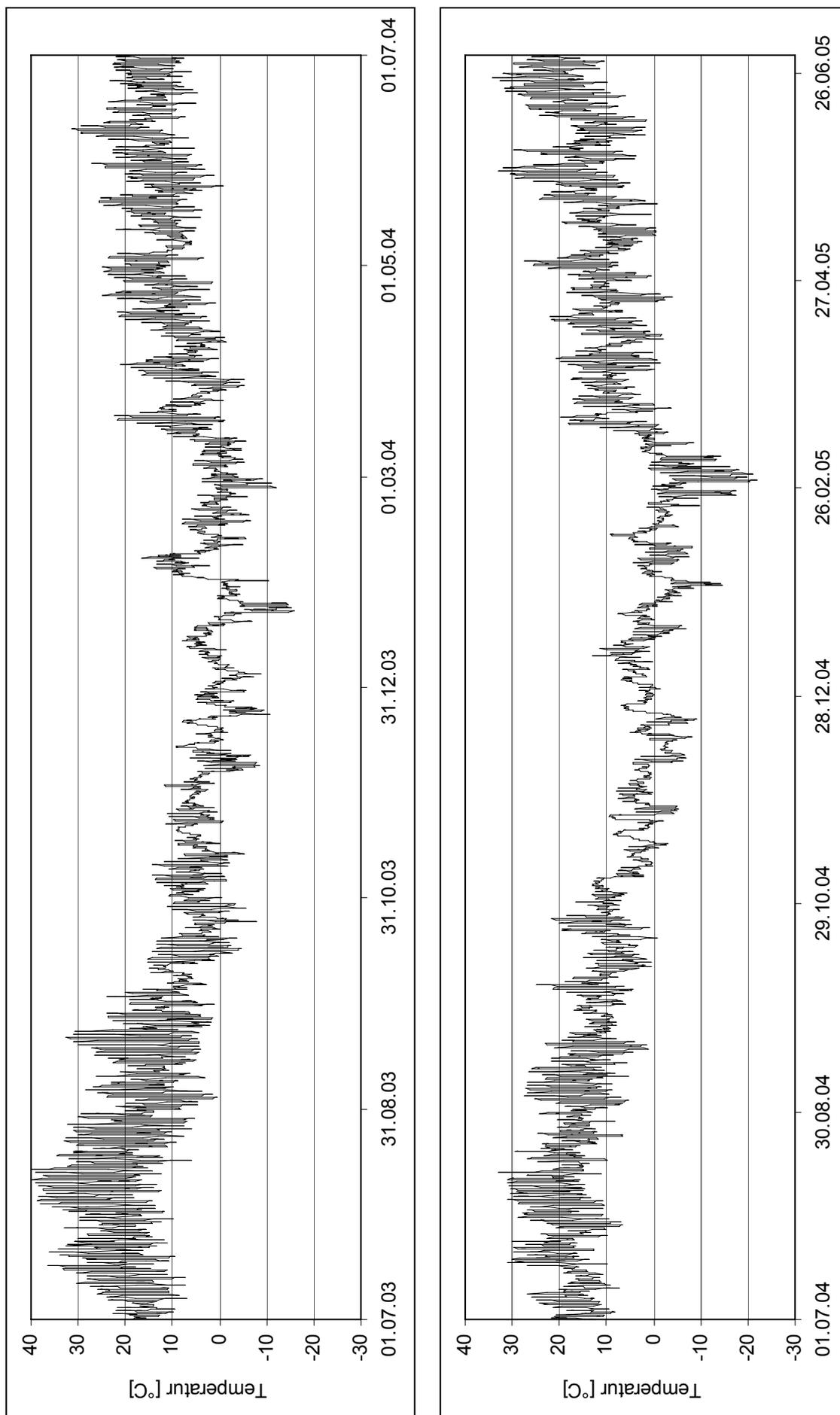


Abb. A-4.1: Verlauf der Temperatur [°C] vom 01.07.03 bis 01.07.04 (oben) und vom 01.07.04 bis 01.07.05 (unten)

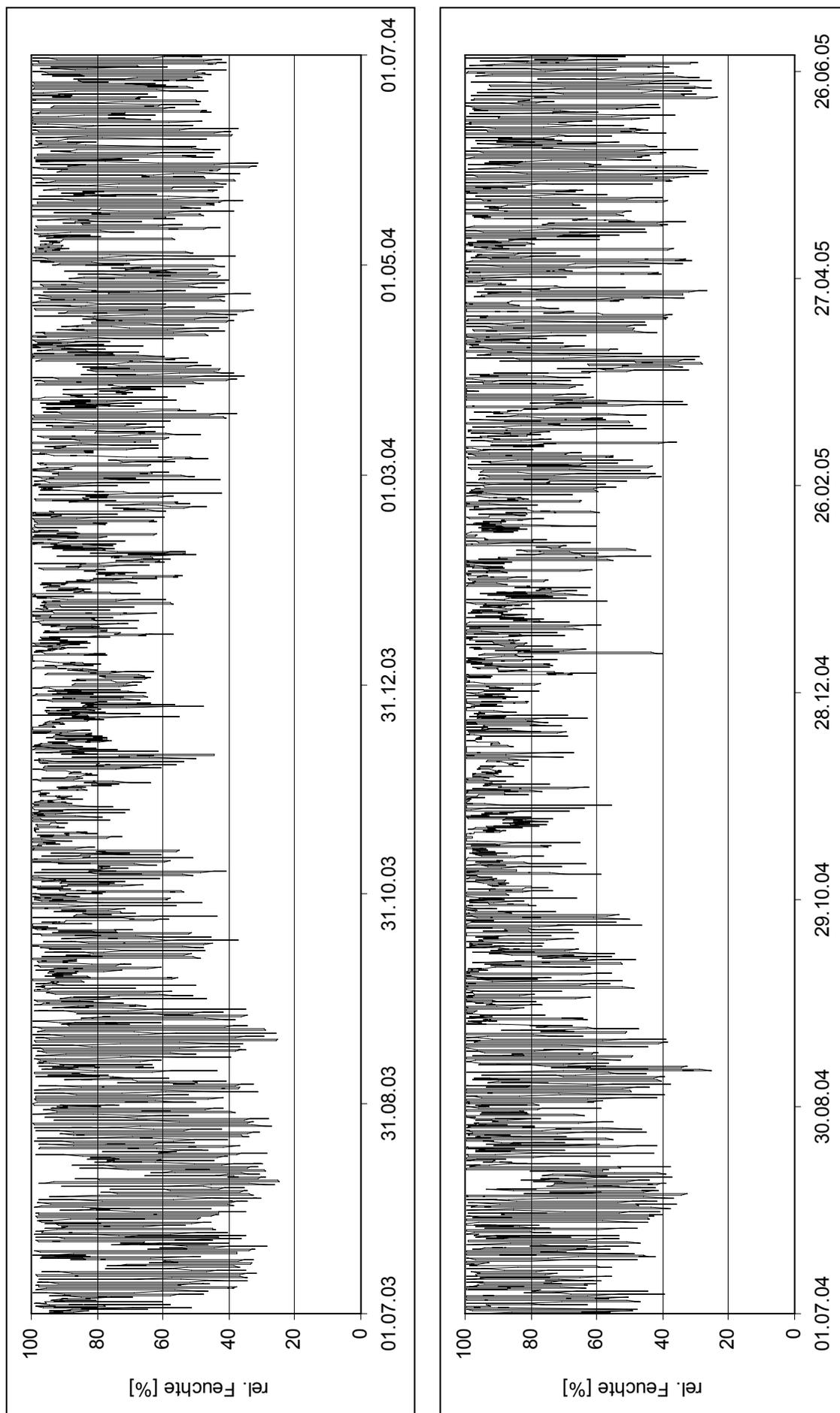


Abb. A-4.2: Verlauf der relativen Luftfeuchte [%] vom 01.07.03 bis 01.07.04 (oben) und vom 01.07.04 bis 01.07.05 (unten)

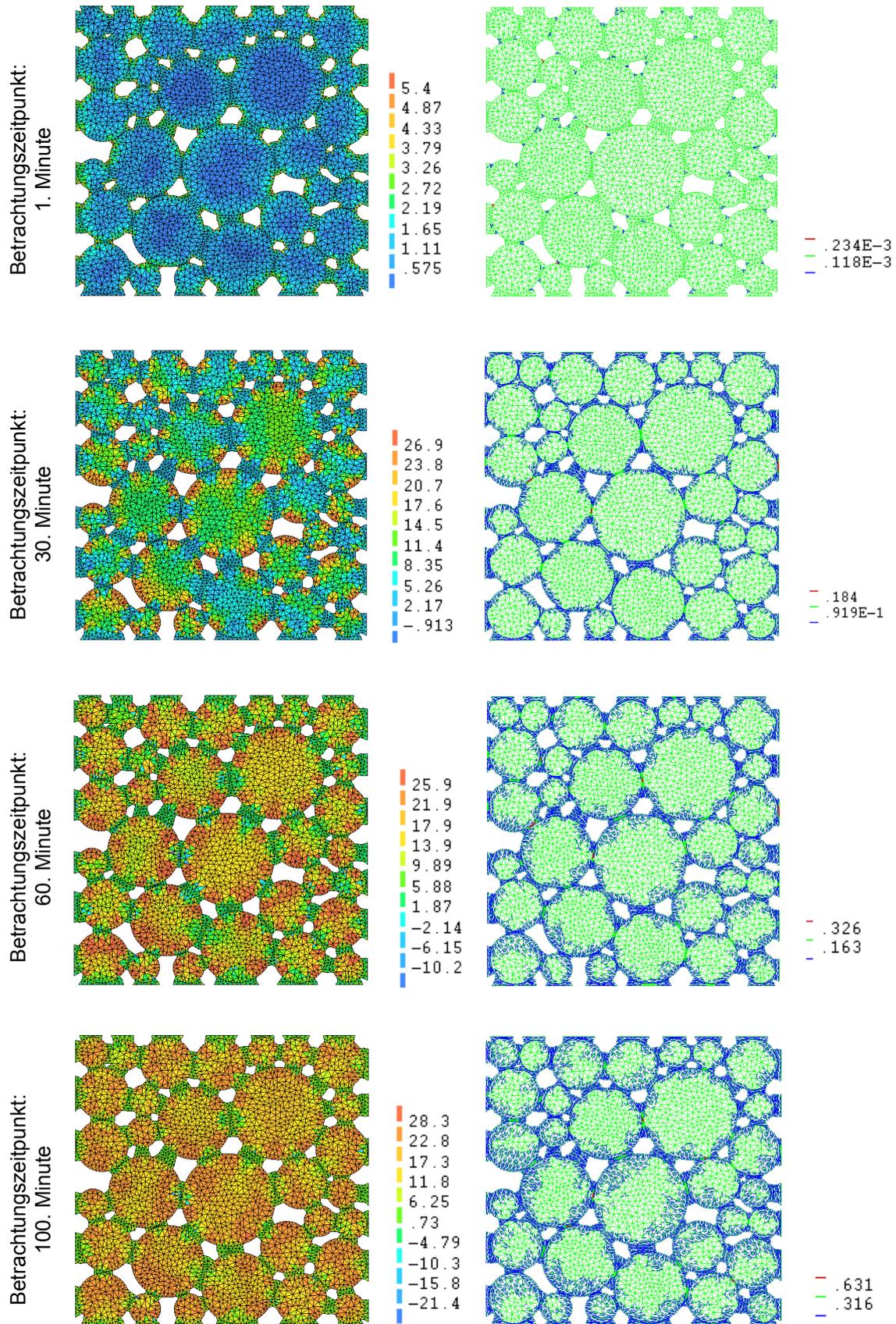


Abb. A-4.3: Entwicklung der Hauptzugspannungen  $\sigma_{11}$  [N/mm<sup>2</sup>] (links) und der Rissdehnungen  $\epsilon_{cr}$  [-] infolge einer Eisbildung bei einer Porensättigung von 98 %

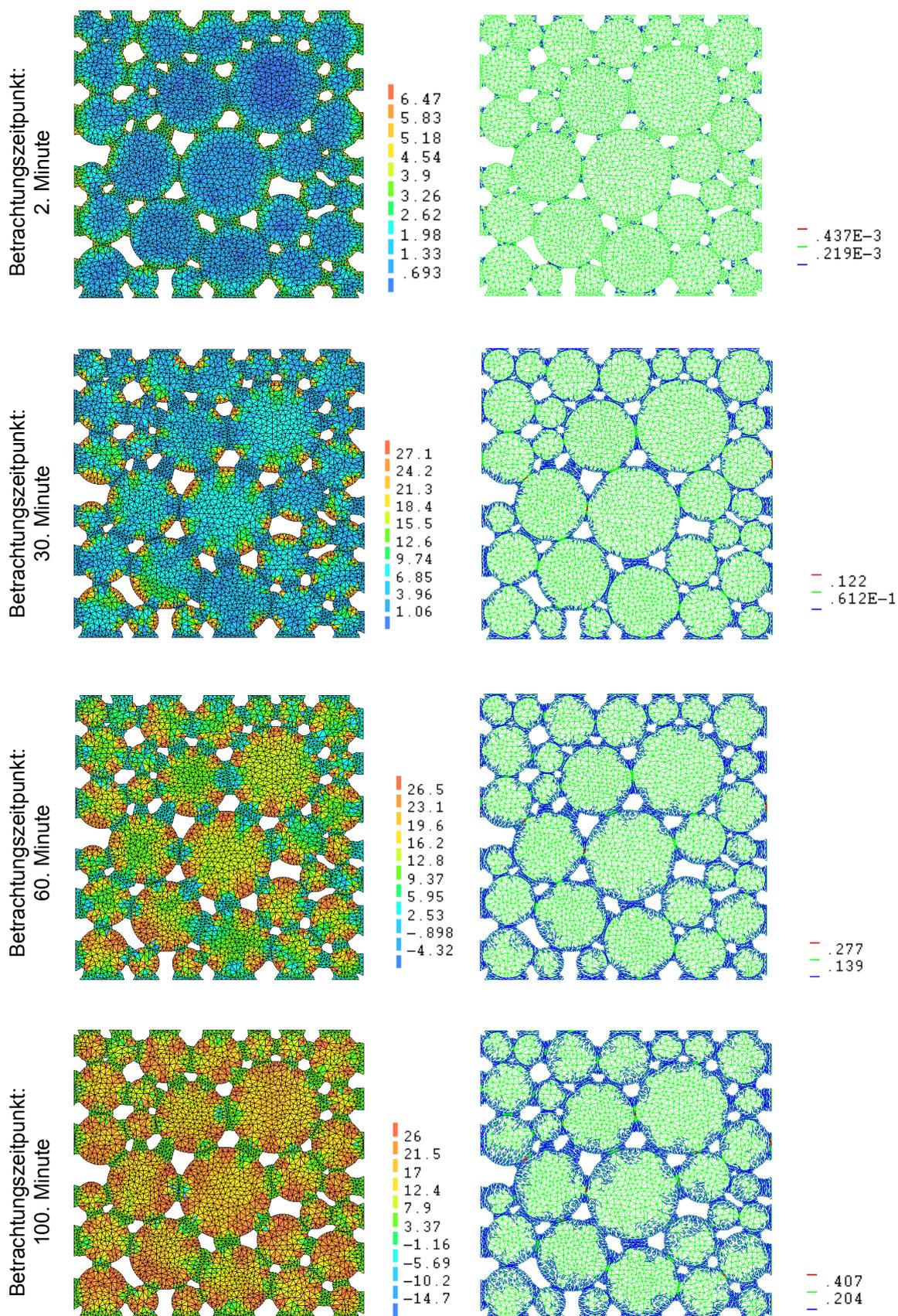


Abb. A-4.4: Entwicklung der Hauptzugspannungen  $\sigma_{11}$  [N/mm<sup>2</sup>] (links) und der Rissdehnungen  $\epsilon_{cr}$  [-] infolge einer Eisbildung bei einer Porensättigung von 96 %

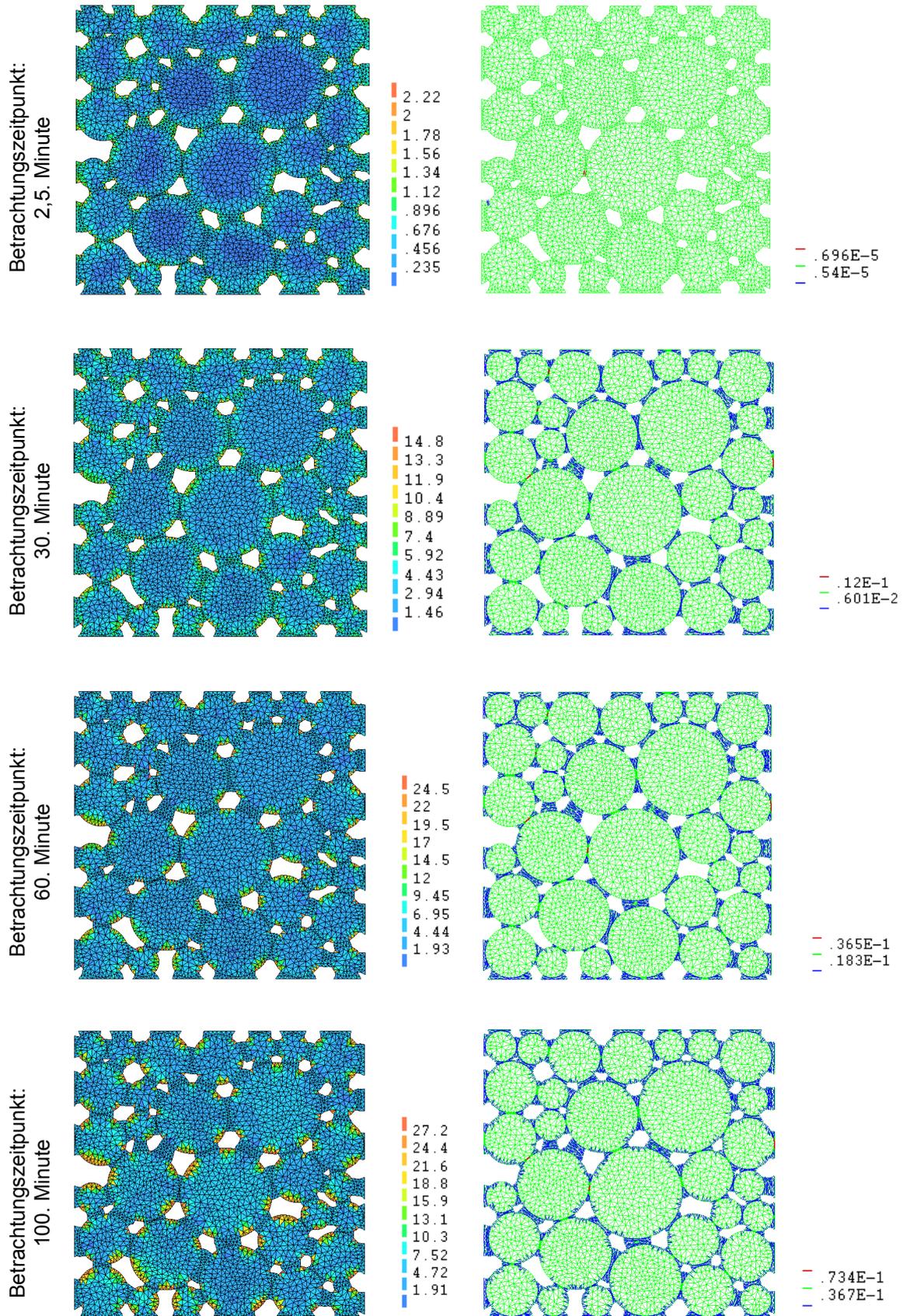


Abb. A-4.5: Entwicklung der Hauptzugspannungen  $\sigma_{11}$  [N/mm<sup>2</sup>] (links) und der Rissdehnungen  $\epsilon_{cr}$  [-] infolge einer Eisbildung bei einer Porensättigung von 92 %

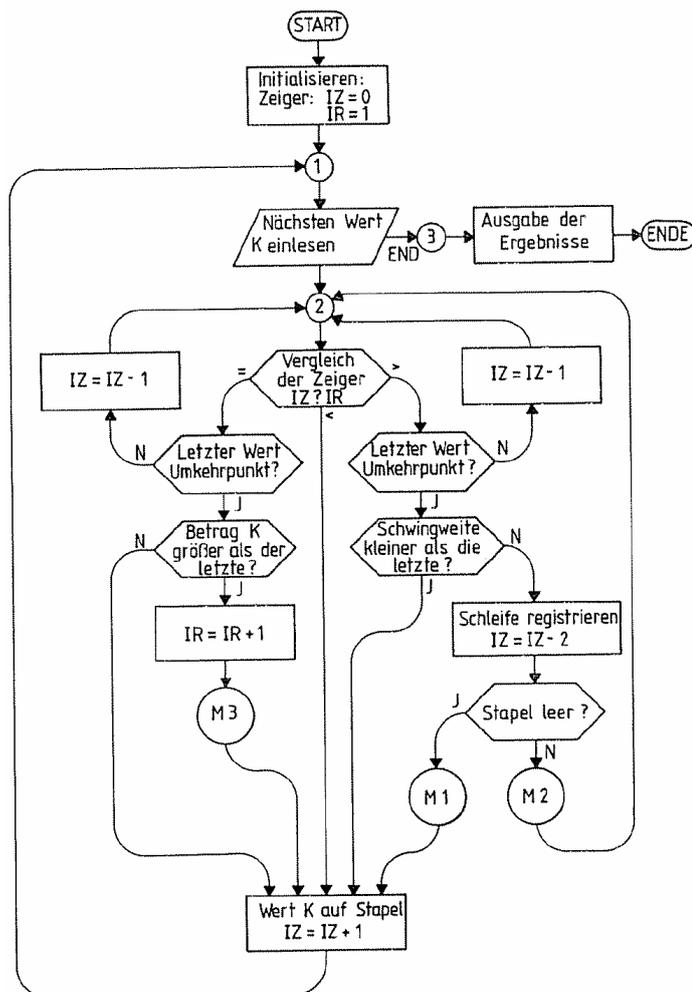


Abb. A-5.1: Ablaufschema des Algorithmus nach [12] zur Auswertung von Beanspruchungs-Zeitverläufen nach dem Rainflow-Zählverfahren

Private Sub CommandButton1\_Click()

Const UK = 0 '
 Const OK = 16 ' \*5 = 80
 Const max = 8759 'Anzahl der Einträge

Dim RES(1 To OK - UK + 1)
 Dim HYMAT(UK To OK, UK To OK)

n = 1
 IR = 1
 IZ = 0

'-----

1: K = Cells(n, 1) / 5

'-----

```

2: If IZ > IR Then
    I = RES(IZ - 1)
    J = RES(IZ)
    If ((K - J) * (J - I) >= 0) Then
        IZ = IZ - 1
        GoTo 2
    ElseIf (Abs(K - J) >= Abs(J - I)) Then
        HYMAT(J, I) = HYMAT(J, I) + 1
        IZ = IZ - 2
        GoTo 2
    End If
ElseIf (IZ = IR) Then
    J = RES(IZ)
    If ((K - J) * J >= 0) Then
        IZ = IZ - 1
        GoTo 2
    ElseIf (Abs(K) > Abs(J)) Then
        IR = IR + 1
    End If
End If
IZ = IZ + 1
If IZ <= OK - UK + 1 Then
    RES(IZ) = K
End If
n = n + 1
If n < max Then GoTo 1

```

-----

```

For I = 1 To OK - UK + 1
    If RES(I) <> leer Then
        Cells(22, 3 + I).Value = RES(I) * 5
    Else
        Cells(22, 3 + I).Value = 0
    End If
Next I

```

-----

```

For I = UK To OK
    For J = UK To OK
        Y = 27 + I
        X = 4 + J
        Cells(Y, X).Select
        If HYMAT(I, J) = leer Then
            Cells(Y, X).Value = 0
            Cells(Y, X).Font.ColorIndex = 15
        Else
            Cells(Y, X).Value = HYMAT(I, J)
            Cells(Y, X).Font.ColorIndex = 3
        End If
    Next J
Next I
End Sub

```

Abb. A-5.2: VBA-Programm des Algorithmus nach Abbildung A-5.1

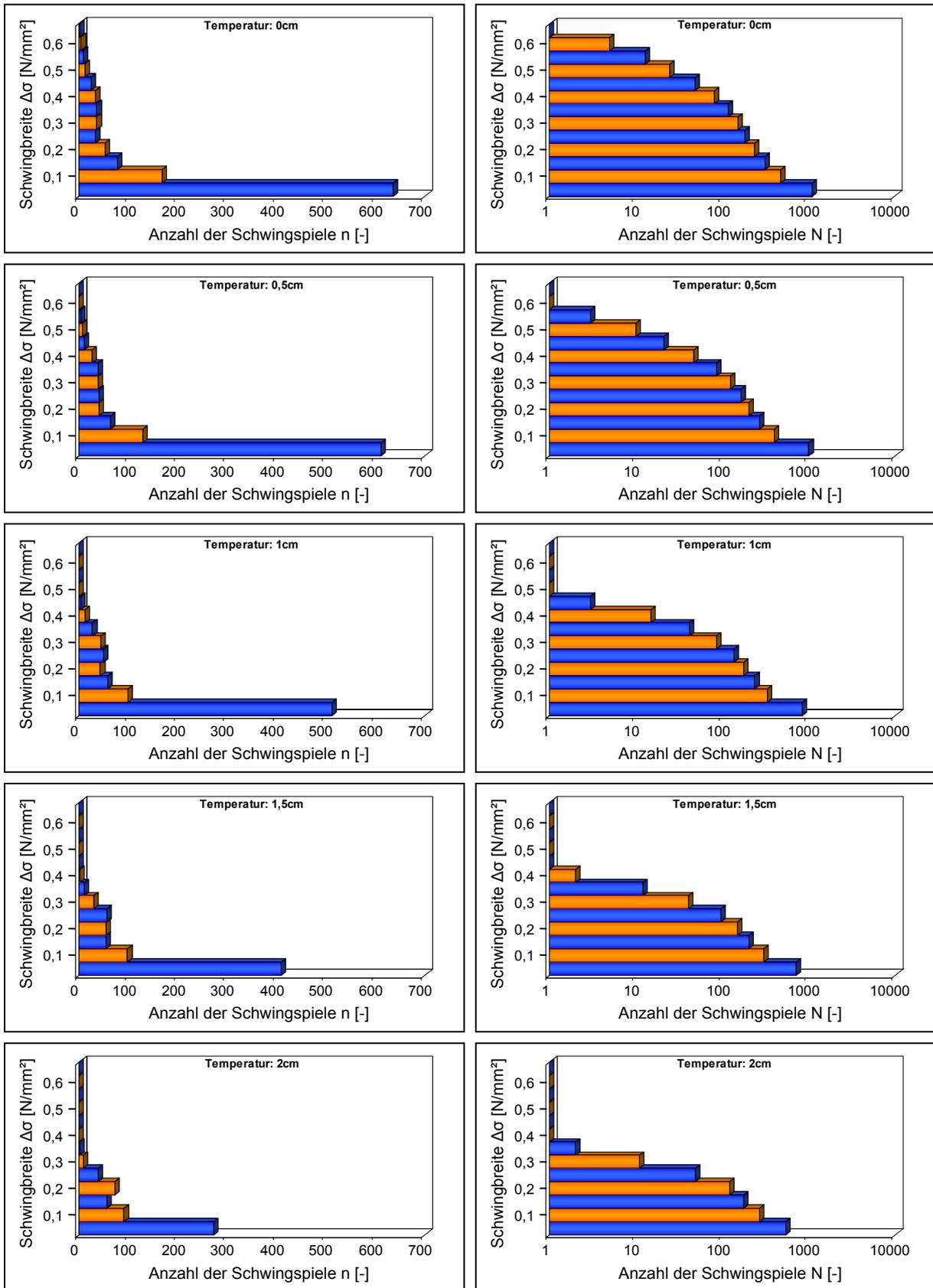


Abb. A-5.3: Stufendiagramme (links) und Spannungskollektive (rechts) der Beanspruchungen in-  
folge thermischer Einwirkungen in unterschiedlichen Gesteinstiefen

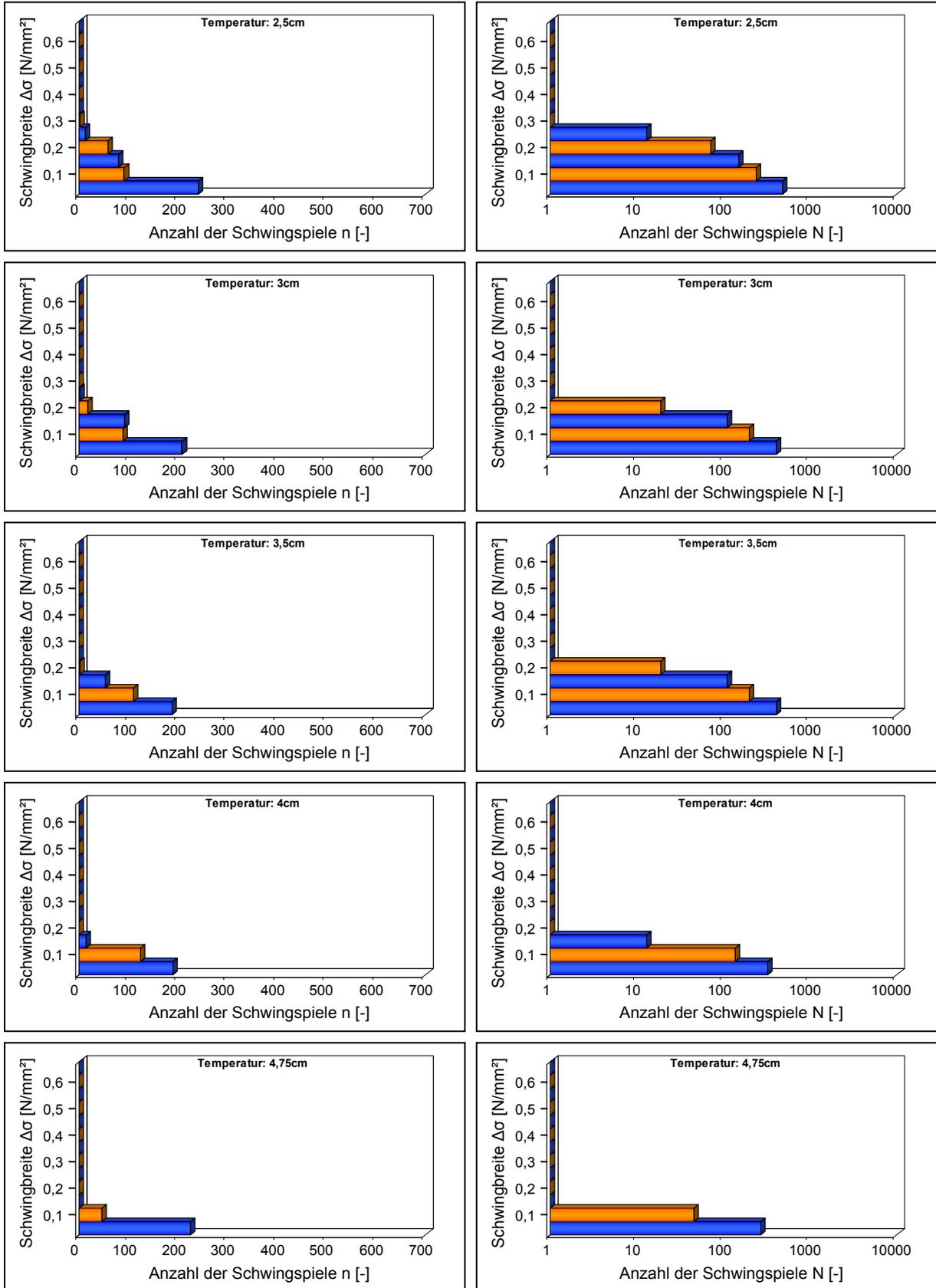


Abb. A-5.4: Stufendiagramme (links) und Spannungskollektive (rechts) der Beanspruchungen in-  
folge thermischer Einwirkungen in unterschiedlichen Gesteinstiefen

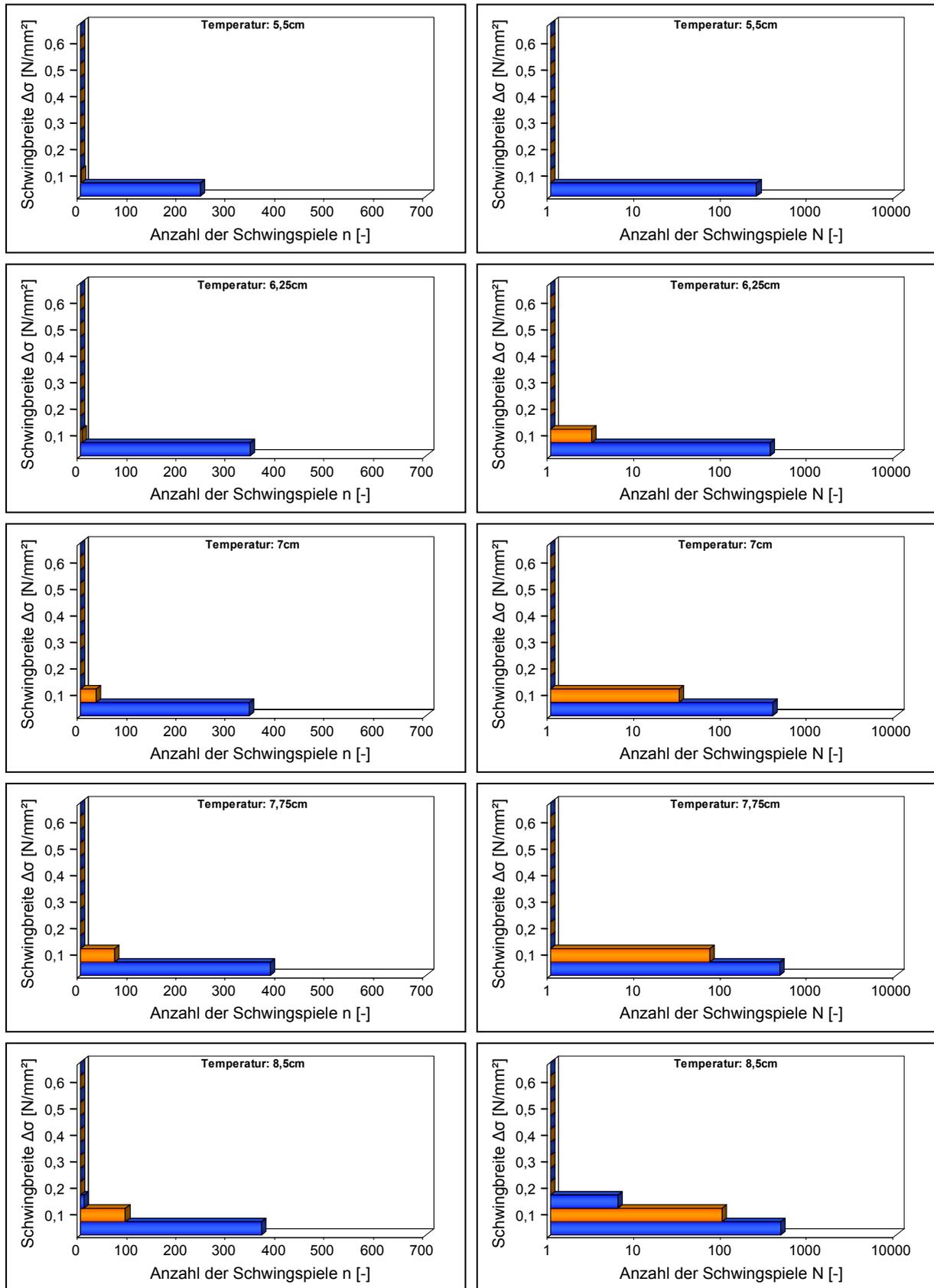


Abb. A-5.5: Stufendiagramme (links) und Spannungskollektive (rechts) der Beanspruchungen in-  
folge thermischer Einwirkungen in unterschiedlichen Gesteinstiefen

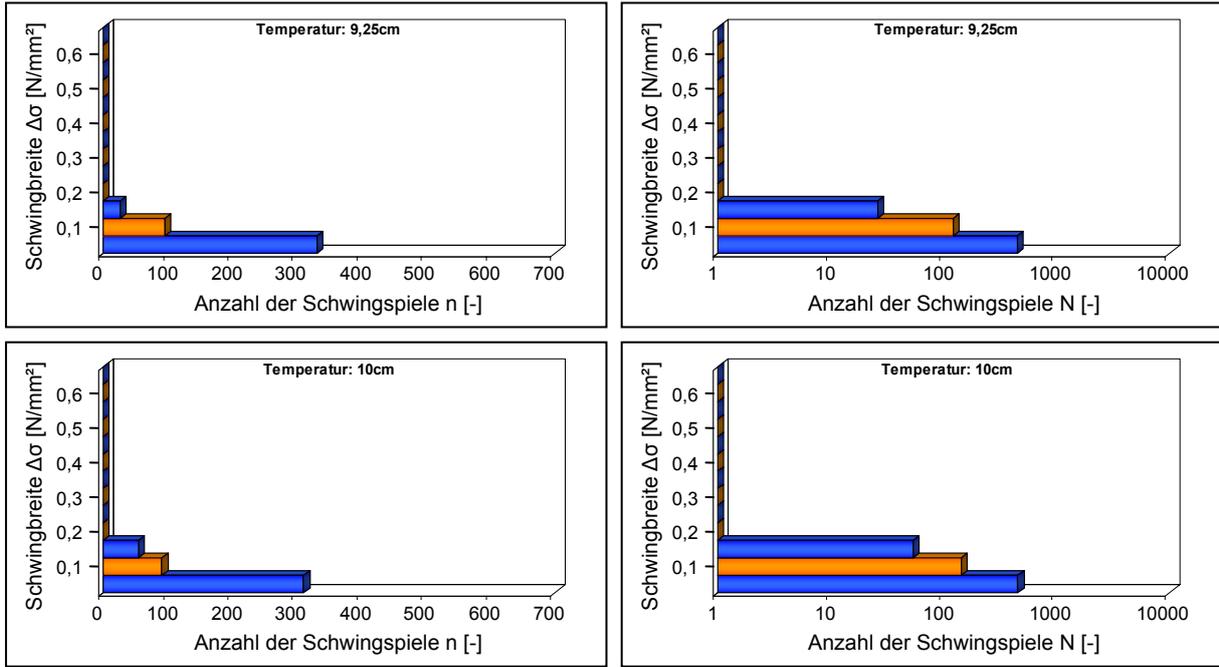


Abb. A-5.6: Stufendiagramme (links) und Spannungskollektive (rechts) der Beanspruchungen infolge thermischer Einwirkungen in unterschiedlichen Gesteinstiefen

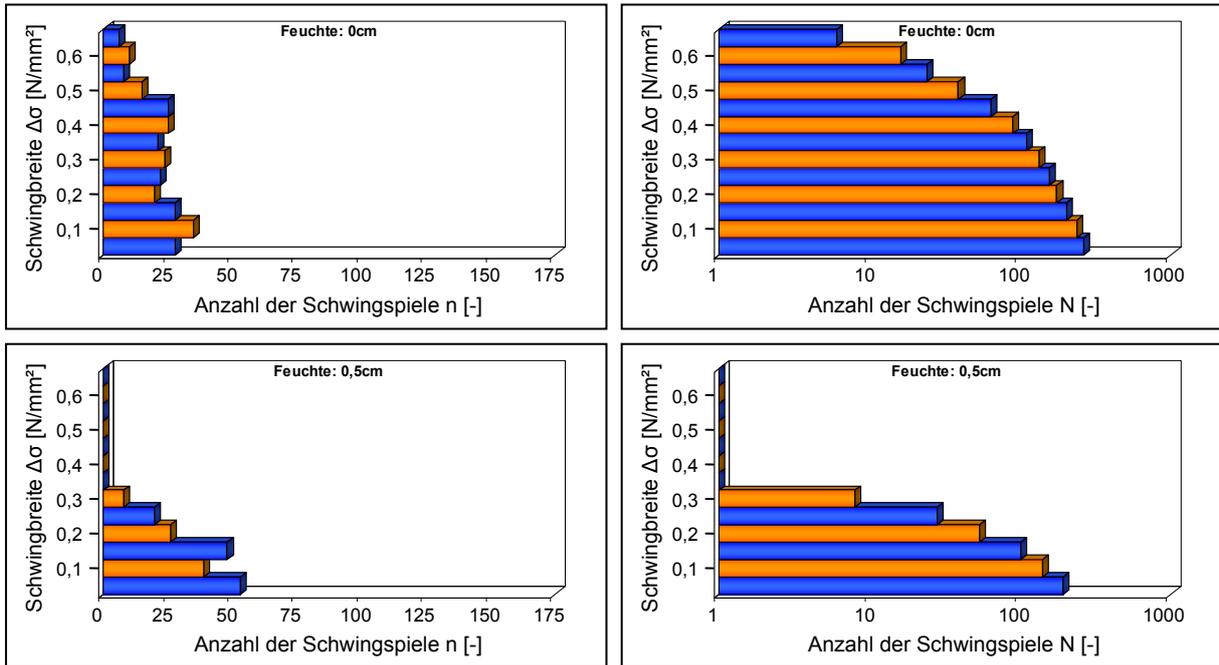


Abb. A-5.7: Stufendiagramme (links) und Spannungskollektive (rechts) der Beanspruchungen infolge hygrischer Einwirkungen in unterschiedlichen Gesteinstiefen

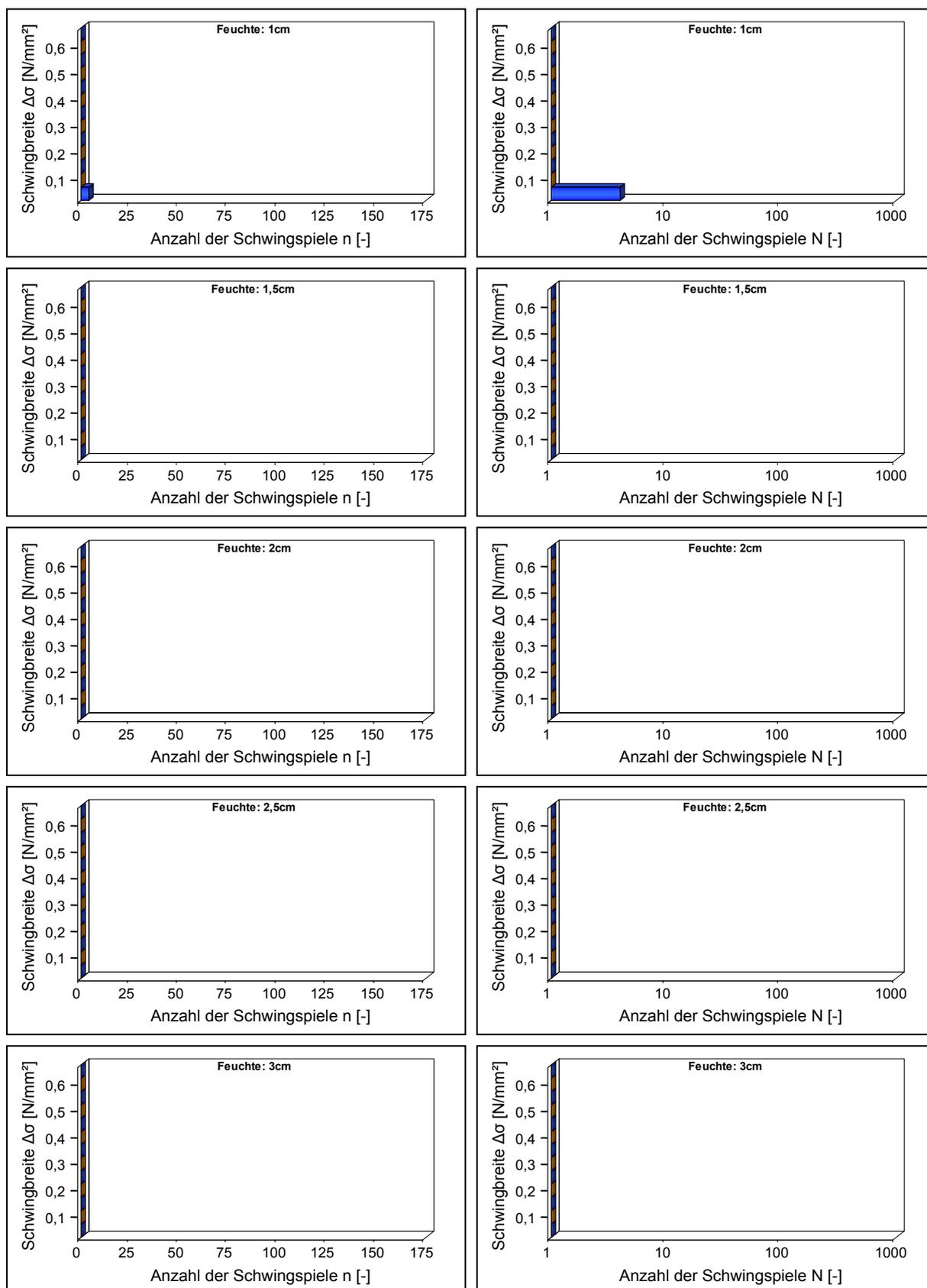


Abb. A-5.8: Stufendiagramme (links) und Spannungskollektive (rechts) der Beanspruchungen in-  
folge hygrischer Einwirkungen in unterschiedlichen Gesteinstiefen

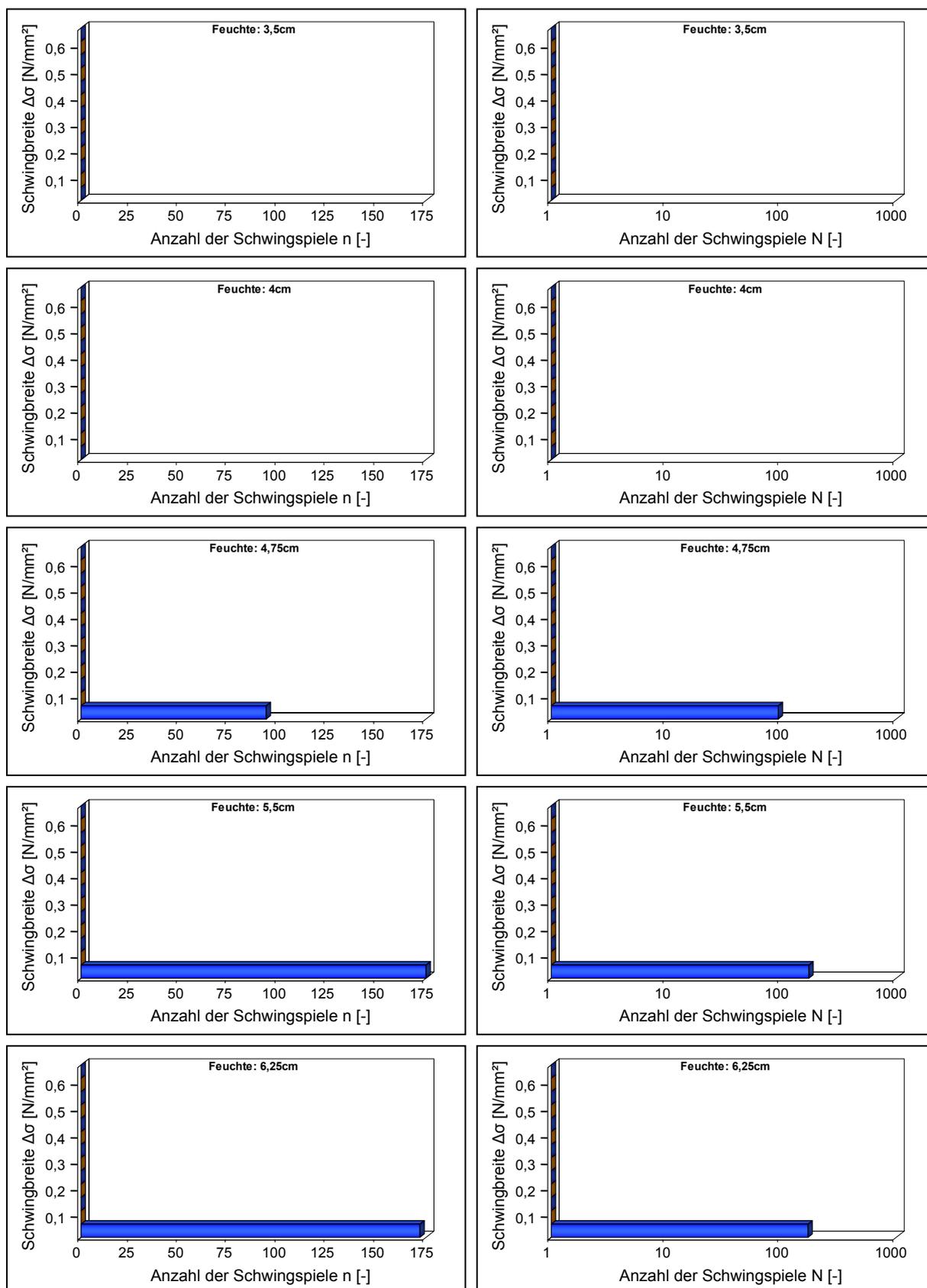


Abb. A-5.9: Stufendiagramme (links) und Spannungskollektive (rechts) der Beanspruchungen in Folge hygrischer Einwirkungen in unterschiedlichen Gesteinstiefen

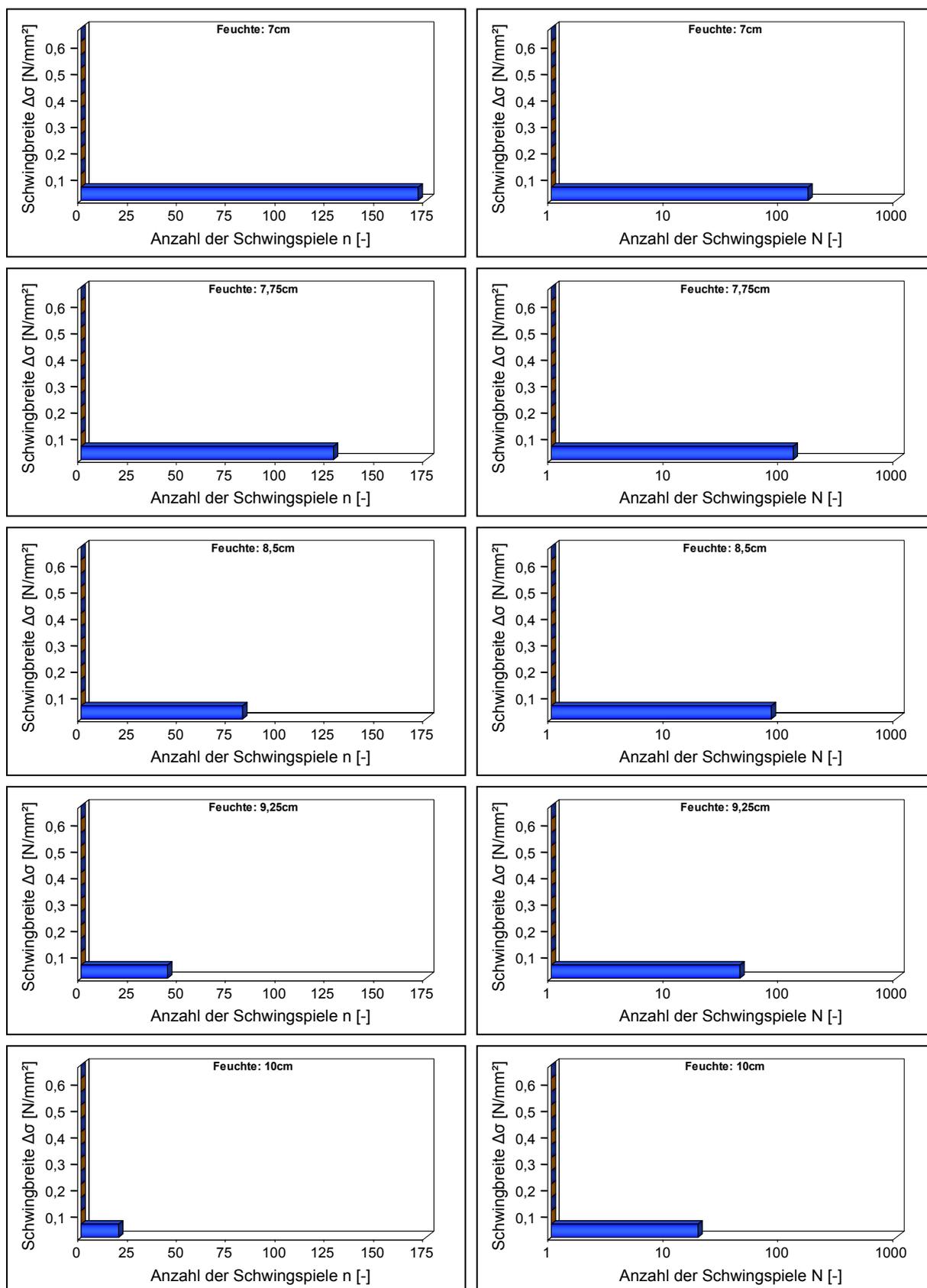


Abb. A-5.10: Stufendiagramme (links) und Spannungskollektive (rechts) der Beanspruchungen in-  
folge hygrischer Einwirkungen in unterschiedlichen Gesteinstiefen