

StoneMon Echtzeitmonitoring von Rissbildung in Naturstein
durch umweltbedingte Spannungszustände

DBU AZ 32483

Verfasser:

Prof. Dr. M. Krautblatter

Dipl. Geogr. A. Voigtländer

Dr.Ing. Klaus Weraneck

Kooperation von

Technische Universität München

Professur für Hangbewegungen

Lehrstuhl für Messsystem- und Sensortechnik

Technische Hochschule Köln

Institut für Baustoffe, Geotechnik, Verkehr und Wasser



**Technology
Arts Sciences
TH Köln**

Projektbeginn: 02.10.2015

Laufzeit 18 Monate plus 6 Monate

München, 2018

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung des Berichts.....	4
1. Anlass und Zielsetzung des Projekts.....	5
2. Arbeitsschritte der angewandten Methoden.....	8
2.1 Ermittlung der Standardkennwerte des Burgsandsteins.....	8
2.2 Statische und dynamische Belastungsversuche in der Klimakammer.....	9
2.3 Entwicklung der Glasfasertechnik für Temperatur- und Dehnungsüberwachung in Naturstein	12
2.4 Anpassung der Geoelektrik an nicht-invasive Feuchtebeobachtung	15
3. Ergebnisse & Diskussion.....	21
3.1 Standardkennwerte Burgsandstein	21
3.2 Ergebnisse der Langzeitversuche	32
3.3 Ergebnisse zur Weiterentwicklung der Nutzung der Glasfasertechnik für Naturstein ...	39
3.4 Ergebnisse zur nicht-invasiven Anpassung der Geoelektrik	45
4. Projekt-Diskussion.....	50
5. Fazit	52
Literaturangaben	53

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Wurzelsdorfer Burgsandsteinblock mit besitzanzeigender Markierung der Technischen Universität München (TUM).	7
Abbildung 2: Probekörper-Abmaß, erwartetes Spannungsfeld im Versuchsaufbau und Dehnungsmessstreifen (DMS)-Position.	9
Abbildung 3: Versuchsaufbau statisch.	10
Abbildung 4: Versuchsaufbau dynamisch.	10
Abbildung 5: Dynamischer Belastungsprüfstand.	10
Abbildung 6: Klimakammereinblick auf Versuchsstände mit Proben.	12
Abbildung 7: Aufbau für den 3-Punkt-Biegeversuch.	13
Abbildung 8: Aufbau des Glasfasersensors.	14
Abbildung 9: Positionierung der Sensoren in den Messproben.	15
Abbildung 10: 32 poliger Anschluss des Mehrkernkabels der ABEM (links) kann zu 32 wasserdichten isolierten Einzelkabeln umgebaut (Mitte) und mit einzelnen Krokodilklemmen an die Elektroden, die einzeln angesteuert werden können, angeschlossen werden (rechts).	17
Abbildung 11: Geoelektrik-Messaufbau mittels Klebeelektroden an einem Sandsteingebäude in Oxford, UK. Links die entsprechende Tomographie (O. Sass).	17
Abbildung 12: Elektroden und Sondenanordnung. Maßangaben in [cm]. T: Temperatursonde, F: Feuchtesonde, Reihe1-5: Geoelektrik - Darstellung S. Averdunk.	18
Abbildung 13: Probenblock mit Elektrodenanordnung.	19
Abbildung 14: Probenblock in Kühlbox mit Temperatur und Feuchtesensoranordnung.	19
Abbildung 15: Beispiele von drei Probekörpern mit unterschiedlicher Korngröße von oben fein-mittel bis unten grob.	21
Abbildung 16: Kapillare Wasseraufnahme Volumen/ Zeit.	23
Abbildung 17: Kapillare Wasseraufnahme nach % Sättigung/ log Zeit.	23
Abbildung 18: Druckfestigkeit, Proben 1 -5 im trockenen Zustand, 6-10 im gesättigten Zustand.	25
Abbildung 19: Ultraschallgeschwindigkeiten vs. Druckfestigkeit der gesättigten Proben.	25
Abbildung 20: Biegezugfestigkeiten gesättigt und ungesättigt.	26
Abbildung 21: Biegezugfestigkeiten nach Probenorientierung.	27
Abbildung 22: Datenblatt der Probe 0.2 mit Probenbeschreibung und Testergebnissen.	29
Abbildung 23: Datenblatt der Probe 0.4 mit Probenbeschreibung und Testergebnissen.	30
Abbildung 24: Datenblatt der Probe 1.12 mit Probenbeschreibung und Testergebnissen.	31
Abbildung 25: Klimadaten der Versuchsreihen BS3; Relative Feuchte in der Klimakammer und in Referenzproben.	32
Abbildung 26: Relative Luftfeuchte (%RH) und Temperatur in der Klimakammer über sechs Zyklen hinweg.	33
Abbildung 27: Detailausschnitt von zwei in der Klimakammer simulierten Temperatur- und Feuchtezyklen und die entsprechenden Signale in den Gesteinsproben.	33
Abbildung 28: Dehnungsänderung einer statisch und einer dynamisch belasteten Probe (66 % maximaler Biegezugfestigkeit) überlagert von den Temperaturzyklen.	34
Abbildung 29: Dehnung aufgrund von gestaffelten Laststufen in statischen Versuchen.	35
Abbildung 30: Dehnung aufgrund von gestaffelten Laststufen in dynamischen und im Vergleich zu statischen Versuchen.	35
Abbildung 31: Thermische und dynamische Belastungszyklen.	36
Abbildung 32: Linearer Trend statisch und dynamisch belasteter Proben.	37
Abbildung 33: Bruchverhalten einer dynamisch belasteten Probe nach Erhöhung der Lasten auf 44 %.	37
Abbildung 34: Bruchverhalten zweier dynamisch belasteten Proben nach Erhöhung der Lasten auf 66 %.	38

Abbildung 35: Kalibrierung der Dehnungs-FBGs. In dem relevanten Bereich bis zu 1 N stimmen die gemessenen mit den idealen Werten überein.	39
Abbildung 36: Temperaturzyklus zur Kalibrierung der Sensoranordnung. Die Extremwerte decken den späteren Einsatzbereich ab.	40
Abbildung 37: Wellenlängenverschiebung der Dehnungssensoren.	40
Abbildung 38: Erfasste Wellenlängenverschiebung eines kompletten Aufbaus.	41
Abbildung 39: Dehnungen von vier Messproben während eines Temperaturzyklus.	41
Abbildung 40: Ermittelte Temperatur in einer Messprobe.	42
Abbildung 41: Dehnung, erfasst in einer Messprobe.....	43
Abbildung 42: Messdaten von vier Proben bis zum Bruch. In Grün ist die theoretische Dehnung gezeigt.	43
Abbildung 43: Messergebnisse mittels applizierter Sensoren während der Wassersättigung.	44
Abbildung 44: Messergebnisse mittels integrierter Sensoren während der Wassersättigung.	44
Abbildung 45: Vergleich von Raumlufttemperatur (forcing) mit der Steintemperatur (response).	45
Abbildung 46: Referenzwerte konventioneller Elektroden der Reihe 2.....	46
Abbildung 47: Referenzwerte konventioneller Elektroden der Reihe 4.....	46
Abbildung 48: Messwerte der Klebeelektroden, Reihe 1.....	47
Abbildung 49: Messwerte der Klebeelektroden, Reihe 3.....	47
Abbildung 50: Messwerte der Klebeelektroden, Reihe 5.....	48
Abbildung 51: Der Vergleich des Temperatur-Resistivitätsganges für Klebeelektroden (blau) und konventionelle Elektroden (rot) für eine ungefrorene wassergesättigte Burgsandsteinprobe.....	48
Abbildung 52: Der Vergleich des Temperatur-Resistivitätsganges für Klebeelektroden (blau) und konventionelle Elektroden (rot) für gefrorene wassergesättigte Burgsandsteinprobe.....	49
Abbildung 53: Auftaktreffen StoneMon vor St. Lorenz.	51

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Protokoll der Umweltbedingungen in der Klimakammer.	11
Tabelle 2: Belastungsprotokoll.....	11
Tabelle 3: Messmethoden von Feuchte im Gestein (nach O. Sass).....	16
Tabelle 4: Im Versuchsaufbau verwendete Messgeräte und deren Positionen auf der Probe.	20
Tabelle 5: Materialeigenschaften des Worzelsdorfer Sandsteins.	22
Tabelle 6: Uniaxiale Druckfestigkeit – Schichtung horizontal. * trocken = Trockenschrank, 70 °C für 72 Stunden, gesättigt = Wasserlagerung für 72 Stunden.	24
Tabelle 7: Uniaxiale Druckfestigkeit – Schichtung vertikal. * trocken = Trockenschrank 70 °C für 72 Stunden, gesättigt = Wasserlagerung für 72 Stunden.....	24
Tabelle 8: Biegefestigkeit unter Mittellinienlast nach DIN EN 12372.	26
Tabelle 9: Biegezugfestigkeit der Vorversuche mit DMS, Auflagerabstand 450 mm.	27

Kurzfassung des Berichts

Das StoneMon Projekt hatte als Zielsetzung, eine Machbarkeitsstudie durchzuführen, die nicht-invasive Echtzeitmessungen des Materialzustands und der Verformung unter dem Einfluss umweltbedingter Spannungen an der Sandsteinkirche St. Lorenz ermöglichen würden. Die ausgewählten Methoden eignen sich neben den direkten Messungen auch als Monitoring, um weitere zeitliche Veränderungen aber auch die Effekte der Restaurierungen zu beobachten.

In Standard- und Langzeit-Belastungsversuchen konnte der Einfluss der umweltbedingten Spannungen auf den Burgsandstein aufgezeigt werden. (i) Statische und dynamische Belastungsversuche unter subkritischen Laststufen zeigen Kriechverhalten und dynamischen Bruch bereits bei $\frac{1}{4}$ der maximal kurzfristigen Festigkeiten. Langzeitversuche unter geringen Lasten, ähnlich natürlichen Hangbedingungen oder auch statischer Art in Gebäuden, können dazu beitragen, dieses Verhalten und die untere Grenzspannung für Gesteinsfestigkeit aufzuzeigen. (ii) Langzeitversuche stellen viele Herausforderungen an die Rigorosität des Versuchsaufbaus, der Messtechnik sowie der kontrollierbaren Umweltbedingungen. Für die Überwachung bieten Methoden wie die Glasfasermesstechnik eine Möglichkeit. (iii) Die Überlagerung von verschiedenen Spannungen, in unserem Versuch thermische und mechanische Belastungen, d.h. Verstärkung bei positiven, steigenden Temperaturen und Abschwächen bei niedrigen fallenden Temperaturen, konnten aufgezeigt werden. Dieser additive Effekt umweltbedingter und mechanischer Spannungen ist bedeutsam bei der Betrachtung der Schädigung und Langzeitfestigkeiten des Materials. (iv) Dieser Effekt ist an bereits bestehenden offenen Rissen nicht in dem Maße möglich. Daher ist es wichtig, Messstellen zu identifizieren, an denen sich Spannungen konzentrieren, z.B. unterhalb der Risspitze. Um an St. Lorenz ein entsprechendes Monitoring aufzusetzen, sollte der (lokale) Spannungszustand bzw. statische Analysen miteinbezogen werden sowie die räumliche Auflösung der Umweltbedingungen.

Es wurde gezeigt, dass Messungen und Monitoring von Temperatur und Dehnung mittels FBGs auch im Sandstein möglich sind. Dafür wurde eine Methode und ein Sensoraufbau mittels Glaskapillaren entwickelt, die das Einbringen der Faser in das Material, mit gering-invasiven Eingriff, ermöglicht. (i) Die Dehnung kann an mehreren Messstellen innerhalb eines Glasfaserkabels abgegriffen werden. (ii) Temperaturmessungen erfüllen zwei Ziele: zum einen die Erfassung der Temperatur an sich, zum anderen dienen sie zum Kalibrieren der Dehnungen. (iii) Auch in wassergesättigtem Gestein läuft die Messung. (iv) Einschränkungen bzw. weitere Anpassungen ergeben sich durch die Vorgaben der Denkmalpflege bezüglich der verwendbaren Kleber und Grundierungen, die eine kritische Bedeutung haben, insbesondere im Bezug zu ihren thermischen und hygri-schen Eigenschaften, zum anderen müsste die Verwendbarkeit der Glaskapillare in nicht Quarz dominiertem Material geprüft werden.

Die Eignung der Geoelektrik mit nicht-invasiven Klebeelektroden gegenüber klassischen galvanischen invasiven Elektroden wurde überprüft und Eichwerte für den Burgsandstein aufgestellt. (i) Sehr gut gekoppelte Klebeelektroden können also auf historischen Gebäuden durchaus Schraubenelektroden ersetzen. Dadurch ergeben sich enorme Einsatzmöglichkeiten, denn sie sind komplett nicht-invasiv. (ii) Allerdings sind sie deutlich empfindlicher gegenüber der guten Passung und dem Kontakt mit dem Gestein. (iii) Klebeelektroden können bei positiven Temperaturen identische Ergebnisse zu Schraubenelektroden liefern, bei deutlichen Minusgraden ergeben sich zunehmend stärkere Ankopplungsprobleme. (iv) Wichtig für Feldmessungen sind die sorgfältige Passung der Klebeelektroden, der gleichmäßige Anpressdruck und die konsistente Kontrolle der Ankopplungswerte. Damit kann nun mittels Klebeelektroden die Feuchteverteilung in dem Mauerwerk räumlich und zeitlich aufgezeichnet werden.

1. Anlass und Zielsetzung des Projekts

Kulturgüter wurden häufig aus Stein gebaut um lange Zeiten allen Umständen zu trotzen. Neben anthropogenen Einflüssen sind es umweltbedingte Einflüsse und Spannungen, die mit der Zeit historische Strukturen durch Rissbildung und Materialverlust schädigen. Das StoneMon-Projekt hatte daher als Zielsetzung, eine Machbarkeitsstudie durchzuführen, die nicht-invasive Echtzeitmessungen an der Sandsteinkirche St. Lorenz ermöglichen würde.

Somit kann auch der Materialzustand und seine nachhaltige Entwicklung eingeschätzt werden. Ein erweitertes Verständnis über die Materialdegradation durch umweltbedingte Spannungen soll zu verbesserten Ansätzen in der Restaurierung sowie Konservierung von Gebäuden aus Naturstein führen. Die hier ausgewählten Methoden eignen sich neben den direkten Messungen auch als Monitoring, um weitere Veränderungen aber auch die Effekte der Restaurierungen zu beobachten. Dies könnte zu längeren Intervallen zwischen den Restaurierungen führen sowie nötige Eingriffe deutlicher anzeigen, die zum weiteren Erhalt und der Schonung der Kirche beitragen.

Um das Ziel zu erreichen, wurden folgende Projektziele gesetzt:

- Weiterentwicklung von Mess- und Monitormethoden insbesondere der Glasfasermessmethodik zur Rissbeobachtung im Labor
- Weiterentwicklung von Mess- und Monitormethoden insbesondere der geoelektrischen Tomographie zur Feuchtebeobachtung im Labor/Feld
- Langzeitversuch an Burgsandstein zur Rissentwicklung unter umweltbedingten Einflüssen im Labor

Diese Projektziele basieren auf den Beobachtungen, dass neben anthropogenen Einflüssen, wie Abgasemissionen, Kriegsschäden, Umbauten bis hin zur normalen Nutzung; auch umweltbedingte Einflüsse und Spannungen mit der Zeit historische Strukturen durch Rissbildung und Materialverlust schädigen. Temperaturwechsel, Durchfeuchtung, dynamische Lasten z.B. durch Wind, Schnee und Regen oder auch Bewegungen im Untergrund, wie Vibrationen der U-Bahn und Grundwasserstandwechsel sowie biologische Einflüsse durch Algen, Flechten und Moose beanspruchen das Gestein. In den Materialwissenschaften hat sich insbesondere der Einfluss von Wasser auf das Bruchverhalten von Gesteinen als ein wichtiger Faktor herausgestellt. Die Zusammenwirkung von internen statischen Spannungen, die durch die Form des Gebäudes bestehen und externe, umweltbedingte Spannungen bei gleichzeitigem Vorhandensein von Wasser im Gestein, verändern die Prozesse, die zu Rissbildung und Materialverlust führen. Dieses Zusammenwirken wird als Spannungskorrosion bezeichnet. Darunter werden verschiedene Prozesse auf der mikroskopischen Skale verstanden, die das Material auf der makroskopischen Skale verändern. Diese Prozesse finden bei sogenannter „subkritischer“ Spannung statt, d.h. weit unterhalb der angenommenen maximalen Gesteinsfestigkeit. Über die Annahme dieser subkritischen Materialdegradation wurden Methoden entwickelt und erweitert, die es ermöglichen sollen, den Zustand und die Veränderung von Sandsteinmauerwerk, wie das der St. Lorenz Kirche in Nürnberg, zu erfassen. Das Sandsteinmauerwerk von St. Lorenz weist bereits ein erhebliches Rissbild und Materialdegradation auf, welches durch Befahrungen und Aufzeichnungen der betreuenden Architekten Conn & Giersch dokumentiert wurden. Diese zeigen, dass es an den Fassaden und Türmen der Kirche Unterschiede in der Verwitterung und Beanspruchung mit der Exposition und Höhe gibt. Damit verbunden sind auch die Ausprägungen der umweltbedingten Spannungen durch Windlasten sowie Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel. Durch die Nutzung der Kirche kommt es, gerade in den kälteren Jahreszeiten, durch Aufheizung und Abkühlung des Hauptschiffes und der Seitenschiffe zu Temperatur- und Feuchtigkeitswechseln auch aus dem Inneren des Gebäudes heraus. Um

die Burgsandsteinkirche St. Lorenz in Nürnberg zu erhalten, muss diese perspektivisch und nachhaltig restauriert werden. Jedoch sind kaum Messdaten zur Schadensdetektion und -analyse vorhanden, die Hinweise auf Präventionsstrategien geben könnten. Insbesondere gelten hier rasche Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel im Gestein als kontrollierende Faktoren, die zu Spannungen und Mikrorissbildung führen, die den Gesteinsverband lockern und mit der Zeit die mechanische, statische sowie dynamische Belastbarkeit herabsetzen. Um diese Prozesse im Gestein nachzuvollziehen, ist es notwendig, die Temperatur- und Feuchtigkeitswechsel zeitlich und räumlich zu erfassen sowie die Effekte der subkritischen Spannungen auf das Gefüge nachzuvollziehen.

Im StoneMon-Projekt wurde deshalb insbesondere auf den Einfluss von Durchfeuchtung und Temperaturschwankungen auf die Rissbildung und Materialschwächung unter statischen und dynamischen subkritischen Spannungen/Lasten fokussiert. Da entsprechende Grundlagen zu deren Einfluss auf die Rheologie des Gesteins fehlen, wurden zum einen Materialversuche entwickelt und durchgeführt, zum anderen wurden nicht bzw. minimal-invasive Methoden entwickelt, um das entsprechende Verhalten sowie die Einflussparameter auch in-situ an einem historischen Gebäude wie der St. Lorenzkirche zu quantifizieren.

Die im Rahmen des Projekts entwickelten Methoden und messtechnische Ansätze umfassen Glasfaseroptik und Geoelektrik sowie klassische felsmechanische Versuche. Die entwickelten Messtechniken sollen räumliche und zeitliche Muster der Feuchtigkeits- und Temperaturwechsel sowie Spannungsänderungen in den Natursteinkirchenwänden aufnehmen können. Die felsmechanischen Laborversuche sollen das mechanische Verhalten des Sandsteins unter statischen und dynamischen Lasten sowie unter Umweltbedingungen klären. In Anlehnung an St. Lorenz werden in der Entwicklung der Messmethodik, den Kalibrierungen und den Versuchen, der gleiche Sandstein verwendet, der zum einen in der Kirche verbaut wurde, als auch als Ersatzstein für alle Restaurierungsmaßnahmen eingeplant ist, dem Worzelsdorfer oder auch Burgsandstein. Die Methoden werden in Laboren an Burgsandsteinproben entwickelt um keine weiteren unnötigen Eingriffe an dem Denkmalobjekt durchzuführen. Das Projekt hat sich zum Ziel gesetzt, die Möglichkeiten dieser Methoden zur Messung und zu Überwachungszwecken auszuloten, die z.B. zur Strukturüberwachung an St. Lorenz eingesetzt werden können.

Sandstein

Die Erprobung der entwickelten Methoden an Sandstein ist aus zwei Gründen bedeutend: Erstens sind architektonische und künstlerische Strukturen, wie die St. Lorenz Kirche, aus Sandstein weit verbreitet. Für historische Gebäude wurden und werden für die Restauration, insbesondere lokale und regionale Gesteine verwendet. In der Bundesrepublik sind neben der fränkischen Region viele weitere Regionen durch Sandsteinnutzung geprägt (Eifel, Schwarzwald, Taunus, Sächsische Schweiz) (i.e. McCann, 1998). Zweitens ist die Festigkeit von Sandstein stark durch den Feuchtezustand beeinflusst (Duda and Renner, 2013; Nara et al., 2010). Das Ausmaß des sogenannten „water-weakening“ Effekts auf die granulare Struktur des Sandsteins unter mechanischen und/ oder thermischen Lasten ist dabei nicht geklärt. Mehr noch fehlt ein generelles Verständnis der Reaktionen bzw. progressiven Degradation des Steins aufgrund von statischen und dynamischen Lasten. Diese Lasten sind durch die Baustatik, Umwelteinflüsse oder anthropogen induzierten Schwingungen, z.B. durch U-Bahn oder auch Glockenspiel im Kirchturm, bedingt. Diese Aspekte werden in statischen und dynamischen Langzeitbelastungsversuchen im Klimalabor, somit unter kontrollierten thermischen und hygrischen Bedingungen, an den Sandsteinproben erforscht.

Die Erforschung von umweltbedingten Spannungen im Sandstein weist folgende Anforderungen und Problematiken aus:

- i) Es wird die Messung von Feuchteverteilung und Temperaturgradienten in räumlichen und zeitlichen Dimensionen innerhalb des Materials benötigt,
- ii) dabei müssen die Messmethoden selbst unempfindlich gegenüber den Umweltbedingungen sein, und
- iii) es ist eine nicht-destruktive Messmethode anzuwenden.

Zwei Teilprojekte haben sich daher der Entwicklung und Erprobung von alternativen, nicht destruktiven bzw. minimal-invasiven Methoden zur Messung und Überwachung des Materialzustandes (Dehnungsveränderungen), Temperatur sowie der Feuchteverteilung in Wänden gewidmet.

Um die in diesem Projekt geplanten Versuche an den Baustoff der Kirche zu referenzieren wurde ein Block Worzelsdorfer Burgsandstein bei der Firma GS Schenker in Fürth erworben (**Abbildung 1**). Der Block wurde noch von der Firma Schenker in die vorgegebenen Probekörpermaße geschnitten und in die Labore der Technischen Universität München (TUM) und der Technischen Hochschule Köln (TH Köln) geliefert.



Abbildung 1: Worzelsdorfer Burgsandsteinblock mit besitzanzeigender Markierung der Technischen Universität München (TUM).

2. Arbeitsschritte der angewandten Methoden

Um die Effekte umweltbedingter Spannungen auf das Sandsteinmauerwerk messbar zu machen, war die Charakterisierung des Burgsandsteins grundlegend für das Projekt. Das Gesteinsgefüge und seine bruchmechanischen Eigenschaften und Kennwerte wurden in Standardversuchen ermittelt. Sie stellen die Grundlage für die weiteren Versuche dar (**Abschnitt 2.1**). In Belastungsversuchen wurde das Verhalten des Burgsandsteins auf weitere umweltbedingte Spannungen und Einflüsse untersucht. Ein statischer und dynamischer Versuchsaufbau, der zeitgleich bis zu 20 Probekörper innerhalb der vorhandenen Klimakammer prüfen kann, wurde entwickelt (**Abschnitt 2.2**). In den Langzeitversuchen wurden somit die Rissentwicklung und das Bruchverhalten an den Burgsandsteinproben unter kontrollierten umweltbedingten Einflüssen untersucht. Um die Rissbeobachtung mittels Glasfasermessmethodik auf Naturstein anzuwenden wurde insbesondere die Einbettung und Verklebung der Fasern mit dem Gestein in Laborversuchen erforscht (**Abschnitt 2.3**). In einem weiteren Schritt wurde die Glasfasermesstechnik mit umweltbedingten Spannungen kombiniert, um die Monitoring-Eignung zu prüfen. Dafür wurde die Glasfasermesstechnik auch an den Langzeitproben in Köln erprobt. Die Glasfasermesstechnik fokussiert dabei auf die thermische Komponente der Umweltbedingungen. Um den Beobachtung der Feuchteverteilung hochaufgelöst im Gestein zu ermöglichen, wurden die Mess- und Monitormethoden mittels der geoelektrischen Tomographie weiterentwickelt (**Abschnitt 2.4**). Dafür wurde die invasive Standardmethode, mit eing Bohrten Elektroden mit nicht-invasiven Klebeelektroden verglichen. Auch stellen die Labormessungen Referenz- und Eichwerte der Feldanwendungen dar. In den folgenden Abschnitten werden die einzelnen Arbeitsschritte und die darin angewendeten Methoden vorgestellt.

2.1 Ermittlung der Standardkennwerte des Burgsandsteins

Die Ermittlung von Standardkennwerten des verwendeten Burgsandsteins stellt die Vergleichbarkeit mit bestehenden anderen Studien an zur Restauration verwendeten sowie verbauten Steinen dar. Auch dienen diese Kennwerte zur Einschätzung von Erwartungswerten der Versuche, insbesondere in Bezug auf die Festigkeiten und die Feuchtigkeitsaufnahme. Daher wurde zum einen die Wasseraufnahme über Kapillarwirkung, die Porosität und Rohdichte aufgenommen sowie die Druck- und Biegezugfestigkeiten an Kleinproben ermittelt.

20 zylindrische Kleinproben mit einem Durchmesser von 70 mm und einer Höhe von ~ 70 mm, wurde entsprechend der DIN EN 1926, dem Prüfverfahren für Naturstein-Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit; Deutsche Fassung EN 1926:2006, vorbereitet und geprüft. Jeweils 10 Proben weisen eine horizontale oder vertikale Schichtung auf. Die Prüfachse verläuft somit einmal senkrecht zur erwarteten Anisotropienebene und einmal parallel. Jeweils die Hälfte der Probekörper (je 5 mit vertikaler bzw. horizontaler Schichtung) wurde vor Prüfung mit Wasser gesättigt, die andere Hälfte entsprechend der Norm getrocknet. Dieselben Proben wurden im Vorfeld der destruktiven Prüfung zur „Bestimmung der Wasseraufnahmekoeffizienten infolge Kapillarwirkung“ (DIN EN 1925:1999) und damit einhergehend zu Bestimmung der Rohdichte und Porosität verwendet. Auch wurden die Proben mittels Ultraschall (54 Hz) direkt durchschallt um Anisotropienebenen wie die Schichtung zu charakterisieren.

Zur Bestimmung der Biegefestigkeit unter Mittellinienlast (DIN EN 12372) wurden 20 weitere Kleinproben mit den Abmessungen 80 mm Höhe x 40 mm Breite x 240 mm Länge vorbereitet. Der Auflagerabstand von 200 mm entspricht damit der Norm. Jeweils 10 Proben wurden vor der Prüfung mit Wasser gesättigt, die anderen 10 entsprechend getrocknet.

In Vorversuchen an Probekörpern mit denselben Abmessungen von 100 mm Breite und Höhe x 500 mm Länge, wie in den statischen und dynamischen Langzeit-Belastungsversuchen (**Abbildung 2**), wurden die Biegefestigkeit in Bezug zur Schichtungsorientierung im trockenen Zustand bestimmt. Die Probekörper haben eine ca. 10 mm tiefe, gesägte Nut in der Probenmitte, somit im äußeren Biegeradius, der durch die Mittellinienlast unter Zugspannung steht. Um erste Einschätzungen zum Dehnungsverhalten abzugreifen, wurden die Probekörper mit Dehnungsmessstreifen 2 mm unterhalb dieser Nut versehen.

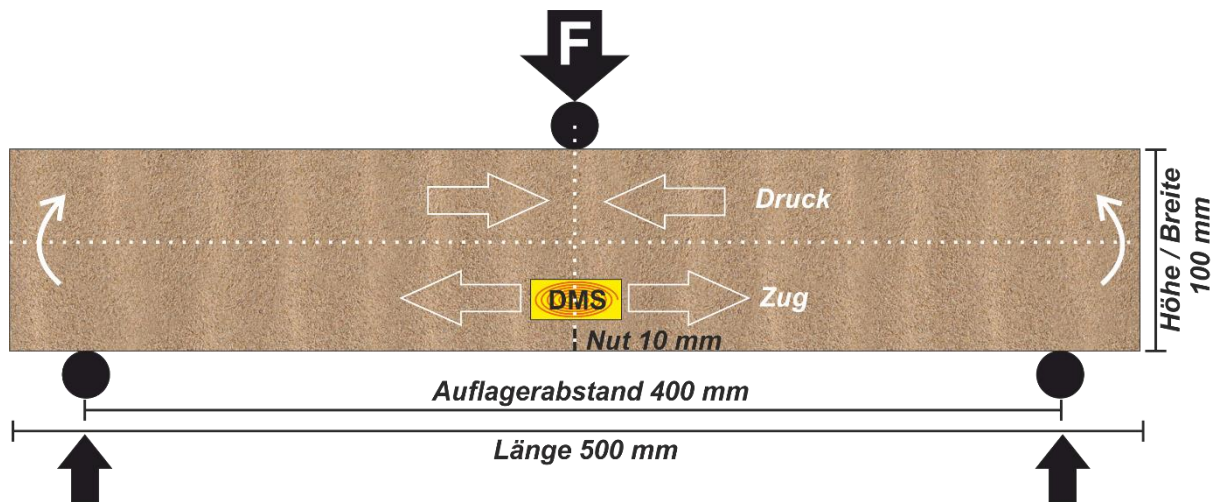


Abbildung 2: Probekörper-Abmaß, erwartetes Spannungsfeld im Versuchsaufbau und Dehnungsmessstreifen (DMS)-Position.

2.2 Statische und dynamische Belastungsversuche in der Klimakammer

Die Langzeit-Belastungsversuche im Labor dienen der Charakterisierung des Verhaltens des Gesteins unter statischer und dynamischer Last sowie unter Umweltbedingungen. Dafür musste ein Versuchstand mit folgenden Anforderungen entwickelt werden:

- i) jeweils bis zu 10 Proben können zeitgleich getestet werden,
- ii) die gleiche Testkonfiguration ist in dynamischen und statischen Belastungen geboten, sowie
- iii) der Versuchstand kann in einer Klimakammer aufgebaut werden.

Mit Hilfe der Zentralwerkstatt Maschinenbau unter Leitung von Thomas Schwan, wurden Drei-Punkt-Biegezug Versuchsstände aus Alu-Modulen als Rahmen gebaut, in denen bis zu 10 Probekörper getestet werden können. Es wurden zwei Versuchsstände mit Totgewichten an einem Auslegerarm gebaut (**Abbildung 3 & 4**). Das ermöglicht einen erhöhten Lasteintrag bei einem geringeren totalen Gewicht. Auch kann durch Verschieben der Position der Gewichte entlang des Auslegerarms der Lasteintrag angepasst werden. Beide Versuchsstände weisen denselben Aufbau zur Probenbelastung auf. Der Unterschied im dynamischen Versuchstand liegt darin, dass die Belastung temporär aufgehoben werden kann (**Abbildung 4**). Dafür wurde eine Nockenwelle mit einem Motorantrieb eingebaut (**Abbildung 5**). Die Nocken sind exzentrisch gebohrte und versetzte Flachzylinder, die den Auslegerarm anheben, somit die Probe entlasten und dann durch die weitere Drehung wieder in einen Belastungszustand bringen (**Abbildung 4**). Die Belastungs- und Entlastungszyklen haben mit 3-4 Umdrehungen/ Minute eine Frequenz von etwa 0,05-0,06 Hz.

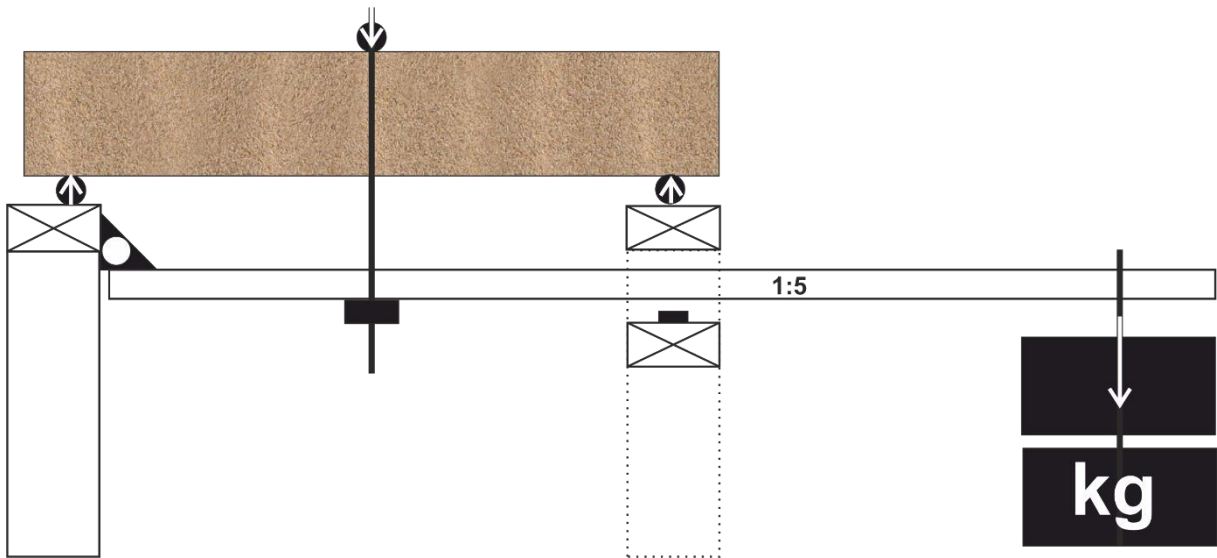


Abbildung 3: Versuchsaufbau statisch.

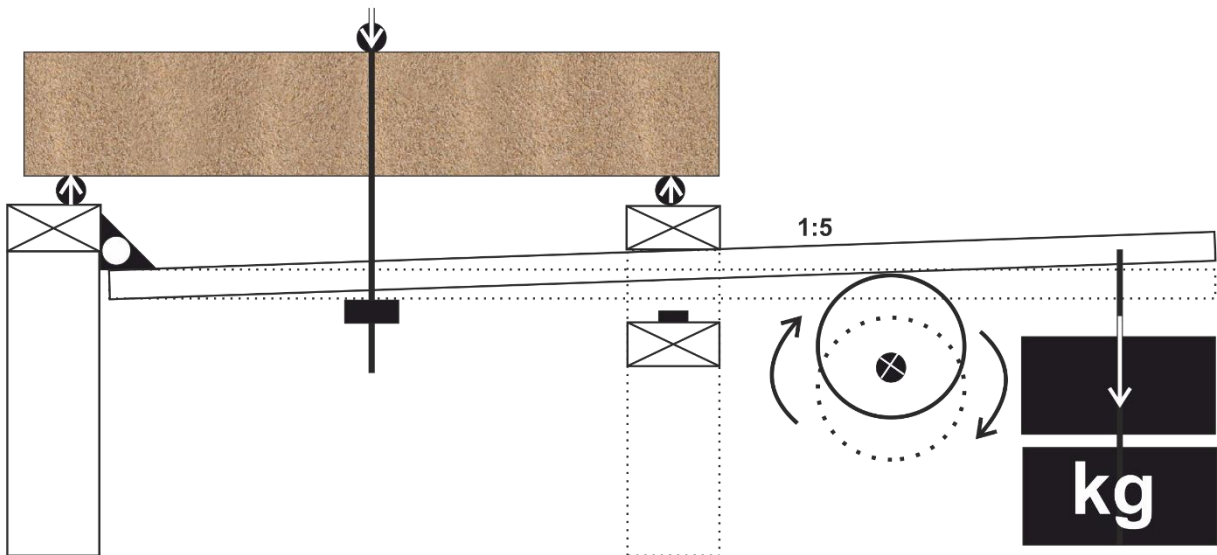


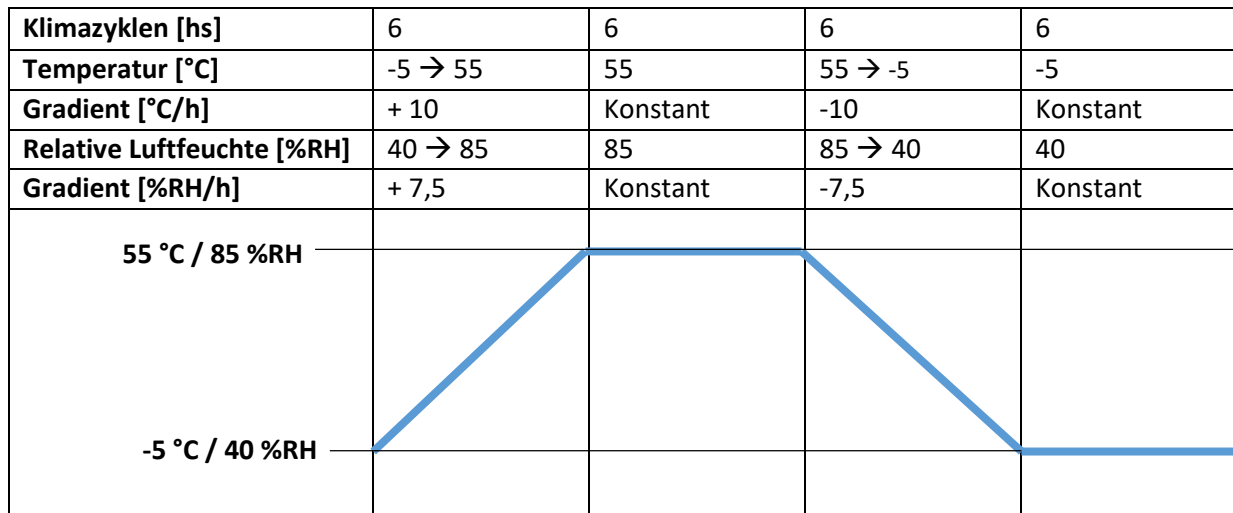
Abbildung 4: Versuchsaufbau dynamisch.



Abbildung 5: Dynamischer Belastungsprüfstand.

Durch den Aufbau der Belastungsversuche in der Klimakammer der TH Köln können realistische Klimabedingungen (Luftfeuchte und Temperatur) über längere Zeiträume simuliert werden. Das Verhalten der Gesteinsproben aufgrund der umweltbedingten Einflüsse und Spannungen kann somit abgeschätzt werden. Das Protokoll der angelegten Umweltbedingungen kann **Tabelle 1** entnommen werden. Temperatur- und Feuchtigkeitsmessungen mittels konventioneller Datalogger stellen eine unabhängige Überprüfung der Bedingungen der Klimakammer dar.

Tabelle 1: Protokoll der Umweltbedingungen in der Klimakammer.



In standardisierten Vorversuchen (**s. Abschnitt 2.1**) wurde die Gesteinsfestigkeit beprobt. Dabei wurde die kurzfristige, maximale und trockene Festigkeit ermittelt. Sie gilt als Grundlage und stellt ein oberes Limit der Festigkeiten dar. Die Vorversuche zeigten eine relativ starke Variation der Festigkeiten mit Ausreißern mit Minimalwerten von 1850 N zu Maximalwerten von 4200 N. Die restlichen Proben weisen mit ca. 90 % einen Mittelwert von 3500 N als maximale Bruchlast auf. Dieser wurde als 100 % für das Versuchsprotokoll angenommen (**Tabelle 2**). Durch die starken Festigkeitsvariationen wurden von einem feinabgestuften Messprotokoll im Laufe der Versuchsreihen abgesehen. Es wurden pro Versuchsreihen jeweils 10 Proben dynamisch bzw. statisch belastet. Davon wurde jeweils die eine Hälfte parallel die andere orthogonal zur Schichtungsorientierung belastet. Die Laststufen wurden von 33 % bis maximal 66 % der angenommenen maximalen Festigkeit von 3500 N, aufgebracht. Referenzproben ohne Belastung jedoch mit eingebohrten Feuchte- und Temperatursensoren ergänzen den Versuchsaufbau.

Tabelle 2: Belastungsprotokoll.

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Statisch					Dynamisch [0.05-0.06 Hz]					Referenz
	Biegezug parallel zur Schichtung										
	Biegezug orthogonal zur Schichtung										
Laststufen [%]	33 → 44 → 66										
Laststufen [N]	1155 → 1540 → 2310										



Abbildung 6: Klimakammereinblick auf Versuchsstände mit Proben.

Alle getesteten Proben wurden in ihrer Beschaffenheit beschrieben und bemessen. Die entsprechenden Daten wurden in Probenkennblättern festgehalten. Die Proben wurden unter Laborbedingungen ($\sim 20\text{ °C}$ / $\sim 60\text{ \%RH}$) gelagert. Um das Dehnungsverhalten zu erfassen wurden die Proben mit klassischen elektrischen Dehnungsmessstreifen (DMS) LY11 (HBM) mit einem Messgitter von 6 mm Länge und einem Widerstand von $120\ \Omega$ ($\pm 0.35\%$) eingesetzt. Bevor die DMS 2 mm unterhalb der Nut der Probe angebracht wurden, wurde dieser Bereich der Probe mit dem Kleber X60 (HBM) grundiert um die Klebefläche homogen abzubinden. Die anschließend geklebten DMS wurden zusätzlich mit einem passenden Silikon (HBM) gegen die Umweltbedingungen lokal abgedichtet. Der Messaufbau basiert auf Wheatstoneschen Messbrücken. Die Vollmessbrücken ermöglichen ein Messen der Veränderung des Widerstandes unabhängig der Temperaturänderungen. Die Daten wurden mittels gestaffelter Spider Data Akquisitionsgeräts (HBM) kontinuierlich mit einer Abtastrate von 1 Hz aufgenommen. Im weiteren Testverlauf wurden auch noch probeweise Glasfasern auf die Proben aufgebracht. Ein Acoustic Emission-Erfassungssystem wurde im Verlauf der Versuche zur weiteren Charakterisierung des Bruchverhaltens hinzugefügt.

2.3 Entwicklung der Glasfasertechnik für Temperatur- und Dehnungsüberwachung in Naturstein

Um den möglichen Einsatz der faseroptischen Messtechnik an der St. Lorenzkirche zu erforschen, wurden die Versuche im Vorfeld unter Laborbedingungen durchgeführt. Das Ziel dieser Experimente war eine Aussage über die Anwendbarkeit von FBGs als Monitoringsystem zu treffen. Hierfür wurden drei Einflussfaktoren separat betrachtet. Thermische Belastungen liegen in verschiedenen Variationen vor. Hier sind als Beispiel die Wechsel der Jahreszeiten, Tag-Nacht-Zyklen oder Aufheizphasen im Winter zu nennen. Für die Nachbildung von Temperaturzyklen wurden Extremwerte von -20 °C und 60 °C gewählt, da die realen Verhältnisse sich in diesem Bereich bewegen. Die zeitliche Dauer beläuft sich bei den Zyklen lediglich auf mehrere Stunden, da in den ersten Versuchen die allgemeine Anwendbarkeit untersucht werden sollte und so auf einen Langzeitversuch verzichtet wurde.

Für die Experimente wurden die Proben zu Beginn für mindestens zwei Stunden in der Klimakammer gelagert und im Anschluss auf 60 °C erhitzt und für mehrere Stunden dieser Temperatur ausgesetzt. Im Anschluss erfolgte eine Abkühlung auf -20 °C und wiederum eine mehrstündige Exposition bei dieser Temperatur. Letztlich wurden die Proben wieder auf Raumtemperatur gebracht.

Als zweiter Einflussfaktor wurde eine mechanische Belastung der Steine untersucht. Diese wurden mittels eines 3-Punkt-Biegeversuchs bis zum Bruch belastet. Die erfassten Dehnungen wurden mit dem mechanischen Modell der Proben verglichen. Der Aufbau für den Bruchtest ist in **Abbildung 7** zu sehen. Mittels einer Schraube wird eine Kraft auf einen Balken aufgebracht, die wiederum als eine Linienkraft auf die Messprobe wirkt. Die Kraft, die auf die Messprobe wirkt, kann mit

$$F = \frac{M}{0,0947 d}$$

berechnet werden (Heurich 2015). Hierbei gibt M das Drehmoment und d den Durchmesser der Schraube an. Die theoretische Dehnung ergibt sich wie folgt:

$$\varepsilon = \frac{3 F L}{2 b h^2 E}$$

Hierin gibt L die Länge der Messprobe, b die Breite, h die Höhe und E den E-Modul der Probe an. Das Drehmoment wurde mittels eines Drehmomentschlüssels in 0,1 Nm-Schritten aufgebracht. Die Belastung wurde jeweils für fünf Minuten konstant gehalten, um den Mittelwert über diesen Bereich zu bilden.

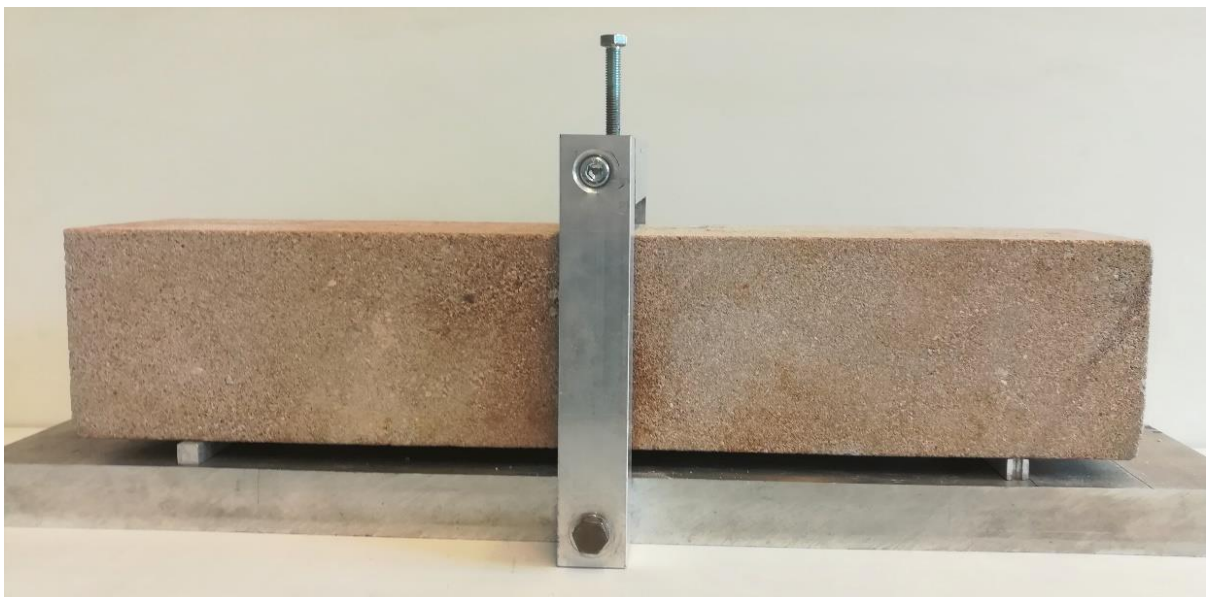


Abbildung 7: Aufbau für den 3-Punkt-Biegeversuch.

Als Letztes wurde die Auswirkung von Feuchtigkeit auf den Sandstein untersucht. Hierfür wurden die Proben für einen Zeitraum von zwei Tagen komplett in Wasser gelagert, da nach diesem Zeitraum von einer vollständigen Sättigung ausgegangen wird. Über den kompletten Bereich wurde mittels FBGs die Dehnung, bedingt durch die zunehmende Sättigung, aufgezeichnet.

Um den Aufbau des integrierten Sensors zu erläutern, werden im Vorfeld die Anforderungen an das Messsystem nochmals geschildert. Der Sensoraufbau soll über mehrere Messstellen zur Temperaturerfassung verfügen, damit Temperaturgradienten in einer Messprobe erfasst

werden können. Da in diesem Fall, wie bei der homogenen Erhöhung der Temperatur, eine Dehnung oder Stauchung im Material induziert wird, wird zwischen zwei Temperaturmessstellen jeweils eine Dehnungsmessung benötigt. Der Dehnungssensor wird wie die Temperatursensoren von einer Temperaturänderung beeinflusst, weswegen dieser Einfluss im Nachhinein mittels der erfassten Temperaturdaten berechnet und kompensiert werden muss. Aus diesem Grund ist es essentiell, dass die Temperatursensoren vollständig von jeglicher Dehnung entkoppelt sind. In **Abbildung 8** ist der Aufbau der Sensoranordnung gezeigt. Die beiden FBGs in den Glaskapillaren sind zusätzlich durch eine Metallkanüle geschützt, die an den Enden zur Befestigung auf die Faser gepresst wird. Dies hat neben dem Schutz der Faser vor mechanischen Belastungen die Aufgabe, zu verhindern, dass das FBG bei der Klebung in die Glaskapillare vom Kleber benetzt wird. Dies würde einen Fehler bei der Messung verursachen, da sich die Sensorantwort erheblich verändert. Die Länge der Glaskapillaren beträgt 30 mm und diese besitzen einen Durchmesser von 4 mm. Der Innenradius beträgt 0,8 mm und bietet somit ausreichend Platz, um die Faser-Metallkanülen-Konstruktion zu befestigen. Die FBGs in der gezeigten Faser haben einen Abstand von jeweils 30 mm, wodurch der dargestellte Sensor eine Gesamtlänge von 90 mm aufweist. Jede weitere Messstelle beinhaltet zwei zusätzliche FBGs für eine Dehnungs- und eine Temperaturmessung. Durch eine solche Erweiterung verlängert sich der Aufbau um 60 mm.

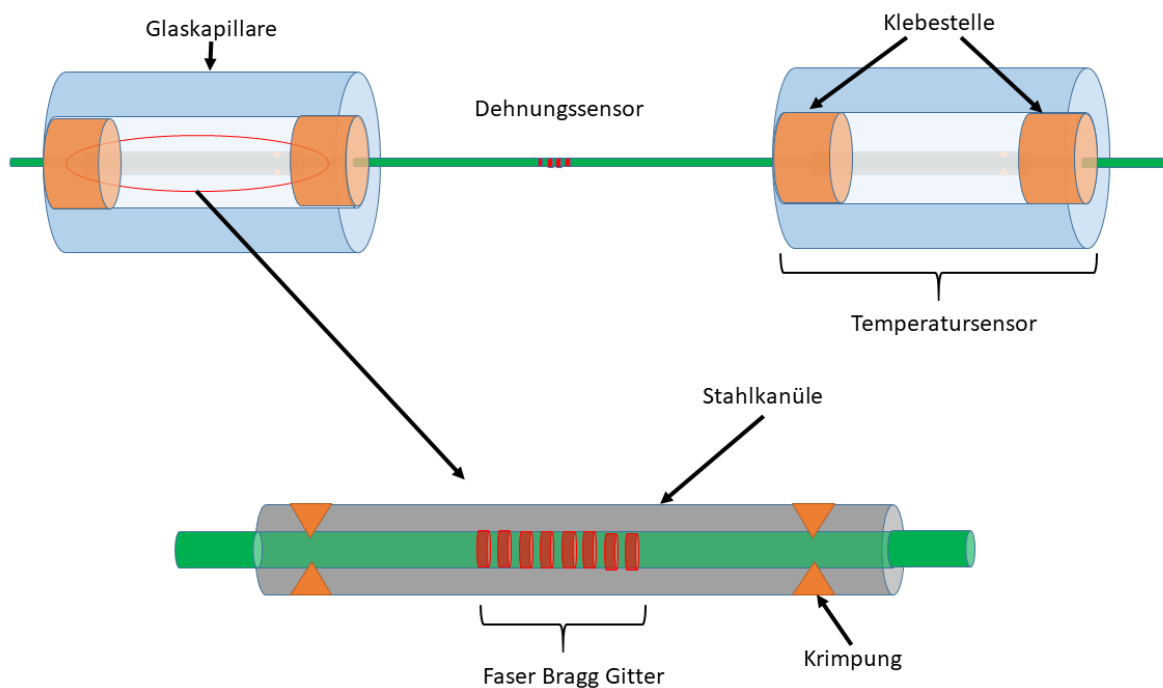


Abbildung 8: Aufbau des Glasfasersensors.

Bei der Positionierung der Sensorik wurde zum einen die Klebung an der Oberfläche gewählt, wie in **Abbildung 9** zu sehen ist. Diese wurde zusätzlich zur integrierten Lösung gewählt, da für den Biegeversuch mit dem Aufbau aus Abbildung 1 bei einer Positionierung mittig im Stein keine großen Dehnungen zu erwarten waren. Zum anderen wurde die eingebettete Methode aus **Abbildung 9** angewandt. Diese Variante bietet sowohl Vor- als auch Nachteile auf. Nachteilig an dieser Positionierung ist, dass für den Biegetest keine großen Dehnungen gemessen werden, da sich der Sensor an einer neutralen Position befindet.

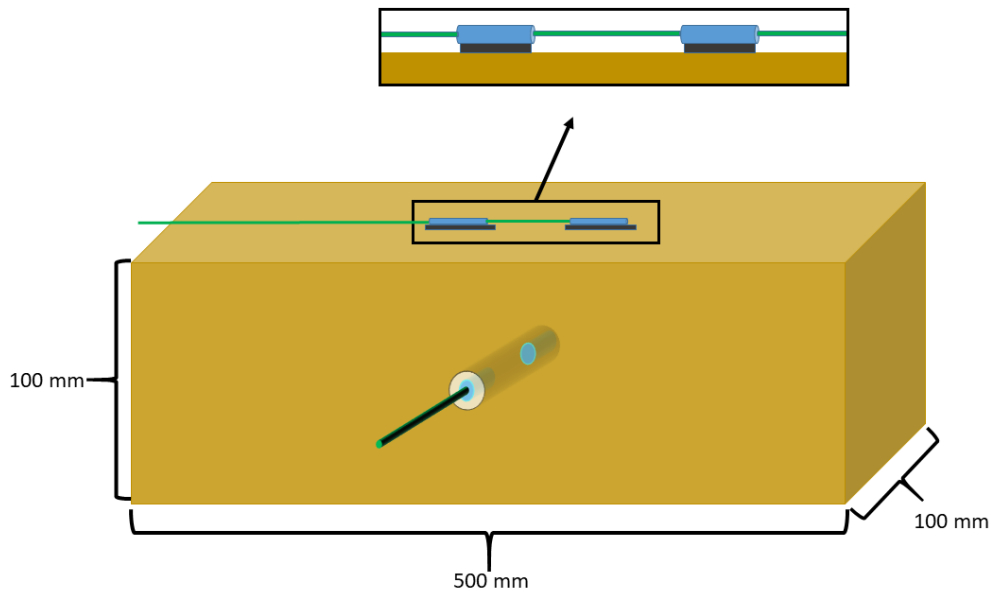


Abbildung 9: Positionierung der Sensoren in den Messproben.

Würde der Sensor jedoch längs der Probe durch eine Bohrung, wie in **Abbildung 9** angedeutet, positioniert, muss quer durch die Probe mit einer Länge von ungefähr 300 mm gebohrt werden. Die Klebung des Sensors bei dieser Variante bietet zusätzliche Prozessunsicherheiten, da die Klebung im Zentrum des Steins stattfindet und nicht davon ausgegangen werden kann, dass die Anbindung zwischen Glaskapillare und Probe einwandfrei ist. Aus diesem Grund wurde eine Position gewählt, bei der quer durch die komplette Probe gebohrt wird und beide Glaskapillaren von außen geklebt werden können. Hierfür wird der Sensor eingeführt und zunächst eine Seite befestigt und gewartet bis der Kleber ausgehärtet ist. Im folgenden Schritt wird die zweite Glaskapillare mit einer Vorspannung von 1 N befestigt. Durch die Vorspannung wird sichergestellt, dass auch Kontraktionen der Proben erfasst werden.

2.4 Anpassung der Geoelektrik an nicht-invasive Feuchtebeobachtung

Die Messung und mehr noch die räumliche und zeitliche Auflösung von Durchfeuchtungszuständen im Gestein birgt verschiedene Herausforderungen. Die verschiedenen Messmethoden und Prinzipien sind in Tabelle 3 aufgelistet. Diese Methoden werden insbesondere von Prof. Dr. Oliver Sass (Universität Graz) entwickelt und erprobt. Eine gängige Methode, die jedoch minimal-invasiv ist und nur eine Punktmessung ermöglicht, ist die Messung der Luftfeuchte im Bohrerloch (**Tabelle 3, Nr. 1**). Diese Messungen ermöglichen Referenzwerte, jedoch liefern sie keine verlässlichen Werte bei hoher Porensättigung. Eine Möglichkeit der räumlich und zeitlich auflösbaren nicht-invasiven Messung liegt in der Geoelektrik (**Tabelle 3, Nr. 2**). Das Prinzip der Geoelektrik (Electrical Resistivity Tomography – ERT) ist, den Übergangswiderstand zwischen zwei eingepohrten Elektroden zu messen, also den spezifischen Widerstand. Da verschiedene Materialien verschiedene Leitfähigkeiten aufweisen, kann die Bestimmung indirekt auf den jeweiligen Zustand schließen lassen. Um dieses Prinzip auch auf die Durchfeuchtung anwenden zu können, werden Eichkurven für das entsprechende Material benötigt (eine Eichkurve für die Temperatur und eine für die Wassersättigung). Eichmessungen mit verschiedenen

Feuchtegehalten (Wassergehalt vs. Leitfähigkeit) wurden bei Prof. Dr. Oliver Sass in Graz an Kleinproben von Burgsandstein durchgeführt. Die Eichung von Temperatur vs. Leitfähigkeit wurden an vollgesättigten Burgsandsteinproben in der Klimakammer der TUM Hangbewegung vorgenommen.

Tabelle 3: Messmethoden von Feuchte im Gestein (nach O. Sass).

Nr.	Methode / Prinzip	Vor-/Nachteile	Hardware	Anwendung an Burgsandstein
1	Bohrloch-Luftfeuchtemessung / Messung der Ausgleichs-Luftfeuchte im Bohrloch	Einfache, definierte Methode; jedoch bei Material mit feinen Poren und hoher Feuchte nicht geeignet invasiv	a) iButtons (Vorteil: Einfach und günstig in der Anwendung; Nachteil: Ausbau zum Auslesen nötig) b) Spezielle Luftfeuchte – Sensoren an Datalogger	a) Getestet – meist zu hohe Porensättigung für verlässliche Messungen b) Getestet – bei hoher Porensättigung ungenau
2	Elektrische Leitfähigkeit (ERT) (Abhängigkeit der Leitfähigkeit vom Wassergehalt)	Robuste, preiswerte Methode, integriert über größeres Felsvolumen; Nachteil: elektr. LF ist neben der Feuchte stark vom Salzgehalt des Porenwassers abhängig Invasiv Eichkurve nötig	a) Einfache Sensoren (\approx zwei Metallstäbe) an Datalogger b) 2D-Messung von Profilen mittels Geoelektrik (ERT), 25-50 Elektroden werden in einer Reihe eingebohrt	getestet – für Burgsandstein geeignet, Eichkurven, Eichkurven wie für 2a
3	Time-Domain Reflectrometry (TDR) (Laufzeit eines Impulses entlang zweier oder mehr paralleler Leiter; abhängig von e)	In der Bodenkunde ausgetestete Standardmethode, nur wenig von Salzen beeinflusst; aber schwierige mechanische Einbringung in Fels	Verschiedene Sondentypen, die jedoch speziell konfigurierte Datenlogger benötigen	Wegen Problemen der Montage in Festgestein nicht erste Wahl
4	Kapazitive Feuchtemessung (über Kapazität eines Kondensators)	Prinzipiell sehr sinnvolle Methode, aber momentan noch keine für Gestein geeignete mechanische Konfiguration	a) als invasive Messsonde b) als Berührungssensor	geeignet – noch im Entwicklungsstadium
5	Messung über Wärmekapazität (Abklingen eines Temperaturpulses, abhängig vom Wassergehalt)	Unabhängig von Salzgehalt, punktgenau; aber vermutlich Unwägbarkeiten bei der Einbringung, wenig ausgetesteter Prototyp	Stabförmige Sonden verschiedener Länge an Datalogger	verfügbar / geeignet, jedoch Unwägbarkeiten der Punktmessung

Die Messmethode der elektrischen Leitfähigkeit verwendet üblicherweise galvanische Elektroden, z.B. Schrauben und Nägel, um den elektrischen Widerstand des Materials zu messen. Die Methode ist also in minimalen Maßstab invasiv, was an historischen Gebäuden, wie der St. Lorenz Kirche zu Einschränkungen führen kann. Daher wurden alternative nicht-invasive Elektrodentypen zur Messung der Durchfeuchtung herangezogen. Die Messung mittels medizinischer Klebeelektroden wurde bereits mehrfach in Forschungsprojekten angewendet (Sass, 2005; Sass and Viles, 2006, 2010), die direkte Vergleichbarkeit mit den verlässlicheren Schraubelektroden wurde aber bisher nicht gezeigt. Um die Methode zu etablieren, muss daher die Verwendbarkeit und Vergleichbarkeit von medizinischen Klebeelektroden gegenüber konventionellen, galvanischen Elektroden für die elektrische Resistivitätstomographie überprüft werden. Auch wird die Standardmethode weiträumig eingesetzt, wobei die einzelnen Elektroden in Meter(n) Abstand sitzen. Gerade an historischen Gebäuden ist eine hohe räumliche Auflösung gewünscht. Dazu muss die Standardmesskonfiguration angepasst werden. Es liegen für die an der TUM vorhandenen

Geräte der Firma ABEM keine „bestellbaren“ Sensoren vor, sodass die Elektrik-Kabel alle individuell angepasst werden müssen, d.h. die Kabel mit Einzelelektrodenanschlüssen umgerüstet werden (**Abbildung 10**).



Abbildung 10: 32 poliger Anschluss des Mehrkernkabels der ABEM (links) kann zu 32 wasserdichten isolierten Einzelkabeln umgebaut (Mitte) und mit einzelnen Krokodilklammern an die Elektroden, die einzeln angesteuert werden können, angeschlossen werden (rechts).

Generell würde die Anpassung der Geoelektrik und deren Überprüfung im Labor die kleinräumigen 2D und 3D Widerstandsmessungen und –tomographien ermöglichen, die uns Einsicht in die Wasserbewegungen und Wasserverteilungen innerhalb von Natursteinmauern gäbe (**Abbildung 11**). Die Methode ist gänzlich nicht-destruktiv, nicht-invasiv und misst direkt an der Wand. Über medizinische Klebeelektroden werden elektrische Signale in die Wand geleitet und wiederaufgenommen. Die Auslage der Elektroden kann variiert werden, sodass auch kleinräumige Variationen in der Durchfeuchtung des Gesteins aufgelöst

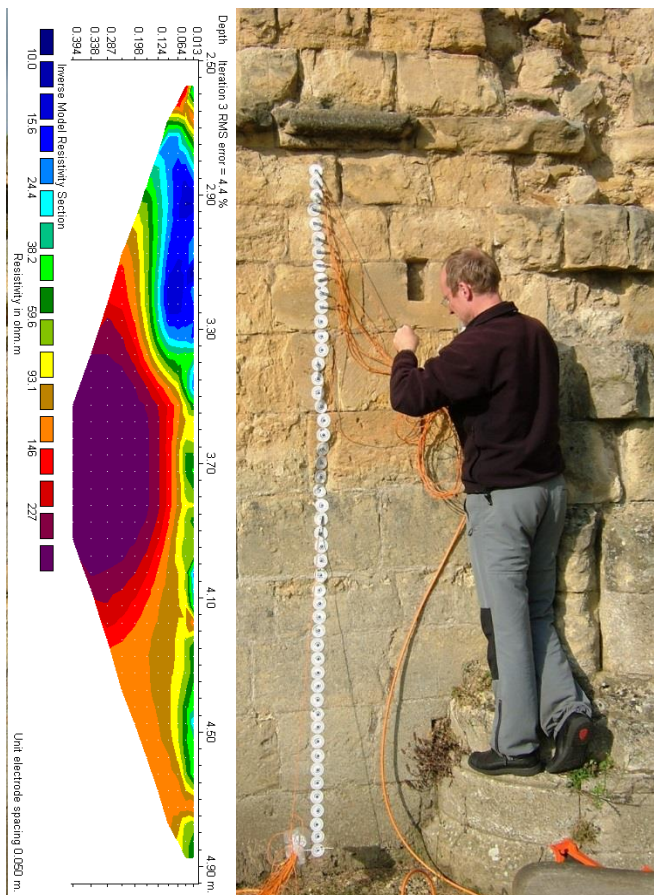


Abbildung 11: Geoelektrik-Messaufbau mittels Klebeelektroden an einem Sandsteingebäude in Oxford, UK. Links die entsprechende Tomographie (O. Sass).

gemessen werden können. Messungen können automatisiert über einen längeren Zeitraum durchgeführt werden, um Variationen der Durchfeuchtung, z.B. über Tag/ Nacht-Zyklus oder aber auch bei direkter Beregnung, aufzuzeichnen. Gerade an den Türmen der St. Lorenzkirche können potentielle Unterschiede aufgrund der Exposition in alle Himmelsrichtungen gemessen und verglichen werden. Da das Gesamtmauerwerk gemessen wird, kann auch über die Durchfeuchtung der Fugen weitere Erkenntnisse getroffen werden. Mittels der Eichmessungen lassen sich die gemessenen Widerstände auf die Feuchtigkeit kalibrieren. Über ergänzende Feuchtemessungen der Luftfeuchtigkeit in Bohrlöchern könnten die Referenzwerte noch weiter verfeinert werden. In Natursteinwänden, gerade in Sandstein, hat sich die Methode als sehr gut geeignet herausgestellt. **Abbildung 11** zeigt beispielhaft einen Messaufbau an einem Gebäude in Oxford und Prof. Dr. Oliver Sass. Mittels der Tomographie können die durchfeuchteten Bereiche räumlich und die Wasserbewegungen über die Zeit

visualisiert werden. Fluktuationen in der Durchfeuchtung finden insbesondere in den äußeren 10 cm der Gesteine statt. Veränderungen der Durchfeuchtung bei St. Lorenz können durch Änderung der Umweltbedingungen an den Außenwänden, als auch durch Nutzung und Beheizung an den Innenwänden, auftreten. Weitere Variationen der Durchfeuchtung lassen auf Alter und Porosität der Gesteine sowie der Fugen schließen, die allein durch ihr äußeres Erscheinungsbild nicht zu erkennen sind.

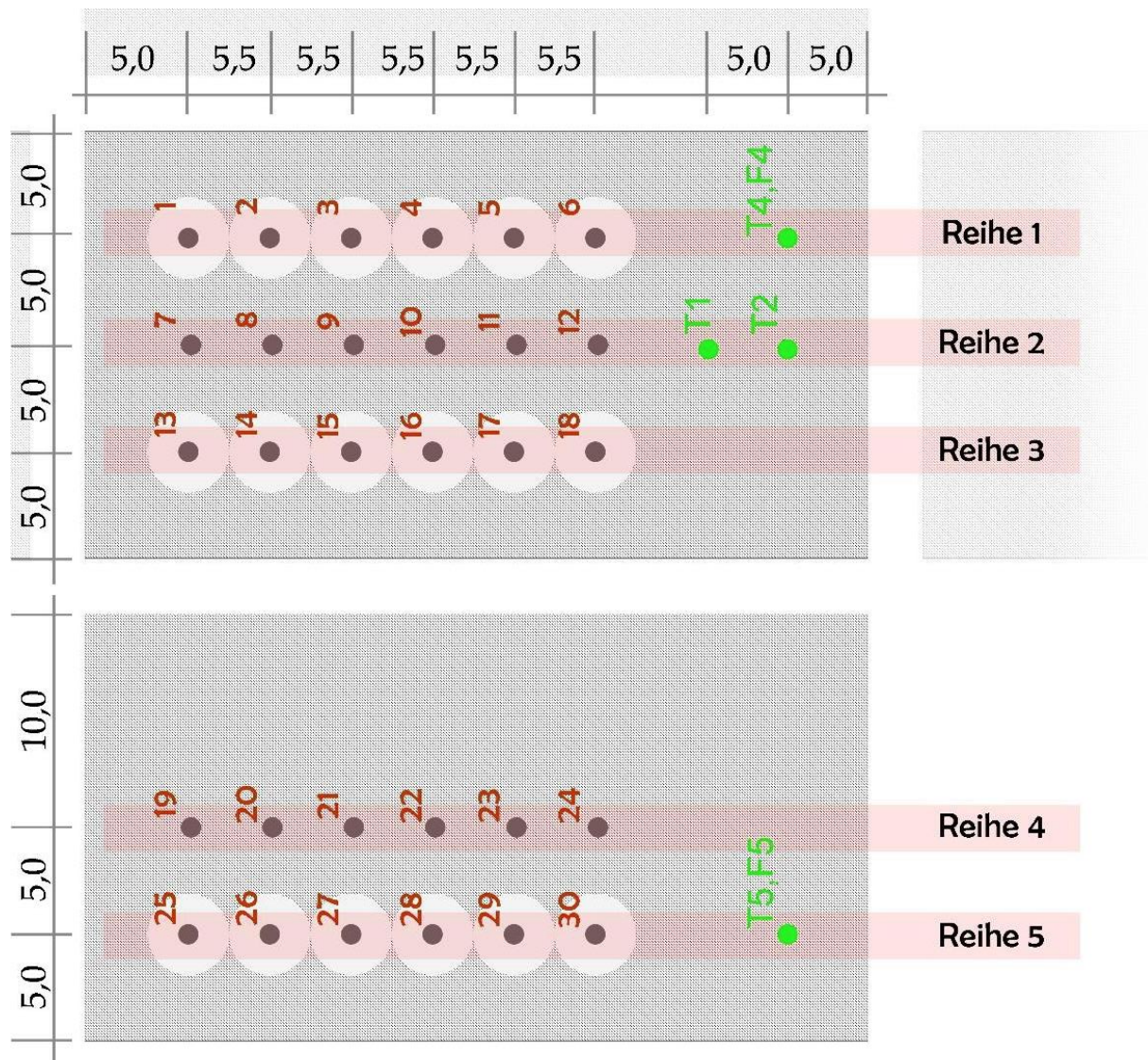


Abbildung 12: Elektroden und Sondenanordnung. Maßangaben in [cm]. T: Temperatursonde, F: Feuchtesonde, Reihe1-5: Geoelektrik - Darstellung S. Averdunk.

Zur Überprüfung der Methode wurde ein Versuchsschema entwickelt mit dem die Klebeelektroden mit den galvanischen Elektroden verglichen werden können. In einem temperaturkontrollierten Laborversuch wird mittels beider Elektroden eine Temperatur-Resistivitätskurve gemessen. Um stabile Konditionen zu garantieren wurde ein homogener Block Burgsandstein mit den Abmessungen von 200 x 200 x 500 mm ausgewählt und über 48 Stunden unter Atmosphärendruck langsam aufgesättigt. Nach der vollständigen Sättigung wurden galvanische Elektroden und Klebeelektroden nach dem Schema in **Abbildung 12** eingebohrt bzw. aufgeklebt (**Abbildung 13**). Bohrlöcher zur lokalen Messung der Temperatur und Feuchtigkeit mittels Stabsonden ergänzen den Aufbau (**Abbildung 14, Tabelle 4**). Auf dem Probenkörper sind insgesamt 5 Reihen à 6 Elektroden angebracht. Davon sind zwei Reihen (eine oben, eine seitlich) Edelstahlschrauben ($\varnothing=6\text{mm}$, $l=20\text{mm}$),

der Rest medizinische Klebeelektroden. Der Abstand zwischen den Elektroden wurde so gewählt, dass die Klebeelektroden gerade noch überlappungsfrei hintereinander aufgeklebt werden können ($a = 5,5\text{cm}$) (**Abbildung 12, Tabelle 4**). Zur Minimierung der Verdunstung und damit Änderung der Gesteinsfeuchte wurde der Block in Plastikfolie gewickelt (**Abbildung 13**) (Krautblatter et al. 2010). Das hat den weiteren Vorteil, dass die Klebeelektroden leicht in ihrer Position fixiert werden. Ein umgebautes Mehrkernkabel der ABEM wurde verwendet um die 30 Einzelelektroden anzusteuern (**Abbildung 13**).

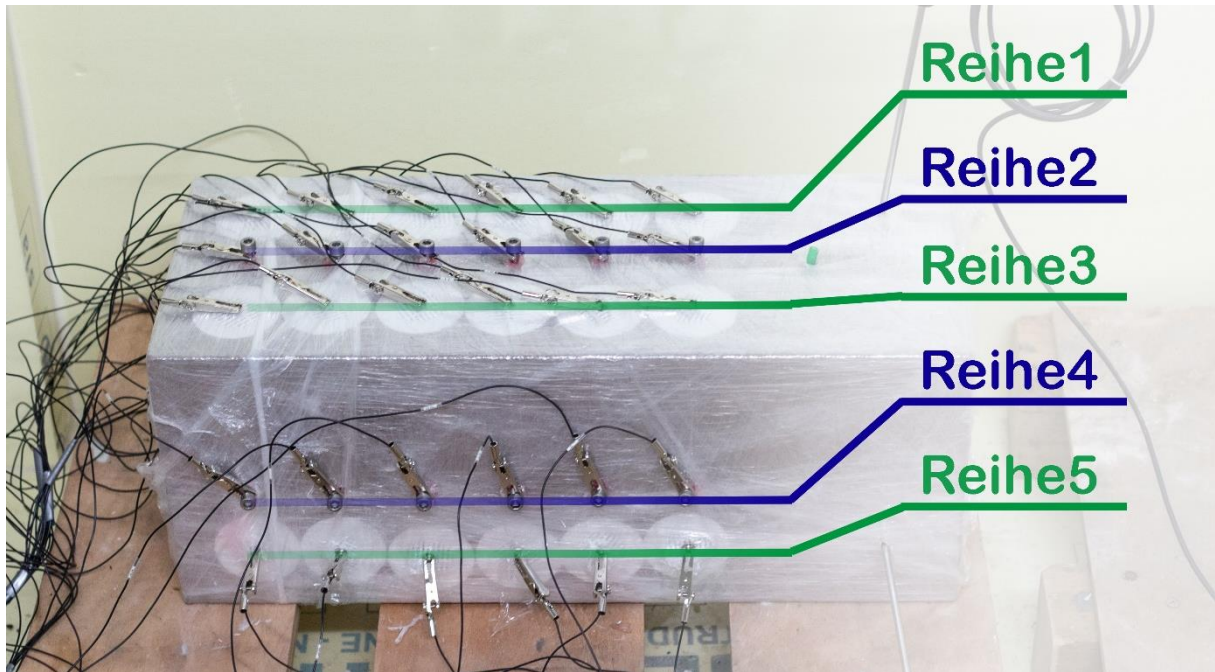


Abbildung 13: Probenblock mit Elektrodenanordnung.

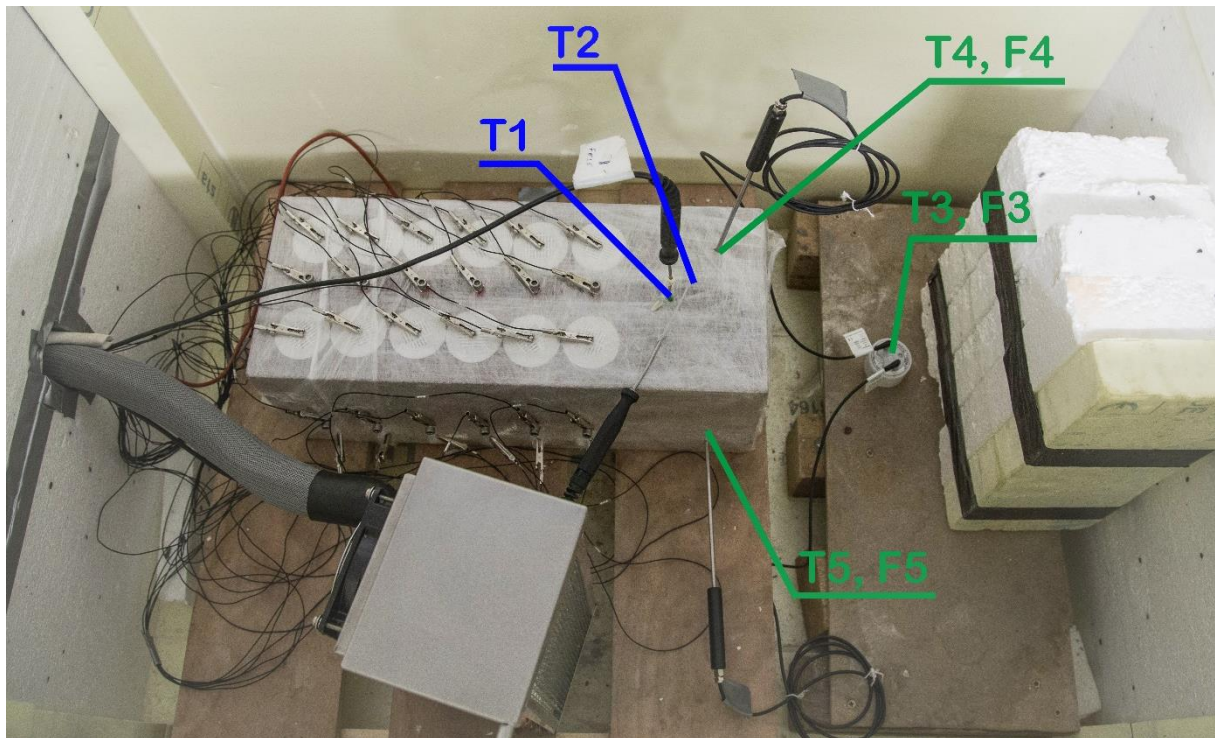


Abbildung 14: Probenblock in Kühlbox mit Temperatur und Feuchtesensoranordnung.

Tabelle 4: Im Versuchsaufbau verwendete Messgeräte und deren Positionen auf der Probe.

	Messung	Messgerät	Position auf Probe
Reihe 1	6 Klebeelektroden	ABEM Terrameter LS	Oberseite
Reihe 2	6 geschraubte Elektroden	ABEM	Oberseite mittig
Reihe 3	6 Klebeelektrode	ABEM	Oberseite
Reihe 4	6 geschraubte Elektroden	ABEM	Seite mittig
Reihe 5	6 Klebeelektroden	ABEM	Seite untere Hälfte
T1	Temperatur im Stein	Greisinger 3750	5x5x5 cm im Stein
T2	Oberflächennahe Temperatur	Greisinger 3750	1 cm in Oberfläche
T3	Lufttemperatur	InfraLog DK320	Klimabox
F3	Relative Luftfeuchte	InfraLog DK320	Klimabox
T4	Temperatur im Stein	InfraLog DK320	5x5x5 cm von unten
F4	Luftfeuchte im Stein	InfraLog DK320	5x5x5 cm von unten
T5	Temperatur im Stein	InfraLog DK320	5x5x5 cm von unten
F5	Luftfeuchte im Stein	InfraLog DK320	5x5x5 cm von unten

Die ERT-Messung wurde mit einer ABEM Terrameter LS durchgeführt. Die Messungen nutzen eine Wenner-Anordnung, mit einer Messlänge über vier Elektroden mit einer Länge L von 16,5 cm. Daraus resultiert eine Eindringtiefe des Halbraums (median depth of investigation) von etwa 2,75 cm, sowie drei Messwerte pro Reihe und Messung. Mit automatisierten Messintervallen von 15 Minuten werden die Elektrodenreihen hintereinander angesteuert. Um die Leitfähigkeit mit der Temperatur zu beobachten, wurde die Probe mit -1 °C/h heruntergekühlt und mit dem gleichen Gradienten schließlich wieder aufgetaut. Die Tests decken damit eine Temperaturspanne von +10 °C bis -10 °C ab. Der lokale Temperatur- und Feuchtezustand wurde mittels den an unterschiedlichen Positionen und Tiefen eingebrachter Sensoren überwacht. Insgesamt wurden 3 Temperatur-Zyklen an 2 Proben mit dem identischen Aufbau gemessen.

3. Ergebnisse & Diskussion

Im Folgenden werden die erzielten Ergebnisse der in Kapitel 2 vorgestellten Methoden und Arbeiten in einem jeweiligen Abschnitt präsentiert. Die Ergebnisse werden in den einzelnen Abschnitten auch im Hinblick auf das übergeordnete Projektziel, der Anwendung der Methoden und Erkenntnisse auf einen möglichen Messaufbau bzw. Monitoring an St. Lorenz in Nürnberg diskutiert.

3.1 Standardkennwerte Burgsandstein

Die verwendeten Sandsteinproben gehören nach dem Kennblatt der liefernden Firma GS Schenker zum Worzelsdorfer Quarzit Sandstein. Obwohl alle Proben aus einem großen Block Burgsandstein (**Abbildung 1**) gesägt wurden, weisen sie eine hohe Variabilität der Festigkeiten allgemein, der Korngrößen auf und Inhomogenität in Aufbau und Zusammensetzung (Tonlinsen, Glimmerlagen) (**Abbildung 15**). Die Schichtung ist teilweise stark abgesetzt, Venen und Alterationen sowie gebleichte Bereiche treten lokal auf. Generell ist die Körnung mittel- bis grobkörnig. Die Bindung des Sandsteins ist kieselig.

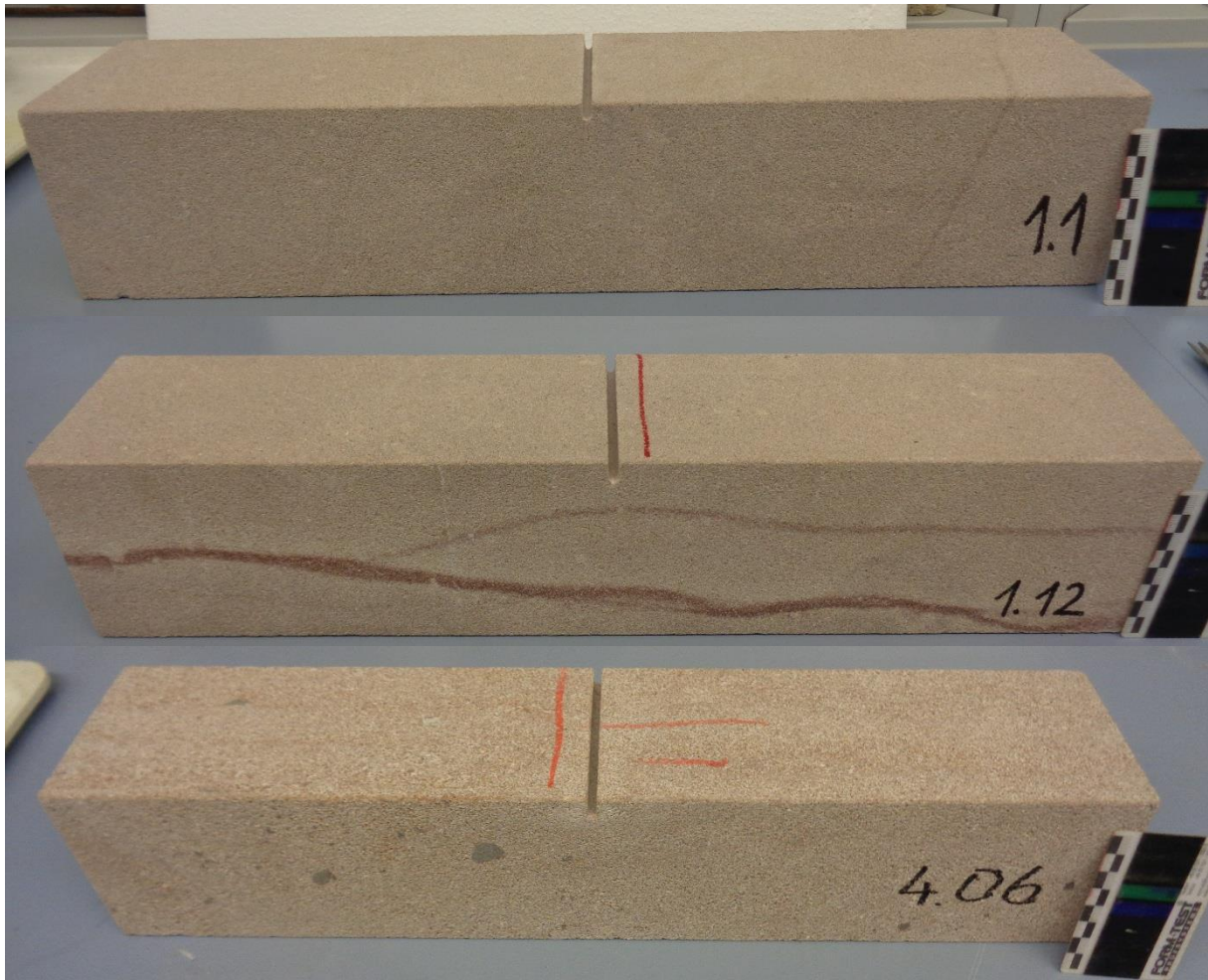


Abbildung 15: Beispiele von drei Probekörpern mit unterschiedlicher Korngröße von oben fein-mittel bis unten grob.

Die Porosität (unter Atmosphärendruck) und damit die Wasseraufnahme des Burgsandsteins liegen bei 6,5 % Volumen (**Tabelle 5**) etwas unterhalb der Angaben des Steinbruchs von 8,4 % Volumen (GS Schenker). Die trockene Rohdichte von $\sim 2,2 \text{ g/cm}^3$ entspricht den Erwartungswerten von $2,1 - 2,3 \text{ g/cm}^3$ (**Tabelle 5**). Die Wasseraufnahme infolge der Kapillarwirkung ist in horizontaler und vertikaler Schichtungsrichtung ähnlich (**Abbildung 16**). Das Erreichen von 50 % Sättigung in den Probekörpern mit einer vertikal ausgerichteten Schichtung erfolgt zeitlich schneller als in den horizontal ausgerichteten Probekörpern (**Abbildung 17**). Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die Schichtung des Sandsteins auf Umweltbedingungen zeitlich unterschiedlich sensitiv ist.

Tabelle 5: Materialeigenschaften des Worzelsdorfer Sandsteins.

Probe Nr.	Abmessungen			Grundfläche [mm ²]	Volumen [cm ³]	Gewicht trocken [g]	Gewicht gesättigt [g]	Gewicht 50 % Sättigung [g]	Porosität [% Vol]	Rohdichte trocken [g/cm ³]
	Ø 1 [mm]	Ø 2 [mm]	Höhe [mm]							
Schichten vertikal										
1	70,5	70,3	64,2	3889,8	249,7	557,3	593,6	575,4	6,5	2,2
2	70,9	70,8	66,3	3942,5	261,4	538,5	573,6	556,1	6,5	2,1
3	70,6	70,6	67,5	3911,9	264,1	568,6	605,4	587,0	6,5	2,2
4	70,8	70,7	68,5	3928,6	269,1	573,3	610,8	592,1	6,5	2,1
5	70,5	70,5	68,2	3903,6	266,2	571,0	607,5	589,3	6,4	2,1
6	70,8	70,8	66,6	3934,1	262,0	570,6	607,6	589,1	6,5	2,2
7	70,7	70,6	68,0	3917,5	266,4	572,5	609,1	590,8	6,4	2,1
8	70,7	70,8	67,7	3928,6	266,0	560,8	597,5	579,2	6,6	2,1
9	70,2	69,2	67,7	3810,1	257,9	556,1	592,6	574,4	6,6	2,2
10	70,8	70,8	68,3	3936,9	268,9	561,3	597,6	579,5	6,5	2,1
<i>Mittel</i>									6,5	2,1
Schichten horizontal										
1	70,6	70,5	68,1	3909,2	266,2	570,9	607,4	589,2	6,4	2,1
2	70,8	70,7	67,4	3931,4	265,0	567,8	604,4	586,1	6,5	2,1
3	70,8	70,5	68,6	3920,3	268,9	581,4	619,0	600,2	6,5	2,2
4	71,0	70,9	68,0	3953,6	268,8	576,6	613,1	594,9	6,3	2,1
5	70,3	70,7	68,2	3903,6	266,2	580,7	617,3	599,0	6,3	2,2
6	70,6	70,5	68,6	3909,2	268,2	574,9	615,6	595,3	7,1	2,1
7	70,8	70,6	67,3	3925,8	264,2	565,5	601,5	583,5	6,4	2,1
8	70,7	70,8	68,3	3931,4	268,5	574,6	611,9	593,2	6,5	2,1
9	70,3	70,8	68,2	3909,2	266,6	575,5	612,7	594,1	6,5	2,2
10	70,5	70,5	66,5	3903,6	259,6	561,0	596,8	578,9	6,4	2,2
<i>Mittel</i>									6,5	2,2

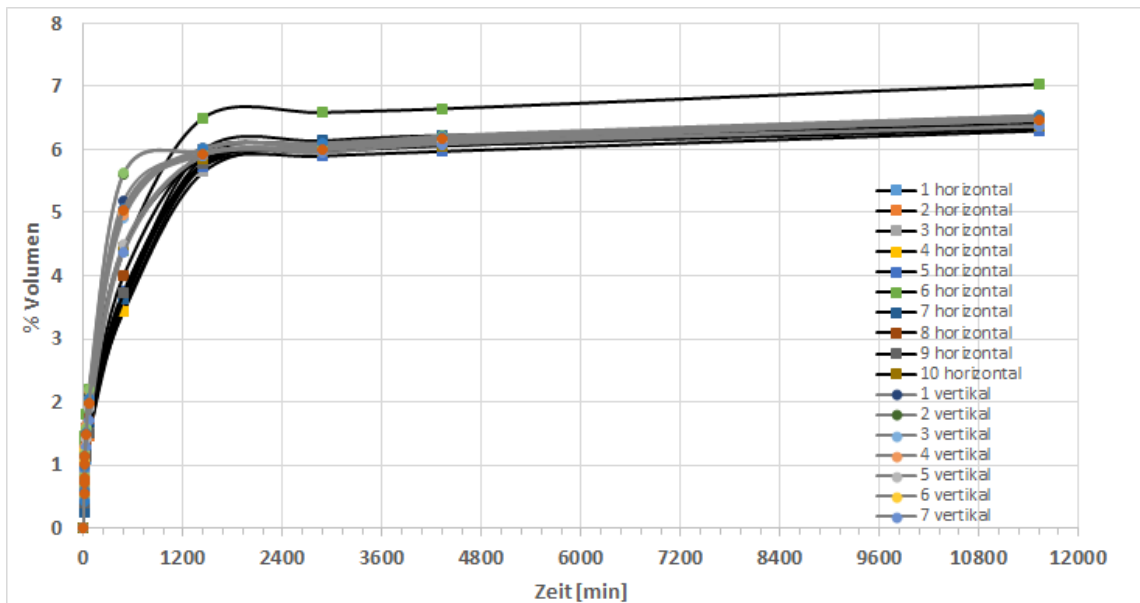


Abbildung 16: Kapillare Wasseraufnahme Volumen/ Zeit.

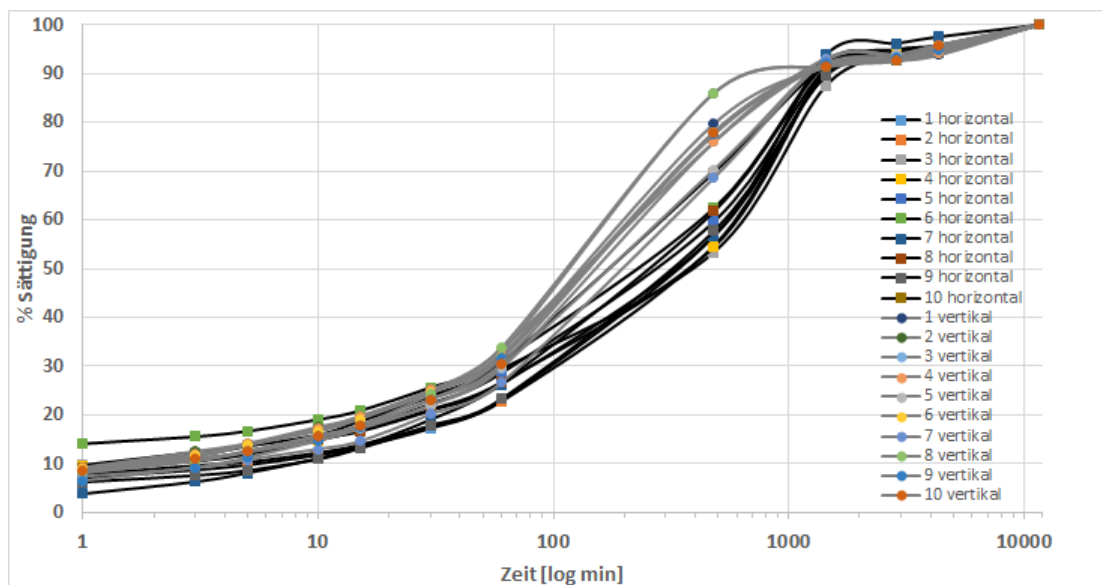


Abbildung 17: Kapillare Wasseraufnahme nach % Sättigung/ log Zeit.

Eine Abnahme der Druckfestigkeit von bis zu 50% im gesättigten Zustand ist zu beobachten (**Tabelle 6, 7, Abbildung 18**). Die Druckfestigkeiten variieren stark je nach Prüfrichtung. Probekörper mit einer vornehmlich horizontalen Ausrichtung, also parallel zu den Lastplatten, weisen bis zu 10 MPa höhere Festigkeiten auf, als solche mit einer vertikalen Schichtung. Diese ist im gesättigten als auch im trockenen Zustand gleichermaßen zu beobachten (**Abbildung 18**). Auch Ultraschallmessungen mittels direkter Durchschallung der gesättigten Proben weisen diese Schichtungsanisotropie auf (**Abbildung 19**). Die Druckfestigkeit im trockenen Zustand liegt bei 34 – 45 MPa, im nassen Zustand bei 16 – 25 MPa. Damit liegen die Druckfestigkeiten im trockenen Zustand im unteren Bereich der Angaben von 40 bis 80 N/mm² (MPa) des Worzelsdorfer Quarzits.

Tabelle 6: Uniaxiale Druckfestigkeit – Schichtung horizontal.

* trocken = Trockenschrank, 70 °C für 72 Stunden, gesättigt = Wasserlagerung für 72 Stunden.

Proben Nr.	Abmessungen			Gewicht [g]	Feuchte*	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [MPa] / [N/mm ²]
	Ø [mm]	Höhe [mm]	Druckfläche [mm ²]					
Schichtung horizontal								
1.1	70	68	3848	570,8	trocken	2,18	170,4	44,3
2.1	70	67	3848	567,4	trocken	2,20	156,4	40,6
3.1	70	69	3848	581,2	trocken	2,19	169,4	44,0
4.1	70	67	3848	576,3	trocken	2,24	194,4	50,5
5.1	70	68	3848	580,6	trocken	2,22	182,6	47,4
Mittel						2,21	174,6	45,4
6.1	70	68	3848	612,9	gesättigt	2,34	101,5	26,4
7.1	70	67	3848	607,2	gesättigt	2,35	83,8	21,8
8.1	70	68	3848	609,5	gesättigt	2,33	92,8	24,1
9.1	70	68	3848	610,0	gesättigt	2,33	94,6	24,6
10.1	70	66	3848	594,7	gesättigt	2,34	110,8	28,8
Mittel						2,34	96,7	25,1

Tabelle 7: Uniaxiale Druckfestigkeit – Schichtung vertikal.

* trocken = Trockenschrank 70 °C für 72 Stunden, gesättigt = Wasserlagerung für 72 Stunden.

Proben Nr.	Abmessungen			Gewicht [g]	Feuchte*	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [MPa] / [N/mm ²]
	Ø [mm]	Höhe [mm]	Druckfläche [mm ²]					
Schichtung vertikal								
1.2	70	66	3848	557,2	trocken	2,19	137,9	35,8
2.2	70	64	3848	538,3	trocken	2,19	135,7	35,3
3.2	70	67	3848	568,3	trocken	2,20	129,9	33,8
4.2	70	68	3848	573,0	trocken	2,19	128,8	33,5
5.2	70	68	3848	570,6	trocken	2,18	123,6	32,1
Mittel						2,19	131,2	34,1
6.2	70	67	3848	605,1	gesättigt	2,35	60,5	15,7
7.2	70	67	3848	607,2	gesättigt	2,35	57,5	14,9
8.2	70	67	3848	594,9	gesättigt	2,31	63,4	16,5
9.2	70	67	3848	590,4	gesättigt	2,29	63,5	16,5
10.2	70	66	3848	595,4	gesättigt	2,34	72,9	18,9
Mittel						2,33	63,6	16,5

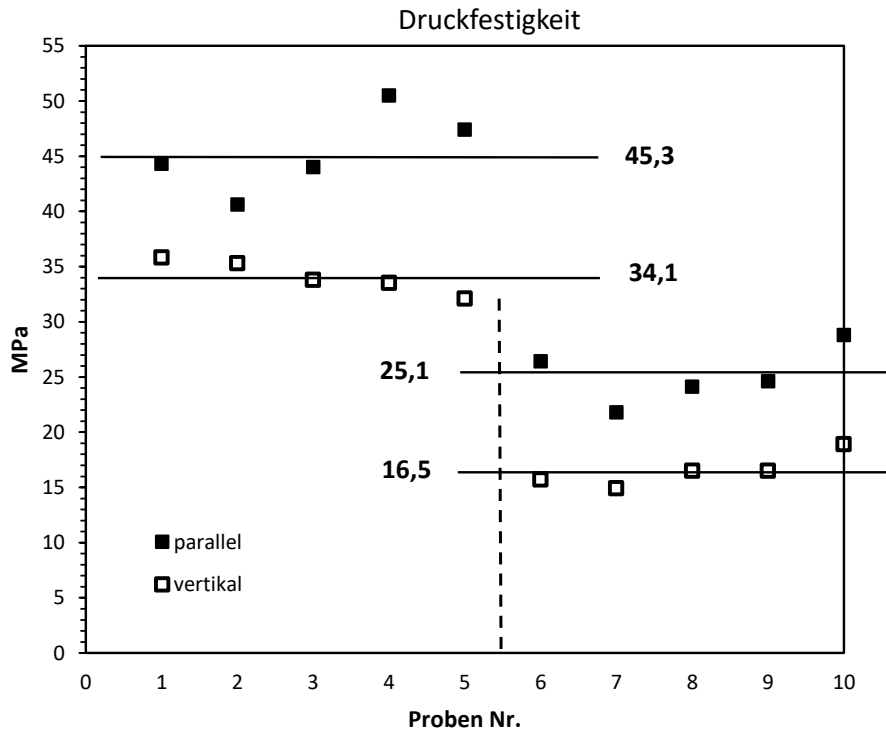


Abbildung 18: Druckfestigkeit, Proben 1 -5 im trockenen Zustand, 6-10 im gesättigten Zustand.

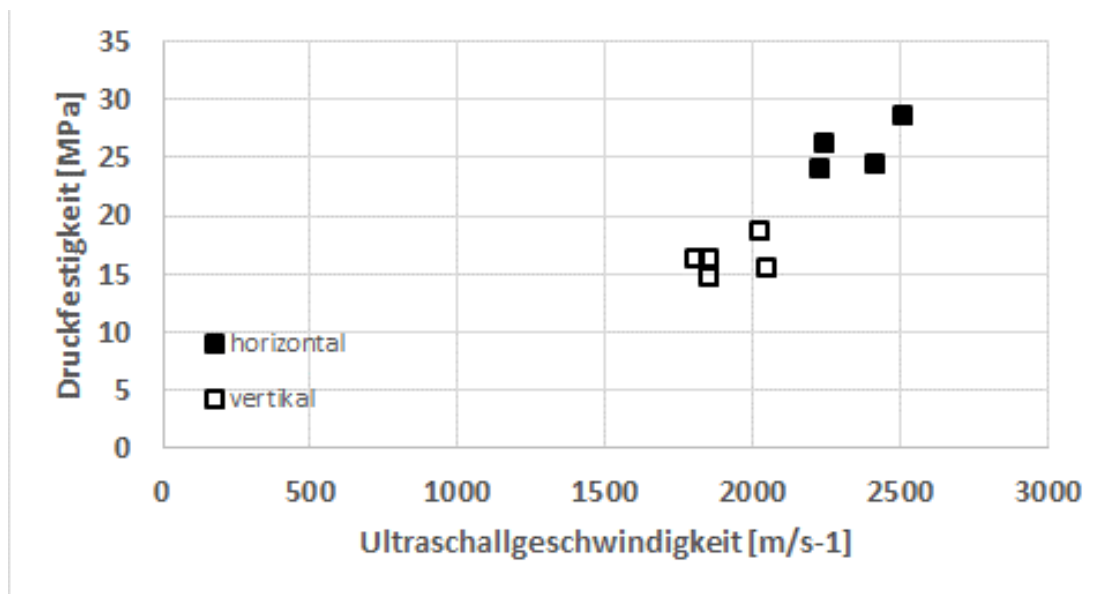


Abbildung 19: Ultraschallgeschwindigkeiten vs. Druckfestigkeit der gesättigten Proben.

Eine Abnahme der Biegezugfestigkeit von durchschnittlich mehr als 50 % im gesättigten Zustand ist in den Kleinproben zu beobachten (**Tabelle 8, Abbildung 20**). Mit einer trockenen durchschnittlichen Biegezugfestigkeit von 4,07 MPa in den Kleinproben werden die angegebenen Festigkeiten von 5,1 MPa aus dem Natursteindatenblatt der liefernden Firma GS Schenker fast erreicht. Die durchschnittliche Biegezugfestigkeit der gesättigten Proben ist mit 1,87 MPa recht gering. In trockenen Vorversuchen mit den auch in den Langzeitversuchen verwendeten Probengrößen von 500 x 100 x 100 mm wurde auch die Schichtungsorientierung berücksichtigt. Die mittlere Bruchfestigkeit ist mit 2,81 MPa (vertikale Schichtung des Probekörpers) und 2,73 MPa (horizontale Schichtung) wenig von der Schichtung beeinflusst (**Tabelle 9**). Jedoch weisen die Proben mit vertikaler Schichtung eine stärkere Streuung der Festigkeiten auf (**Tabelle 9, Abbildung 21**). Die Zugfestigkeit der

größeren Proben erreicht mit 2,73 - 2,81 MPa auch nur etwas mehr als die Hälfte der erwarteten Festigkeiten aus den Kleinproben von 4,07 MPa.

Tabelle 8: Biegefestigkeit unter Mittellinienlast nach DIN EN 12372.

Probe Nr.	Abmessungen			Auf- lager [mm]	Bruch- last [N]	Biege- festig- keit [MPa]
	Breite [mm]	Höhe [mm]	Länge [mm]			
gesättigt						
1	80,1	39,5	240	200	957	2,29
2	79,8	40,3	240	200	780	1,80
3	80,0	39,6	240	200	725	1,73
4	80,0	40,2	240	200	920	2,13
5	80,0	40,0	240	200	894	2,09
6	80,8	40,0	240	200	717	1,66
7	80,1	38,9	240	200	667	1,65
8	80,1	39,5	240	200	850	2,04
9	80,0	39,9	240	200	703	1,65
10	79,2	39,5	240	200	680	1,65
<i>Mittel</i>					789	1,87
trocken						
1	80	38,8	240	200	2112	5,26
2	80,3	41,2	240	200	1861	4,09
3	79,8	41	240	200	1793	4,01
4	80,1	42	240	200	1969	4,18
5	79,9	39,9	240	200	1720	4,06
6	79,7	40,1	240	200	1956	4,58
7	80,1	40,2	240	200	1677	3,89
8	80,3	39,5	240	200	1293	3,10
9	79,5	40	240	200	1335	3,15
10	80,2	39	240	200	1790	4,40
<i>Mittel</i>					1751	4,07

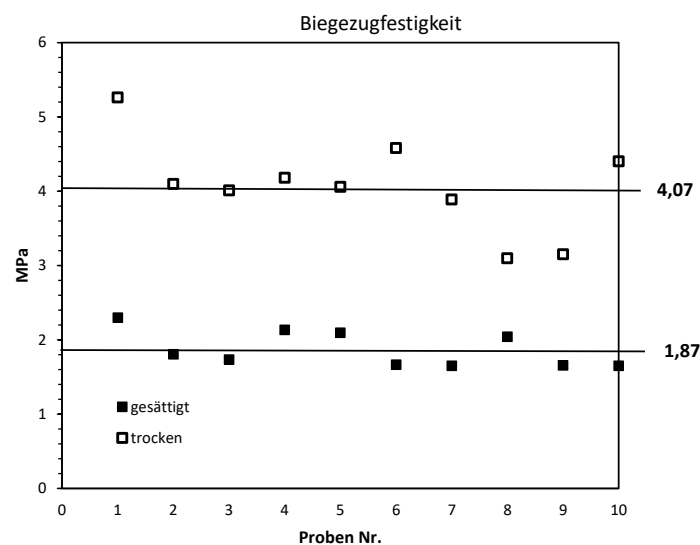


Abbildung 20: Biegezugfestigkeiten gesättigt und ungesättigt.

Tabelle 9: Biegezugfestigkeit der Vorversuche mit DMS, Auflagerabstand 450 mm.

Probe Nr.	F max (Kraftmessdose) [N]	F max (Prüfstand) [N]	Dehnung bei F max (DMS) [μm/m]	Dehnung max. (DMS) [μm/m]	Vertikal-Weg (Prüfstand) [mm]	Biegefestigkeit [MPa]
Schichtung vertikal						
BS 0.1	1723	1765	447	751	0,76	1,43
BS 0.2	4553	4637	426	1041	0,64	3,79
BS 0.3	3211	3269	688	1313	0,55	2,67
BS 0.4	2410	2449	447	1173	0,59	2,01
BS 0.5	4688	4773	defekt	defekt	0,48	3,91
Mittel	3317	3379				2,76
Schichtung horizontal						
BS 1.1	3688	3761	842	1522	0,66	3,07
BS 1.4	2881	2931	479	1009	0,66	2,40
BS 1.5	3408	3449	501		0,57	2,84
BS 1.6	3089	3159	963	1514	0,65	2,57
BS 1.12	3040	3114	645	1410	0,53	2,53
Mittel	3221	3283				2,68

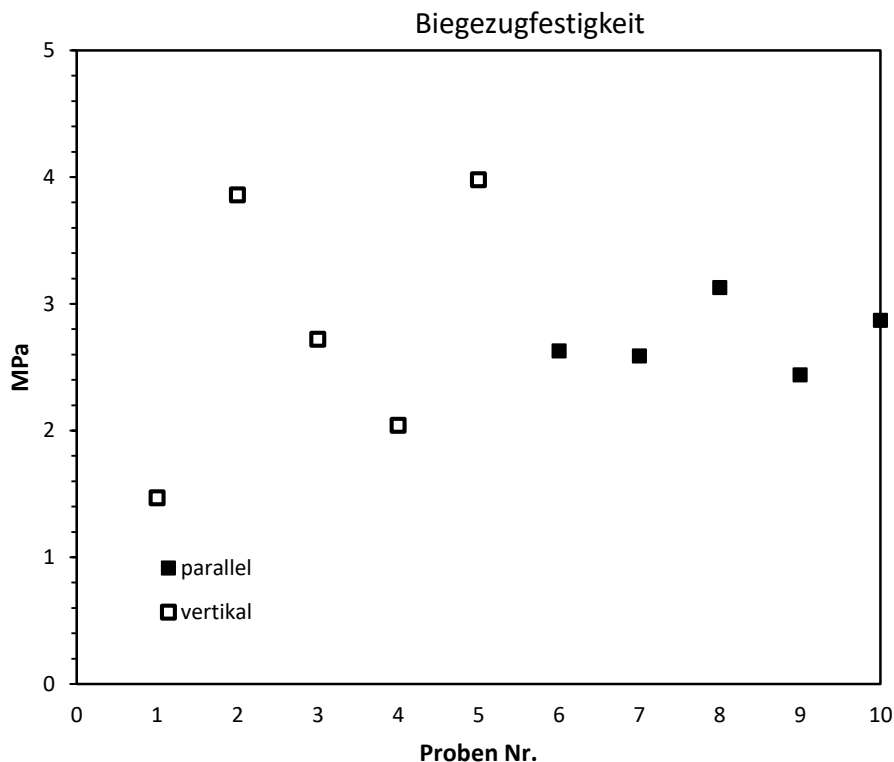


Abbildung 21: Biegezugfestigkeiten nach Probenorientierung.

In den Vorversuchen wurde auch das Dehnungsverhalten an der Nut mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) aufgezeichnet. Die Dehnungsverläufe mit DMS und Kraftmessdose der Vorversuche ist exemplarisch in den Datenblättern der Proben 0.2, 0.4 und 1.12 (**Abbildung 22, 23** und **24**, siehe auch **Tabelle 9**) dargestellt. Der elastische Bereich mit einem linearen Verhältnis der Dehnung zur Spannung (gestrichelte Linie) der Proben reicht bis zu 2/3 der maximalen Lasten, danach folgt es einem exponentiellen Trend (**Abbildung 22, 23, 24**). Der Bruch kann als spröde mit duktilen Tendenzen beschrieben

werden. Probe 0.2, die eine sehr homogene Körnung und Zusammensetzung aufweist, zeigt eine sehr gleichmäßige Dehnung und eine relativ hohe Bruchfestigkeit (**Abbildung 22**). Dementgegen steht Probe 0.4, die zwar auch eine homogene mittel-grobe Körnung aber zusätzlich graue glimmerführende Schichten aufweist. Sie erreicht eine Festigkeit von 2,04 MPa, also knapp die Hälfte der Probe 0.2 (3,86 MPa) (**Abbildung 23**). Die gemessene Dehnung der Probe mittels der DMS ist jedoch bei beiden in etwa gleich (~1000 $\mu\text{m}/\text{m}$). Probe 1.12 wurde mit horizontaler Ausrichtung der Schichten geprüft (**Abbildung 24**). Die gemessene Dehnung ist, durch leichteren Versatz entlang der Schichten mit ~1400 $\mu\text{m}/\text{m}$ etwas höher als in den Proben, deren Schichten vertikal ausgerichtet sind. Von den Vorversuchen ausgehend erwarten wir einen Einfluss der Homogenität der Zusammensetzung der jeweiligen Probe auf die Bruchfestigkeit und einen Einfluss der Orientierung der Proben auf die maximalen Dehnungen.

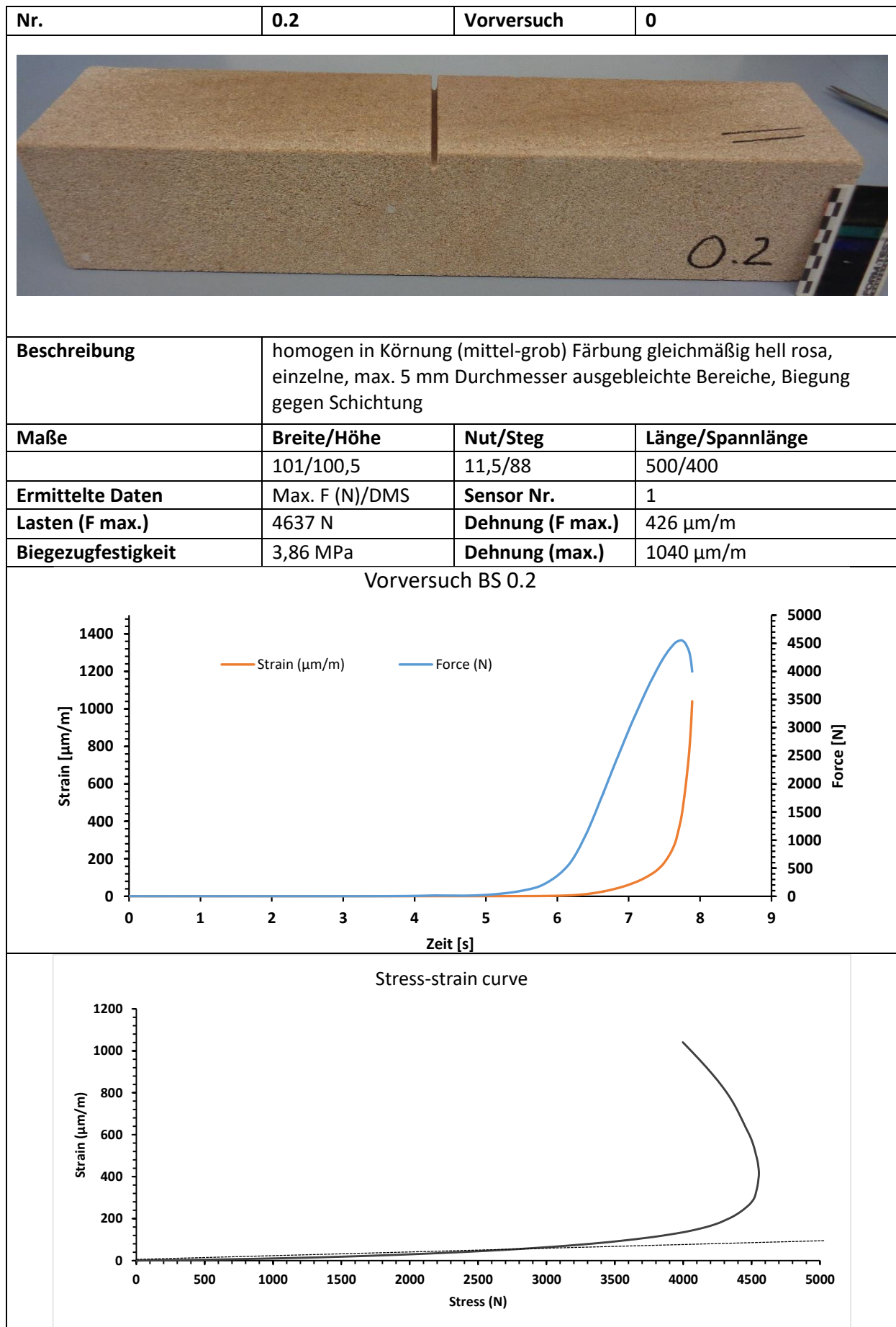


Abbildung 22: Datenblatt der Probe 0.2 mit Probenbeschreibung und Testergebnissen.

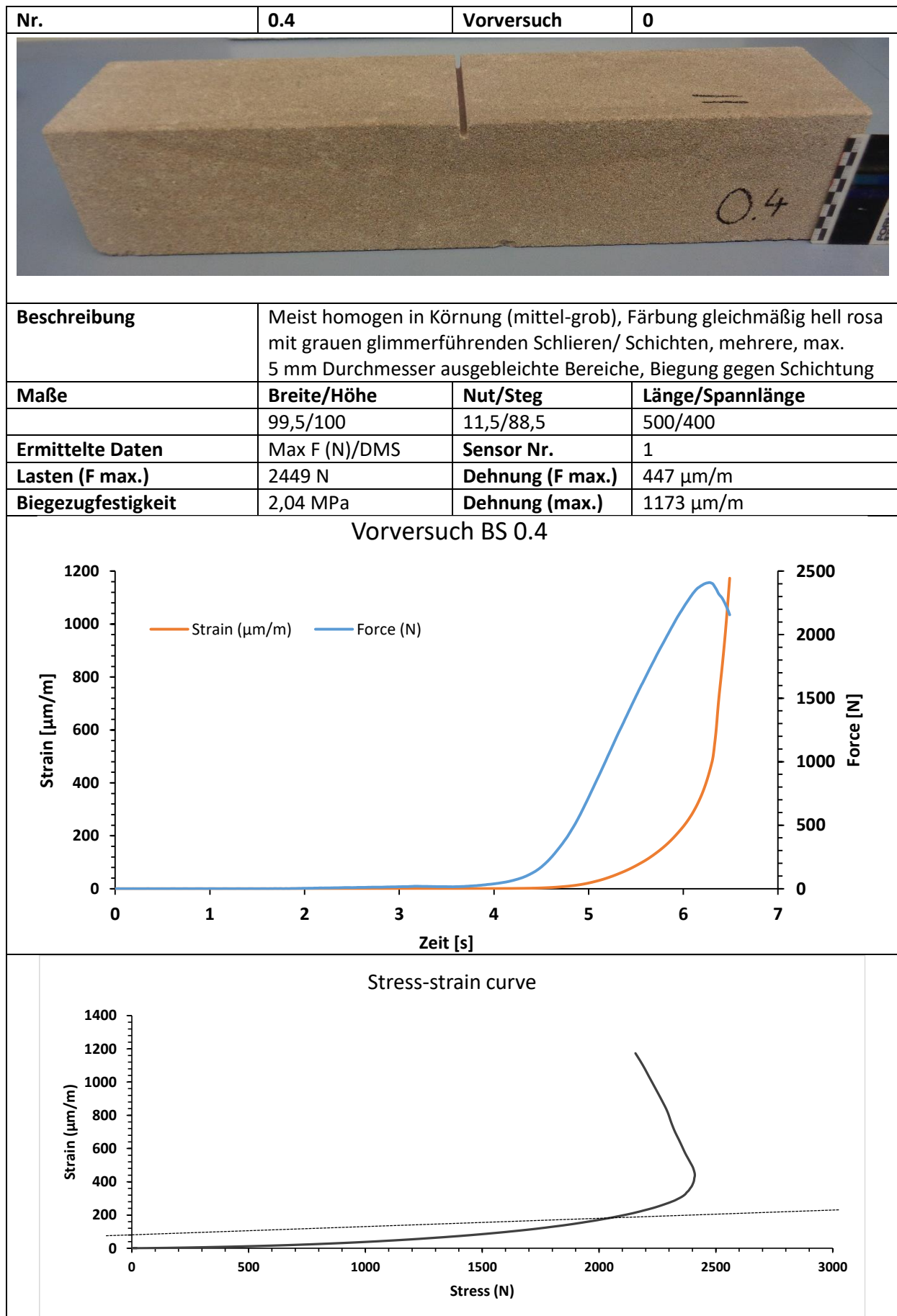
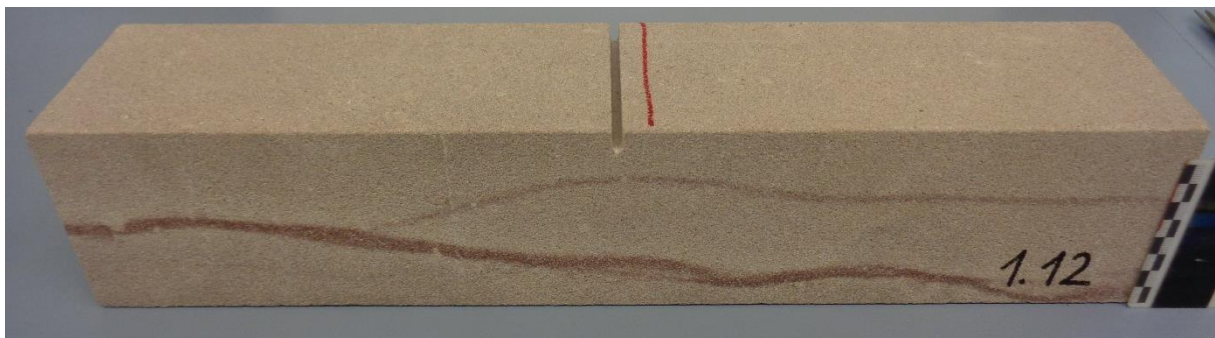


Abbildung 23: Datenblatt der Probe 0.4 mit Probenbeschreibung und Testergebnissen.

Nr.	1.12	Vorversuch	0
-----	------	------------	---



Beschreibung	Meist homogen in Körnung (mittel-grob), Färbung gleichmäßig hell-mittel rosa, mehrere gewellte schräg zur Schichtung und parallel mit der Probenlänge verlaufende dunkel rote Venen, einzelne, max. 10 mm Durchmesser ausgebleichte Bereiche, Biegung mit Schichtung		
Maße	Breite/Höhe	Nut/Steg	Länge/Spannlänge
	100/100,5	11/89,5	500/400
Ermittelte Daten	Max F (N)/ DMS	Sensor Nr.	1
Lasten (F)	3114 N	Dehnung (F max.)	645µm/m
Biegezugfestigkeit	2,59 MPa	Dehnung (max.)	1410 µm/m

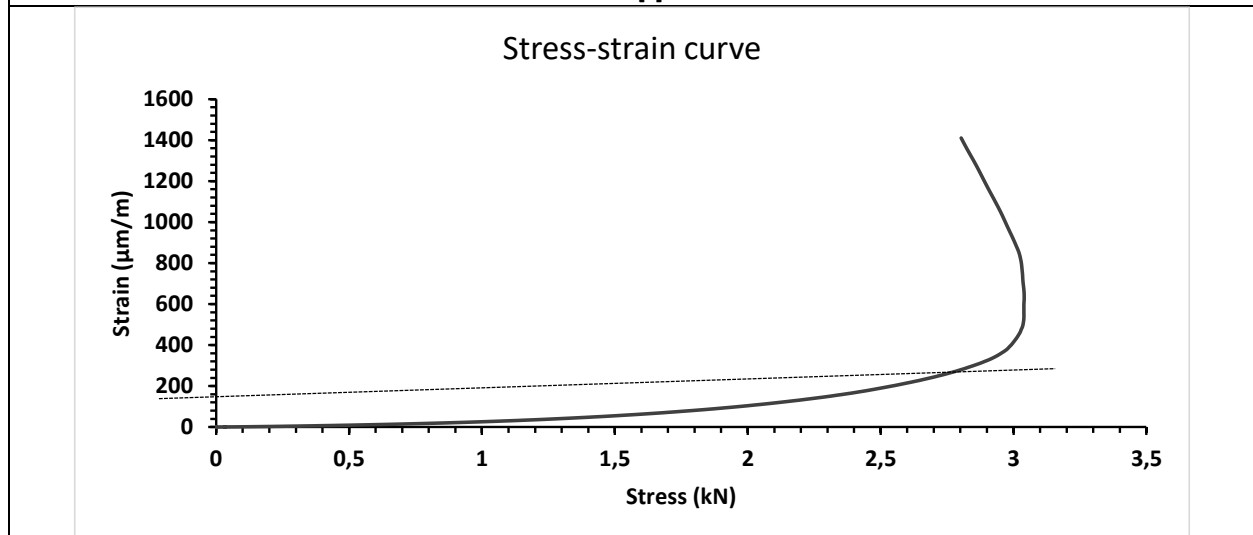
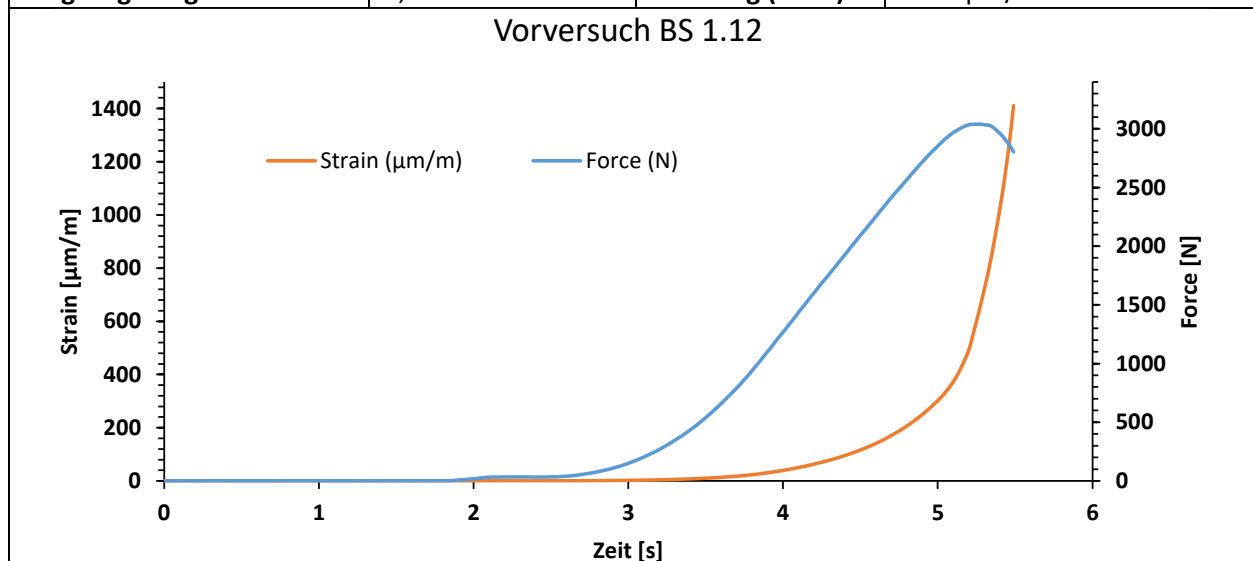


Abbildung 24: Datenblatt der Probe 1.12 mit Probenbeschreibung und Testergebnissen.

3.2 Ergebnisse der Langzeitversuche

In der Klimakammer des Baustofflabors der TH Köln wurden insgesamt drei Versuchsreihen mit jeweils bis zu 20 Probekörpern aufgebaut. Die ersten zwei Reihen dienen der Optimierung des Versuchsaufbaus und des Belastungsprotokolls (**Tabelle 2**) sowie der Klimavariablen (**Tabelle 3**). Da in den Vorversuchen durchweg Variationen der Festigkeit beobachtet wurden, ist das Belastungsprotokoll für alle Proben gleichermaßen aufgestellt. Durch die gleichen Laststufen kann das rheologische Verhalten der Einzelproben dann in Bezug zu weiteren Faktoren wie der Korngröße und Homogenität der im Vorfeld charakterisierten Proben (vgl. **Abbildung 22, 23, 24**) gestellt werden.

Die Lufttemperatur und relative -feuchte, sowie die Oberflächentemperatur und -feuchte können stark abweichen von der Kerntemperatur und Feuchte im Gestein. Aufgrund der thermischen Diffusivität, dem Porenraum, der Feuchte und der spezifischen Kapazität des Materials kann es zu Verschiebungen der Temperaturen und Feuchtezustände und einer verzögerten Reaktion auf die Wechsel kommen. Daraus können Spannungen sowie chemische Reaktionen begünstigt werden. Variierende Umweltbedingungen wurden in der Klimakammer simuliert und die Reaktionen der Burgsandsteinproben auf die thermischen und hygrischen Signale aufgezeichnet. Die Temperatur und Feuchteänderungen im Burgsandstein wurden mittels Temperatur- und Feuchte-Stabsensoren in Borlöchern in zwei ruhenden unbelasteten Probekörpern während des Versuchszeitraums gleichzeitig mit der Umgebungstemperatur und -feuchte aufgezeichnet (**Abbildung 25**). Weitere Feuchte- und Temperatursensoren an den Versuchsständen in der Klimakammer zeichnen das simulierte Klima auf (**Abbildung 26**). Die raumbezogenen Klimadaten zeigen einen relativ gleichmäßigen Verlauf der Temperaturkurve (**Abbildung 25, 26**). Diese entspricht nicht ganz dem programmierten Gradienten (**Tabelle 1**), was der Raumgröße, den Proben und dem Volumen des Testaufbaus geschuldet sein kann. Die Luftfeuchte hat zwar auch eine relativ gleichbleibende Kurve, folgt aber den gewünschten Angaben kaum (**Tabelle 1, Abbildung 26**). Während der Versuche wurde beobachtet, dass sich die Luftfeuchte insbesondere an dem Metallgestell des Testrahmens niederschlägt. Auch ist die Luftzirkulation und Steuerung der Feuchte noch zu optimieren, um diese als quantitative Konstante in die Beobachtung mit einbeziehen zu können.



Abbildung 25: Klimadaten der Versuchsreihen BS3; Relative Feuchte in der Klimakammer und in Referenzproben.

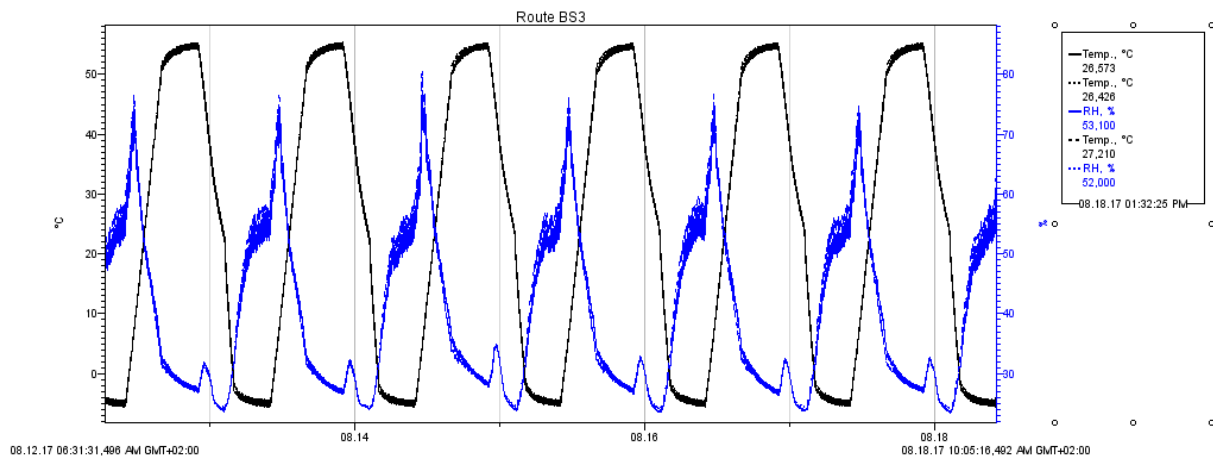


Abbildung 26: Relative Luftfeuchte (%RH) und Temperatur in der Klimakammer über sechs Zyklen hinweg.

Die Temperatur und Feuchtwchsel sind in den Probekörpern parallel aufgezeichnet worden (**Abbildung 25**). Eine Detailaufnahme von simulierten Temperatur und Feuchtezyklen und den Entsprechungen der Signale in den Sandsteinprobekörpern ist in **Abbildung 27** dargestellt. Der Effekt der Temperatursignale im Gestein, im Vergleich zur Raumtemperatur zeigt einen ähnlichen Verlauf. Jedoch ist das Signal verzögert. Das zeigt sich darin, dass die Raumtemperatur schneller ansteigt als in dem Gestein gemessen. Die maximale Temperatur wird dadurch früher erreicht und recht stabil gehalten. Das Erreichen der maximalen Temperatur von 55 °C wird im Gesteinskörper erst nach ein paar Stunden der gleichen Raumtemperatur erreicht (**Abbildung 27**). Dafür ist die relativ geringe Wärmeleitfähigkeit von Quarz verantwortlich. Bei der Abnahme der Temperatur ist diese Verzögerung auch zu beobachten. Durch die Wärmespeicherkapazität des Gesteins die wird die Temperatur länger gehalten und die tiefen Temperaturen erst nach ein paar Stunden erreicht und bleiben über mehrere Stunden im negativen Bereich (-5 °C). Insgesamt wird der

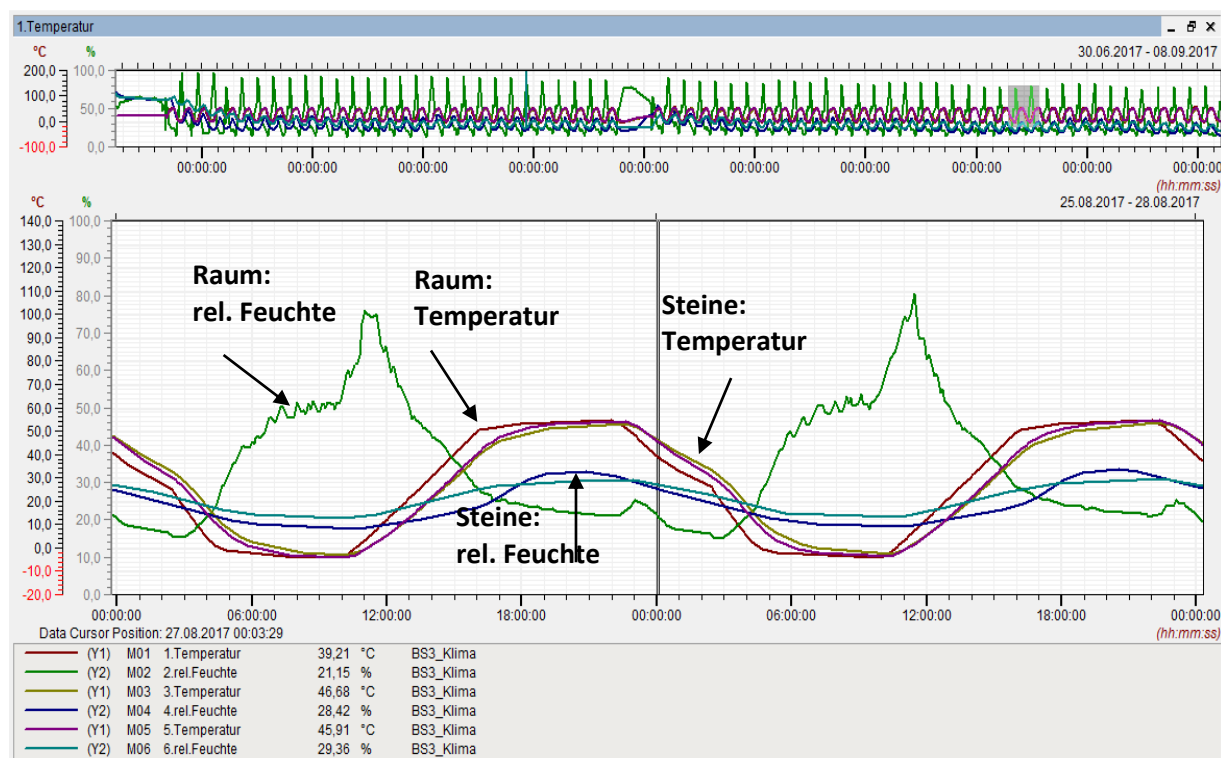


Abbildung 27: Detailausschnitt von zwei in der Klimakammer simulierten Temperatur- und Feuchtezyklen und die entsprechenden Signale in den Gesteinsproben.

in der Klimakammer angelegte scharfe Temperaturanstieg und -kontrast durch das Gestein bis ins Innere abgeschwächt. Das bedeutet, dass wenn an der Oberfläche bzw. Fassade der Kirche hohe Temperaturen und Temperaturwechsel gemessen werden, die zu starken thermischen Spannungen führen können, betrifft dies nur die Oberflächenkörner. Um den Effekt der Raum- bzw. Lufttemperatur und der Oberflächentemperatur auf das Gestein zu erklären, muss dieses Temperatursignal graduell in den Stein bestimmt bzw. modelliert werden. So kann geklärt werden, ob und wo Isolationsverwitterung und damit einhergehende Spannungen im Gestein wirken.

Die Ausbreitung des relativen Feuchtesignals in das Gestein ist nicht mit der gemessenen relativen Luftfeuchte in der Klimakammer übereinzubringen. Die relative Feuchte in der Klimakammer variiert stark zwischen 15 und 75 %RH und kann nicht als kontrolliert oder gesteuert gelten. Entgegen dem Muster der im Raum gemessenen relativen Feuchte, weisen die Feuchtesensoren in den Gesteinsproben eine sehr gleichmäßige und stabile relative Feuchte von 20 bis 30 %RH auf (**Abbildung 27**). Die relative Feuchte verändert sich zyklisch mit der Temperatur, sodass bei höheren Temperaturen auch eine erhöhte relative Feuchte im Gestein gemessen wird, d.h. eine höhere absolute Feuchte. Bei kurzfristigen (Stunden) stark variierenden Luftfeuchte ist der Effekt auf das Gesteinsinnere relativ gering, trotz der Porosität von $>8\%$ Vol. Regen und Luftfeuchte an der Oberfläche der Gesteine bzw. der Fassade der Kirche werden daher auch eher einen transienten Effekt auf das Gesteinsinnere haben. Insbesondere die räumlichen Verteilungsmuster entlang von Oberflächen bzw. Rissen und die starke Kapillarwirkung (vgl. **Abschnitt 3.1**) des Sandsteins werden den Effekt der Feuchte verstärken.

Da nur die Temperatur eindeutig im Versuch gesteuert werden konnte und so als kontrollierende Variable gelten kann, ist in **Abbildung 28** die Dehnungsänderung mit Temperaturzyklen dargestellt. In der Überlagerung der Temperatur über die statischen und dynamischen Dehnungsdaten der Belastungsversuche wird der Einfluss dieser deutlich. Aufgrund der Temperaturzyklen erfahren die Proben bzw. die Quarzkörner des Sandsteins eine thermische Ausdehnung. Diese zyklische Expansion und Kontraktion geht in den statischen Belastungsversuchen über $100 - 200\ \mu\text{m/m}$, in den dynamischen über $200 - 400\ \mu\text{m/m}$. Bei gleichbleibenden thermischen Spannungen und deren hervorgerufener Zyklizität, sowie der gleichbleibenden mechanischen Belastung kann in der Gesamtdehnung der Proben ein Kriechen, d.h. ein Anstieg der Dehnung mit der Zeit, beobachtet werden.

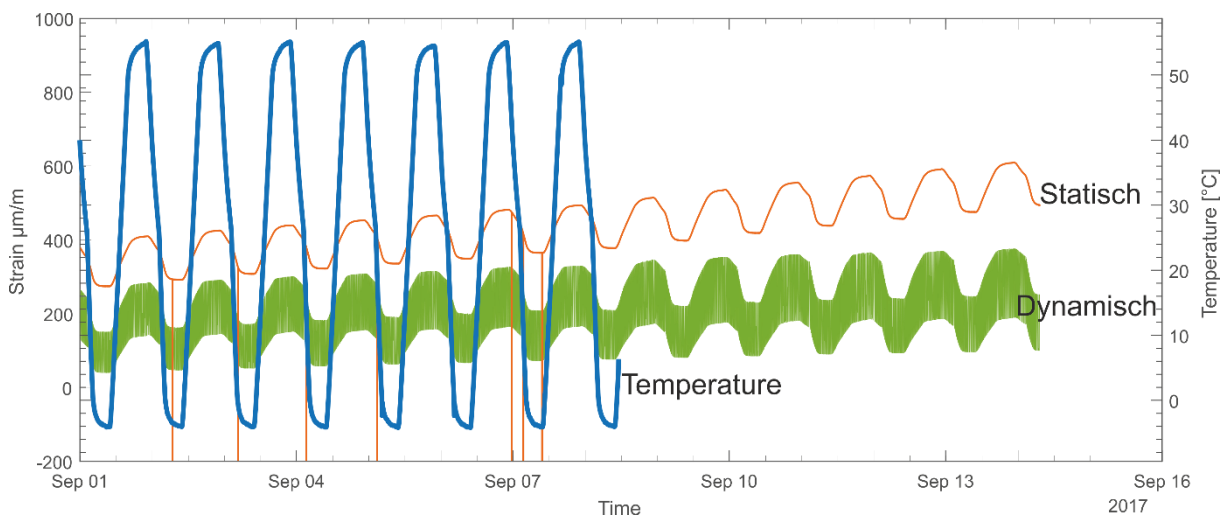


Abbildung 28: Dehnungsänderung einer statisch und einer dynamisch belasteten Probe (66 % maximaler Biegezugfestigkeit) überlagert von den Temperaturzyklen.

Eine Dehnungsänderung in Magnitude und Verlauf wurde unter statischen (**Abbildung 29**) und dynamischen Bedingungen (**Abbildung 30**) beobachtet.

Bei höheren statischen Lasten sind die thermisch geprägten Zyklen über eine größere Spanne ausgeprägt (**Abbildung 29**). Der Erhöhung der Lasten folgt ein entsprechender Zuwachs der Dehnung. In den ersten beiden Laststufen (33 % und 44 % der maximalen Biegefestigkeit) stellt sich sehr schnell ein relativ stabiles Dehnungslevel ein. Ausgenommen sind Proben, die bereits bei der ersten Lasterhöhung zu 44 % in einen dynamischen Bruchverlauf übergangen bzw. die Dehnungsmessstreifen fehlerhaft wurden. Die meisten Proben zeigen jedoch im statischen Belastungsversuch ab der Laststufe von 66 % einen stetigen Anstieg der Dehnung. Da die Lasten gleich bleiben, kann davon ausgegangen werden, dass spätestens mit der dritten Laststufe von $2/3$ der maximalen Biegezugfestigkeit, das Material subkritisch geschädigt wird. Dies ist in dem Versuchsaufbau, ähnlich wie in einem Mauerwerk unter statischen Lasten, ein sich selbst verstärkender Prozess. Das Verhalten der unter dynamischen Lasten stehenden Proben weist einen ähnlichen Verlauf mit der Erhöhung der Lasten auf (**Abbildung 30**). Die thermisch überprägte Zyklizität der Lastzyklen (**Abbildung 31**) ist bei Proben, die bereits bei der ersten Lasterhöhung zu 44 % in den dynamischen Bruch übergingen, stärker ($\sim 400 \mu\text{m/m}$) ausgeprägt, ähnlich wie beiden anderen Proben ab der 66 %-Laststufe (**Abbildung 30**).

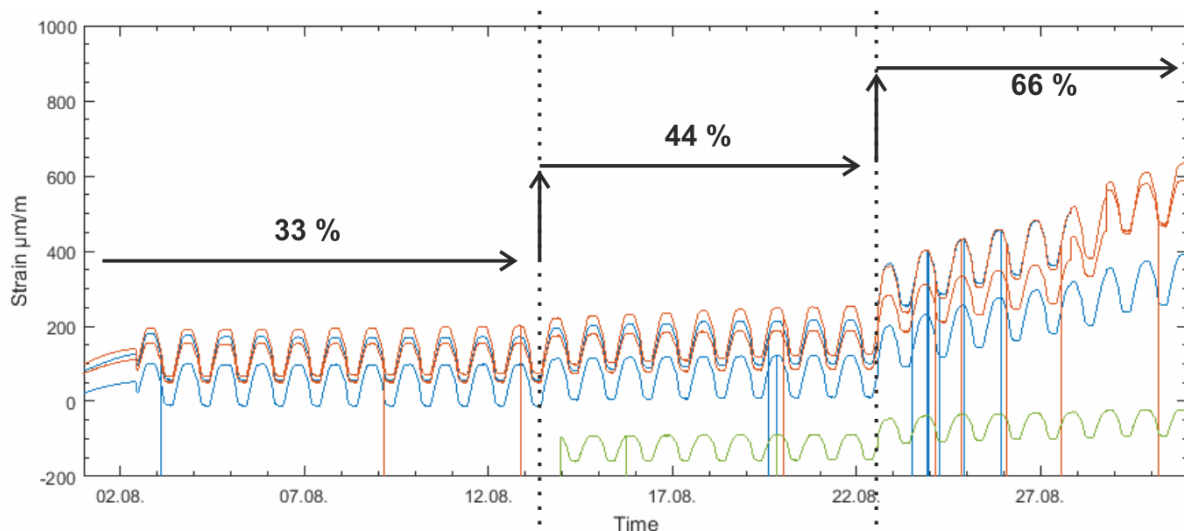


Abbildung 29: Dehnung aufgrund von gestaffelten Laststufen in statischen Versuchen.

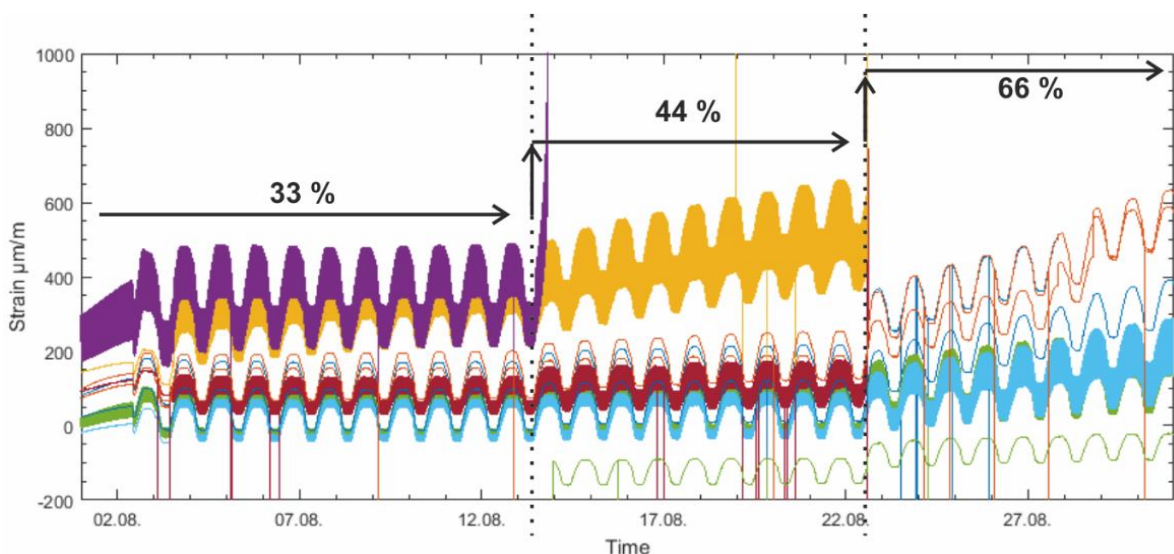


Abbildung 30: Dehnung aufgrund von gestaffelten Laststufen in dynamischen und im Vergleich zu statischen Versuchen.

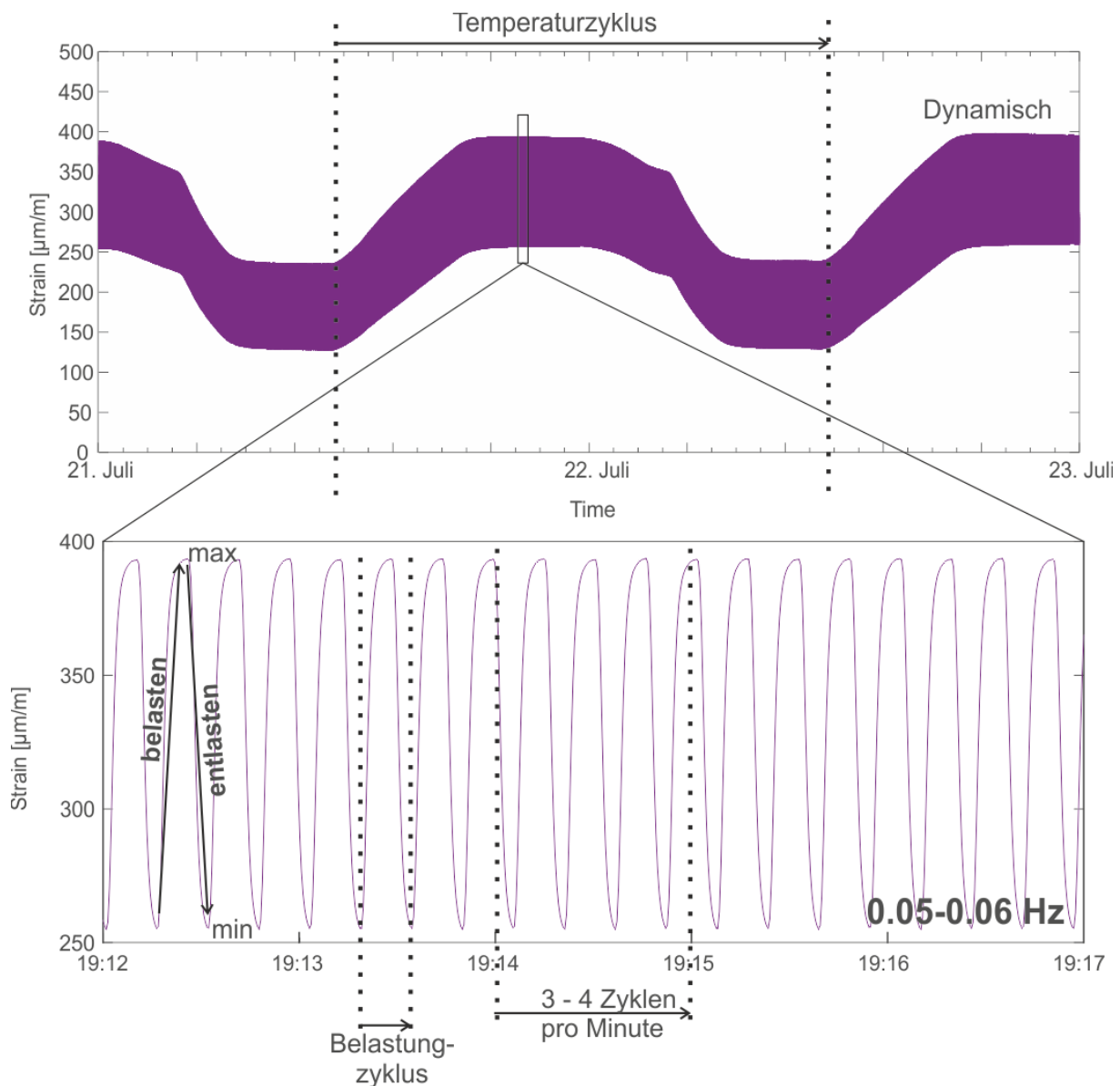


Abbildung 31: Thermische und dynamische Belastungszyklen.

In **Abbildung 31** sind die dynamischen und thermischen Zyklen vergrößert dargestellt. Hier werden die niederfrequenten thermischen Zyklen (1 pro 24 h) von den hochfrequenten Belastungszyklen mit 0,05 – 0,06 Hz überlagert bzw. beinhaltet diese. Generell ist ein früheres Versagen der Proben in der zusätzlichen dynamischen Belastung zu beobachten (**Abbildung 30**). Bei Proben mit der Belastungsstufe von 66 % sind die linearen Trends jedoch im statischen und dynamischen Belastungsversuch ähnlich ausgeprägt (**Abbildung 32**). In **Abbildung 32** steigen die thermischen Zyklen mit der mechanischen Dehnung an. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass das Dehnungsverhalten additiv ist. Das bedeutet, dass die thermische, expansive Dehnung (bei Temperaturanstieg) die mechanische Dehnung, die in unserem Versuchsaufbau auch extensiv ist, verstärkt. Dagegen ergibt sich bei niedrigen Temperaturen ein kontraktiver Einfluss auf das Dehnungsverhalten. Dieser steht aber in starker Wechselwirkung mit den mechanischen Dehnungen durch die aufgebracht statischen und dynamischen Lasten. Dies kann auch das Bruchverhalten beeinflussen, d.h. den Einstieg in das dynamische (tertiäre) Brechen herbeiführen. Jedoch haben die Umweltbedingungen während des dynamischen Bruchs keinen erkennbaren Einfluss.

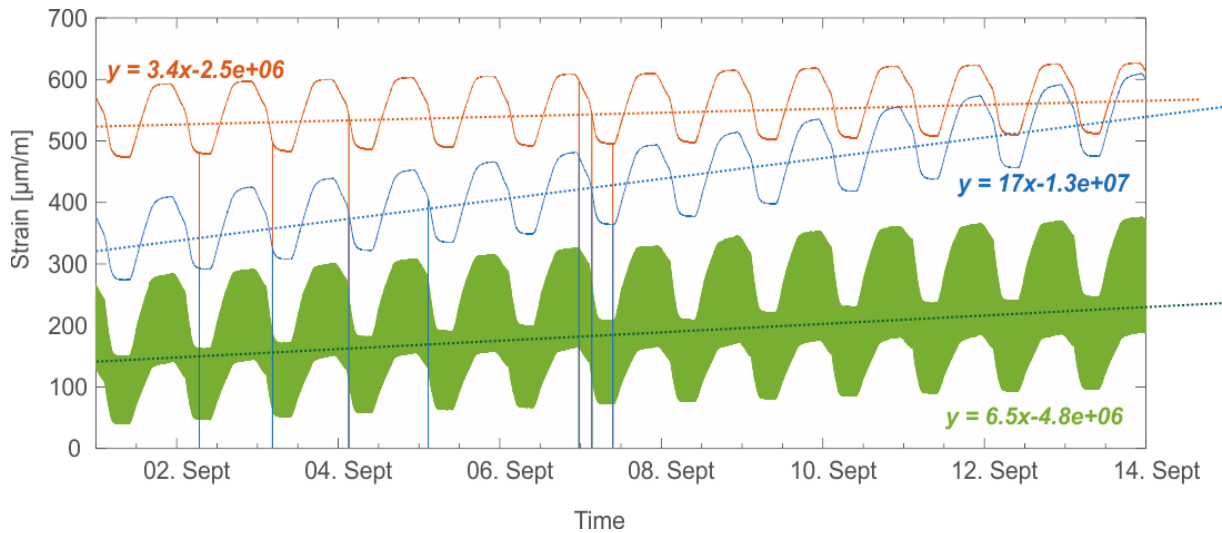


Abbildung 32: Linearer Trend statisch und dynamisch belasteter Proben.

Das Bruchverhalten wurde probenspezifisch beobachtet, da durch die weite Spanne von Festigkeiten in den Vorversuchen (**Abschnitt 3.1**) alle Proben mit den gleichen Laststufen getestet wurden. Es zeigt sich, dass bei Proben, die bereits bei geringer Erhöhung der Laststufen (33 % → 44 %) in den dynamische Bruch eingehen, diese in Verbindung mit dem Anstieg der Temperatur und gleichermaßen dem leichten Anstieg der relativen Luftfeuchtigkeit einhergeht und über den Zeitraum von mehr als acht Stunden erfolgt (**Abbildung 33**). Bis zu acht Stunden brauchte das Temperatursignall auch bis in die Mitte des Probekörpers in unseren Referenzmessungen (vgl. **Abbildung 27**).

Bei Proben, die bei höheren Laststufen in den dynamischen Bruch übergehen, verläuft der gesamte Bruch über eine viel geringere Zeitspanne. Der dynamische Bruch in **Abbildung 34** verläuft in der einen (gelben) Probe über 20 Minuten bzw. in der anderen (rot) über 90 Minuten. Die Zeit bis zum Versagen, die Rate und somit auch der beobachtbare Rahmen und die Einflussfaktoren (Umweltbedingungen) hängen also stark vom Belastungslevel ab.

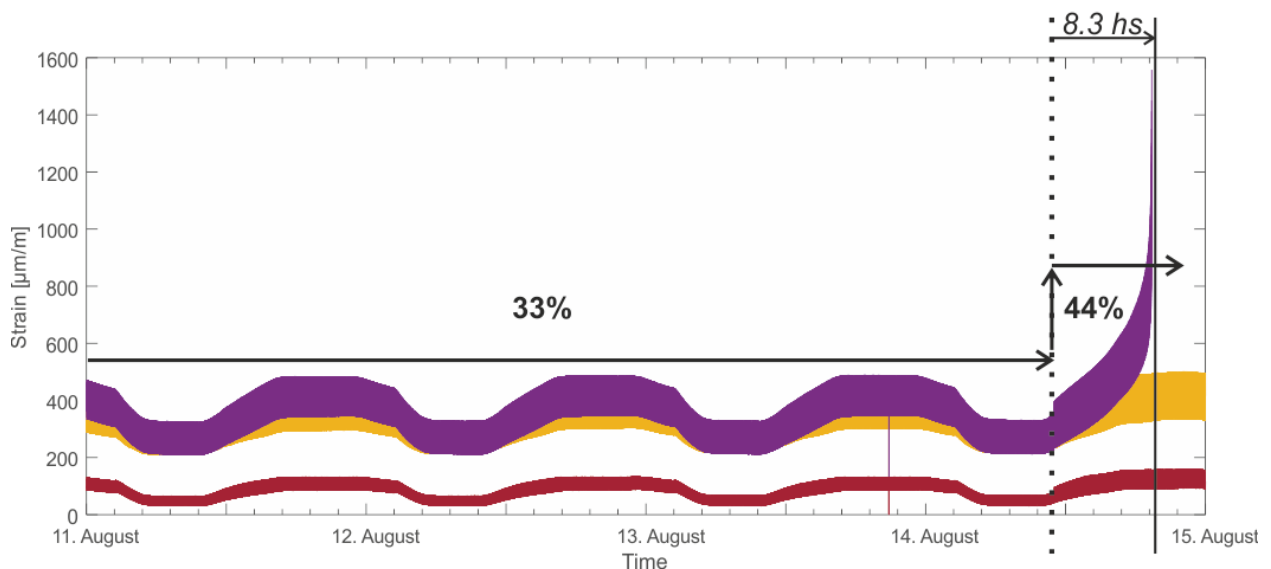


Abbildung 33: Bruchverhalten einer dynamisch belasteten Probe nach Erhöhung der Lasten auf 44 %.

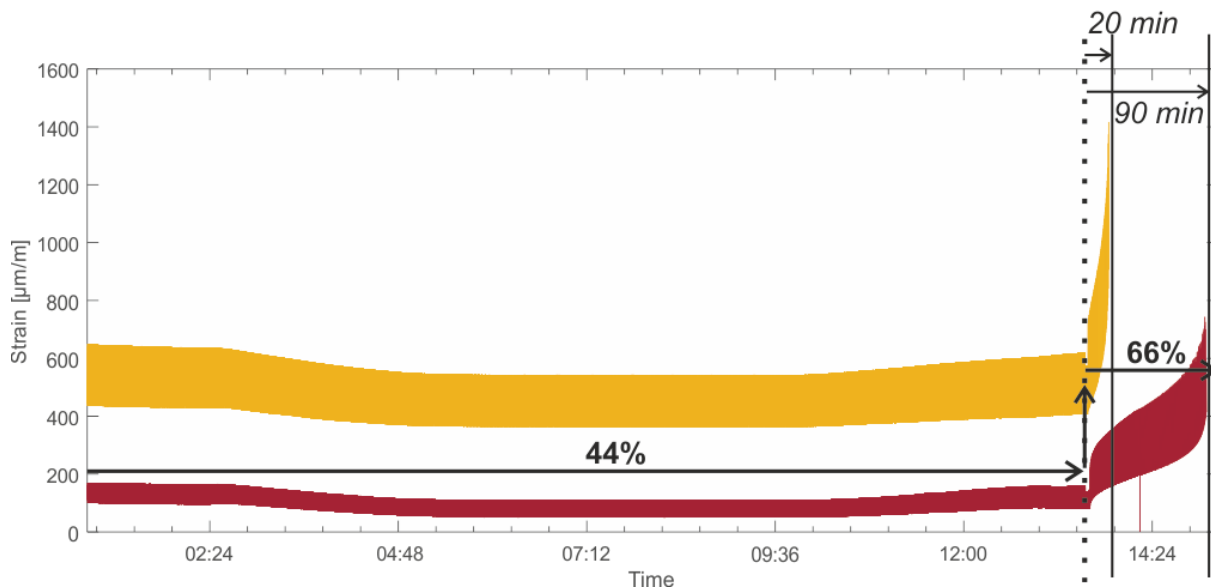


Abbildung 34: Bruchverhalten zweier dynamisch belasteten Proben nach Erhöhung der Lasten auf 66 %.

Zusammenfassend kann aus den Belastungsversuchen abgeleitet werden, dass Lasten weit unterhalb der maximalen Festigkeiten, den Gesteinsverbund mit der Zeit bzw. Zyklen schädigen können. Um dies auf die St. Lorenzkirche zu übertragen, müsste die statische und dynamische Spannungsverteilung der Kirche mit in die Planung und Durchführung von einem Messaufbau bzw. eines Monitorings miteinbezogen werden. Auch wären weitere Langzeitversuche mit ca. 10 % bzw. 1 N/mm² noch anzusetzen, da dies, die zu erwartende minimale Spannung durch die Statik sein wird. In den Versuchen in der Klimakammer konnte die Umweltvariable Temperatur gut gesteuert werden. Die dabei induzierten thermischen Spannungen überlagern die mechanischen Spannungen in einer additiven Weise. Daraus ergibt sich folgendes vereinfachtes Muster aufgrund des thermischen Ausdehnungskoeffizienten des Hauptbestandteils des Sandsteins, Quarz: Bei zunehmenden Temperaturen (>0 °C) ergibt sich eine Verstärkung der Dehnung des Sandsteins, bei abnehmenden Temperaturen (<0 °C) eine Abschwächung dieser. Die Temperatursignale müssen jedoch über längere Zeiträume (mehrere Stunden/Tage) andauern um im gesamten Material zu wirken. Spannungsunterschiede aufgrund eines steilen Temperaturgradienten spielen insbesondere an der Oberfläche eine Rolle, deren weitergehender Effekt noch Messungen erfordert (siehe folgenden **Abschnitt 3.3**). Leider konnte die Feuchte in der Klimakammer nicht entsprechend kontrolliert werden, sodass Aussagen über den Effekt während der Belastungsversuche nur eingeschränkt möglich sind. In den Vorversuchen (**Abschnitt 3.1**) ist jedoch bereits auf die stark reduzierte mechanische Festigkeit von wassergesättigten Proben hingewiesen worden. Durch die hohe Porosität der Burgsandsteine wird daher die Verteilung und Verweildauer der Feuchte im Mauerwerk der St. Lorenzkirche einen Einfluss haben. Methoden zur direkten Messung der Materialfeuchte wären eine sinnvolle Ergänzung im Feld und Labor.

3.3 Ergebnisse zur Weiterentwicklung der Nutzung der Glasfasertechnik für Naturstein

Zu Beginn wurde untersucht, ob die Temperatursensoren komplett von möglichen Dehnungen entkoppelt sind. Hierfür wurde eine Glaskapillare starr befestigt und die zweite Kapillare wurde mittels eines Kugellagers beweglich befestigt. Schrittweise wurde an der frei gelagerten Faser eine Kraft angebracht, die mittels eines Federkraftmessers bestimmt wurde. Die Temperatursensoren zeigten bei dieser Messung keinerlei Verschiebung, womit die vollständige Entkopplung dieser bewiesen wurde. In **Abbildung 35** ist das Ergebnis von vier Dehnungs-FBGs aus dem geschilderten Versuch gezeigt. Die hinzugefügte Linie gibt die ideale Dehnung an. Zu Beginn stimmen die gemessenen Werte mit der idealen Kennlinie voll überein, entfernen sich bei höheren Kräften jedoch zunehmend. Dies ist bedingt durch das Verhalten des Prüfstandes, da ein Teil der angebrachten Kraft nicht auf den Sensor übertragen wird. Darüber hinaus sind durch die Materialparameter der Messproben Dehnungen über $1000 \mu\epsilon$ nicht zu erwarten und somit kann von einer einwandfreien Übertragung der Dehnung ausgegangen werden.

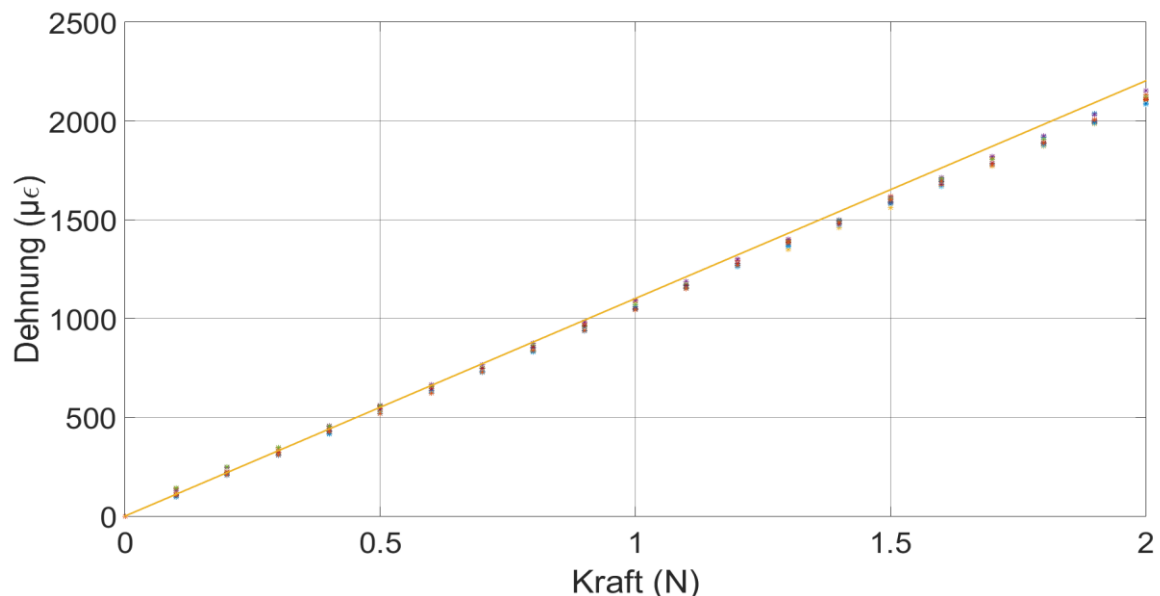


Abbildung 35: Kalibrierung der Dehnungs-FBGs. In dem relevanten Bereich bis zu 1 N stimmen die gemessenen mit den idealen Werten überein.

Im nächsten Versuch wurde das Temperaturverhalten der Sensoren untersucht. Hierfür wurden diese in einer Klimakammer gelagert und deren Verhalten unter wechselnden Temperaturen untersucht. Um etwaige Effekte der Temperatursensoren auf den Dehnungssensor auszuschließen, wurden jene auch beobachtet. In **Abbildung 36** ist der Temperaturzyklus gezeigt, der für die Kalibrierung verwendet wurde. **Abbildung 37** zeigt die zugehörigen Werte von vier Dehnungssensoren. Diese weichen nur gering voneinander ab und die erfasste Wellenlängenverschiebung ist rein auf die Änderung der Temperatur zurückzuführen. Exemplarisch für die Kalibrierungsversuche ist in **Abbildung 38** das Verhalten eines kompletten Sensors, also zwei Temperatur- und eine Dehnungsmessstelle, gezeigt. Die betragsmäßige Amplitude der Temperatursensoren ist bei beiden Sensoren größer als bei dem Dehnungssensor. Dies verdeutlicht, dass die Klebung in der Glaskanüle und das Krimpen der Metallkapillaren einen Einfluss auf die Sensitivität der Sensoren besitzen. Die Metallkanüle besitzt beispielsweise einen größeren thermischen Ausdehnungskoeffizienten, weswegen sich durch das Krimpen zusätzliche Dehnungen ergeben. Werden die Temperatursensoren untereinander verglichen, weisen auch diese

Unterschiede in der Magnitude auf. Dies zeigt, dass der Prozess zur Entkopplung von der Dehnung variierende Prozessparameter besitzt und eine Kalibrierung jedes einzelnen Sensors notwendig ist.

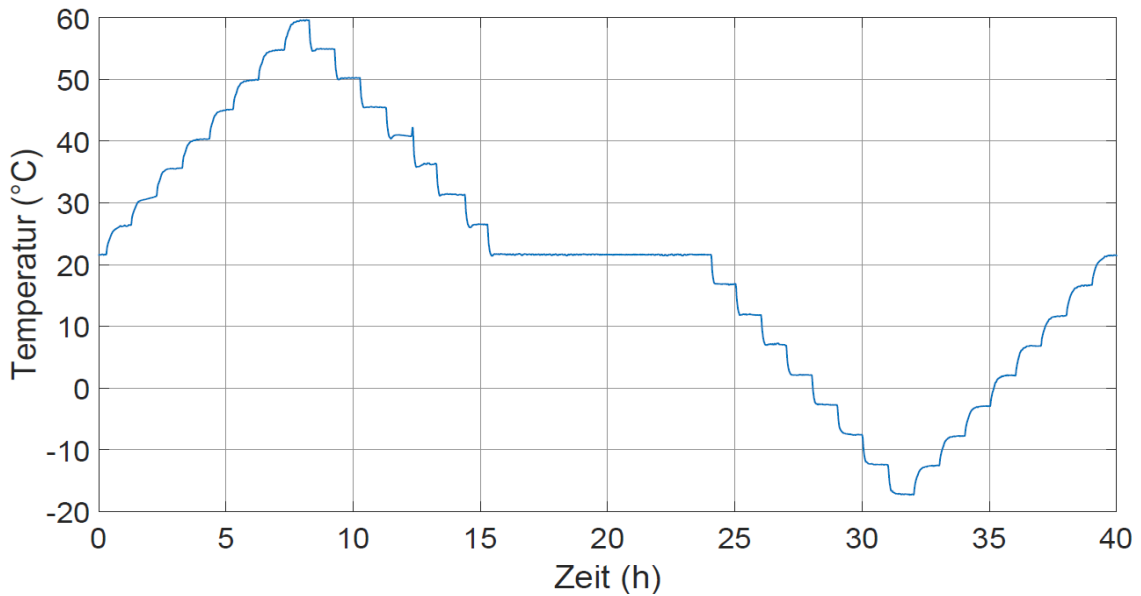


Abbildung 36: Temperaturzyklus zur Kalibrierung der Sensoranordnung. Die Extremwerte decken den späteren Einsatzbereich ab.

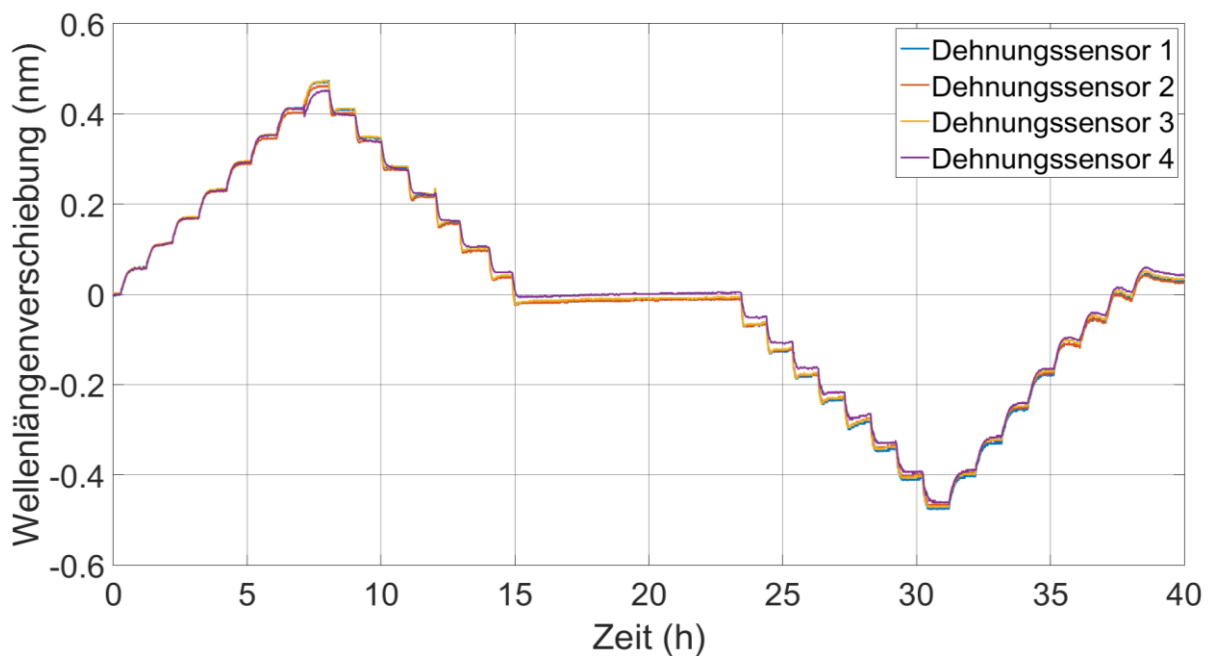


Abbildung 37: Wellenlängenverschiebung der Dehnungssensoren.

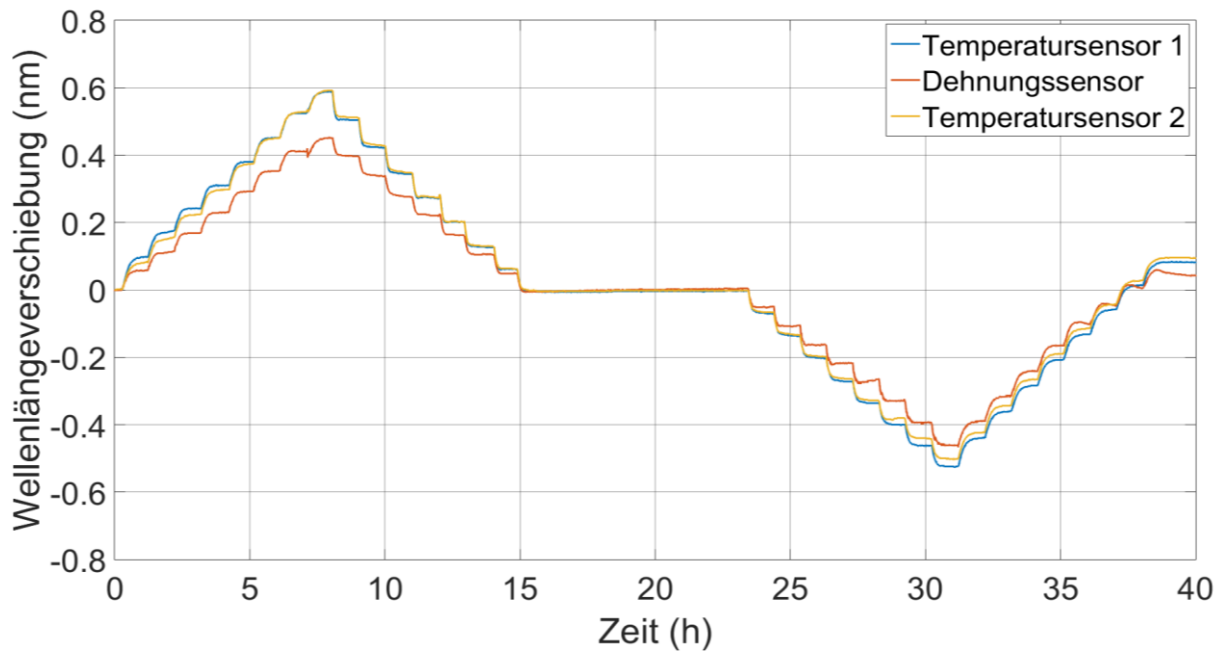


Abbildung 38: Erfasste Wellenlängenverschiebung eines kompletten Aufbaus.

Mit den kalibrierten Sensoren wurde zunächst die thermische Dehnung untersucht. In **Abbildung 39** sind die berechneten Dehnungen von vier eingebetteten Sensoren in vier unterschiedlichen Proben dargestellt. **Abbildung 40** zeigt die Temperatur in der Klimakammer. Wie erwartet äußert sich ein Temperaturanstieg in einer Expansion der Messproben, die von allen vier Sensoren erfasst wird. Wird nachfolgend die Temperatur auf -20 °C gesenkt, so zeigen drei der vier Sensoren eine Kontraktion auf. Bei Probe 2 ergibt sich jedoch eine Dehnung, die auf einen Verlust der Vorspannung schließen lässt. Wie bereits geschildert, werden die Sensoren mit einer gewissen Vorspannung installiert, um mögliche Kontraktionen zu erfassen.

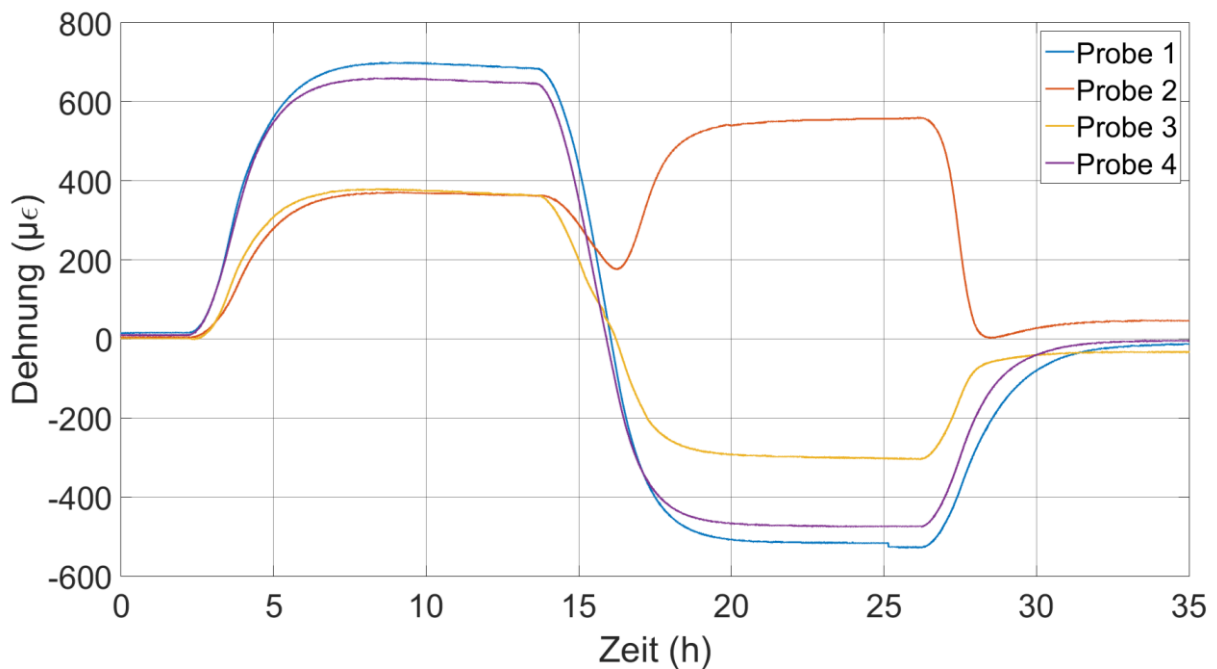


Abbildung 39: Dehnungen von vier Messproben während eines Temperaturzyklus.

Löst sich die Klebung einer Glaskapillare in der Probe, so löst sich die Vorspannung und das Verhalten der zu überwachenden Probe kann nicht mehr mit Hilfe des Sensors detektiert werden. Die Werte der Sensoren in den Proben 1, 3 und 4 weichen deutlich voneinander ab, was jedoch durch die Unterschiede in der Struktur der Messproben begründet ist. Wird von einer thermischen Ausdehnung zwischen $6,99 \times 10^{-6}$ und $13,24 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, die für Sandstein in der Literatur gefunden wird, ausgegangen, so ergibt sich bei einer Temperaturänderung von 40 K eine Dehnung zwischen $280 \mu\epsilon$ und $530 \mu\epsilon$. Die ermittelten Daten liegen somit in einem Bereich, der den Werten aus der Literatur entspricht, was den Einsatz des gewählten Sensoraufbaus bekräftigt. Exemplarisch ist in **Abbildung 40** die gemessene Temperatur der zwei Temperatursensoren eines Sensors dargestellt. Als Referenz wurde ein Thermoelement benutzt, das an der Oberfläche der Probe platziert wurde. Zu sehen ist, dass die Temperatur in der Messprobe mit einer Verzögerung auf die äußere Änderung folgt. Dies entspricht dem zu erwartenden Verhalten, da sich eine homogene Temperatur in den Proben erst mit einer Verzögerung einstellen kann.

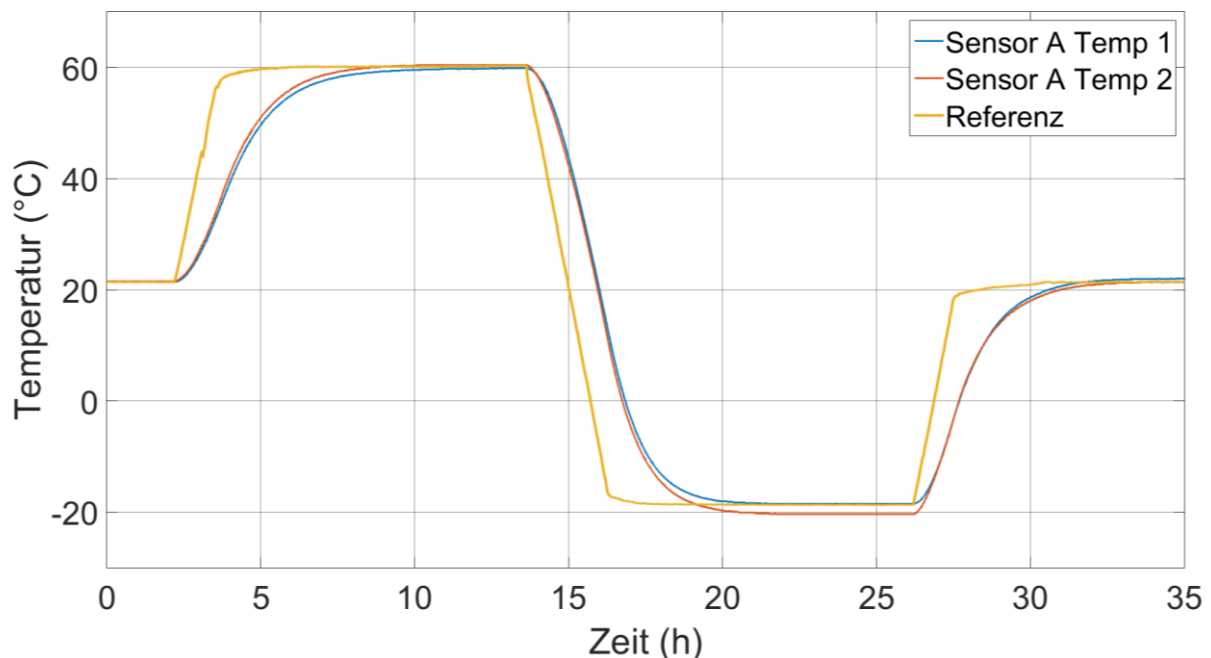


Abbildung 40: Ermittelte Temperatur in einer Messprobe.

Die beiden Temperaturen weichen im positiven Bereich nur minimal voneinander ab und im negativen Bereich beträgt die Differenz unter 2 Kelvin. Dieser Unterschied kann wie zuvor geschildert durch die manuelle Anfertigung und daraus folgenden Toleranzen bedingt sein.

Abbildung 41 zeigt die Ergebnisse aus dem Bruchtest einer Probe. Die Proben hierfür wurden trocken gelagert und keiner Feuchtigkeitsbelastung ausgesetzt. Die schrittweise Erhöhung der Belastung ist deutlich zu erkennen. Zudem zeigt sich, dass die oberflächliche Klebung, die bei den Bruchtests verwendet wurde, keinen Verlust der Vorspannung aufweist. Eine Schwachstelle der Klebung würde sich dadurch zeigen, dass bei der Erhöhung der Belastung keinerlei Dehnung erfasst wird oder diese wieder auf den Anfangswert sinkt oder sich auch darunter befindet. Die Messung konnte die mechanische Belastung bis zum Zeitpunkt des Bruchs aufzeichnen. In **Abbildung 42** sind die gemittelten Werte von vier Proben und die erwartete theoretische Dehnung aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass der Zeitpunkt des Bruchs stark von den Materialeigenschaften abhängt. Obwohl bei den Proben darauf geachtet wurde, dass diese möglichst identisch sind, beeinflussen Faktoren wie unterschiedliche Orientierung der Schichtung oder Korngröße dennoch deren Verhalten. Wie

bei den thermischen Dehnungen liegen die Ergebnisse nah an den Erwartungen, was den Einsatz des Sensoraufbaus stärkt.

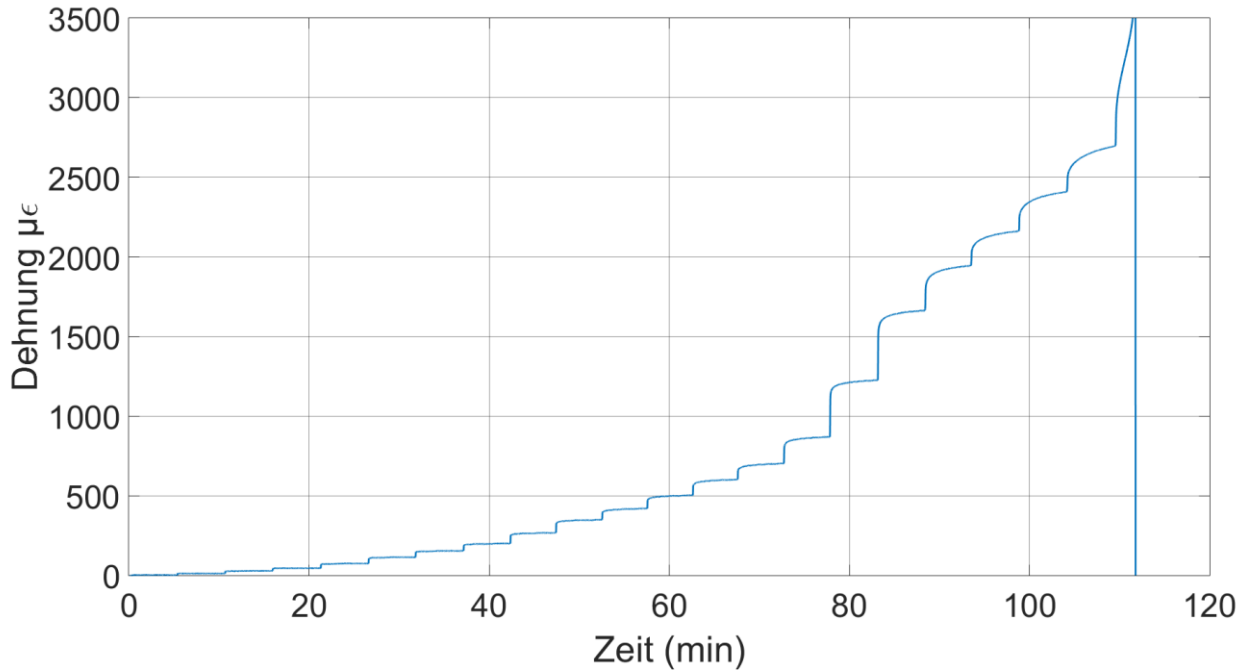


Abbildung 41: Dehnung, erfasst in einer Messprobe.

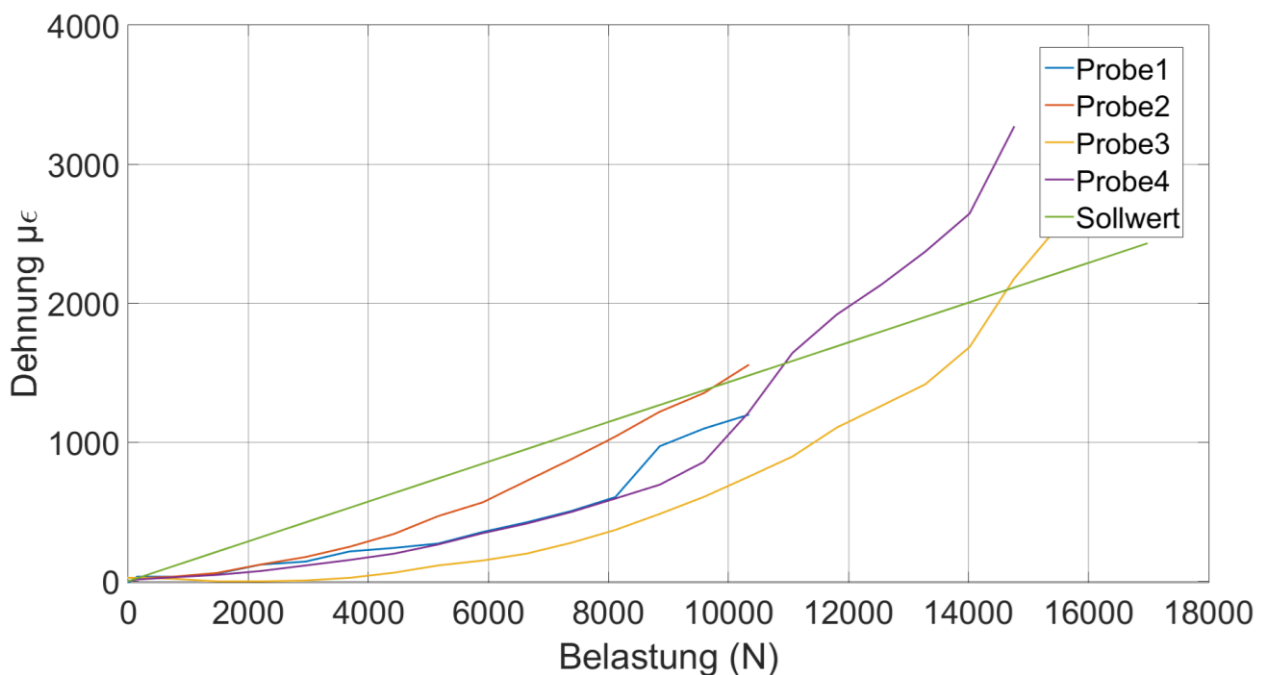


Abbildung 42: Messdaten von vier Proben bis zum Bruch. In Grün ist die theoretische Dehnung gezeigt.

Als letztes werden die Ergebnisse bei der Lagerung der Messproben in Wasser gezeigt. In **Abbildung 43** sind die Resultate mittels applizierter FBGs gezeigt. Bei Probe 3 und 4 trat im Vorfeld eine ungewollte Sättigung aufgrund eines Wasserschadens auf. Dies ist eine mögliche Erklärung für die geringere Amplitude der Dehnungen und die schnellere Sättigung. Alle vier Proben zeigen jedoch ein ähnliches Verhalten. Nach Erreichen der Sättigung stagnieren die Werte annähernd. Es zeigt sich jedoch ein Verlust von Dehnung nach Erreichen der Sättigung. Durch den langen direkten Kontakt mit Wasser löst sich die Klebung

zunehmend und somit verschwindet ein Teil der Dehnung. Bei nachfolgenden Bruchtests wurde diese Vermutung gestärkt, da sich die Klebung währenddessen löste und somit keine Messung möglich war. Die oberflächliche Befestigung eignete sich in diesen Fall nur bedingt, wobei zu prüfen ist, ob der Fall eines konstanten Kontakts mit Wasser relevant ist.

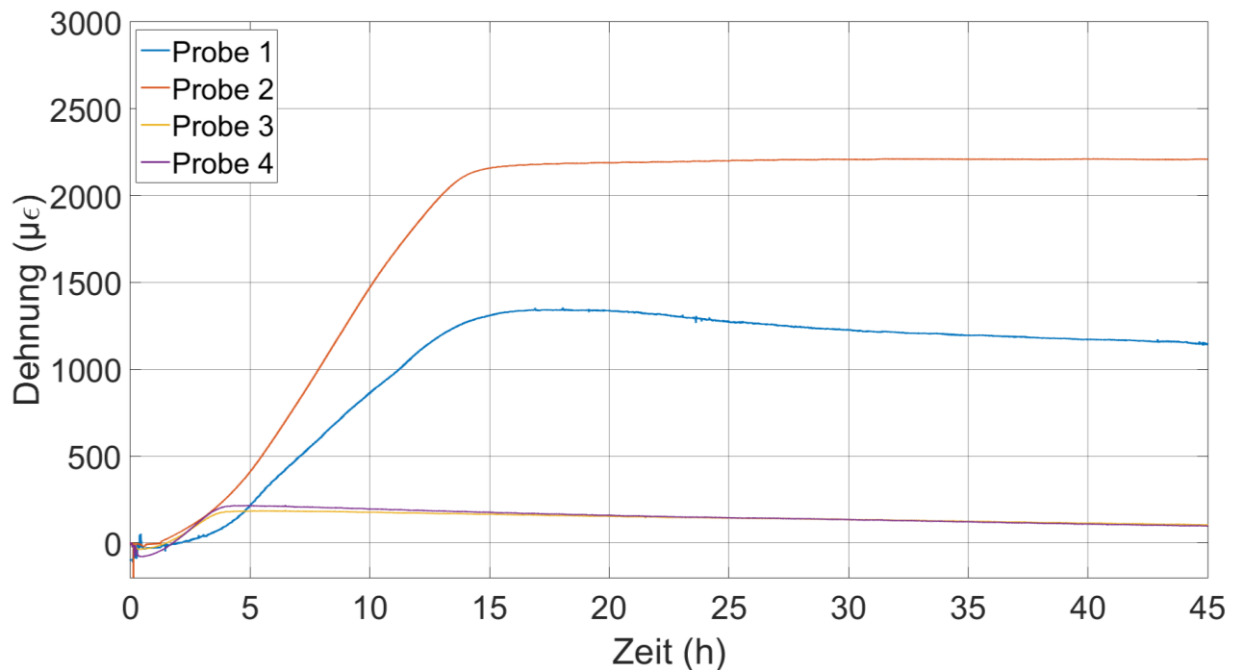


Abbildung 43: Messergebnisse mittels applizierter Sensoren während der Wassersättigung.

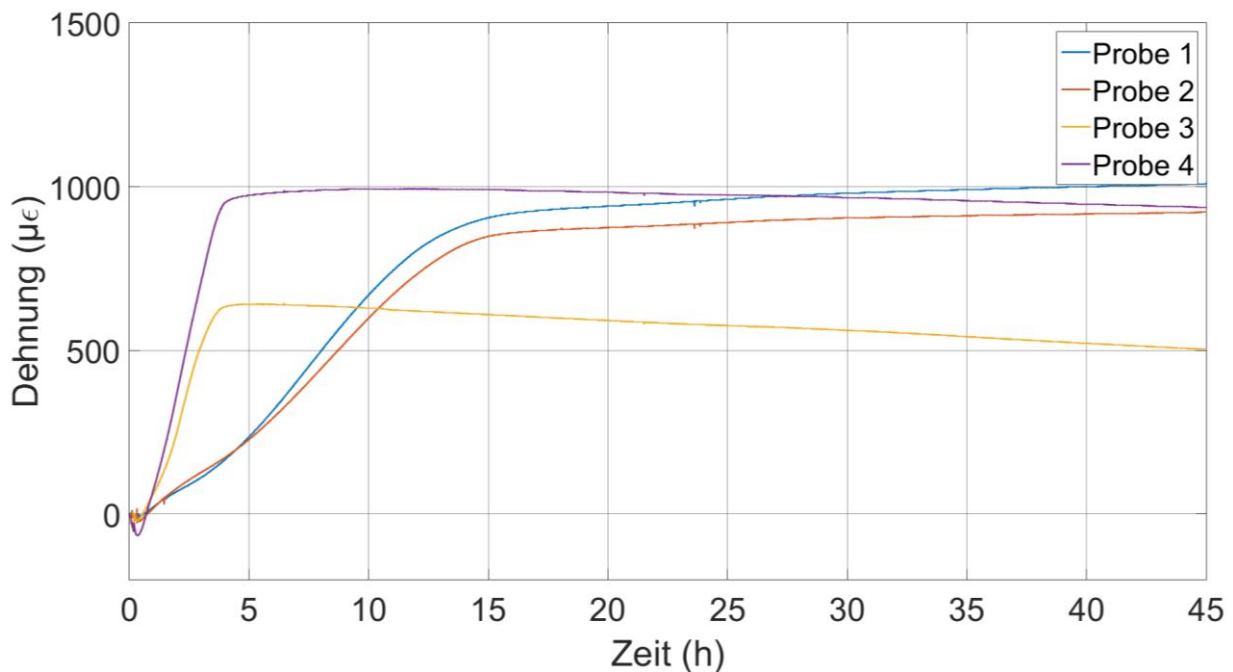


Abbildung 44: Messergebnisse mittels integrierter Sensoren während der Wassersättigung.

In **Abbildung 44** ist die Auswertung des Sättigungstests mittels integrierter FBGs zu sehen. Auch hier zeigt sich die schnellere Sättigung der vorgeschädigten Proben. Zudem weisen diese Proben einen Teilverlust der Vorspannung auf. Die beiden anderen Proben zeigen jedoch eine Stagnation auch bei längerem Kontakt mit Wasser. Da die integrierten Sensoren quer durch die Probe befestigt wurden, fanden deren Ergebnisse bei den Bruchtests keinen Einsatz.

Die Ergebnisse der faseroptischen Messtechnik haben gezeigt, dass mit deren Einsatz das Verhalten der Proben aufgezeichnet werden kann. Lediglich bei einer konstanten Sättigung mittels Wasser konnten keine verlässlichen Daten akquiriert werden. Hierbei ist zu überprüfen, inwiefern dieser Fall von Bedeutung ist und wie der Aufbau angepasst werden muss, um diesen Fall abzudecken.

3.4 Ergebnisse zur nicht-invasiven Anpassung der Geoelektrik

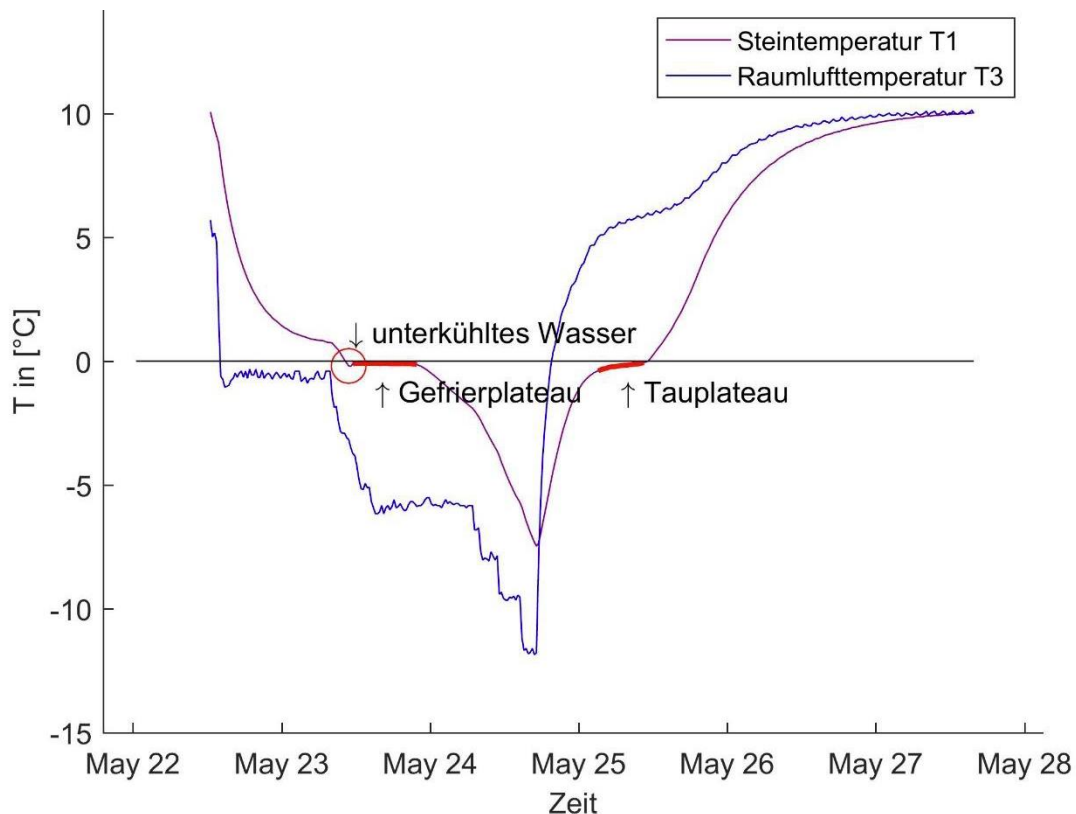


Abbildung 45: Vergleich von Raumlufttemperatur (forcing) mit der Steintemperatur (response).

Im Kühltest von +10 °C bis -10° C zeigt sich ein deutliches Gefrierplateau und ein Tauplateau (**Abbildung 45**). Diese markieren die latente Wärmeaufnahme und -abgabe im Porenwasser des Burgsandsteins mit hoher Porosität. Die Position des Gefrierplateaus und das Tauplateau demonstrieren den gut kontrollierten Kühlverlauf der Burgsandsteinprobe und bestätigen die Kalibrierung und aussagekräftige Position der Sensoren.

Die temperaturabhängigen Messungen des spezifischen Widerstands (Resistivität) im Burgsandstein (**Abbildung 46 und 47**) für konventionelle Schraubenelektroden drücken sehr gut das postulierte bilineare Verhalten aus mit einem Bestimmtheitsmaß über 90 % (Krautblatter et al. 2010). Der Gleichgewichtsgefrierpunkt liegt nur wenig unterhalb 0 °C, was typisch für poröse Gesteine ist. Die Veränderung der Resistivität pro °C im gefrorenen Burgsandstein ist etwa 10-mal so hoch wie im ungefrorenen, auch diese Werte sind typisch (Keller und Frischknecht, 1966; Krautblatter, 2009; Krautblatter et al., 2010). Zusammenfassend ergeben sich für konventionelle Schraubenelektroden sehr klare Ergebnisse mit deutlich bilinearem Verhalten ($R^2 \gg 0.9$ bei den meisten Reihen) und verschiedene Messreihen aus gleichen Zyklen liefern sehr ähnliche Ergebnisse.

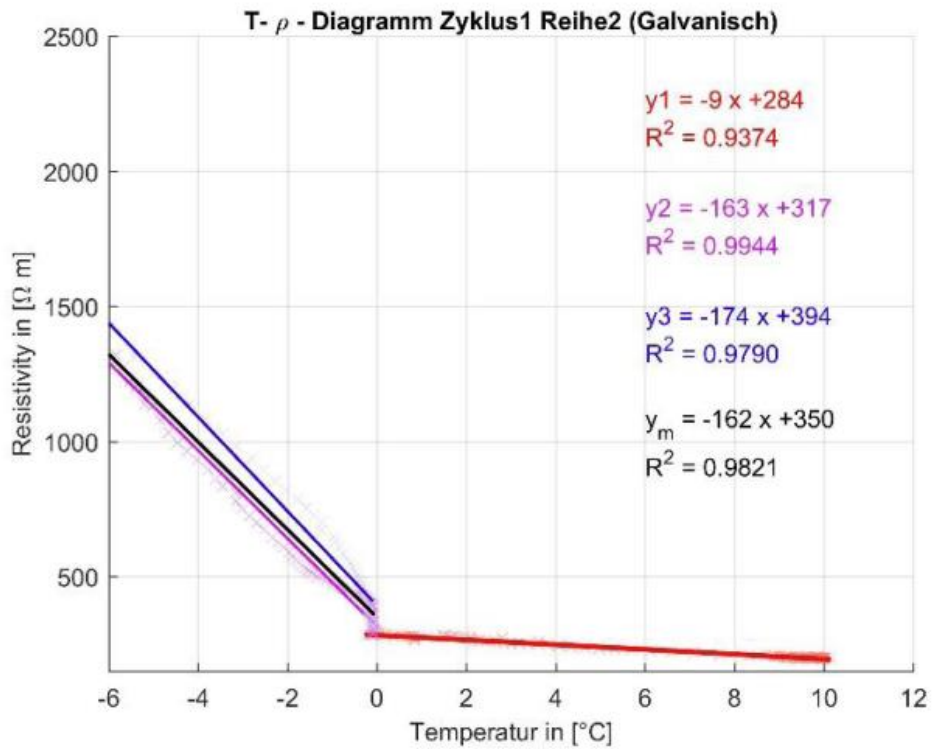


Abbildung 46: Referenzwerte konventioneller Elektroden der Reihe 2.

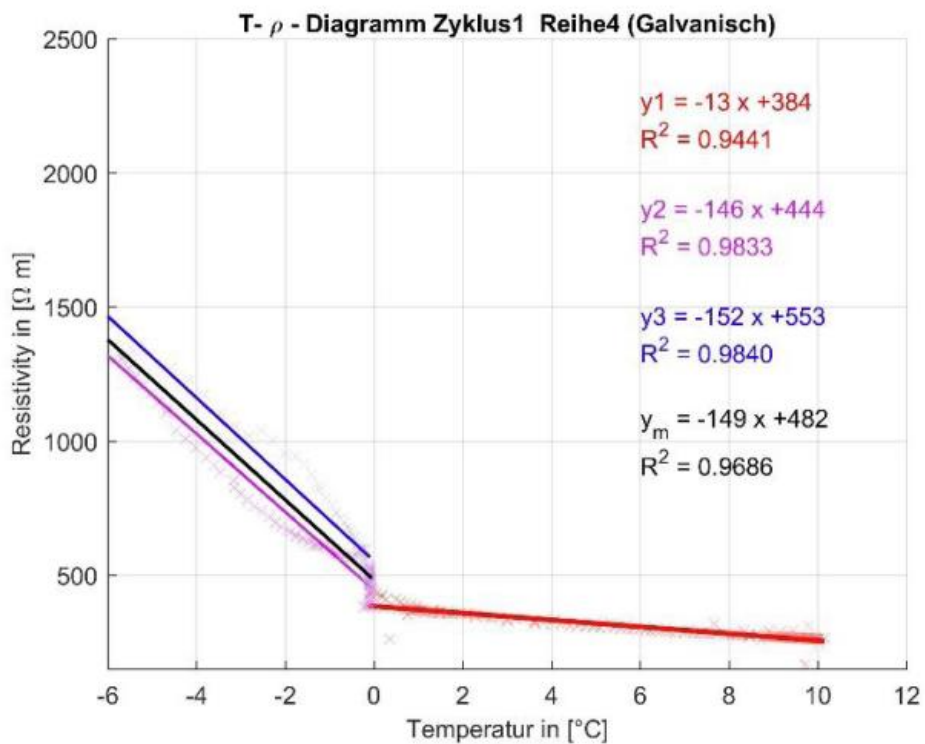


Abbildung 47: Referenzwerte konventioneller Elektroden der Reihe 4.

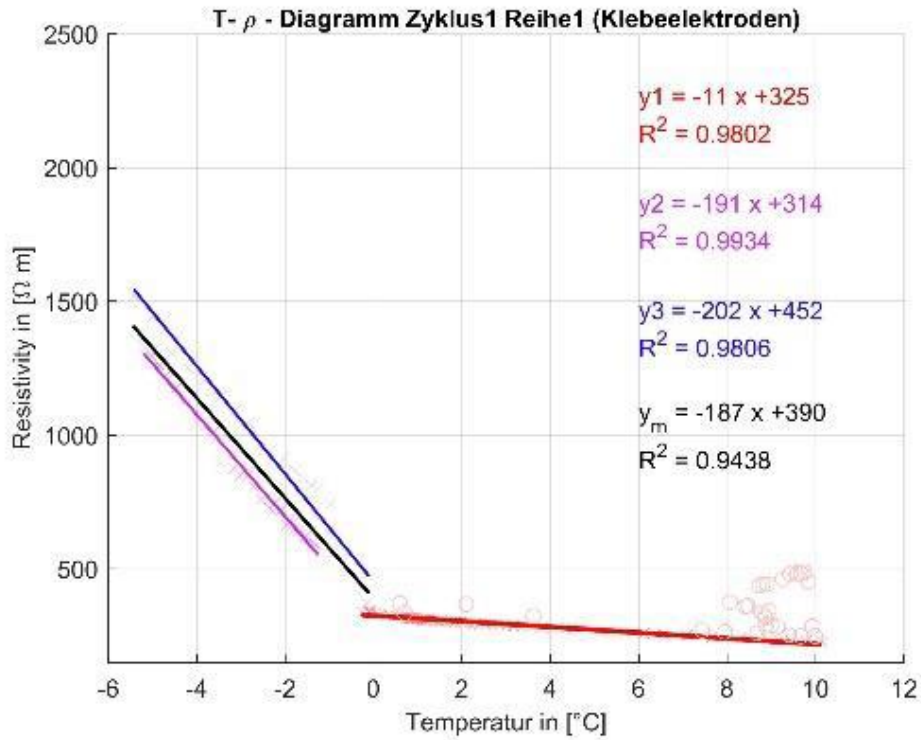


Abbildung 48: Messwerte der Klebelektroden, Reihe 1.

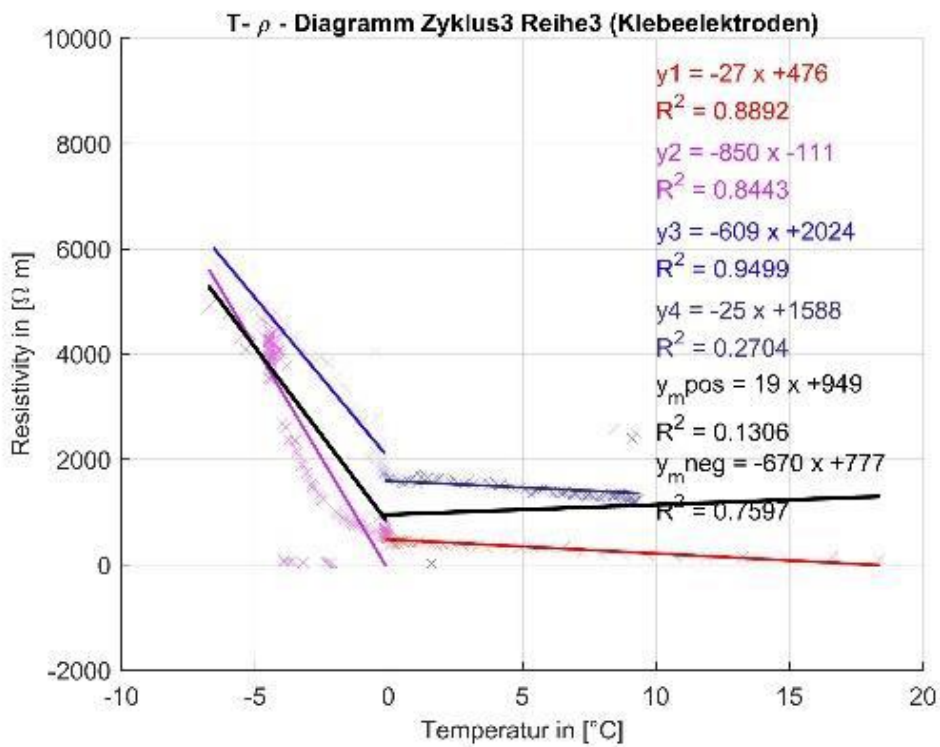


Abbildung 49: Messwerte der Klebelektroden, Reihe 3.

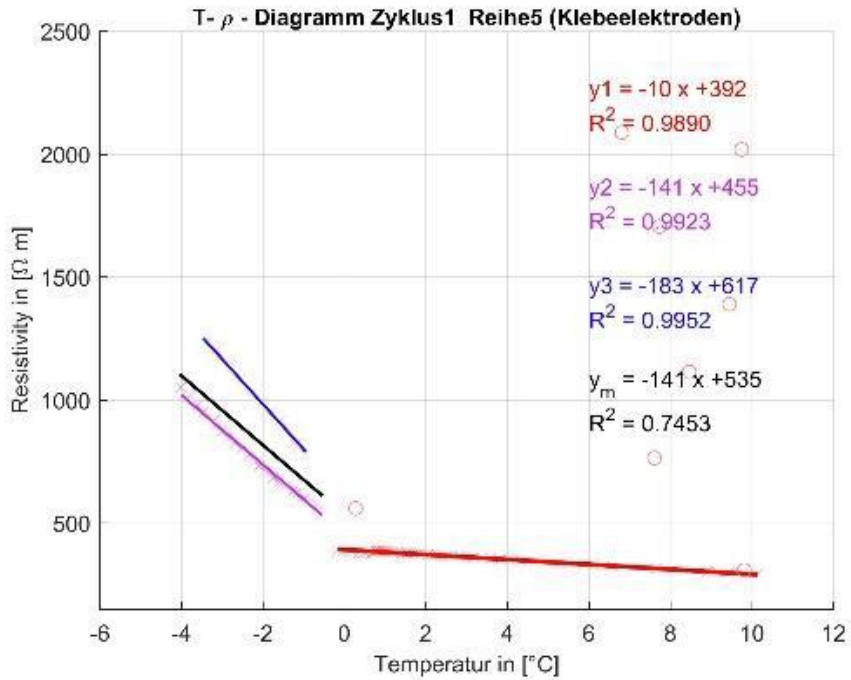


Abbildung 50: Messwerte der Klebelektroden, Reihe 5.

Bei den parallel zu den Schraubenelektroden angebrachten Klebelektroden der Reihe 1, 3 und 5 zeigt sich (**Abbildung 48, 49 und 50**), dass die Klebelektroden viel sensibler auf die Ankopplung reagieren. Durchgehend sehr gut angekoppelte Reihen, wie die Reihe 1, können durchaus vergleichbare Werte zu den Schraubenelektroden liefern. Reihe 3 und 5 zeigen, dass selbst kleine Änderungen der Ankopplungen zu Abweichungen führen können. Sehr gut gekoppelte Klebelektroden können also auf historischen Gebäuden durchaus Schraubenelektroden ersetzen, allerdings sind sie deutlich empfindlicher gegenüber der guten Passung und dem Kontakt mit dem Gestein.

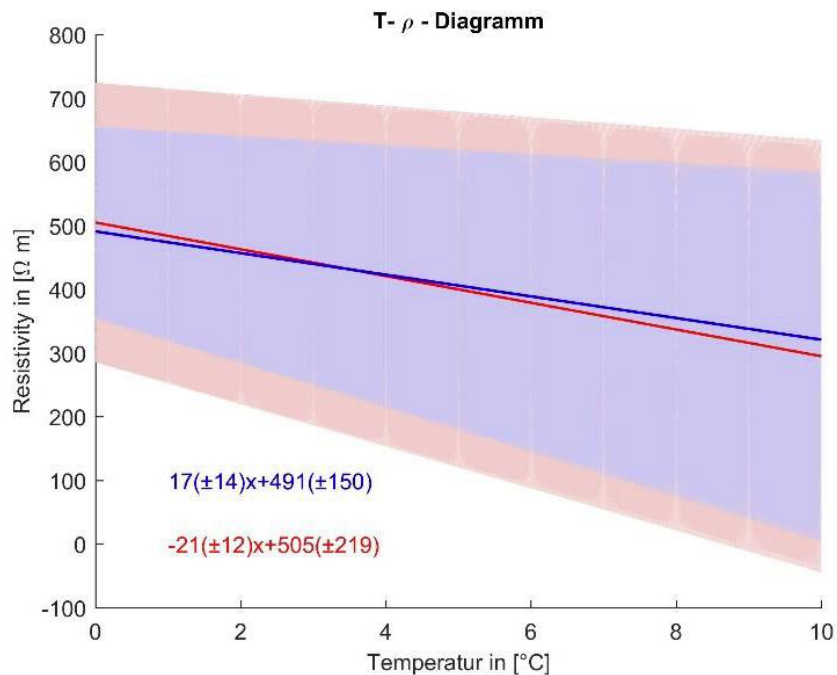


Abbildung 51: Der Vergleich des Temperatur-Resistivitätsganges für Klebelektroden (blau) und konventionelle Elektroden (rot) für eine ungefrorene wassergesättigte Bursandsteinprobe.

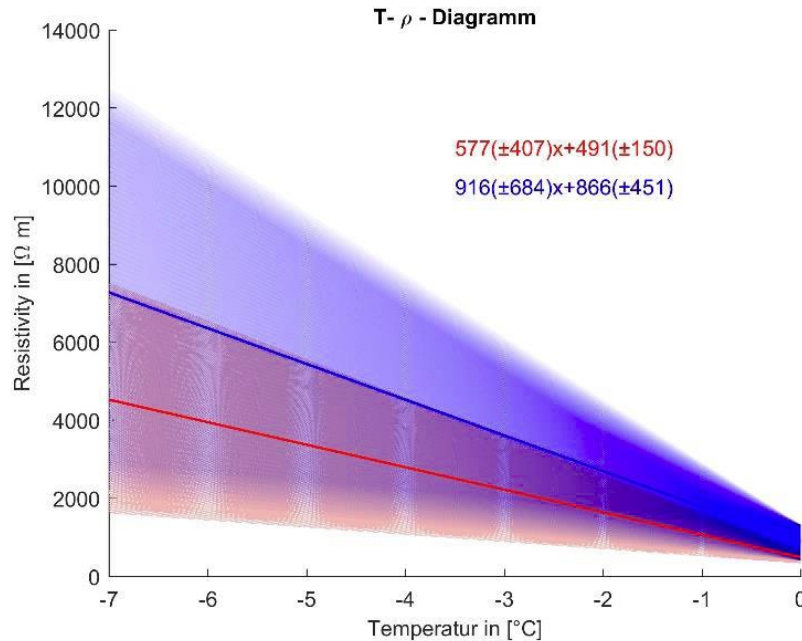


Abbildung 52: Der Vergleich des Temperatur-Resistivitätsanges für Klebeelektroden (blau) und konventionelle Elektroden (rot) für gefrorene wassergesättigte Bursandsteinprobe.

Der Vergleich des Temperatur-Resistivitätsanges für Klebeelektroden und Schraubenelektroden für ungefrorene Proben und gefrorene Proben (**Abbildung 51 und 52**) zeigt, dass insbesondere im ungefrorenen Bereich beide Elektrodentypen vergleichbare Ergebnisse liefern. Der $0^{\circ}C$ -Resistivitätswert unterscheidet sich lediglich um 3 % und auch die Veränderung der Resistivität pro $^{\circ}C$ liegt mit 17 und $21 \Omega m/^{\circ}C$ relativ nahe beieinander. Deutlichere Unterschiede ergeben sich erwartungsgemäß im gefrorenen Bereich. Hier scheint bei deutlichen Minusgraden auch die Ankopplung der Klebeelektroden zu leiden. Gut angekoppelte Klebeelektroden können bei positiven Temperaturen identische Ergebnisse zu Schraubenelektroden liefern, bei deutlichen Minusgraden ergeben sich zunehmend stärkere Ankopplungsprobleme.

Für zukünftige Feldmessungen ergeben sich daher folgende Erkenntnisse:

- (i) Sehr gut gekoppelte Klebeelektroden können auf historischen Gebäuden durchaus Schraubenelektroden ersetzen dadurch ergeben sich enorme Einsatzmöglichkeiten, denn sie sind komplett nicht-invasiv.
- (ii) Allerdings sind sie deutlich empfindlicher gegenüber der guten Passung und dem Kontakt mit dem Gestein.
- (iii) Klebeelektroden können bei positiven Temperaturen identische Ergebnisse zu Schraubenelektroden liefern, bei deutlichen Minusgraden ergeben sich zunehmend stärkere Ankopplungsprobleme.
- (iv) Wichtig für Feldmessungen sind, die sorgfältige Passung der Klebeelektroden, der gleichmäßige Anpressdruck, die konsistente Kontrolle Ankopplungswerte.

4. Projekt-Diskussion

Im Rahmen des StoneMon-Projekts wurde in Teilprojekten eine Machbarkeitsstudie durchgeführt, die als Ziel nicht-invasive Echtzeitmessungen an der Sandsteinkirche St. Lorenz ermöglichen würde. Die angestrebten Teilprojekte konnten zeigen, dass:

- Messungen und Monitoring von Temperatur und Dehnung mittels FBGs auch im Sandstein möglich sind. Dafür wurde eine Methode und ein Sensoraufbau mittels Glaskapillaren entwickelt, die das Einbringen der Faser in das Material mit gering-invasivem Eingriff ermöglichen.
- Die Eignung der Geoelektrik mit nicht-invasiven Klebeelektroden gegenüber klassischen galvanischen invasiven Elektroden wurde überprüft und Eichwerte für den Burgsandstein aufgestellt. Mittels Klebeelektroden kann die Feuchteverteilung im Mauerwerk räumlich und zeitlich aufgezeichnet werden.
- In den Standard- und Langzeit-Belastungsversuchen konnte der Einfluss der umweltbedingten Spannungen aufgezeigt werden. In den Standardversuchen stellte sich insbesondere die Feuchtigkeit als limitierender Faktor der Festigkeit dar. Auch inhomogene Materialeigenschaften (Korngrößen und Verteilung sowie Schichtung) des Wurzelsdorfer Sandsteins führen zu starken Variationen, in Druck- und Zugfestigkeit, sowie in der Wasseraufnahme.
- Statische und dynamische Belastungsversuche unter subkritischen Laststufen zeigen Kriechverhalten und dynamischen Bruch bereits bei $\frac{1}{4}$ der maximal kurzfristigen Festigkeiten. Insbesondere thermische Spannungen überlagern die Belastungen, d.h. Verstärkung bei positiven, steigenden Temperaturen und Abschwächen bei niedrigen fallenden Temperaturen. Der additive Effekt umweltbedingter und mechanischer Spannungen stellt sich heraus.

In allen Teilprojekten mussten die Vorgehensweisen im Verlauf des Projekts aus technischen Gründen angepasst werden sowie der Zeitrahmen kostenneutral erweitert werden. Dennoch wurde das Projektziel der Machbarkeit weitgehend erreicht. In der Übertragung und möglichen Anwendung der Messmethoden an St. Lorenz in Nürnberg konnte die Projektstrategie leider nicht anschließen. Konkrete Planung inklusive Genehmigungen und Messung an der Kirche und somit die Überprüfung der Machbarkeit konnten im zeitliche Rahmen des Projekts nicht durchgeführt werden.

In der Konzipierung des StoneMon-Projekts wurde auf Symbiose-Effekte der interdisziplinären Projektpartner gesetzt. Es stellte sich heraus, dass insbesondere die Kommunikation über die Disziplin- und Bundeslandgrenzen hinweg sowie die Verbindung der vorhandenen Expertisen nicht nur eine sprachliche Herausforderung sind. Räumliche und zeitliche Skalen und Messbereiche aus der Sensortechnik korrespondieren nicht direkt mit geologischen oder auch denen der Bau(stoff)ingenieure. Mehr noch, da es sich bei St. Lorenz um ein sehr bekanntes und genutztes, denkmalgeschütztes Gebäude mit einer langen und bewegten Geschichte handelt, gibt es auch noch weitere Interessen und Interessenten, die besser bereits in der Projektkonzipierung integriert worden wären. Um eine möglichst breite Kommunikation der Anforderungen, Methoden und Ergebnisse des Projekts anzustreben, wurde ein Fachbeirat mit externen Experten aus verschiedenen Fachbereichen einberufen:

Natursteinkonservierung: Dr. Michael Auras

Denkmalpflege: Dr. Sven Bittner

Restauration/Architektur: Architekten Conn & Giersch

Bauen und Erhalten von Natursteingebäuden, Mauerwerk/Mörtel: Dipl. Ing. Axel Dominik

Feuchtemessung und Messinnovationen in Naturstein: Prof. Dr. Oliver Sass

Zeitlich eingebettet war StoneMon in eine Auftaktveranstaltung mit dem Fachbeirat und Interessierten an St. Lorenz im Juli 2016 (**Abbildung 53**) sowie einer Abschlussveranstaltung im September 2017 in Nürnberg. Als ein Fazit dieser Treffen stellte sich heraus, dass es einer Aufbereitung bestehender Messungen/Bauphasen und Pläne an der Kirche im Hinblick auf ein konkretes Messsystem oder Monitoring bedarf. Vorgeschlagen wurde ein runder Tisch aller Beteiligten. Neben unseren erreichten Ergebnissen sind dafür insbesondere die Expertisen von Statik, Denkmal und Handwerk wichtig. Darüber hinaus kommt auch der gesellschaftlichen und kommunalpolitischen Akzeptanz und Bedeutung eine wichtige Rolle zu, die im StoneMon zunächst unterschätzt wurde. Während der gesamten Projektlaufzeit konnte auf die zeitlich mahnende, aber große Unterstützung von Herrn Dr. Bellendorf und Frau Hemmer der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) dankend gebaut werden.



Abbildung 53: Auftakttreffen StoneMon vor St. Lorenz.

Das StoneMon-Projekt, angesiedelt an Hochschuleinrichtungen wurde von mehreren wissenschaftlichen Arbeiten begleitet, und auf Konferenzen diskutiert. Neben Bachelor- und Masterarbeiten, tragen die Projektteile auch zu den Ergebnissen der Doktorarbeiten von Klaus Weranek und Anne Voigtländer bei. In deren Rahmen bzw. darüber hinaus sind und sollen die Ergebnisse in weiteren Publikationen münden (Zeitschriftenbeiträge, peer-reviewed). Im Bereich der Geoelektrik wurde die Zusammenarbeit mit dem Fachbeiratsmitglied Prof. Dr. Oliver Sass (Universität Graz) ausgebaut. Der Versuchsaufbau in der TH Köln wird weiterhin für Langzeitversuche genutzt. Durch Vorträge und Netzwerken konnte das Interesse und der Anwendungsbereich der FBGs und der Langzeitversuche auch noch auf weitere Disziplinen, neben Denkmalschutz und Baugewerbe (Hangstabilität und Restauration/ Gemälde) ausgeweitet werden.

5. Fazit

StoneMon war eine positive Herausforderung für alle Beteiligten, die sich in drei Aspekten zusammenfassen lassen:

Kommunikation:

Durch die Treffen mit dem erweiterten Fachbeirat sind viele wichtige Aspekte bezüglich Restaurierungsstrategien, Messtechnik, Forschung und Umsetzung, die weit über den Ansatz des StoneMon-Projekts hinausgingen, diskutiert worden. Es scheint hier ein starker Bedarf zu bestehen. StoneMon konnte so eine erste gemeinsame Kommunikationsplattform bieten.

Zeitrahmen:

Der angesetzte Zeitplan war zu knapp. Selbst kostenneutrale Verlängerungen konnten Verzögerungen in Technikentwicklung und Anpassung, sowie der auch fehlschlagenden Natur von Versuchen, nicht kompensieren. Nach dieser Erfahrung sollte ein Zeitplan mit vielen Puffern konzipiert werden.

Projektpartner:

Die Zusammenarbeit verschiedener Hochschulen und Institute im StoneMon-Projekt hatte eine stark symbiotische Kraft. Es zeigt sich, dass der Austausch und die Zusammenarbeit verschiedener Expertisen sehr produktiv sein können. Jedoch bedarf dies einer Koordinationsstelle. An öffentlichen Einrichtungen wie Hochschulen und Universitäten sollten daher auch Personalkosten für das Projekt eingeplant werden.

Literaturangaben

- Duda M, Renner J. 2013. The weakening effect of water on the brittle failure strength of sandstone. *Geophysical Journal International* **192**: 1091–1108. DOI: 10.1093/gji/ggs090
- Jia, H., Xiang, W., Krautblatter, M., 2015. Quantifying rock fatigue and decreasing compressive and tensile strength after repeated freeze-thaw cycles. *Permafrost and Perigl. Process.* 10.1002/ppp.1857.
- Keller, G.V., Frischknecht, F.C., 1966. *Electrical Methods in Geophysical Prospecting.* Pergamon Press, Oxford.
- Krautblatter, M., 2009. Detection and quantification of permafrost change in alpine rock walls and implications for rock instability Ph.D., Univ. of Bonn., Bonn.
- Krautblatter, M., Verleysdonk, S., Flores-Orozco, A., Kemna, A., 2010. Temperature-calibrated imaging of seasonal changes in permafrost rock walls by quantitative electrical resistivity tomography (Zugspitze, German/Austrian Alps). *Journal of Geophysical Research-Earth Surface* **115**, F02003 doi:10.1029/2008JF001209.
- McCann T. 1998. Sandstone composition and provenance of the Rotliegendes of the NE German Basin. *Sedimentary Geology* **116**: 177–198. DOI: 10.1016/S0037-0738(97)00106-1
- Nara Y, Yoneda T, Kaneko K. 2010. Influence of temperature and water on subcritical crack growth in sandstone. *Engineering Geology* **179**: 41–49. DOI: 10.1016/j.enggeo.2014.06.018
- Sass O. 2005. Rock moisture measurements: Techniques, results, and implications for weathering. *Earth Surface Processes and Landforms* **30**: 359–374. DOI: 10.1002/esp.1214
- Sass O, Viles HA. 2006. How wet are these walls? Testing a novel technique for measuring moisture in ruined walls. *Journal of Cultural Heritage* **7**: 257–263. DOI: 10.1016/j.culher.2006.08.001
- Sass O, Viles HA. 2010. Wetting and drying of masonry walls: 2D-resistivity monitoring of driving rain experiments on historic stonework in Oxford, UK. *Journal of Applied Geophysics* **70**: 72–83. DOI: 10.1016/j.jappgeo.2009.11.006