

Verformungsverhalten von Holzstützen: Erkenntnisse aus dem Monitoring von zwei Holz-Hochhäusern

**Wald- und Holzforschungsfonds WHFF
Projekt Nr. 2017.03**

Wissenschaftlicher Schlussbericht

Robert Jockwer, Philippe Grönquist, Andrea Frangi

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
Juni 2020

Zusammenfassung

Die üblichen mehrtägigen bzw. mehrwöchigen Bauphasen von Holzhochhäusern können zur Auswirkung haben, dass sich klimatische Veränderungen der Umgebung auf das Verformungsverhalten der Tragwerkelemente bemerkbar machen. Insbesondere haben Feuchteänderung, kontinuierlich wirkende Lasten, und vor allem deren Zusammenspiel einen grossen Einfluss auf das komplexe Verformungsverhalten des Werkstoffes Holz. Die Möglichkeiten einer ingenieurmässigen Abschätzung und Beurteilung dieser Effekte in der Bemessung sind heutzutage noch begrenzt. Im Rahmen dieses Projektes wurde daher das Verformungsverhalten hochbelasteter Holzstützen in zwei Hochhäusern in Holz-Hybridbauweise untersucht. Dabei wurde ein faseroptisches Messsystem verwendet, das die kontinuierliche Messung der Dehnungen über die Messlänge erlaubt und Rückschlüsse auf die Verformung der Bauelemente während des Bauprozesses ermöglicht. Die Messungen wurden mit Modellrechnungen zur Langzeitverformung von Holz- sowie von Betonelementen verglichen, um die verschiedenen Anteile der Verformung zu unterscheiden. In den hochbeanspruchten Stützen konnte eine deutliche Zunahme der Verformung mit steigender Belastung gemessen werden. Im Vergleich mit Modellrechnungen konnte eine gute Übereinstimmung der Verformungszunahme bestätigt werden sowie das Niveau der Verformungen bestätigt werden. An den Bauteilübergängen, wie den Deckenübergängen und den Verjüngungen im Bereich der Auflagerung der Unterzüge, wurden deutlich höhere Dehnungen und ungleiche Dehnungsverteilungen gemessen. Es wird daher empfohlen, Bauteilübergänge vorsichtig zu planen und konstruieren, um die Verformungen gering zu halten.

Vorwort

Der vorliegende Schlussbericht fasst die Arbeiten im Projekt «Verformungsverhalten von Holzstützen: Erkenntnisse aus dem Monitoring von zwei Holz-Hochhäusern» zusammen, das im Zeitraum vom Mai 2017 bis Dezember 2019 durchgeführt wurde.

Das Projekt wurde vom Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich unter der Leitung von Prof. Dr. Andrea Frangi bearbeitet. Projektpartner sind Erne AG Holzbau, Pirmin Jung Ingenieure AG und Marmota Engineering AG.

Die Autoren bedanken sich beim Fonds zur Förderung der Wald- und Holzforschung WHFF des Bundesamtes für Umwelt BAFU für die Finanzierung des Projektes mit der Nummer 2017.03.

Zudem danken die Autoren allen Projektpartnern und den Studierenden Raphael Fröhlich, Jonas Wydler und Juli Simon Millet, die im Rahmen ihrer Master-Projektarbeiten bzw. Master-Arbeiten an der Auswertung der Messdaten und der Modellbildung mitgewirkt haben.

Im Projekt konnten wichtige Erkenntnisse und Erfahrungen mit dem Einsatz des faseroptischen Messsystems der Firma Marmota Engineering AG im Holzbau gewonnen werden. Im Verlaufe des Projektes konnten aus den Erfahrungen mit den Messungen im Gebäude S22 und aufgrund der frühzeitigen Planung durch Marmota Engineering AG und den weiteren Projektbeteiligten die Implementierung der Messungen in den Bauprozess und die Kabelführung in den Decken zwischen den eigentlichen Stützen im Projekt BF1 im Vergleich zum Projekt S22 stark verbessert werden und so die Sensoren in den Decken besser verlegt und vorgespannt werden. Somit konnten in diesen Bereichen ebenfalls verlässliche Messresultate gewonnen werden.

Inhaltsverzeichnis

ZUSAMMENFASSUNG.....	III
VORWORT.....	IV
1 EINLEITUNG.....	1
1.1 AUSGANGSLAGE UND MOTIVATION	1
1.2 ZIELSETZUNG UND ABGRENZUNG DES PROJEKTS	3
2 THEORETISCHER HINTERGRUND UND BERECHNUNGSMODELL.....	4
2.1 AUSGANGSLAGE UND KONTEXT.....	4
2.2 ZEITABHÄNGIGES VERFORMUNGSVERHALTEN VON HOLZ	4
2.2.1 Grundlagen.....	4
2.2.2 Zeitabhängigkeit der Verformungen.....	5
2.2.3 Rheologische Materialmodelle	6
2.3 EINFLÜSSE AUF DAS LANGZEIT-VERFORMUNGSVERHALTEN VON HOLZ	7
2.3.1 Belastungsart.....	8
2.3.2 Belastungsgrösse	8
2.3.3 Feuchtigkeit.....	9
2.3.4 Temperatur	10
2.4 MODELLIERUNG DER HOLZSTÜTZEN	10
2.5 VERFORMUNGSVERHALTEN UND MODELLIEREN VON BETON	14
2.5.1 Kriechen des Betons	14
2.5.2 Schwinden des Betons.....	15
2.5.3 Temperatur	17
2.6 MODELLEINGABEN.....	17
2.7 MESSSYSTEM	18
3 MESSUNGEN SUURSTOFFI S22.....	19
3.1 ÜBERSICHT GEBÄUDE	19
3.2 ÜBERSICHT MESSUNGEN.....	20
3.3 INSTRUMENTIERUNG BETONKERN.....	21
3.4 INSTRUMENTIERUNG DER HOLZSTÜTZEN	22
3.5 MESSETAPPEN	25
3.6 RESULTATE	26
4 MESSUNGEN SUURSTOFFI BF1.....	27
4.1 ÜBERSICHT GEBÄUDE	27
4.2 ÜBERSICHT MESSUNGEN.....	28
4.3 INSTRUMENTIERUNG	28
4.3.1 Instrumentierung der Holzstützen	28
4.3.2 Versetzen der Stützen und Zusammenspleissen der Sensorkabel	29
4.3.3 Sensor Kabelführung	30
4.4 MESSETAPPEN	31
4.4.1 Übersicht	31
4.4.2 Sensorbeschädigungen	32
4.5 MESSRESULTATE.....	32
5 AUSWERTUNG UND DISKUSSION	34

5.1	HOCHHAUS S22	34
5.1.1	Vergleich Dehnungsmessungen	34
5.1.2	Verformungsentwicklung	36
5.1.3	Belastung und Baufortschritt	37
5.1.4	Vergleich gemessener und prognostizierter Verformungen während des Baus ..	39
5.1.5	Diskussion.....	40
5.2	BF1	43
5.2.1	Vergleich der Dehnungsmessungen.....	43
5.2.2	Verformungsentwicklung	44
5.2.3	Belastung und Baufortschritt	45
5.2.4	Vergleich gemessener und prognostizierter Verformungen während des Baus ..	46
5.2.5	Diskussion.....	48
6	SCHLUSSFOLGERUNGEN	49
6.1	ZUSAMMENFASSUNG	49
6.2	SCHLUSSFOLGERUNGEN UND ERKENNTNISSE	49
6.3	WEITERER FORSCHUNGSBEDARF	50
7	LITERATUR	51
8	ANHANG	53
8.1	MESSWERTE S22	53
8.1.1	Messpunkt 03.....	53
8.1.2	Messpunkt 04.....	58
8.1.1	Messpunkt 05.....	63
8.1.1	Betonkern	68
8.2	MESSWERTE BF1	71
8.2.1	Messpunkt Ecke.....	71
8.2.2	Messpunkt Wand.....	76

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage und Motivation

Mit den neuen Brandschutzvorschriften (VKF 2015) können in der Schweiz seit dem 1.1.2015 Hochhäuser (Gebäude mit einer Höhe grösser als 30m) aus Holz gebaut werden. Auch in anderen Ländern entstehen erste Hochhäuser aus Holz oder in Hybridbauweise. Der Rohbau eines der höchsten Hochhäuser in Holz-Hybridbauweise wurde im September 2016 an der University of British Columbia (UBC) in Vancouver, Kanada, fertig gestellt. Das Hochhaus hat 18 Geschosse, ist 53 m hoch und wurde in Skelettbauweise mit Stützen in Brettschichtholz (BSH) und Decken in Brettspertholz (BSP) ausgebildet, wobei die horizontale Aussteifung durch zwei Treppenhäuser aus Stahlbeton gewährleistet wird (vgl. Abbildung 1).



Abbildung 1: UBC Brock Commons, 18-geschossige Studentenwohnheim der University of British Columbia in Vancouver (Quellen: KK Law).

Auf dem Areal Suurstoffi in der Gemeinde Risch-Rotkreuz (ZG) wurde in den vergangenen Jahren ein neues Quartier erstellt, in dem Wohnen, Arbeiten und Freizeitaktivitäten miteinander verbunden sind. Auf diesem Areal sind auch die ersten zwei Holz-Hochhäuser der Schweiz entstanden. Im Endausbau bietet das Suurstoffi Areal Raum für 1500 Bewohner und über 2500 Arbeitsplätze. Zudem frequentieren rund 2000 Studierende der Hochschule Luzern und Schüler das Areal (Lignum 2016). Das erste Holz-Hochhaus (Suurstoffi S22) ist ein Bürogebäude mit 10 Geschossen über Terrain und einer Höhe von 36 m, das auf dem an der Bahnlinie gelegenen Baufeld liegt. Der Baustart erfolgte Ende 2016 und der Beginn der Holzbauarbeiten war im Mai 2017. Die Baufertigstellung war Mitte 2018. Die Tragkonstruktion in Skelettbauweise besteht aus Stützen und Trägern in Buchenfurnierschichtholz (Baubuche) und vorfabrizierten Holz-Beton-Verbunddecken mit integrierten Heiz-, Kühl- und Lüftungskomponenten. Die horizontale Aussteifung wird durch zwei Treppenhäuser aus Stahlbeton gewährleistet (vgl. Abbildung 2).

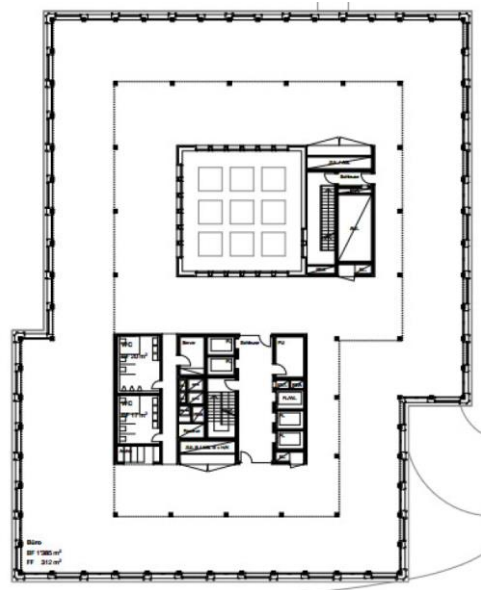


Abbildung 2: Visualisierung vom Hochhaus Suurstoffi S22 in Risch-Rotkreuz (links, Quellen: Zug Estates) und Grundriss vom Regelgeschoss (rechts).

Das zweite Holz-Hochhaus (Suurstoffi BF1 – Haus A) ist ein Bürogebäude mit 16 Geschossen über Terrain und einer Höhe von 60 m, das ebenfalls auf dem an der Bahnlinie gelegenen Baufeld liegt. Der Baustart erfolgte 2017, die Holzbauarbeiten begannen im Mai 2018, und die Baufertigstellung war 2019. Die Tragkonstruktion in Skelettbauweise besteht aus Stützen in Brettschichtholz (Fichte) und Buchenfurnierschichtholz (Baubuche) und aus Abfangträgern und Decken in Holz-Beton-Verbundbauweise. Die horizontale Aussteifung wird durch ein Treppenhaus aus Stahlbeton gewährleistet (vgl. Abbildung 3).

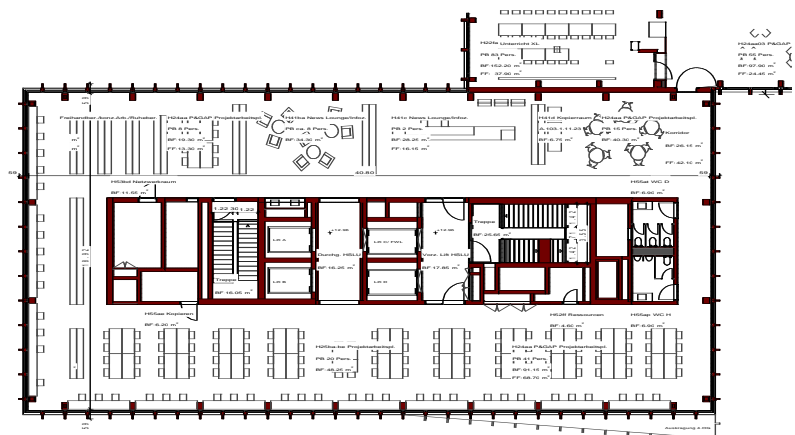
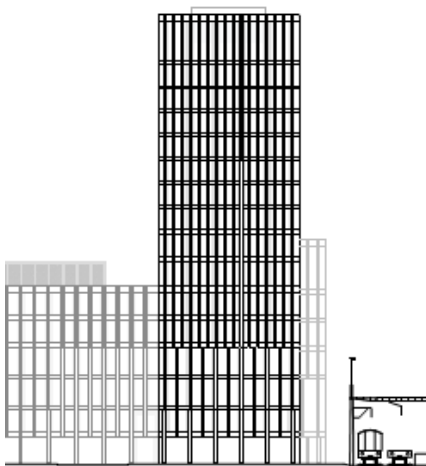


Abbildung 3: Visualisierung vom Hochhaus Suurstoffi BF1-Haus A in Risch Rotkreuz (links) und Grundriss vom Regelgeschoss (rechts).

In der Planung und Tragwerkskonzeption von Holz- und Holzhybrid-Hochhäusern sind im Vergleich zu Stahl- und Massiv-Hochhäusern auftretende Verformungen auf Tragwerksebene oft kritischer einzuschätzen und zu bewerten. Dies gilt, unter anderem, für das Verformungsverhalten der vertikalen Elemente (Stützen, Wände); insbesondere im Bauzustand, wenn sich die Beanspruchung geschossweise erhöht. Eine realitätsnahe Abschätzung der vertikalen Verformungen ist sehr wichtig für die konstruktive Detailausbildung der tragenden Bauteile und deren Anschlüsse aber auch z.B. der Fassadenelemente. Neben den eigentlichen erwarteten Verformungen im Bauzustand stellt sich unter anderem auch die Fragestellung der Interaktion zwischen Stahlbeton-Treppenhäusern und Holzstützen, da beide Baustoffe verschiedene Steifigkeiten (der E-Modul von Holz in Faserrichtung ist ca. dreimal geringer als der E-Modul von Beton, auf Druckbeanspruchung) und ein unterschiedliches Schwind- und Kriechverhalten aufweisen. Dies gilt insbesondere im Fall der beiden realisierten Holz-Hochhäuser Suurstoffi S22 und BF1, da die Stahlbeton-Treppenhäuser grösstenteils parallel (bzw. vorauseilend) mit der Montage der Holztragstruktur ausgeführt wurden. Im Fall des Holz-Hochhauses UBC Brock Commons in Vancouver wurden hingegen zuerst die Stahlbeton-Treppenhäuser vollständig realisiert und danach die Holztragstruktur montiert (vgl. Abbildung 1).

Generell ist bei Hochhäusern mit einer mehrwöchigen Bauphase zu rechnen, weshalb der Einfluss aus Veränderungen des Umgebungsklimas auf das Verformungsverhalten der vertikalen Elemente eine wichtige Rolle spielt. Dabei ist zu beachten, dass die zeitabhängigen Anpassungen der Holzfeuchte den klimatischen Veränderungen der Umgebung eher träge sind. Zudem reduziert sich tendenziell der Schwankungsbereich der Durchschnitts-Holzfeuchte mit zunehmender Querschnittsgrösse und je nach Anwendung einer Oberflächenbehandlung (Fuhrmann 2003). Massgebend ist dabei jedoch das Zusammenspiel der Holz-Ausgleichsfeuchte zum Umgebungsklima sowie das spezifische Diffusionsverhalten des Werkstoffes. Schwankungen in der Luftfeuchte und der Temperatur können deshalb erhebliche Einflüsse auf die Verformung der Bauteile haben. Obwohl Buchenfurnierschichtholz als Holzwerkstoff verbesserte Homogenität und Dimensionsstabilität im Vergleich zu Buchen-Vollholz mit sich bringt, bleiben Eigenschaften wie das komplexe Zeit- und feuchteabhängige mechanische Verhalten erhalten. Rheologische Berechnungsmodelle erlauben es, die Auswirkungen der komplexen Einflüsse (Last, Feuchte, Zeit) kombiniert vorherzusagen. Jedoch existieren dazu bis dato noch keine bzw. ungenügende experimentelle Grundlagen, auf Skala von Bauteilen, und vor allem, in realer Anwendung, um solche Vorhersagen zu validieren.

1.2 Zielsetzung und Abgrenzung des Projekts

Die oben erwähnten Problemstellungen haben das Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich in Zusammenarbeit mit Erne AG Holzbau und Pirmin Jung Ingenieure AG dazu bewogen, eine Forschungsarbeit zur Untersuchung des Verformungsverhaltens von Holzstützen mit Hilfe eines Monitoringsystems (faseroptische Sensoren der Firma Marmota Engineering AG) bei den beiden Holz-Hochhäusern durchzuführen. Auf Grundlage des Monitorings des Verformungsverhaltens von Holzstützen in den ersten beiden Holz-Hochhäusern der Schweiz, sollten Empfehlungen zum Umgang mit dem Verformungsverhalten von Holzstützen, im Speziellen und für den Umgang von Holzstützen in Kombination mit Betonkernen, für die Praxis formuliert werden. Zudem werden die Ergebnisse aus gemessenen sowie aus berechneten Verformungen der ausgewählten und verschieden-belasteten Stützen-Decken Systeme miteinander verglichen.

2 Theoretischer Hintergrund und Berechnungsmodell

2.1 Ausgangslage und Kontext

Die beiden ersten hohen Holzbauten in der Schweiz bestehen aus Stahlbetonkernen, die für die Aufnahme der horizontalen Lasten verantwortlich sind, und Skeletttragkonstruktionen aus Holz. Die korrekte Definition für die Typologie dieser beiden Gebäude, die vom *Council on Tall Buildings and Urban Habitat* (CTBUH) vorgeschlagen wurde, ist die eines hohen Holz-Beton-Verbundgebäudes. Für die Untersuchung der Langzeitverformungen der vertikalen Tragelemente der Gebäude S22 und BF1 wird daher der theoretische Hintergrund dieser beiden Materialien benötigt. Die theoretischen Grundlagen und Berechnungsmodelle zum Verformungsverhalten der betrachteten Bauteile aus Holz und Beton, sowie Teile der späteren Ergebnisse, wurden in den Vorgänger-Arbeiten zu diesem Schlussbericht im Detail beschrieben (Fröhlich und Wydler 2017; Jockwer et al. 2018). Erstere werden jedoch überblickshalber im Folgenden Kapitel zusammengefasst.

2.2 Zeitabhängiges Verformungsverhalten von Holz

2.2.1 Grundlagen

Im Sinne einer ingenieurmässigen Nachweisführung lassen sich die Verformungen von Holzbauteilen mit der Elastizitätstheorie berechnen, wobei wegen des geringen Schubmoduls auch der Verformungsanteil infolge Schub berücksichtigt werden sollte, sofern relevant. Zudem sollte auch der Verformungsanteil infolge der Nachgiebigkeit der Verbindungen berücksichtigt werden. Werden Holzbauteile jedoch über längere Zeit beansprucht, überlagern sich die elastischen kurzfristigen (Anfangs-)Verformungen zusätzlich mit den zeitabhängigen Kriechverformungen, woraus die Gesamtverformungen resultieren. Kriechverformungen des Holzes sind im Allgemeinen von der Holzart, der Dauer, der Höhe und der Art der Beanspruchung sowie von der Holzfeuchtigkeit abhängig. Diese Kriechverformungen infolge der ständigen Einwirkungen und den quasi-ständigen Anteilen veränderlicher Einwirkungen dürfen näherungsweise als das φ -fache der entsprechenden elastischen Verformungen ϖ bestimmt werden. Die Kriechzahl φ ist demnach als Verhältniswert der Kriechverformung zur elastischen Anfangsverformung definiert (Fuhrmann 2003). Richtwerte für die Kriechzahlen φ werden z.B. in der Norm SIA 265 (SIA 2012) bzw. SIA 265/1 (SIA 2018) für Bauteile aus Vollholz, Brettschichtholz bzw. Holzwerkstoffe für unterschiedliche Feuchteklassen und verschiedene Holzfeuchten beim Einbau angegeben. Holzfeuchtewechsel unter Last vergrössern zudem das Ausmass der Kriechverformungen. Die Richtwerte für die Kriechzahlen gemäss der Norm SIA 265 für Bauteile aus Vollholz und Brettschichtholz wurden weitgehend aus der Norm SIA 164 übernommen (Dubas 1981). Generell ist zu beachten, dass sich diese Richtwerte im Wesentlichen auf biegebeanspruchte Bauteile im Gebrauchszustand beziehen, d.h. mit einem maximalen Beanspruchungsniveau von rund 45% der Kurzzeitfestigkeit. Das Kriechverhalten bei Holzstützen aus Nadelholz (Fichte) unter faserparalleler Druckbeanspruchung wird etwa in der gleichen Grössenordnung angenommen, diesbezüglich liegen jedoch wenige experimentelle Untersuchungen vor (Gressel 1984; Ranta-Maunus 1995). Das Buchenfurnierschichtholz (Baubuche), welches bei den Holz-Hochhäusern im Suurstoffi Areal für die Stützen verwendet wird, ist ein neues Produkt und erst seit wenigen Jahren auf dem Markt. Zum Kriechverhalten von Holzstützen aus Buchenfurnierschichtholz liegen somit noch kaum experimentell abgesicherte Grundlagen vor.

2.2.2 Zeitabhängigkeit der Verformungen

Die Zeitabhängigkeit der Verformungen lassen sich in einem ersten Schritt in Quellen und Schwinden, und in Kriechen (und Relaxation) unterteilen. Unter Quellen und Schwinden versteht man die Vergrößerung bzw. Verkleinerung des Volumens aufgrund der Umgebungsbedingungen (Abbildung 4 oben). Das Kriechen wird als Zunahme der Dehnungen während einer bestimmten Zeitspanne unter konstanten Spannungen beschrieben (Abbildung 4 unten) und spielt eine wesentliche Rolle für die Gesamtverformungen während der Lebensdauer von hochbeanspruchten Elementen. Die Relaxation hingegen ist das Phänomen des Spannungsabbaus bei konstanter Dehnung des belasteten Elements.

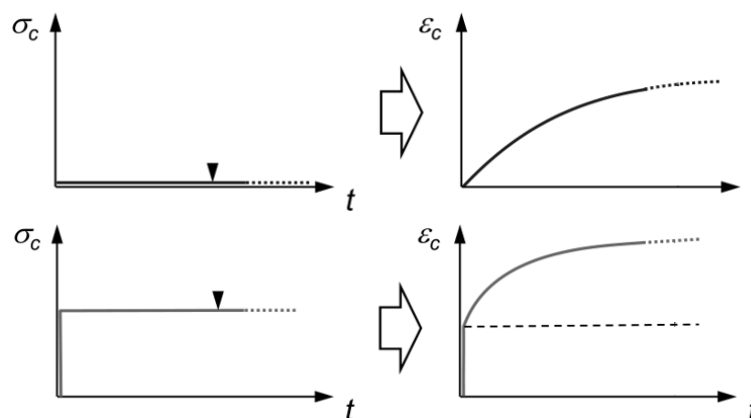


Abbildung 4: Vereinfachte Darstellung des Schwind- (oben) und des Kriech-Phänomens (unten); Symbole: σ_c, ε_c : Druckspannung, resp. resultierende negative relative Längenänderung (Dehnung) bzw. Stauchung, t : Zeit, Abbildung aus (Kaufmann 2016)

Das zeitabhängige Kriechen kann, unter Erhöhen der Last, in drei Teile unterteilt werden, wie in Abbildung 5 dargestellt. Die primäre Phase der Verformung (Primärkriechen) ist durch eine hohe Verformungsgeschwindigkeit gekennzeichnet mit anschliessender asymptotischer Abnahme. Wird die Spannung erhöht, stellt sich eine konstante Verformungsgeschwindigkeit ein (Sekundärkriechen). In der tertiären Stufe (Tertiärkriechen) schließlich steigt bei entsprechender Belastung die Geschwindigkeit wieder an, bis ein Versagen eintritt (Ranz 2009).

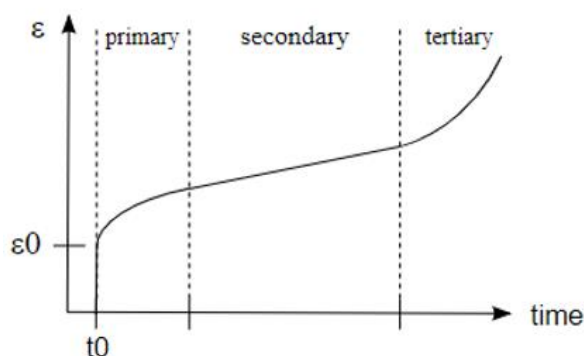


Abbildung 5: Idealisierte Zeit-Verformungskurve (Dehnungen $\varepsilon(t)$) von Holz unter Erhöhung einer extern-wirkender Last, Abbildung aus (Hartnack 2004)

2.2.3 Rheologische Materialmodelle

Das zeitabhängige Verformungsverhalten von Holz kann anhand von rheologischen Modellen durch einen elastischen und einen viskosen Anteil beschrieben werden. Die elastische Verformung entspricht dabei der zeitunabhängigen Komponente und ist reversibel. Der inelastische viskose Verformungsbeitrag ist hingegen zeitabhängig. Unter der Bezeichnung der Linearität wird der lineare Zusammenhang in diesen beiden Anteilen verstanden. Für eine lineare viskoelastische Betrachtung wird folglich ein linearisierter Verzerrungstensor zugrunde gelegt, die Deformationen sind dabei infinitesimal. Darüber hinaus ist das Materialverhalten linear und das Superpositionsprinzip von Boltzmann hat seine Gültigkeit (Ranz 2007). Diese Annahmen erlauben es, die rheologischen Elemente einzeln (getrennt voneinander) zu betrachten.

Linear elastische Feder

Die linear elastische Feder gehört zu den Grundelementen der Materialmodellierung. Hier besteht ein linearer Zusammenhang zwischen den aufgetragenen Spannungen σ mit den resultierenden Dehnungen ($\sigma = \varepsilon \cdot E$, wobei E : Analoge Federsteifigkeit bzw. Materialsteifigkeit/E-Modul). Dieses Element (Abbildung 6) basiert auf dem Hooke'schen Gesetz, deshalb wird es auch als das Hooke'sche Feder bezeichnet (Hartnack 2004).



Abbildung 6: Modell der Hookschen Feder, Abbildung aus (Hartnack 2004)

Linear viskoser Dämpfer

Ebenfalls ein Grundelement repräsentiert der linear viskose Dämpfer (Abbildung 7). Diese Komponente besitzt mit der Viskosität η eine lineare Spannungs-Dehnraten-Beziehung und beschreibt das Fließverhalten nach Newton ($\sigma = \dot{\varepsilon} \cdot \eta$, wobei $\dot{\varepsilon}$ die Dehnraten darstellt) (Hartnack 2004).

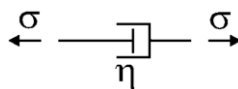


Abbildung 7: Modell des Newton'schen Dämpfers, Abbildung aus (Hartnack 2004)

Maxwell-Element

Werden die Hooke'sche Feder und der Newton'sche Dämpfer in Reihe geschaltet, entsteht das Maxwell-Element. Die Verformung nimmt bei einer konstanten Spannungsbeanspruchung linear zu, da sich die Feder nach dem Zeitpunkt der Lastaufbringung nicht mehr an der Verformung beteiligt und der viskose Dämpfer das Verhalten bestimmt. Für den Fall einer konstant gehaltenen Dehnung werden die Spannungen mit der Zeit abgebaut. Dieser Effekt wird als Relaxation bezeichnet (Hartnack 2004).



Abbildung 8: Modell des Maxwell-Elements, Abbildung aus (Hartnack 2004)

Kelvin-Element

Bei einer Parallelschaltung von einer linear elastischen Feder mit einem linear elastischen Dämpfer resultiert das Kelvin-Element. Bei konstanter Spannung strebt die Verformung des Kelvin-Elements einen endlichen Wert an (vgl. Primärkriechen, Abbildung 5). Auf eine konstant gehaltene Dehnung folgen auch konstante Spannungen.

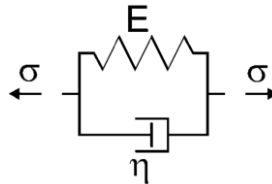


Abbildung 9: Modell des Kelvin-Elements, Abbildung aus (Hartnack 2004)

Stoffgesetze der rheologischen Elemente

Jedem der rheologischen Elemente liegt eine charakteristische Gleichung (bzw. Differentialgleichung) zu Grunde. Das Lösen dieser Funktion ergibt das sogenannte Stoffgesetz (bzw. die Kriechfunktion) des Elements. Eine Zusammenfassung dieser Gleichungen findet sich unten in Abbildung 10.

		Differentialgleichung	Kriechfunktion
Hooke		$\sigma = E \cdot \varepsilon$	$\frac{1}{E}$
Newton		$\sigma = \eta \cdot \dot{\varepsilon}$	$\frac{t}{\eta}$
Maxwell		$\frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta} = \dot{\varepsilon}$	$\frac{1}{E} + \frac{t}{\eta}$
Kelvin		$\sigma = E \cdot \varepsilon + \eta \cdot \dot{\varepsilon}$	$\frac{1}{E} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{\Theta}}\right); \quad \Theta = \frac{\eta}{E}$

Abbildung 10: Zusammenfassung der rheologischen Elemente mit den entsprechenden Stoffgesetzen bzw. Kriechfunktionen f , so dass $\varepsilon(t) = f(t) \cdot \sigma$, Abbildung aus (Hartnack 2004)

2.3 Einflüsse auf das Langzeit-Verformungsverhalten von Holz

Die gesamten Verformungen, welche zum Beispiel ein Bauteil aus Holz erfährt, ergeben sich aus diversen Einflüssen. Unmittelbar aus der externen Belastung ergibt sich der elastische Verformungsanteil und langfristig das visko-elastische Verformungsverhalten. Aus dem Feuchtegehalt des Materials folgt das direkte Quellen bzw. Schwinden, und in Zusammenhang mit der aufgetragenen Belastung, das langzeitliche sogenannte mechano-sorptive Kriechen. Hinzu kommen Dehnungen aus Temperatur. Eine detaillierte theoretische Beschreibung des Verformungsverhaltens von Holz ist von unzähligen Parametern abhängig. Weil diese Faktoren in Projekten meist kaum oder gar nicht bekannt sind, ist das Kriechen in den Bemessungsnormen sehr oberflächlich berücksichtigt. Beispielsweise sind in der Norm SIA 265 nur Endkriechwerte für die verschiedenen Nutzungsklassen angegeben (siehe auch 2.2.1 oben). Im Folgenden werden die Einflüsse Last, Feuchtigkeit und Temperatur im Kontext des Langzeit-Verformungsverhaltens von Holz beschrieben.

2.3.1 Belastungsart

Abbildung 11 zeigt den Einfluss der Belastungsart auf das Kriechen des Holzes (Ranz 2007). Eine Torsionsbeanspruchung führt zum größten Kriechfaktor und das geringste Kriechen wird durch eine Zugbeanspruchung (in Faserrichtung) verursacht. Unter Zugbeanspruchung ist das Kriechen auch über einen längeren Zeitraum näherungsweise konstant und sehr gering. Druckbeanspruchungen in Faserrichtung verhalten sich ähnlich wie Elemente unter Biegebeanspruchungen. Biegebalken sind die am häufigsten verwendeten Elemente im Holzbau, daher werden die meisten Kriechversuche auch für Biegebeanspruchungen durchgeführt. Unter Druckbeanspruchung parallel zur Faser ist die Verformung zeitlich sensibler und steigt tendenziell länger an. Für eine exakte mechanische Beschreibung sind Versuche in longitudinaler, radialer und tangentialer Richtung notwendig (Ranz 2009).

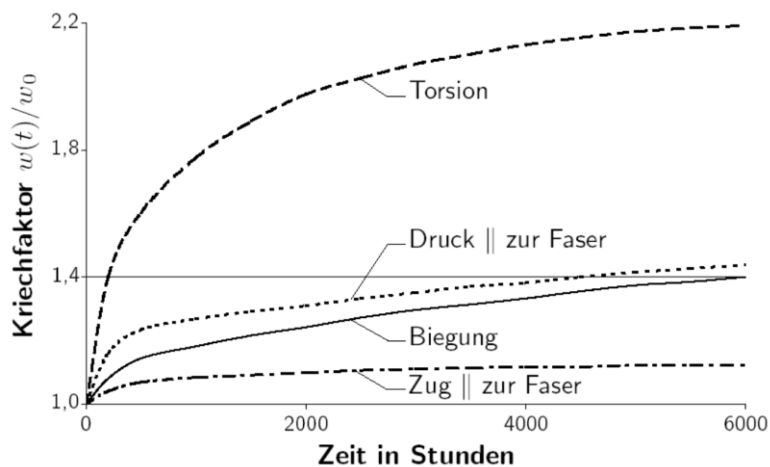


Abbildung 11: Einfluss der Belastungsart auf das Kriechverhalten von Holz nach (Gressel 1984)

2.3.2 Belastungsgrösse

Das Materialverhalten ist auch abhängig von dem Verhältnis der vorherrschenden Belastung zur Bruchlast. Der Belastungsgrad stellt das Verhältnis zwischen der auf das Element aufgetragenen Last und der Bruchlast dar. Die lineare visko-elastische Theorie (Primärkriechen, Kriechfunktion des Kelvin Elements) und das korrelierende Boltzmann'sche Prinzip ist bis zu einer Proportionalitätsgrenze gültig. Diese Grenze liegt für Vollholz nach (Gressel 1984) bei rund 50%, jedoch ist dieser Wert von klimatischen Bedingungen und der Belastungsart abhängig. Diese Proportionalitätsgrenze streut daher sehr weit zwischen etwa 20% bis 80%. Auch für verschiedene Holzarten sind unterschiedliche Grenzen zu erwarten. (Becker 2002) listet die Ergebnisse verschiedenen Untersuchungen an Nadelhölzern auf. Die Proportionalitätsgrenze ist dabei stark von der Holzfeuchte abhängig. So kann bei Wechselklima die Proportionalitätsgrenze bereits bei etwa 10% und 20% der Druckfestigkeit liegen. Abbildung 12 veranschaulicht den Kriechfaktor in Funktion der Zeit für verschiedene Belastungsgrade. Bei einem Belastungsgrad von 67% hat der Kriechfaktor nach 8000 Stunden noch nicht seinen Endwert erreicht, sondern liegt über 1,8. Die Kurve, die die bei einem Belastungsgrad von 45% belastete Probe darstellt, erreicht nach 6000 Stunden einen Endwert von 1,55. Andererseits scheint die Kurve mit 22% ihren Kriechfaktor nach 8000 Stunden zu erhöhen. Dies ist ein deutliches Beispiel für die Komplexität dieses Themas und den Einfluss der Randbedingungen der Probe.

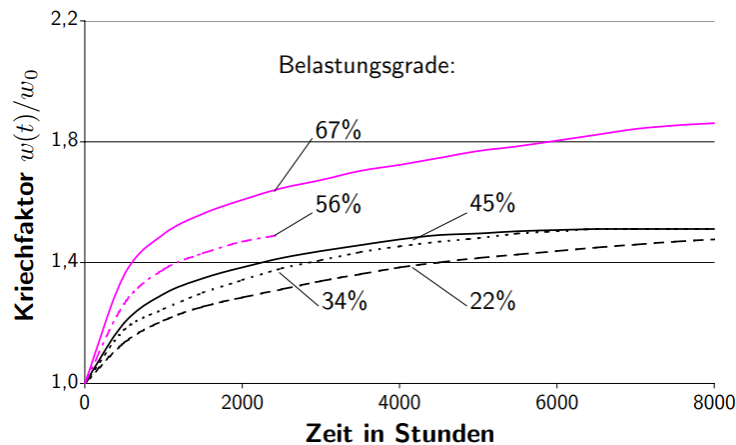


Abbildung 12: Einfluss des Belastungsgrades auf die Kriechverformung (Gressel 1984)

2.3.3 Feuchtigkeit

Das Verformungsverhalten wird sehr stark von dem Umgebungsklima und folglich dem Feuchtegehalt des Holzwerkstoffes beeinflusst. Je höher die Feuchtigkeit, desto grösser sind die elastischen sowie auch die Kriechverformungen. Dieser Einfluss wird nach Eurocode 1995-1-1 mit dem Beiwert k_{def} , abhängig von der Nutzungsklasse und des Holzbaustoffes, berücksichtigt (CEN 2004). Nach Norm SIA 265 wird zum einen der Beiwert η_w zur Umrechnung der Tragwiderstände und der Steifigkeitswerte, und zum anderen die Kriechzahl φ von der Feuchteklasse abgeleitet, welche der Nutzungsklasse nach Eurocode entspricht. Ein Extremfall des Einflusses der Feuchtigkeit auf die Langzeitverformungen ist die ständige Veränderung des Holzfeuchtegehaltes in einem Wechselklima. In diesem Fall dominiert das mechano-sorptive Kriechen (Schänzlin 2003). Abbildung 13 zeigt das relative Kriechen in Funktion der Zeit unter diesen Bedingungen. Der Kriechfaktor unter einer zyklischen Änderung kann bis um rund eine Potenz zunehmen, ehe das Material versagt.

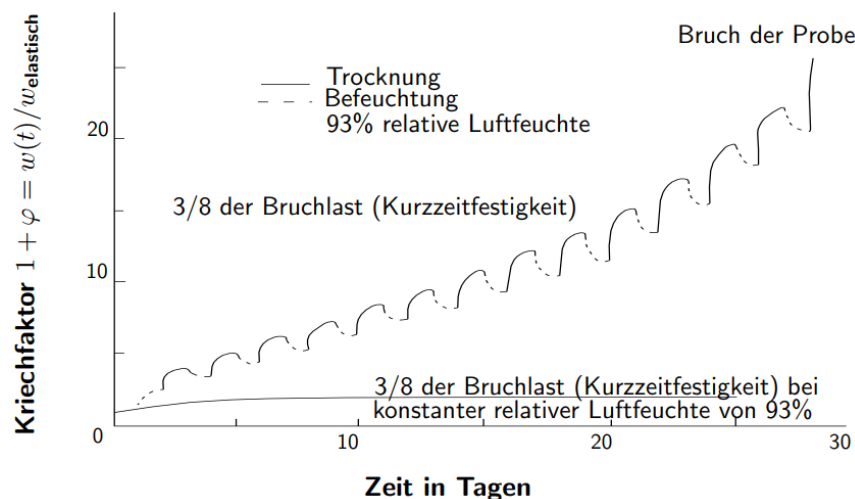


Abbildung 13: Einfluss der Feuchteänderung auf die Kriechverformung nach (Morlier 1994)

2.3.4 Temperatur

Die Kriechverformungen von Holz nehmen mit zunehmender Temperatur zu. Aus Abbildung 14 ist ersichtlich, dass dieser Effekt bei Temperaturen unter 45°C sehr gering ist. (Schänzlin 2003) verzichtet sogar für die Betrachtung des Langzeitverhaltens im Bauwesen auf diesen Einflussfaktor.

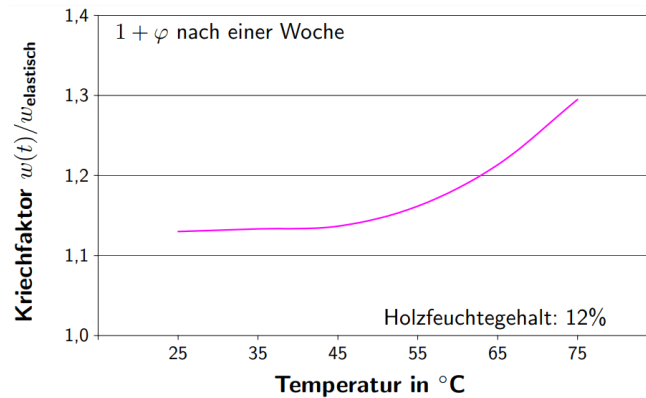


Abbildung 14: Einfluss der Temperatur auf die Kriechverformung (Morlier 1994)

2.4 Modellierung der Holzstützen

Als Grundlage für die Modellierung des rheologischen Materialverhaltens der Holzstützen in diesem Bericht dienen die Arbeiten von (Becker 2002; Hartnack 2004; Ranz 2009). Ranz beschreibt das visko-elastische Verhalten von Holz mit Modellen und nimmt Bezug auf experimentell bestimmte Parameter. Becker beschreibt im Allgemeinen die Modellierung des zeit- und feuchteabhängigen Materialverhaltens von Holz und Hartnack führt auf dessen Grundlage Simulationen an virtuellen Druckstäben aus, um das Langzeittragverhalten von druckbeanspruchten Bauteilen aus Holz zu untersuchen.

Das Material und die Holzart spielen eine entscheidende Rolle bei der Beschreibung der langfristigen Verformung. Nadel und Laubholz sowie verschiedene Massivholz- und Furnierschichtprodukten (wie z.B. Baubuche) werden aufgrund ihres unterschiedlichen Aufbaus, Festigkeit und Struktur ein unterschiedliches Verhalten haben. Die Stützen der betrachteten Hochhäuser S22 und BF1 sind aus Buchenfurnierschichtholz (BauBuche, Buchen LVL) hergestellt. Dies ist ein relativ neuer Werkstoff in Europa und wird von der deutschen Firma Pollmeier hergestellt. Beim Prozess der Herstellung dieses Holzwerkstoffes werden die Buchenstämme „gekocht“ und in wenige Millimeter dicke Furnierschichten geschält. Aus diesen Furnierschichten wird das Furnierschichtholz unter Druck und Temperatur verklebt. Aufgrund der kurzen Zeit seit der Markteinführung von Baubuche gibt es noch kaum Kriech- und Langzeitversuche mit diesem Material, ergo fehlen Informationen über viele Parameter, die sein Langzeitverhalten beschreiben. Daher wird mit den Informationen über die bereits nachgewiesenen Parameter (d.h. E-Modul, Festigkeit, u.a.) und den mechanischen Modellen, die zur Beschreibung des Langzeitverhaltens von Holz im Allgemeinen verwendet werden, ein Berechnungswerkzeug entwickelt, das die Langzeitbeanspruchungen unter Belastung für Buche LVL annähern soll.

Für die Berechnung der Verformungen der Holzstütze wird davon ausgegangen, dass die verschiedenen Einflüsse auf das langzeitliche Verhalten getrennt voneinander bestimmt werden können. Wie in 2.2.3 erwähnt, folgt dies der Annahme der infinitesimalen Dehnungstheorie sowie dem Boltzmann'schen Superpositionsprinzip. Das Materialmodell lässt sich, wie in Abbildung 15 gezeigt wird, als Serienschaltung mehrerer rheologischer Elemente darstellen. Die Gesamtdehnung (ϵ_{tot}) des Systems setzt sich dabei additiv aus den Einzeldehnungen der Elemente wie folgt zusammen:

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{el} + \epsilon_{vs} + \epsilon_{qs} + \epsilon_{ms} + \epsilon_T. \quad (1)$$

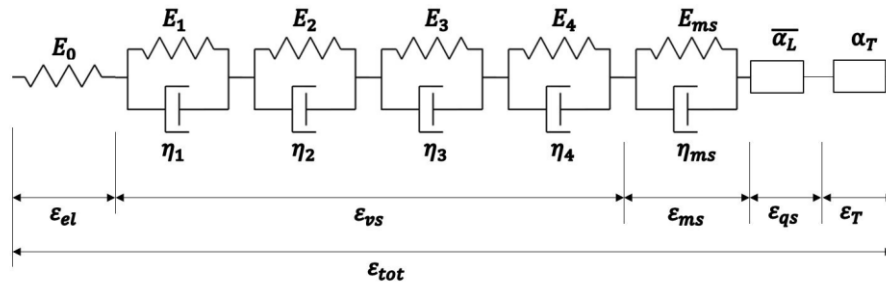


Abbildung 15: Darstellung der seriellen Zusammensetzung des verwendeten Materialmodells basierend auf den in 2.2.3 beschriebenen rheologischen Elementen (Feder, Kelvin Elemente), und frei Dehnbare Klötze mit Ausdehnungskoeffizienten $\bar{\alpha}_L$ (Quell- oder Schwindkoeffizient in Holzfaserrichtung (L)) und α_T (Temperaturausdehnungskoeffizient); Indizes: el: Elastisch, vs: Viskoelastisch, ms: Mechanosorption, qs: Quellen und Schwinden, T: Temperatur (Fröhlich und Wydler 2017)

Die elastischen Verformungen ϵ_{el} werden mit einer Hooke'schen Feder modelliert.

$$\epsilon_{el} = \frac{\sigma(t)}{E_0} \quad (2)$$

Wobei E_0 den (konstanten) E-Modul der Stützen in Belastungsrichtung darstellt und $\sigma(t)$ die wirkende Spannung zum Zeitpunkt t . Die Verformungen aus dem visko-elastischen Anteil ergeben sich aus der Lösung der Differentialgleichung der Kelvin-Voigt Kette. Die Parameter t_i und φ_i werden von (Becker 2002) übernommen (Tabelle 1).

$$\epsilon_{vs}(t) = \sigma_0 \sum_{k=1}^4 \frac{\varphi_k}{E_0} (1 - e^{-\frac{t}{t_k}}) + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i \left[\sum_{k=1}^4 \frac{\varphi_k}{E_0} (1 - e^{-\frac{t-t_k}{t_k}}) \right] \quad (3)$$

Tabelle 1: Verwendete Kriechzahlen und Retardationszeiten nach (Becker 2002)

Element	Kriechfaktor φ_i [-]	Retardationszeit t_i [h]
1	0,08	15
2	0,08	400
1	0,22	4'000
2	0,22	28'000

Die Parameter für das Kelvin-Voigt Element zur Modellierung des mechano-sorptiven Kriechens sind nach (Becker 2002):

$$E_{ms} = \frac{\frac{E_0}{\alpha_L} \cdot 1,25 \cdot 10^{-3}}{\Delta u_{max}} \quad (4)$$

$$\eta_{ms} = \frac{E_0}{\alpha_L} \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \quad (5)$$

$\Delta u_{max} = u_{max} - u_{min}$ bezeichnet die maximale Differenz der Holzfeuchte, die das Bauteil seit dem Zeitpunkt $t = 0$ erfahren hat. α_L [%/%] ist der Schwind- und Quellkoeffizient in Abhängigkeit des Materials in Faserrichtung. Dieser wurde in vorliegender Arbeit als 0.007%/ % für alle modellierten Holzstützen angenommen. Somit können die Verformungen aus dem mechano-sorptiven Anteil berechnet werden:

$$\epsilon_{ms}(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{ms}} e^{-\frac{u(t)}{\Delta u_{max}}} \quad (6)$$

Die Längenänderungen infolge Quellen und Schwinden sind abhängig von der Holzfeuchte, sowie der Belastung der Stütze. Nach (Becker 2002) ergibt sich die Dehnungsänderung zu:

$$\epsilon_{qs}(t) = \overline{\alpha_L} \Delta u(t) \quad (7)$$

wobei $\Delta u(t)$ die Differenz der Holzfeuchte zwischen dem betrachteten Zeitpunkt und dem Zeitpunkt $t = 0$ darstellt. Der Einfluss der wirkenden Belastung auf $\overline{\alpha_L}$ wird dabei folgendermassen berücksichtigt:

$$\overline{\alpha_L} = \begin{cases} \alpha_L (1 - 180 \epsilon_{tot}) & \epsilon_{tot} \leq 0 \\ \alpha_L e^{-180 \epsilon_{tot}} & \epsilon_{tot} > 0 \end{cases} \quad (8)$$

Der Temperatúrausdehnungskoeffizient von Holz in Faserrichtung wird zu $\alpha_T = 5 \cdot 10^{-6} \frac{1}{K}$ angenommen. Die Verformungen infolge Temperatur ergeben sich somit so zu:

$$\epsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (9)$$

Temperatur und Luftfeuchte sowohl als auch Temperatur und Holzfeuchte sind stets miteinander physikalisch gekoppelt, so dass beide Effekte theoretisch nicht getrennt werden können. Erhöht sich die Temperatur, sinkt die Holzfeuchte, und sinkt die Temperatur, erhöht sich die Holzfeuchte. Des Weiteren sind die Temperaturdehnungen, sogar in Holzfaserrichtung, stets um ca. eine ganze Grössenordnung kleiner als solche infolge Feuchteänderung. Es würde sich deshalb nur ein vernachlässigbar kleiner Fehler ergeben, falls die Effekte infolge Temperatur nicht berücksichtigt werden. Aus diesem Grund, und weil sich beide Dehnungen entgegenwirken, werden die Verformungen infolge Temperatur in der Regel vernachlässigt. Weil die betrachteten Stützen jedoch über ganze Stockwerke verlaufen, und somit die rechnerische Länge, auf welche sich die Dehnungen beziehen, gross ist (>2 m), wurde hier entschlossen die Dehnungen infolge Temperatur trotzdem zu berücksichtigen.

Für die Berechnung des mechano-sorptiven Kriechens sowie das Quellen und Schwinden, wird von einer durchschnittlichen Holzfeuchte im gesamten Querschnitt ausgegangen. Dieser Wert bestimmt sich aus der Mittelung der tatsächlichen Verteilung im Querschnitt. Diese ist

abhängig vom betrachteten Zeitpunkt, der Temperatur und der Luftfeuchtigkeit, bzw. der Gleichgewichtsholzfeuchte. Für die untersuchten Stützen wurde die tatsächliche Feuchtverteilung über die Zeit mithilfe einer eindimensionalen Diffusionsgleichung (2. Fick'sches Gesetz) berechnet mit einem Oberflächenemissionsfaktor von 0.03. Die genaue Berechnung folgt der Methode von (Becker 2002) und ist für die Stützen in (Fröhlich und Wydler 2017) beschrieben. Die Anfangsholzfeuchte der Stützen wurde zu 7% angenommen (gemäss Angaben vom Hersteller), und die einwirkende Luftfeuchteschwankung wird als Sinusfunktion modelliert, welche anhand eines Fittings über in-situ meteorologische Daten über die betrachtete Zeitdauer (Quelle: Meteo Schweiz, Wetterstation Cham ZG 2016) bestimmt wurde. Temperaturschwankungen werden ebenfalls als gefittete Sinusfunktionen modelliert.

Effekte oder Parameter, welche im Modell nicht berücksichtigt werden, lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Anisotropie des Werkstoffes (Baubuche) wird vernachlässigt und es wird sowohl mechanisch (vertikale Belastung der Stütze) als auch für die Feuchtediffusion (in Stützen-Querrichtung) vereinfacht eindimensional gerechnet.
- Die elastischen Steifigkeiten der Stützen (E_0) werden als konstant angenommen. In Realität sind diese variabel in Abhängigkeit der Holzfeuchte. Weil angenommen wird, dass sich für die betrachteten Stützen die Holzfeuchten nicht signifikant ändern ($7\% \pm 1.5\%$), wird dieser Effekt vernachlässigt. Zudem existieren noch keine experimentellen Grundlagen für Baubuche welche diese Abhängigkeit untersucht haben.
- Die Annahme der linearen Viskoelastizität von Holz ist nur unter gewissen Belastungsgrenzen gültig. (Becker 2002; Ranz 2009) geben einen Ausnutzungsgrad von ca. 50 bis 80% der Kurzfestigkeit als Grenze für die Annahme der linearen Viskoelastizität an. Da der Ausnutzungsgrad der Holzstützen unter dem ständigen Lastanteil mit ungefähr 32% (Stütze 104 im 1. Obergeschoss S22) unter dieser Linearitätsgrenze liegt, werden nicht-lineare Anteile nicht berücksichtigt.
- Da der Ausnutzungsgrad gering ist, ergeben sich auch keine irreversiblen (plastischen) Verformungen. Diese werden daher weder als eigenständige plastische Verformungen noch als irreversible viskoelastische und mechanosorptive Anteile modelliert: Unter „Duration of Load“ (DOL) Effekten versteht man die Reduktion der rechnerischen Festigkeit aufgrund hoher und dauerhafter Belastung des Materials. Nach (Becker 2002; Hartnack 2004) liegt der Schwellenwert zur Berücksichtigung dieser Effekte bei 40% der Kurzzeitfestigkeit. Unterhalb dieses Schwellenwertes sind die irreversiblen Beschädigungen des Materials vernachlässigbar klein. Da der Anteil der ständigen Lasten in diesem Fall bei ca. 32% liegt, werden die DOL-Effekte in diesem Projekt nicht berücksichtigt.
- Die wirkenden Spannungen folgen aus Abschätzungen der Belastungen aus den verschiedenen Bauetappen und bilden daher auch nicht die wirklich wirkenden Spannungen der einzelnen betrachteten Stützen ab.
- Änderungen im Querschnitt der Stützen über die Stützenlänge werden der Einfachheit halber vernachlässigt. Mögliche Einflüsse von Verjüngungen des Stützenquerschnitts werden in Kapitel 6 diskutiert.

2.5 Verformungsverhalten und Modellieren von Beton

Beton ist einer der meistverwendeten Baustoffe weltweit und es liegen jahrzehntelange Erkenntnisse über das Verformungsverhalten aus Forschung und Praxis vor. Das Langzeit-Verformungsverhalten des Betons ergibt sich aus den elastischen Verformungen, dem Kriechanteil, einem Schwindanteil und aus Dehnungen infolge Temperatur. Die wirksamen Einflüsse sind also Belastung, Feuchtigkeit und Temperatur. Die individuelle Belastung des Betonkerns kann oftmals nicht eindeutig bestimmt werden, da die Spannungen im Beton nicht über die gesamten Wandscheiben konstant sind. Im Folgenden soll kurz erläutert werden wie die Anteile Kriechen, Schwinden und Temperaturdehnung für die betrachteten Bauteile aus Beton berechnet werden.

2.5.1 Kriechen des Betons

Das Kriechen von Beton wurde in der Literatur vielfältig beschrieben und in der Forschung untersucht. Im Rahmen dieser Arbeit soll auf etablierte Modelle zurückgegriffen werden und diese nicht weiter validiert werden. Eine Vielzahl an Faktoren beeinflussen das Kriechen des Betons und sind für das Verständnis der Verformungsprozesse und der möglichen Optimierung der Verformungen von Interesse. Das Kriechphänomen hängt von der Materialzusammensetzung selbst (d.h. der Druckfestigkeit), den Umgebungsbedingungen (d.h. der relativen Feuchtigkeit) und der Belastungsgeschichte ab. Die Verformungen durch Kriechen werden mithilfe der sogenannten Trostmethode (Trost 1967) berechnet, die eine einfache Methode zur manuellen Berechnung ist und zufriedenstellende Ergebnisse für die praktische Umsetzung liefert. Die Kriechverformungen infolge der stufenweisen Belastung des Betons berechnet sich zur Zeit t zu:

$$\epsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c0}} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)}{E_{c0}} [1 + \mu(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (10)$$

Der Alterungsbeiwert $\mu(t, t_0)$ des Betons berechnet sich zu:

$$\mu(t, t_0) = \frac{\sum_{k=1}^4 \Delta\sigma_i \cdot \varphi(t, t_i)}{(\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0) \cdot \varphi(t, t_0))} \quad (11)$$

Die Kriechzahlen $\varphi(t, t_0)$ und $\varphi(t, t_i)$ werden nach dem Schema von (Müller and Kvitsel 2002) berechnet.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (12)$$

φ_0 ist die Grundzahl des Kriechens und $\beta_c(t, t_0)$ beschreibt die zeitliche Entwicklung der Kriechverformung.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (13)$$

Mit

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/RH_0}{\sqrt[3]{0,1 h/h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (14)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{\sqrt{f_{cm}/f_{cm0}}} \quad (15)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0/t_1)^{0,2}} \quad (16)$$

Und

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0,3} \quad (17)$$

Mit

$$\beta_H = 150 \cdot \left[1 + \left(1,2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h}{h_0} + 250 \cdot \alpha_3 \quad (18)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{3,5 + f_{cm0}}{f_{cm}} \right]^{0,7}; \alpha_2 = \left[\frac{3,5 \cdot f_{cm0}}{f_{cm}} \right]^{0,2}; \alpha_3 = \left[\frac{3,5 \cdot f_{cm0}}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (19)$$

Wobei

t	Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt
t_0	Betonalter bei Belastungsbeginn
t_1	1 Tag
RH	relative Luftfeuchte der Umgebung [%]
RH_0	100%
$h = 2 \cdot A_c/u$	wirksame Bauteildicke [mm]
h_0	100 mm
f_{cm}	mittlere zylindrische Druckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen [N/mm ²]
f_{cm0}	10 N/mm ²

2.5.2 Schwinden des Betons

Gemäss Norm SIA 262 (SIA 2013) ist das Schwinden definiert als Abnahme des Betonvolumens verursacht durch Trocknung, und bei niedrigen Wasserzementwerten, durch die Hydratation des Zements. Das Schwinden von Beton kann im Wesentlichen in vier verschiedene Komponenten unterteilt werden: Kapillar-, Karbonatisierungs-, Eigen- und Trockenschwinden. Das Kapillarschwinden (auch als plastisches Schwinden bezeichnet) tritt in der Anfangsphase auf, während der Beton noch frisch ist. Dies geschieht durch die Verdunstung von Wasser, das auf der Oberfläche liegt. Diese Art des Schwindens kann durch entsprechende Behandlung vermieden werden und wird daher für das Modell nicht berücksichtigt. Das Karbonatisierungsschwinden wird durch die Reaktion des in der Atmosphäre vorhandenen CO₂ mit den hydratisierten Produkten des bereits ausgehärteten Betons verursacht. Der Grund für die Volumenverringerung ist der Ersatz von Calciumhydroxid-Kristallen durch Calciumcarbonat (das ein kleineres Volumen hat). Der Einfluss des Karbonatisierungsschwindens auf die Gesamtschwindspannungen ist minimal und wird für das Modell ebenfalls weggelassen. Wichtigere Anteile sind jedoch das Trocken- und das autogene Schwinden. Das Trockenschwinden wird durch einen Feuchtigkeitsverlust verursacht, d.h. durch die Freisetzung von Wasser in

die Umgebung. Das autogene Schwinden erfolgt aufgrund der chemischen Reaktion des Zements.

Für die Schwindverformungen und Hilfswerte für die verschiedenen Kriechanteile dient die Publikation von (Müller and Kvitsel 2002). Nach Müller und Kvitsel sind zwei Komponenten massgebend für das Schwinden vom Beton. Die Schwindverformungen $\epsilon_{cs}(t, t_s)$ ergeben sich aus einem Anteil von Schrumpfen $\epsilon_{cas}(t)$ zum Zeitpunkt t und Trockenschwinden $\epsilon_{cds}(t, t_s)$, abhängig von der Trocknungszeit $t - t_s$.

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cas}(t) + \epsilon_{cds}(t, t_s) \quad (20)$$

Der Schrumpfanteil berechnet sich zu:

$$\epsilon_{cas}(t) = \epsilon_{cas0}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t) \quad (21)$$

Mit

$$\epsilon_{cas0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \left(\frac{f_{cm}/f_{cm0}}{6 + f_{cm}/f_{cm0}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (22)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \left(\frac{t}{t_1} \right)^{0,5}} \quad (23)$$

Das Trockenschwinden berechnet sich zu:

$$\epsilon_{cds}(t, t_s) = \epsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (24)$$

Mit

$$\epsilon_{cds0}(f_{cm}) = \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \quad (25)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \\ 0,25 \end{cases} \quad \text{für} \quad \begin{cases} 40 \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1} \\ RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \end{cases} \quad (26)$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{3,5 \cdot f_{cm0}}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (27)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)/t_1}{350 \cdot (h/h_0)^2 + (t - t_s)/t_1} \right)^{0,5} \quad (28)$$

Wobei

f_{cm}	mittlere zylindrische Druckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen [N/mm ²]
f_{cm0}	10 N/mm ²
t_1	1 Tag
$\alpha_{as}, \alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$	Beiwerte in Abhängigkeit des Zementtyps nach (Müller and Kvitsel 2002)
t_0	Betonalter bei Belastungsbeginn
t_1	1 Tag

RH	relative Luftfeuchte der Umgebung [%]
RH_0	100%
$h = 2 \cdot A_c / u$	wirksame Bauteildicke [mm]
h_0	100 mm
f_{cm0}	10 N/mm ²

2.5.3 Temperatur

Der Temperaturexpansionskoeffizient von Beton ist nach Norm SIA 261 $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{K}$. Die Verformungen infolge Temperatur ergeben sich so zu:

$$\epsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (29)$$

2.6 Modelleingaben

Parameter, welche in Unterkapitel 2.4 und 2.5 weder für Holz noch für Beton angegeben werden, die genaue Ermittlung der Lasten (unter Verwendung eines 3D Statikprogrammes) sowie Angaben zur verwendeten Geometrie lassen sich in der Arbeit von (Fröhlich und Wydler 2017) finden. Im Folgenden werden nur die wichtigsten Modelleingaben sowie die Berechnungsweise kurz erläutert.

Im Rahmen dieses Projektes werden insgesamt drei Stützensysteme betrachtet und modelliert: Stütze „04“ von Hochhaus S22, und Stützen „Wand“ und „Ecke“ von Hochhaus BF1, siehe dazu Kapitel 4-6. Für die Holzstützen aus Baubuche werden Stützen-spezifische Parameter verwendet wie sie in Tabelle 2 angegeben sind. Die Bauteile aus Beton (Betonkern von Gebäude S22) werden mit mechanischen Eigenschaften von Beton der Klasse C30/37 nach Norm SIA 262 modelliert.

Tabelle 2: Verwendete variable Parameter zur Modellierung der Holzstützen

Parameter	Stütze 04 – S22	Stütze Wand – BF1	Stütze Ecke – BF1
Stützenhöhe	2'370 mm	3'800 mm	3'800 mm
Stützenquerschnitt	340x340 mm	360x400 mm	360x400 mm
E_0	16'800 MPa	16'800 MPa	12'600 MPa

Für die Last-Modellierung wird eine stufenweise Belastung angenommen, mit der die wachsende Last auf die Stützen und Kerne, abhängig vom Bauablauf dargestellt wird (Abbildung 16). Der genaue Bauablauf sowie die wirkenden Spannungen, welche für die Modellierung verwendet werden, sind in Kapitel 5 im Detail erläutert. Es wird ein paralleler Bauablauf modelliert von Holzkonstruktion und Betonkern pro Geschoss, welcher dem tatsächlichen Bauablauf der Hochhäuser entspricht.

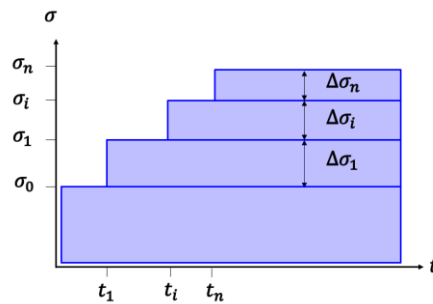


Abbildung 16: Schema zur Modellierung der Belastung (stufenweise wirkende Spannungen in Funktion der Zeit) (Fröhlich und Wydler 2017)

Die Verformungen der Holz- und Betonelemente in Funktion der Zeit werden anschliessend inkrementell bestimmt. Am Anfang jedes Zeitinkrements werden die Differenzen der Lasten, des Klimas (Temperatur, Luftfeuchte) und der aus Diffusion bestimmter Mittelwerte der Holzfeuchten zu den Werten des vorherigen Inkrements addiert und es werden gemäss Unterkapitel 2.4 und 2.5 die neuen Verformungen bestimmt. Dabei folgen die feineren Zeitinkremente der Berechnung nicht jener der Belastungen.

2.7 Messsystem

Für die Messungen der Dehnungen in den Bauteilen der Gebäude wurden faseroptische Sensoren eingesetzt, die eine hochauflösende, kontinuierliche Dehnungsmessung entlang den Holzstützen erlauben. Diese Technologie wurde bereits erfolgreich beim ETH House of Natural Resources angewendet (Leyder 2019) und deshalb im Rahmen dieses Projektes weiter verwendet. Eine detaillierte Beschreibung der Messtechnik ist u.a. in (Iten 2011) zu finden. Die angewendete längsverteilte faseroptische Sensorik basiert auf dem Prinzip der spontanen Rayleigh Rückstreuung entlang einer Glasfaser (Optical Backscatter Reflectometer, kurz OBR). Diese erlaubt die Dehnungsmessung mit einer hohen räumlichen Auflösung entlang des Sensors (10 – 20 mm) und einer hohen Genauigkeit ($\sim 5 - 10 \mu\epsilon$) in jedem Messabschnitt über eine maximale Distanz von ca. 70 m. Die jeweiligen Stützen und Betonkerne wurden jeweils mit einem Dehnungssensor und einem Temperatursensor ausgestattet. Der Temperatursensor dient zur Kompensation der temperaturbedingten Einflüsse in den Messungen des Dehnungssensors. Die Messung sowie die Kompensation wurden durch die Firma Marmota Engineering AG durchgeführt und die Dehnungsdaten für das Projekt bereitgestellt.

3 Messungen Suurstoffi S22

3.1 Übersicht Gebäude

Das Gebäude S22 (Abbildung 17 und 18) im Suurstoffi Areal in Risch-Rotkreuz ist ein 10-stöckiges Bürogebäude in einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion. Der Bauherr ist Zug Estates AG und der Architekt Burkard Meyer Architekten BSA aus Baden. MWV Bauingenieure waren verantwortlich für die Tragwerkplanung und der Holzbau wurde von der Firma Erne AG Holzbau ausgeführt. Die Bauzeit war vom März 2017 bis Juli 2018.

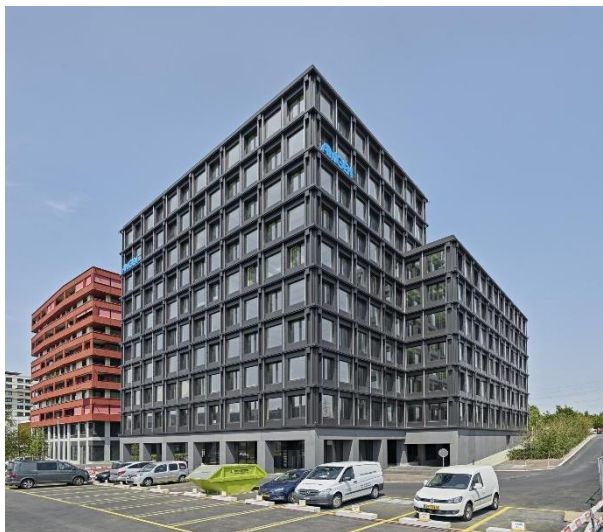


Abbildung 17: Ansicht des Gebäudes Suurstoffi S22, © Foto: Roger Frei, Zürich

Das Erdgeschoss des Gebäudes ist eine reine Stahlbetonkonstruktion. In den Geschossen 1-9 wurden die Ortbetonkerne und der umliegende Holzbau in paralleler Bauweise innerhalb von etwa 4 Monaten erstellt. Alle Bauteile des Holzbaus sowie die Deckenelemente als Holz-Beton-Verbundbauweise wurden im Werk vorgefertigt und vor Ort zusammengefügt.



Abbildung 18: Schnitt durch das Gebäude Suurstoffi S22 (Quelle: Erne AG Holzbau)

3.2 Übersicht Messungen

Die Beschreibung der Messungen basiert auf dem Messbericht n°2017-S38-R1 v3.0 von Marmota Engineering AG (Fischli and Iten 2019). Abbildung 19 zeigt den Grundriss des Gebäudeteils von Suurstoffi S22, in dem die Messungen durchgeführt wurden, ohne den weniger hohen Sekundärtrakt. Es wurden drei Stützen im Gebäude sowie der Betonkern mit faseroptischen Dehnungssensoren instrumentiert. Die Positionen 03, 04, 05 und Betonkern, an welchen die Verformungen gemessen wurde, sind in Abbildung 19 gekennzeichnet.

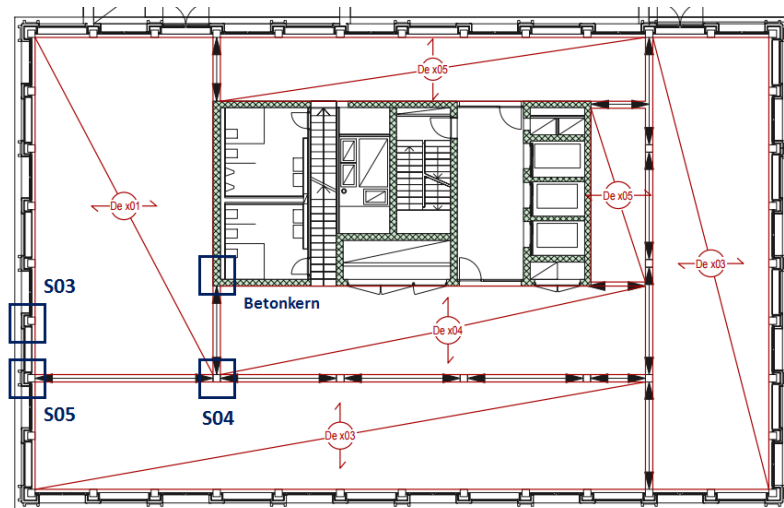


Abbildung 19: Übersicht der Lage der instrumentierten Sensoren im Grundriss (S03, S04, S05 markieren die Positionen der Stützen 03, 04 und 05) (Quelle: Erne AG Holzbau)

Die Stockwerkhöhen betragen 3,42 m im 1. OG und 3,50 m in den restlichen Geschossen. Die Stützenlängen in Position 04 betragen 3,00 m im 1. OG und 3,08 m in den restlichen Geschossen, wobei im oberen Bereich eine Verjüngung von 480 mm Höhe für den Trägeranschluss inbegriffen ist (siehe Abbildung 45). In Abbildung 20 ist ein typischer Schnitt durch die Stütze und Deckenanschlüsse in Position 04 dargestellt.

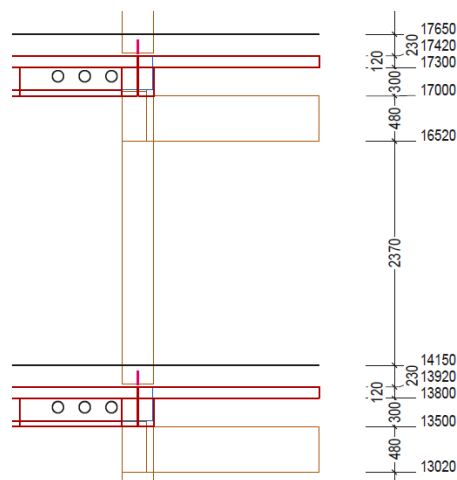


Abbildung 20: Übersicht der Position 04 mit Stütze und Geschossübergang (Quelle: Erne AG Holzbau)

3.3 Instrumentierung Betonkern

Die Instrumentierung im Betonkern erstreckt sich über die 9 Stockwerke, welche im Holzbau ausgeführt werden, und wurde am Montag dem 15. Mai 2017 gestartet. Die Glasfaserkabel wurden im untersten instrumentierten Stockwerk an der Bewehrung mit einer Bride befestigt und durch die Schalung in einem Schutzrohr nach aussen geführt (Abbildung 21 links).



Abbildung 21: Befestigung der Sensoren am unteren Ende und Durchführung durch Schalung nach aussen (links) und Befestigung der Sensoren entlang Bewehrung (rechts)

Die Sensoren wurden sodann vor jeder Betonieretappe jeweils über ein Stockwerk abgerollt und entlang der Bewehrung möglichst senkrecht nach oben geführt (Abbildung 21 rechts). Das Dehnungskabel wurde vorgespannt, während das Temperaturkabel gerade gezogen parallel dem Dehnungskabel folgt. Der Anfang der Kabel als auch die Anschlüsse der Kabel auf der Aussenseite der Wand wurden in einer schützenden Holzbox im Hohlboden untergebracht (Abbildung 22).

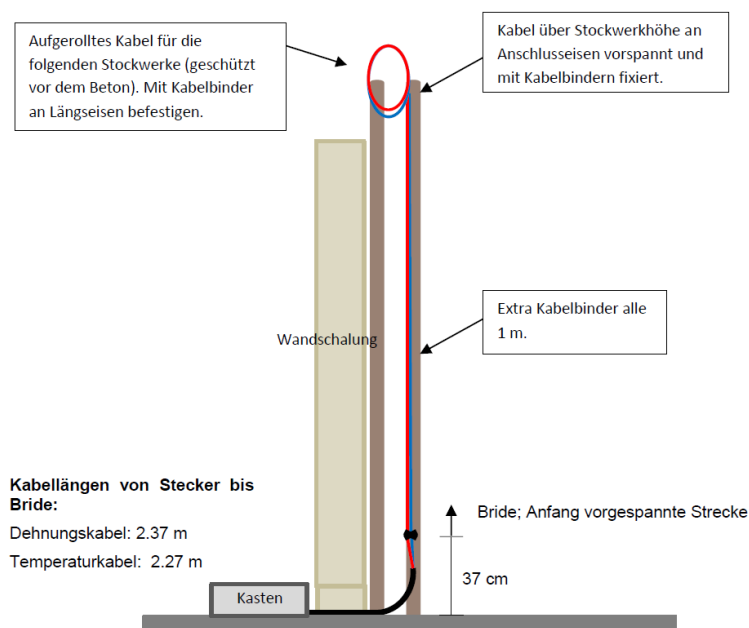


Abbildung 22: Sensorlayout des ersten Schritts der Instrumentierung in Betonkern (Quelle: Marmota Engineering).

Der erste Schritt der Instrumentierung wurde von Marmota Engineering durchgeführt, bei den übrigen Stockwerken wurde das Sensorkabel jeweils von Erne AG Holzbau weiter nach oben geführt. Im Zuge der Instrumentierung der Holzstützen wurde das Sensorkabel im Betonkern jeweils auf seine Funktionstüchtigkeit geprüft.

3.4 Instrumentierung der Holzstützen

Die Instrumentierung an den Holzstützen erstreckt sich über die 9 Stockwerke welche im Holzbau ausgeführt werden und wurde am Montag dem 30. Mai 2017 gestartet. Sobald ein neues Stockwerk fertig montiert war, wurden die Kabel weiter an die Holzstütze instrumentiert. Der Instrumentierungsvorgang für das erste Stockwerk kann wie folgt zusammengefasst werden:

1. Reinigen der Oberfläche der Holzstützen des ersten Stockwerks, wo die Kabel befestigt werden.
2. Bestimmen der Sensorführung mittels Senklot in vertikaler Falllinie.
3. Das Dehnungskabel wird vorgespannt, während das Temperaturkabel gerade in einer senkrechten Linie parallel dem Dehnungskabel folgt.
4. Befestigung der Kabel mittels Epoxy Kleber (Abbildung 23 links).
5. Die Anschlüsse der Kabel wurden in einer schützenden Holzbox im Hohlboden im untersten Stockwerk untergebracht (Abbildung 23 rechts).
6. An der Oberseite der Holzstütze wurden die restlichen Kabel für die nächsten Stockwerke aufgerollt und an einer geschützten Stelle temporär angeklebt.



Abbildung 23: Die Instrumentierungsschritte 4 (links) und 5 (rechts) zum Befestigen der Sensoren an den Holzstützen

Die Kabel wurden anschliessend durch ein Leerrohr in der jeweiligen Decke zum nächsten Stockwerk geführt (Abbildung 24). Dieser Abschnitt wurde nach Möglichkeit ebenfalls vorgespannt. In Abbildung 25 ist die Kabelführung der Sensoren auf den Stützen dargestellt. Die detaillierten Messlängen für jeden Stockwerksabschnitt und jede Stütze sind in Tabelle 2 bis Tabelle 4 zu finden.



Abbildung 24: Kabelführung durch die Deckenbereiche

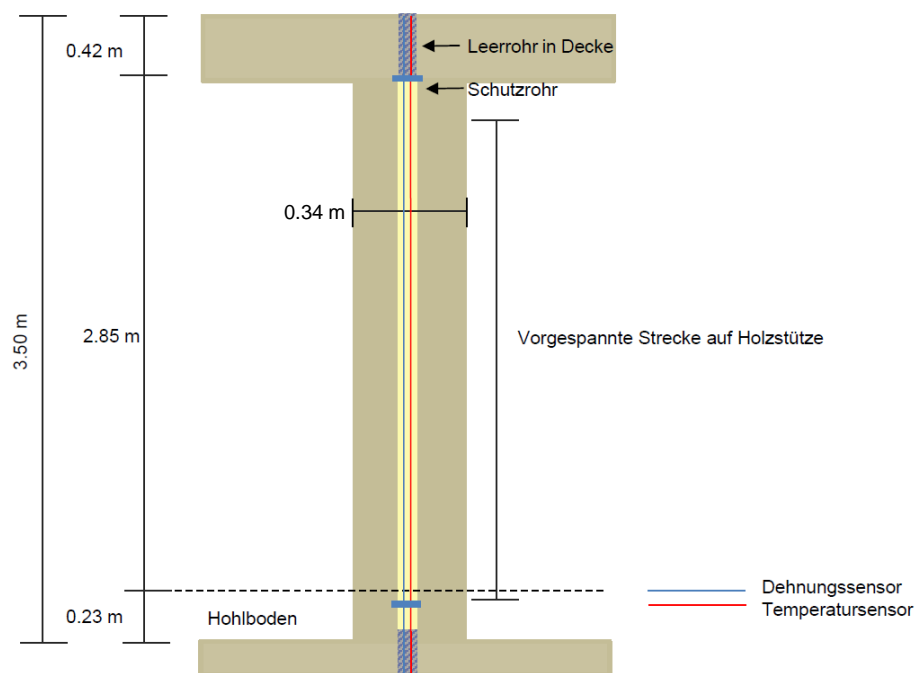


Abbildung 25: Kabelführung an den Stützen, Position 04 (Quelle: Marmota Engineering)

Tabelle 2: Sensorstrecken auf den Holzstützen und im Deckenbereich an Position 03

	1. OG	2. OG	3. OG	4. OG	5. OG	6. OG	7. OG	8. OG	9. OG
Start vorgespannte Länge auf Holzstütze [cm]	9	17	18	16	17	18	24	15	20
Ende vorgespannte Länge auf Holzstütze [cm]	281	298	288	284	290	285	292	285	293
Vorgespannte Länge auf Holzstütze [cm]	272	281	270	268	273	267	268	270	273
Start auf Stütze ab Oberkante Betondecke [m]	0,12	3,62	7,13	10,61	14,12	17,63	21,19	24,60	28,15
Ende auf Stütze ab Oberkante Betondecke [m]	2,84	6,43	9,83	13,29	16,85	20,30	23,87	27,30	30,88
Start Decke ab Oberkante Betondecke [m]			9,83				23,87		
Ende Decke ab Oberkante Betondecke [m]			10,61				26,40		

Tabelle 3: Sensorstrecken auf den Holzstützen und im Deckenbereich an Position 04

	1. OG	2. OG	3. OG	4. OG	5. OG	6. OG	7. OG	8. OG	9. OG
Start vorgespannte Länge auf Holzstütze [cm]	12	19	17	10	12	13	20	15	18
Ende vorgespannte Länge auf Holzstütze [cm]	278	293	278	288	292	284	285	275	290
Vorgespannte Länge auf Holzstütze [cm]	266	274	261	278	280	271	265	260	272
Start auf Stütze ab Oberkante Betondecke [m]	0,15	3,64	7,12	10,55	14,07	17,58	21,15	24,60	28,13
Ende auf Stütze ab Oberkante Betondecke [m]	2,81	6,38	9,73	13,33	16,87	20,29	23,80	27,20	30,85
Start Decke ab Oberkante Betondecke [m]			9,73	13,33	16,87	20,29			
Ende Decke ab Oberkante Betondecke [m]			10,55	14,07	17,58	21,15			

Tabelle 4: Sensorstrecken auf den Holzstützen und im Deckenbereich an Position 05

	1. OG	2. OG	3. OG	4. OG	5. OG	6. OG	7. OG	8. OG	9. OG
Start vorgespannte Länge auf Holzstütze [cm]	11	25	16	10	17	16	20	17	16
Ende vorgespannte Länge auf Holzstütze [cm]	289	300	291	288	285	286	280	275	286
Vorgespannte Länge auf Holzstütze [cm]	278	275	275	278	267	270	260	258	270
Start auf Stütze ab Oberkante Betondecke [m]	0,14	3,70	7,11	10,55	14,12	17,61	21,15	24,62	28,11
Ende auf Stütze ab Oberkante Betondecke [m]	2,92	6,45	9,86	13,33	16,80	20,31	23,75	27,20	30,81
Start Decke ab Oberkante Betondecke [m]			9,86						
Ende Decke ab Oberkante Betondecke [m]			10,55						

3.5 Messetappen

In einem ersten Einsatz nach Erstellung des ersten Geschosses wurden die Stützen des untersten Geschosses (1.OG) instrumentiert. Gleichzeitig wurde ein temporärer Messkasten installiert, worin die Kabelenden mit den Steckerverbindungen untergebracht werden. Die verbleibende Kabellänge wird anschliessend am oberen Ende des Stützenabschnittes temporär aufgehängt. Am Ende des Einsatzes am 30.05.2017 wurde auch eine erste Nullmessung durchgeführt, welche als Referenzmessung für zukünftige Messungen diente. Für die Instrumentierung der verbleibenden Stockwerke wurde das Kabel jeweils über die Höhe des Stockwerks abgerollt und auf die Stützen geklebt. Am Ende des Einsatzes wurde jeweils eine Folgemessung durchgeführt, welche Informationen zur Dehnung der Stützen in den darunterliegenden Stockwerken liefert. Für die Messungen wurde jeweils ein Messgerät vor Ort gebracht und an den Steckverbindungen im untersten Geschoss angeschlossen. Die einzelnen Messetappen (eine Nullmessung, sowie 8 Messungen) sind in Tabelle 5 zu finden. Im Anhang sind die genauen Zeitpunkte der Messungen an den einzelnen Messstellen aufgeführt.

Tabelle 5: Übersicht der Installation der Kabel und der Messungen

Datum	Kabel- länge	Messstelle				Auflastung Stützen	Bemerkungen
		03	04	05	Beton		
30.05.2017	1	x	x	x	x	keine	
22.06.2017	1-2	x	x	x		keine	
05.07.2017	1-3	x	x	x	x	keine	Kabel 03 beschädigt
18.07.2017	1-4	x	x	x	x	03, 04 & 05	
02.08.2017	1-5	x	x	x	x	03, 04 & 05	
14.08.2017	1-6	x	x	x	x	03, 04 & 05	
29.08.2017	1-7	x	x	x	x	03 & 05	Kabel Betonkern gebrochen bei 7,5 m.
12./13.09.2017	1-8	x	x	x	x	03 & 05	Kabel 04 gebrochen bei 20m.
07.11.2017	1-9	x	x	x	x	-	Kabel 05 gebrochen.

3.6 Resultate

Die einzelnen Abschnitte auf den Holzstützen und in den Decken wurden in der Nachbearbeitung aus den gemessenen Dehnungsdifferenzen entlang des Sensorkabels extrahiert und anhand der Temperaturmessungen kalibriert. Die folgenden Diagramme in Abbildung 26 und Abbildung 27 zeigen die kumulierten Dehnungsänderungen mit zunehmendem Baufortschritt entlang der jeweiligen Messlänge innerhalb eines Stockwerks oder in einer Decke über die Gebäudehöhe. Die detaillierten Messergebnisse sind im Anhang dargestellt. Die Messdaten sind in Abbildung 26 und Abbildung 27 in Micro-Strain ($10^{-4} \%$) angegeben. Die Intervalllänge zwischen den einzelnen Messpunkten beträgt 1,02 cm. Positive Messwerte entsprechen einer Stauchung des Elements.

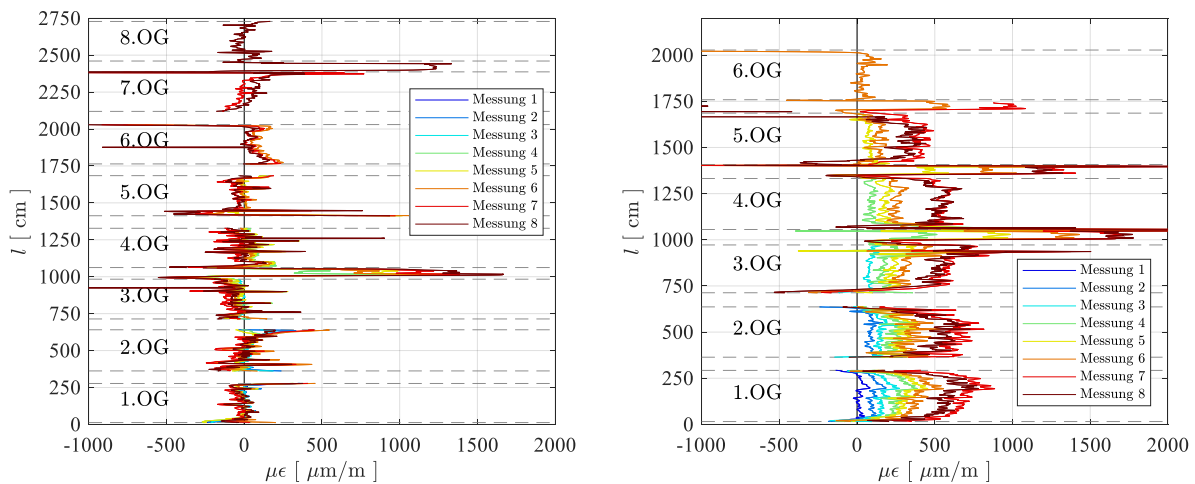


Abbildung 26: Dehnungsentwicklung entlang der Messstrecke 03 (links) und 04 (rechts).

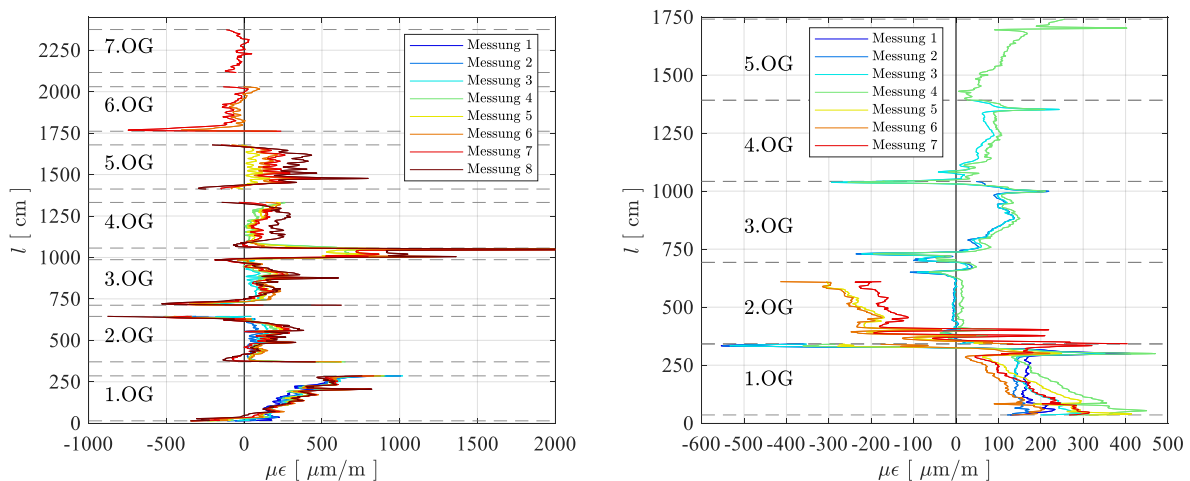


Abbildung 27: Dehnungsentwicklung entlang der Messstrecke 05 (links) und Betonkern (rechts).

4 Messungen Suurstoffi BF1

4.1 Übersicht Gebäude

Das Gebäude BF1 bzw. Arbo (Abbildung 28) im Suurstoffi Areal in Risch-Rotkreuz ist ein 15-stöckiges Bürogebäude mit Mensa und Bibliothek mit einer Höhe von 60 m in Holz-Hybridbauweise. Der Bauherr ist Zug Estates AG und die Architekten Manetsch Meyer Architekten AG, Zürich und Büro Konstrukt AG, Luzern. Pirmin Jung Ingenieure AG waren verantwortlich für die Planung des Holzbaubereiches und der Holzbau wurde von der Firma Erne AG Holzbau ausgeführt. Die Bauzeit war von Mai 2018 bis November 2019. Der Gebäudekern ist eine Stahlbetonkonstruktion, die mit Kletterschalung dem Holzbau vorausseilend errichtet wurde (Abbildung 29). Alle Bauteile des Holzbaus sowie die Deckenelemente als Holz-Beton-Verbundbauweise wurden im Werk vorfabriziert und vor Ort zusammengefügt.

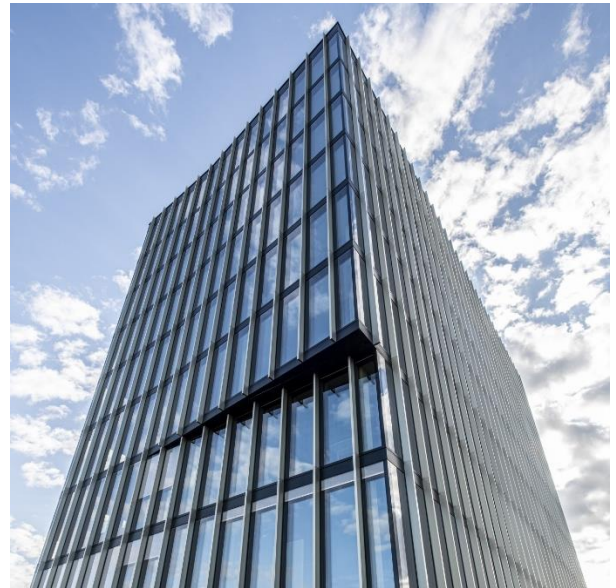
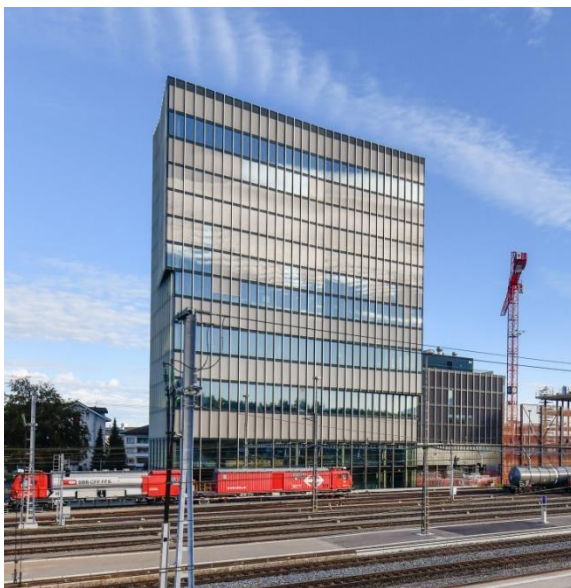


Abbildung 28: Ansicht des Gebäudes BF1 bzw. Arbo, © Fotos: Myriam Brunner, Winterthur



Abbildung 29: Ansicht des Gebäudes Suurstoffi BF1 bzw. Arbo während des Baus mit Betonkern und nachfolgendem Holzbau

4.2 Übersicht Messungen

Die folgenden Schilderungen der Installation der Messtechnik im Gebäude BF1 basiert auf dem Messbericht n° 2019-S46-R3 v1.0 von Marmota Engineering AG (Fischli and Regli 2019). Es wurden zwei Stützen (Stütze Ecke und Stütze Wand) über jeweils 9 Stockwerke vom EG bis zum 8. OG mit faseroptischen Sensoren instrumentiert. Die Lage der instrumentierten Holzstützen im Grundriss kann der Abbildung 30 entnommen werden. Die Verformungen im Betonkern wurden, wie es im Falle des Gebäudes S22 gemacht wurde, hier nicht gemessen.



Abbildung 30: Übersicht der Lage der instrumentierten Sensoren im Grundriss (Quelle: Erne AG Holzbau)

Die hochbelasteten Stützen der Position Wand sind als Hybridstützen mit Kern aus Baubuche und Ummantelung in Nadelholz ausgeführt. Die geringbelasteten Stützen der Position Ecke sind reine Nadelholzstützen. Das Instrumentieren der Stützen sowie der Einbau und das Zusammenspleissen der Sensorkabel erfolgte in zwei Schritten. Zwischen dem 23.05 und 24.07.2018 wurden die Sensoren bei der Hüscher Holzleimbau AG in Bremgarten (AG) vorgängig in einer Nut in die Stütze eingeklebt und für den Transport und den späteren Einbau geschützt. Im Zeitraum vom 07.06 bis zum 17.08.2018 wurden die Stützen sodann auf der Baustelle versetzt. Die Sensorkabel der einzelnen Stützen wurden anschliessend zusammengepleisst, so dass sich ein durchgehender Sensorstrang über die gesamte instrumentierte Strecke ergab.

4.3 Instrumentierung

4.3.1 Instrumentierung der Holzstützen

Bei der Instrumentierung der Stützen wurden die faseroptischen Sensorkabel nebeneinander in eine 12 mm breite und 33 mm tiefe, im Holz eingefräste Nut gelegt. Der Dehnungssensor wurde sodann leicht vorgespannt und beide Sensoren temporär befestigt (vgl. Abbildung 31 links). Anschliessend wurden beide Sensoren bis zu den beiden Aussparungen am unteren

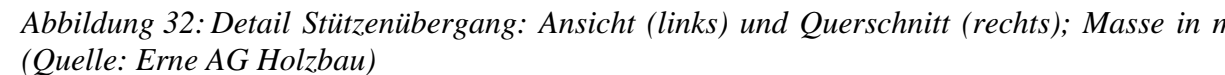
und oberen Ende mit Epoxidharz eingeklebt. Die Sensorüberlängen für das spätere Zusammenspleissen (unten 1 m und oben 1.2 m) wurden aufgerollt und für den Transport geschützt (Abbildung 31 rechts). Nach erfolgter Instrumentierung durch die Marmota Engineering AG wurde durch die Hüscher Holzleimbau AG über die gesamte Länge der eingeklebten Sensoren zum Schutz eine Holzleiste montiert.



Abbildung 31: Einkleben der faseroptischen Sensorkabel (links) und Schutz der Sensorkabel für den Transport (rechts) (Quelle: Marmota Engineering)

4.3.2 Versetzen der Stützen und Zusammenspleissen der Sensorkabel

Nach dem Versetzen der Stützen auf der Baustelle wurden die beiden Sensorkabel zweier Stützen jeweils über die Geschossdecke hinweg zusammengespleisst. Im Anschluss an das Zusammenspleissen wurde das Dehnungskabel, wenn möglich, über die Geschossdecke vorgespannt und befestigt. Die verbleibende Überlänge beider Kabel wurde aufgerollt und am Fuss der oberen Stütze in der Einkerbung untergebracht (Abbildung 32). Um die freiliegenden Sensoren vor der Witterung und fortlaufenden Arbeiten auf der Baustelle zu schützen, wurde im Anschluss die Einkerbung im Betonübergang sowie am Kopf der unteren Stütze und am Fuss der oberen Stütze mit Schutzklebeband überdeckt. Im Verlauf der Instrumentierung wurden einige Sensorkabel beschädigt und mussten repariert werden. Details dazu sind in Tabelle 7 angegeben.



Das schematische Layout der Sensoren innerhalb der Nut und entlang der Stützhöhe kann der nachfolgenden Abbildung 33 entnommen werden. Die Längen der Sensormessstrecken für die jeweiligen Stockwerke und die vorgespannten Abschnitte auf den Holzstützen und in den Decken sind in Tabelle 6 aufgeführt.



Tabelle 6: Sensorstrecken auf den Holzstützen und im Zwischensegment Dehnungs- & Temperatursensoren in [cm]

	EG	1. OG	2. OG	3. OG	4. OG	5. OG	6. OG	7. OG	8. OG
Stützenlänge gesamt	381	429	417	417	367	395	357	357	357
Start vorgespannte Länge auf Holzstütze	8	8	8	8	8	8	8	8	8
Ende vorgespannte Länge auf Holzstütze	373	421	409	409	359	387	349	349	349
Vorgespannte Länge auf Holzstütze	365	413	401	401	351	379	341	341	341
Vorgespannte Messstrecke ab Ende Kleber Stützenkopf	31	31	31	31	31	31	31	31	31

4.4 Messtappen

4.4.1 Übersicht

Die Einrichtung der Messkabel im Bauwerk erfolgte im Zeitraum von 07. Juni bis 27. August 2018. Die Nullmessung des ersten Abschnittes der Sensorkabel wurde nach dem Versetzen der ersten Stütze am 07.06.2018 durchgeführt. Für jedes weitere Stück angespleisstes Sensorkabel musste danach zuerst ebenfalls eine neue Nullmessung durchgeführt werden. Eine Übersicht der durchgeführten Messungen kann der nachfolgenden Tabelle 7 entnommen werden.

Tabelle 7: Übersicht der Installation der Kabel und der Messungen

Datum	Kabel-länge	Stütze		Auflastung		Bemerkungen
		Wand	Ecke	Stützen	Decken	
07.06.2018	EG	x	x	keine	keine	Beschädigung der Sensoren bei Stütze Wand (Abb. 34)
14.06.2018	EG-1	x	x	keine	keine	
19.06.2018	EG-2	x	x	keine	keine	
03.07.2018	EG-3	x	x	keine	keine	
30.07.2018	EG-6	x	x	4,5: Auflast 6: keine	4,5: Auflast 6: keine	Stütze Wand: Kabelbeschädigung durch ausgelaufenen Beton (Abbildung 34)
27.08.2018	EG-8	x	x	7: Auflast 8: keine	7: Auflast 8: keine	Abschlussmessung
08.01.2019	EG-8	x	x	Auflast bis 14. OG	Auflast bis 14. OG	
03.04.2019	EG-8	x	x	Auflast bis 14. OG + Fassade	Auflast bis 14. OG + Fassade	1. Langzeitmessung
15.07.2019	EG-8		x	Auflast bis 14. OG + Fassade	Auflast bis 14. OG + Fassade	Stecker an der Stütze Wand waren nicht mehr zugänglich und somit konnte leider keine Messung mehr durchgeführt werden

4.4.2 Sensorbeschädigungen

Die Sensoren der Stütze Wand des EG wurden am 14.06.2018 beschädigt vorgefunden. Es ist anzunehmen, dass der Schaden beim Herausarbeiten der Fuge des Betonzwischenraums entstanden ist (Abbildung 34 links). Als Reparaturmassnahme wurden die Kabelüberlängen abgetrennt und der Kleber der Sensormessstrecke aufgeraut. Danach wurde darüber ein neuer Dehnungs- und Temperatursensor eingeklebt. Bei den Sensoren am Kopf an der Stütze Wand im 6. OG ist Zement in die Einkerbung eingedrungen (Abbildung 34 rechts). Als Reparaturmassnahme wurde, nach der Überprüfung der Funktionalität der Sensorkabel, die Fläche gereinigt und die Stützen erfolgreich zusammengespleisst (30.07.2018).



Abbildung 34: Beschädigte Sensoren an der Stütze Wand im EG (links) und eingedrungener Zement in der Stütze Wand im 6. OG (rechts) (Quelle: Marmota Engineering)

4.5 Messresultate

Die einzelnen Abschnitte auf den Holzstützen und in den Decken wurden in der Nachbearbeitung aus den gemessenen Dehnungsdifferenzen entlang des Sensorkabels extrahiert und anhand der Temperaturmessungen kalibriert. Die folgenden Diagramme in Abbildung 35 zeigen die kumulierten Dehnungsänderungen mit zunehmendem Baufortschritt entlang der jeweiligen Messlänge innerhalb eines Stockwerks und den Deckenübergängen über die Gebäudehöhe. Die detaillierten Messergebnisse sind im Anhang dargestellt. Die Messdaten sind in Abbildung 35 in Micro-Strain ($10^{-4} \%$) angegeben. Die Intervalllänge zwischen den einzelnen Messpunkten beträgt 1,02 cm. Positive Messwerte entsprechen einer Stauchung des Elements.

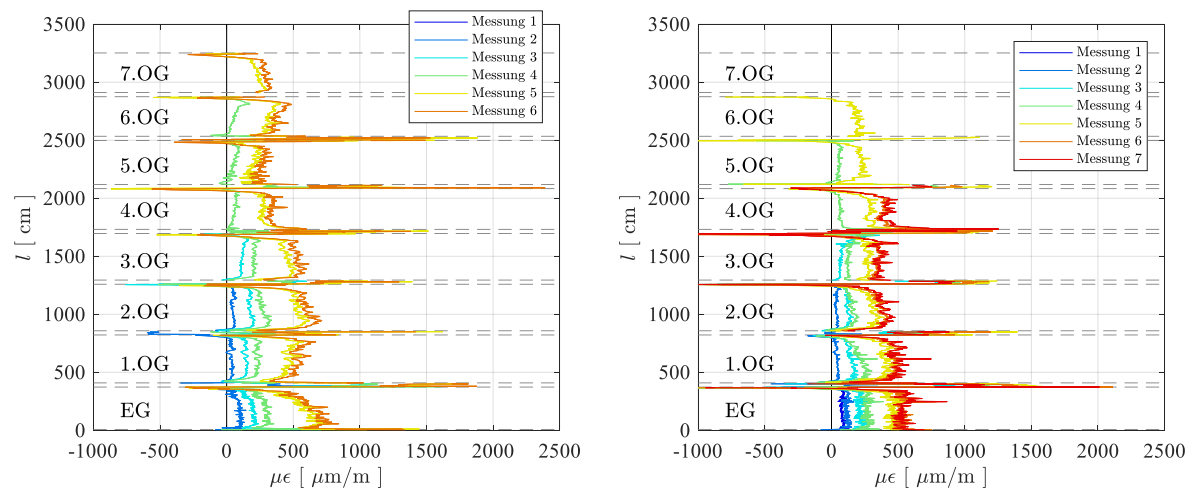


Abbildung 35: Dehnungsentwicklung entlang der Messstrecke an Stütze Wand (links) und Ecke (rechts)

5 Auswertung und Diskussion

5.1 Hochhaus S22

5.1.1 Vergleich Dehnungsmessungen

In den folgenden Abbildungen 36 bis 39 sind die mittleren Dehnungen entlang der Messstrecken angegeben. Da die Dehnungen vor allem im mittleren Bereich der Messstrecken gleichförmig sind, wurden für die Messstellen 03-05 die Dehnungen als Mittelwerte über die Messlänge in den Stützen abzüglich 50 cm vom jeweiligen Anfang und Ende der Messstrecke berechnet. In den Deckenübergängen wurde 2 cm vom jeweiligen Anfang und Ende der Messstrecke abgezogen. Wie in den detaillierten Messwerten im Anhang gesehen werden kann, sind die Messungen in den Deckenübergängen ungleichförmig.

Die in Abbildung 36 dargestellten Dehnungen der Fassadenstütze in Messstelle 03 streuen um den Nullwert. Erst in den späteren Messungen treten grössere Dehnungen auf, wobei diese sowohl Druckstauchungen (positiv) als auch Zugdehnungen (negativ) sind. Diese Zugverformung der Stützen muss mit Vorsicht betrachtet werden, so kann die Dehnung entweder eine Messungenauigkeit oder aufgrund des Feuchtequellens hervorgerufen worden sein. In der Tat treten z.B. in den 7. Messungen des 1., 2. und 3. OG signifikante Zugdehnungen auf. Dies könnte auf Quelleffekte hinweisen, sind diese drei Stützen im Vergleich zu den anderen Stützen (Bauablauf) doch schon länger dem Klima exponiert worden, so dass deren mittlere Holzfeuchte durch die zeitabhängige Diffusion schon höher angestiegen ist. Der komplexe Zusammenhang zwischen unterschiedlicher Belastung und unterschiedlich wirkendem Klima über die Zeit erlaubt jedoch keine eindeutigen Rückschlüsse zum Ausschluss von Messungenauigkeiten. In Abbildung 36 rechts sind die Dehnungen derjenigen Deckenübergänge dargestellt, welche ausgewertet werden konnten. Diese Dehnungen (Stauchungen) sind ca. um das 8-fache höher als die in den Stützen.

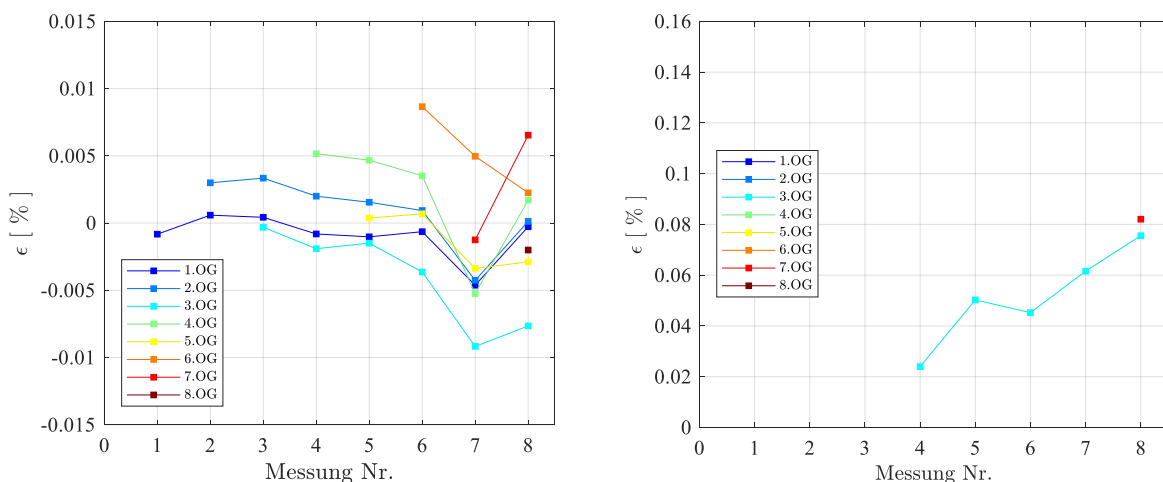


Abbildung 36: Mittlere Dehnungen über die Messlänge in den Stützen (links) und Deckenübergängen (rechts) an Messstelle 03

In Abbildung 37 links sind die Dehnungen in der höchstbelasteten Stütze in Gebäude S22 an Messstelle 04 dargestellt. Es zeigt sich in etwa eine lineare Zunahme der Verformungen während des Bauprozesses. Dies ist aufgrund der steigenden Belastungen zu erwarten. Die letzte

Messung zeigt leicht geringere Werte als die vorhergehende Messung. Die Dehnungen im Deckenübergang an Position 04 steigen ebenfalls mit zunehmender Belastung während des Bauprozesses. Die gemessenen mittleren Dehnungen im Deckenübergang sind dabei etwa doppelt so hoch wie die Dehnungen in der Stütze.

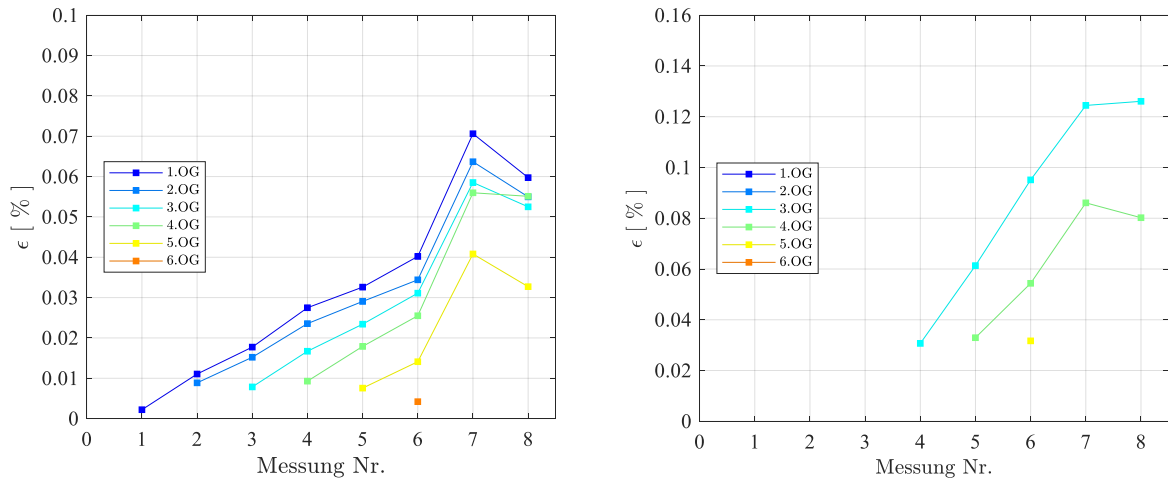


Abbildung 37: Mittlere Dehnungen über die Messlänge in den Stützen (links) und Deckenübergängen (rechts) an Messstelle 04

In Abbildung 38 sind die Dehnungen in den Stützen und den Deckenübergängen an Position 05 dargestellt. Die Dehnungen in den Stützen in Position 05 sind ebenfalls, sowie die in Position 03, deutlich geringer als die in Position 04. Aus den detaillierten Dehnungsverteilungen im Anhang (8.1) lässt sich ersehen, dass die Dehnung im 1.OG annäherungsweise linear zunehmend über die Höhe verläuft. Dies scheint nicht plausibel und deutet auf einen Messfehler hin, bzw. auf Probleme mit der Installation des Messkabels. Die gemessenen, mittleren Dehnungen im 1.OG ändern sich während des Bauprozesses zudem kaum, wohingegen sie in den anderen Geschossen 2.-5.OG ansteigen. Wie auch an den anderen Messstellen sind die Dehnungen im Deckenübergang (Abbildung 38 rechts) deutlich höher als in den Stützen.

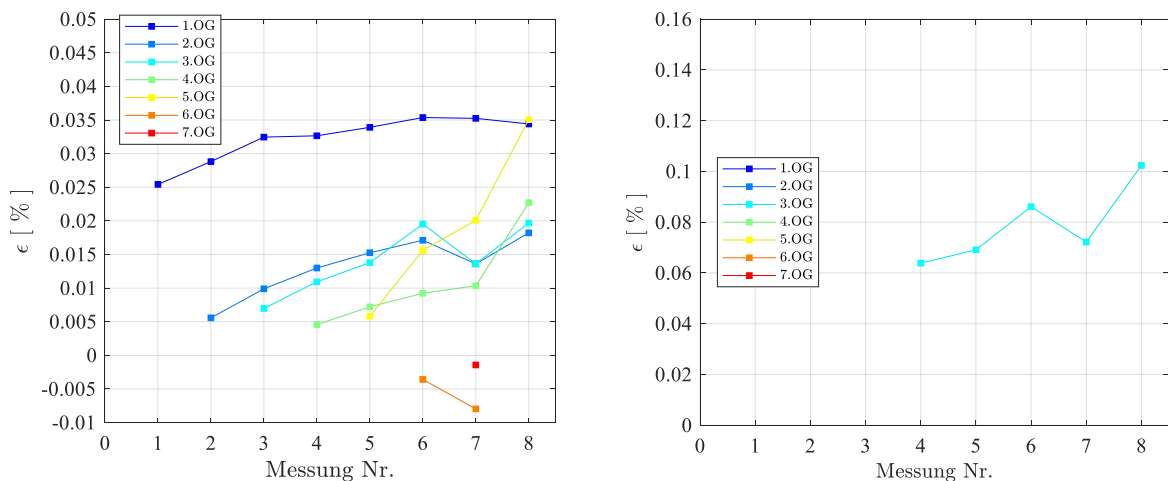


Abbildung 38: Mittlere Dehnungen über die Messlänge in den Stützen (links) und Deckenübergängen (rechts) an Messstelle 05

Die Dehnungen im Betonkern sind in Abbildung 39 dargestellt. Da die Dehnungen im Betonkern näherungsweise konstant sind, wurden diese über das gesamte Stockwerk gemittelt (ohne Berücksichtigung eines Deckenübergangs). Die Dehnungen, über die Stockwerke betrachtet, sind ebenfalls sehr gering und haben einen eher inkonsistenten Verlauf. Im 2.OG wurden negative Werte der Dehnungen gemessen, d.h. eine Verlängerung des Betonkerns. Dies ist nicht plausibel und deutet auf Probleme mit den generellen sehr geringen Messwerten der Dehnungen hin. Jedoch können sich die geringen Dehnungen aufgrund der vergleichsweise geringen Auflast erklären lassen.

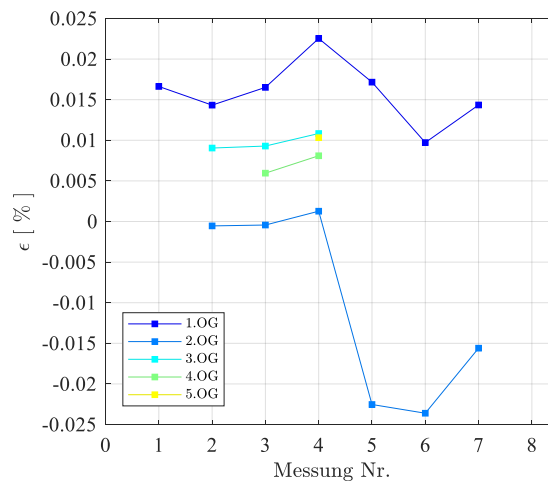


Abbildung 39: Mittlere Dehnungen über die Messlänge über die Geschosshöhe in der Messung im Betonkern

5.1.2 Verformungsentwicklung

Aus den in den vorherigen Abbildungen dargestellten Dehnungen lassen sich durch Integration der einzelnen Messwerte und Berücksichtigung der Intervalllänge von 1,02 cm oder durch Multiplikation der Mittelwerte mit der Stützenlänge die absoluten Verformungen bestimmen.

Die Dehnungsmessungen in den Messstellen 03, 05 und im Betonkern sind sehr inkonsistent und lassen daher kaum zuverlässige Rückschlüsse auf die wirklichen Verformungen im Bauteil zu. Es wird daher im Folgenden nur der Messpunkt 04 mit der höchstbelasteten Stütze betrachtet.

In Abbildung 40 sind die Verformungen im geraden Stützenteil mit konstantem Querschnitt für eine Länge von 2,60 m sowie die Verformungen der Deckenanschlüsse für eine Dicke von 80 cm dargestellt. Die durchgezogenen Linien stellen dabei die Verformungen der Stützen dar und die gestrichelten Linien die der Deckenanschlüsse. Im 1.-4. Obergeschoss ergeben sich Verformungen von etwa 1,4-1,6 mm nach Abschluss des Rohbaus. In den dünneren Deckenanschlüssen sind die Verformungen etwa halb so gross.

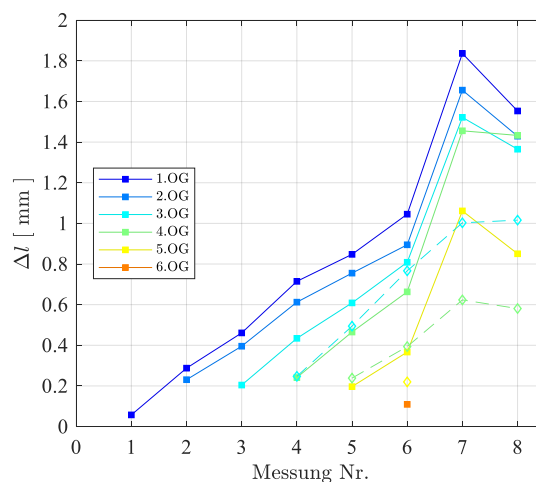


Abbildung 40: Absolute Verformung der Stützen (durchgezogene Linien) und Verbindungen bzw. Deckenanschlüsse (gestrichelte Linien) an Messstelle 04 über die Belastung

Zum Vergleich wurden auch die Verformungen im Betonkern für die Länge 3,4 m (2,6 m+0,8 m) berechnet und in Abbildung 41 dargestellt. Die Verformungen im Beton sind deutlich geringer als die vergleichbaren Gesamtverformungen in Holzstütze und Deckenanschluss. Zum Beispiel ergeben sich im 3. (und 4.) OG Verformungsdifferenzen zwischen Kern und Stützen (Gesamtverformungen) nach der 8. Messung von: 2.4 mm (2 mm) – ca. 0.4 mm (0.3 mm) (Annahme 8. Messung entspricht auch 4. Messung) = 2 mm (1.7 mm). Diese Differenzen sind als sehr gering zu betrachten.

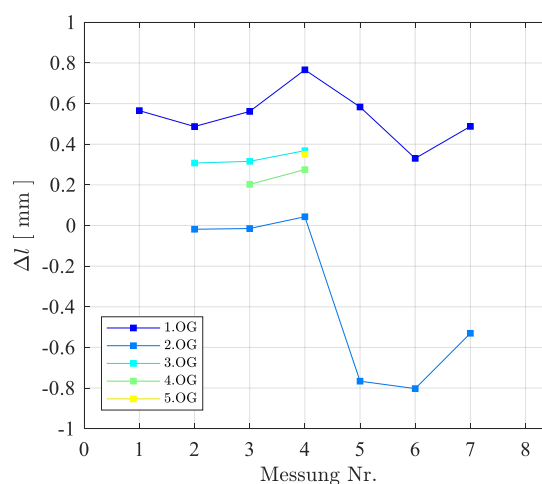


Abbildung 41: Absolute Verformung des Betonkerns über die Belastung

5.1.3 Belastung und Baufortschritt

Die in Abbildung 40 dargestellten Verformungen lassen sich auf die unterschiedlichen Anteile der zeit-, last-, und feuchteabhängigen Verformung zurückführen. Die Lasten in den Stützen lassen sich aus den Eigengewichten und Auflasten der Bauteile bestimmen. Für die vorfabrizierten Deckenelemente mit 12 cm Stahlbeton und BSH Rippen 320/300mm im Abstand von 1,278 m wird inklusive Installationen (Heiz- und Kühldecke) eine Flächenlast von 3,63 kN/m²

angesetzt. Der Ausbau mit Anhydridestrich und Trittschalldämmung wird mit $1,22 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Der Dachaufbau als Flachdach mit Kiesschüttung ergibt 5 kN/m^2 . Anhand der in Abbildung 42 dargestellten Lasteinzugsflächen wird die in Tabelle 8 angegebene Belastung abgeschätzt.

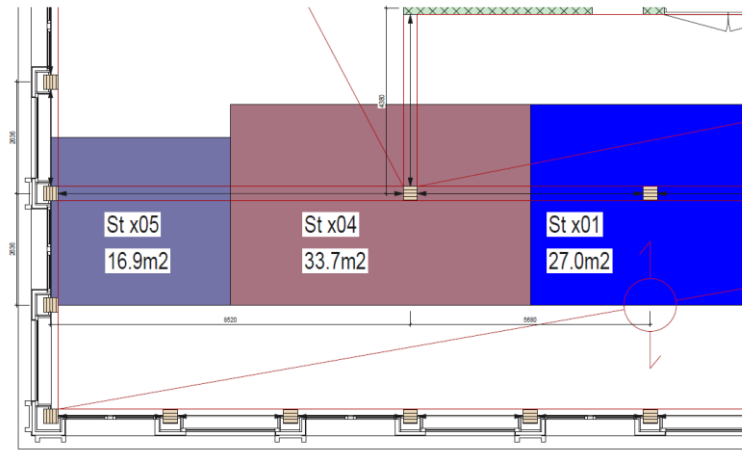


Abbildung 42: Lasteinzugsflächen der Stützen 04 und 05 (Quelle: Erne AG Holzbau)

Anhand des Baufortschritts lassen sich die Belastungsgeschichte und damit die zeitabhängigen Verformungsanteile bestimmen. In Tabelle 8 sind der Baufortschritt inklusive etwaiger Zeitraum sowie der resultierenden Belastung in der Stütze 04 im 1.OG aufgeführt.

Tabelle 8: Vereinfachter Baufortschritt und Belastungsgeschichte in Stütze 04 im 1. OG

Etappe	Zeitraum	Baufortschritt	Belastung [N/mm²]
1	15.05.2017	Rohbau 1.OG	0,89
2	30.05.2017	Rohbau 2.OG	1,79
3	22.06.2017	Rohbau 3.OG	2,67
4	03.07.2017	Rohbau 4.OG	3,56
5	17.07.2017	Rohbau 5.OG	4,45
6	25.07.2017	Rohbau 6.OG	5,34
7	08.08.2017	Rohbau 7.OG	6,22
8	18.08.2017	Rohbau 8.OG	7,11
9	31.08.2017	Bodenausbau 2.OG	7,37
10	01.09.2017	Rohbau 9.OG	8,25
11	04.09.2017	Bodenausbau 3.OG	8,51
12	06.09.2017	Bodenausbau 4.OG	8,77
13	29.09.2017	Bodenausbau 5.OG	9,02
14	31.10.2017	Bodenausbau 6.OG	9,28
15	09.11.2017	Bodenausbau 7.OG	9,54
16	30.11.2017	Bodenausbau 8.OG	9,79
17	01.12.2017	Bodenausbau 9.OG	10,05
18	15.01.2018	Dach	11,11

5.1.4 Vergleich gemessener und prognostizierter Verformungen während des Baus

Die Ergebnisse des Modells für die Holzstützen und den Betonkern werden mit den Daten aus den Messungen im Gebäude verglichen und sind in Abbildung 43 dargestellt. Für die Auswertung wird die Dehnung über eine Länge von 2,37 m im geraden Abschnitt der Stütze im 1. OG verglichen. Es ist zu beachten, dass die hier vorgestellten Daten neu ausgewertet wurden und von den Ergebnissen in (Jockwer et al. 2018) abweichen.

Der größte Anteil der modellierten Verformung in der Stütze 04 mit der höchsten Belastung ist die elastische Verformung aufgrund der aufgetragenen Eigen- und Auflasten, gefolgt von viskoelastischen Verformungskomponenten, wie in Abbildung 43 dargestellt. Die angenommene jährliche durchschnittliche relative Luftfeuchtigkeit wurde im Bereich von etwa 50% angenommen. Der niedrige Anfangsfeuchtegehalt von ca. 7% kann, durch Wiederausgleich der Holzfeuchte an 50% relative Luftfeuchtigkeit, eine leichte Längenverlängerung durch Quellung verursachen. Da die Fassadenelemente gleichzeitig mit den anderen Elementen eingebaut werden, wird von Anfang an die Nutzungsklasse 1 angenommen und eine Temperaturschwankung vernachlässigt. Nach einer Zeit von 282 Tagen wird eine Belastungszunahme durch den Dachausbau berücksichtigt. Mit der Inbetriebnahme des Gebäudes wird durch das Eigengewicht aus dem Innenausbau eine weitere Zunahme der Verformung zu erwarten sein, während die Nutzlasten im Bürogebäude eher gering ausfallen werden.

Die modellierten Verformungen stimmen für die Stütze 04 im 1.OG relativ gut mit dem Verlauf der gemessenen Verformungen überein. Die gemessenen Verformungen folgen den modellierten Verformungen jedoch mit einer gewissen zeitlichen Verzögerung. Dabei ist zu beachten, dass aufgrund der erforderlichen Nullmessung der Dehnungen, die Anfangsverformung in den Stützen nicht berücksichtigt werden kann. So wird eine Verformung äquivalent zu der aus etwa 1-2 Geschossen in den Messungen nicht erfasst. Dies entspricht der Verformung aus dem aktuellen Geschoss sowie der Auflast aus einem weiteren Geschoss während der Installation und Nullmessung der Messkabel. Bei der vorletzten Messung sind die höchsten Werte zu beobachten und die letzte Messung ist wieder rückläufig. Dies könnte durch das Feuchtequellen der Stütze erklärt werden. Bei den modellierten Verformungen zeigt sich, dass der elastische Anteil an der Gesamtverformung dominiert, gefolgt von dem viskoelastischen Anteil (ca. ein Drittel der Gesamtverformung). Die Mechanosorption sowie das Quellen und Schwinden haben einen eher geringen Anteil wegen der geringen Holzfeuchteänderung (ca. 1.6%) und werden erst nach 210 respektive 150 Tage bemerkbar. Es ist jedoch ersichtlich, dass am Ende der Betrachtungsperiode ($t = 360$ Tage) die rheologischen Anteile (viskoelastisch und mechanosorptiv) noch im Anstieg sind, und daher, obwohl sich die Belastung nicht mehr ändern wird, die modellierten Gesamtverformungen noch deutlich zunehmen werden.

Beim Betonkern (Abbildung 44) ist die Interpretation der Messergebnisse nicht eindeutig möglich. Die Messungen der Verformungen im Betonkern streuen stark und zeigen keinen eindeutigen Trend. Zwar stimmt die Größenordnung der Messwerte mit den Berechnungen überein, jedoch ist der Verlauf der Verformungen unstetig. Das allgemein niedrige Niveau der Verformungen und das Rauschen in den Messergebnissen könnten die teilweise grossen Streuungen erklären. Bei der Messinstallation am Betonkern kam es zu Problemen, weil die Kabel mit den Sensoren durch Bauarbeiten beschädigt wurden. Die Unstetigkeit der Messungen könnte durch diese Beschädigungen teilweise erklärt werden. Das Verformungsmodell für den Betonkern zeigt, dass sich das Schwinden auf die Verformung des Betons stark auswirkt. Vor allem in der frühen Phase des Bauprozesses hat das Schwinden aufgrund der chemischen

Reaktion und Trocknung des Betons einen viel höheren Einfluss als die elastische Verformung aufgrund der Belastung. Im Allgemeinen sind die Druckspannungen im Beton (1. OG ca. $3,8 \text{ N/mm}^2$) eher gering. Aus diesem Grund sind auch die Kriechverformungen eher gering.

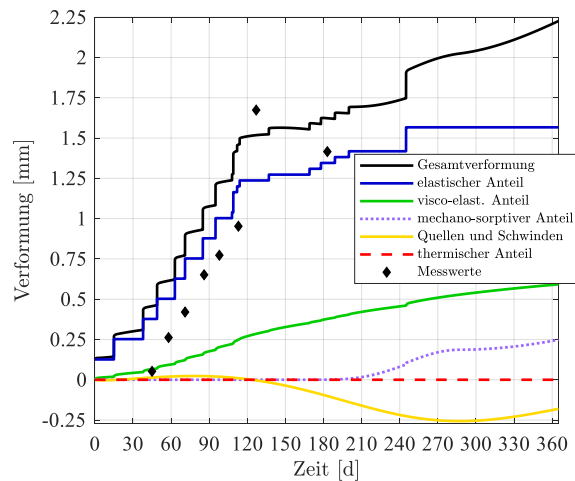


Abbildung 43: Gegenüberstellung der modellierten und gemessenen Verformungen in Stütze 04 über eine Länge von 2,37 m im 1. OG

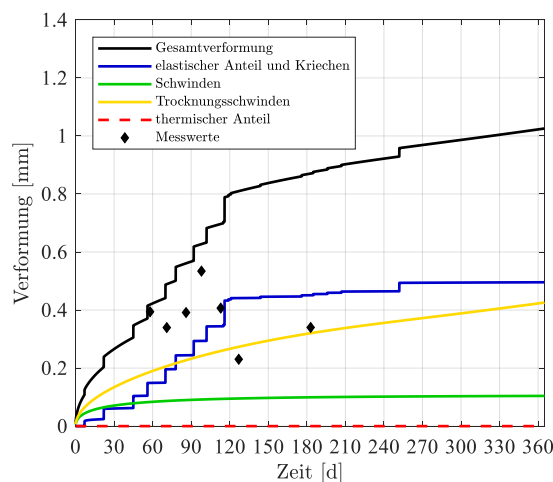


Abbildung 44: Gegenüberstellung der modellierten und gemessenen Verformungen im Betonkern über eine Länge von 2,37 m im 1. OG.

5.1.5 Diskussion

Die in den Verformungsmodellen verwendeten Materialparameter basieren hauptsächlich auf Untersuchungen an Fichtenholz (wie Kriechzahlen und Verzögerungszeiten nach Becker (Becker 2002), oder Oberflächenemissionsfaktor nach Babiak (Babiak 1995)). Lediglich für die elastischen Steifigkeiten (E-Modul) wurden Parameter für Baubuche verwendet. Es hat sich jedoch gezeigt (bei Stütze 04 im 1. OG), dass die Modellierung nahe an den gemessenen Werten liegt (nach gedanklicher vertikaler Verschiebung der modellierten Kurve auf null zur Zeit der zweiten Belastung, ca. bei $t = 45$ Tagen). Dies deutet darauf hin, dass die rheologischen

Anteile des Holzes (Baubuche) mit Fichtenholzparameter hinreichend genau modelliert werden können. Präzisere Aussagen über die Validität der verwendeten Parameter (für Diffusion, Viskoelastizität und Mechanosorption) für Baubuche können mit den Messdaten jedoch nicht gemacht werden. Die vielfältigen Einflüsse auf das Verformungsverhalten von Holz erlauben keine differenzierte Kalibrierung einzelner Parameter. Eine genauere Bestimmung der Verformungsparameter für Baubuche in spezifischen Versuchen ist daher notwendig. Nichtsdestotrotz hat sich gezeigt, dass rheologische Modelle, wie sie hier verwendet wurden, sich prinzipiell gut eignen für Abschätzungen von Langzeitverformungen von Holzstützen unter Belastung und klimatischen Einwirkungen.

Die Auswertung der Messungen der Verformungen (Abbildung 40 und 41) hat aufgezeigt, dass der parallele Bauablauf von Kern und Stützen des Hochhauses S22 sich nicht problematisch ausgewirkt hat. Es ergeben sich am Ende der Bauphase gemäss gezeigten Daten maximale relative Verformungen von ca. 2 mm pro Geschoss zwischen Kern und Beton. Wegen Problemen während der Messungskampagne sollte dieser Rückschluss jedoch mit Vorsicht gedeutet werden, so stimmt die Aussage lediglich für einzelne Geschosse an der Stützenposition 04. Es ist zudem weiter zu beachten, dass diese Verformungen in Zukunft, während der Nutzphase des Gebäudes, noch zunehmen können. Auf dies deutet die Modellierung (Abbildung 43) hin. Die rheologischen Anteile Kriechen und Mechanosorption haben sich dort zum Zeitpunkt $t = 360$ Tagen nicht stabilisiert. Obwohl die Zunahme des Kriechens begrenzt ist und ausklingen wird, werden mechanosorptive Verformungen kontinuierlich und irreversibel zunehmen wegen der saisonalen Schwankung der Luftfeuchte während der Nutzung (je nach Steuerung des Innenklimas des Gebäudes). Es zeigt sich jedoch, dass das Trocknungsschwinden im Betonkern ebenfalls noch Ansteigen wird und sich daher positiv auswirkt.

Im Gebäude Suurstoffi S22 verjüngen sich die Stützen in den Bereichen wo die Unterzüge auflagern und die Last durch die Decke durchgeführt wird (siehe auch Abbildung 45). In diesen Deckenübergängen resultieren grössere Verformungen durch die geringeren Querschnitte mit höheren mittleren Spannungen sowie mit Spannungsspitzen und ungleichen Spannungsverteilungen in den Übergängen der Querschnitte. In (Millet 2018) ist eine Modellierung der Spannungsverteilungen in diesen Querschnittsverjüngungen und den entstehenden Exzentrizitäten mithilfe von Finite-Elemente-Modellen durchgeführt worden. Dabei zeigte sich, dass die Verformungen der Deckenübergänge einen bedeutenden Einfluss auf die Gesamtverformung haben und insbesondere die ungleiche Spannungsverteilung deutlich über die Verjüngungen hinausreicht. Daher kann auch in den Bereichen mit vollem Querschnitt dieser nicht vollständig aktiviert werden. Eine Einschnürung des Querschnitts ist daher, wenn möglich, zu vermeiden. Diese Massnahme könnte somit der möglichen Problematik der relativen Verschiebung zwischen Kern und Stützen entgegenwirken. Es hatte sich in den Messungen des Hochhaus S22 in der Tat gezeigt, dass die Verformungen im Deckenübergang mit Verjüngung relativ gross sind (Abbildung 40).

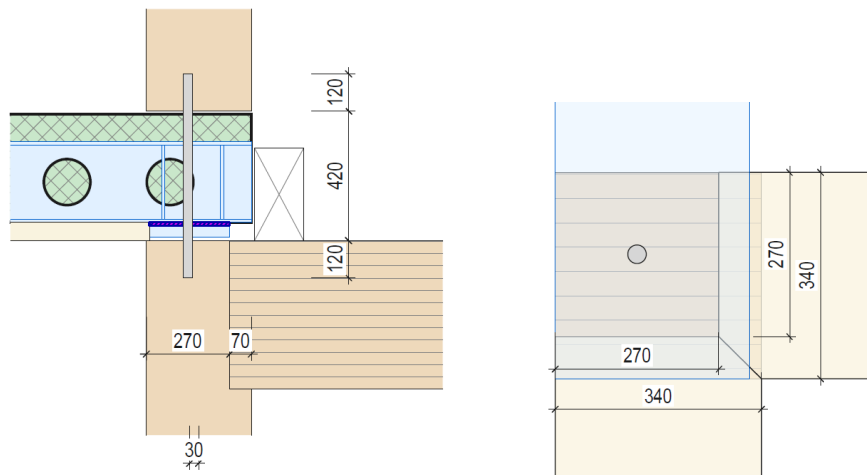


Abbildung 45: Deckenübergang im Gebäude S22 und Querschnittsverjüngung der Holzstütze (Quelle: Erne AG Holzbau).

5.2 BF1

5.2.1 Vergleich der Dehnungsmessungen

Die Resultate der Messungen im Gebäude BF1 sind generell von guter Qualität und plausibel (siehe 4.5). Die Zunahme der Last durch den Baufortschritt widerspiegelt sich ersichtlich in den zunehmenden Dehnungen. Die Stütze Wand zeigt höhere Dehnungen als die Stütze Ecke. Dies lässt sich durch die höheren Lasten auf der Stütze Wand erklären. Aus den Abbildungen und den detaillierten Daten im Anhang (8.2) ist ersichtlich, dass die Dehnungsverteilung entlang der Stützen, im Vergleich zum Gebäude S22, relativ gleichmässig ist. Es wurden daher über den mittleren Bereich der Stützen in einem Abstand von 50 cm ab Beginn der Messstrecke (58 cm ab Stützenfuss) sowie bis 50 cm vor Ende der Messstrecke (58 cm vor Stützenkopf) die Dehnungen gemittelt und verglichen. In Abbildung 46 links und Abbildung 47 links sind die Dehnungen über den Verlauf des Baufortschrittes und die Bauwerkshöhe für die Stützen in Position Wand und Ecke aufgetragen. Desgleichen lassen sich die Dehnungen im Bereich der Decken vergleichen und sind in Abbildung 46 rechts und Abbildung 47 rechts für die Position Wand und Ecke dargestellt. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Dehnungen deutlich weniger gleichförmig sind. Es wurden daher nur die Dehnungen im Bereich des Betons der vorfabrizierten Holz-Beton-Verbunddecke ausgewertet. Im Bereich der Stützenübergänge im Holz und der Verfüllstellen unterhalb der Stützenfüsse sind die Dehnungen deutlich inkonsistent (vergleiche auch detaillierte Daten im Anhang). Die Dehnungen des während dem Bau vorausseilenden Betonkerns wurden für das Gebäude BF1 nicht gemessen.

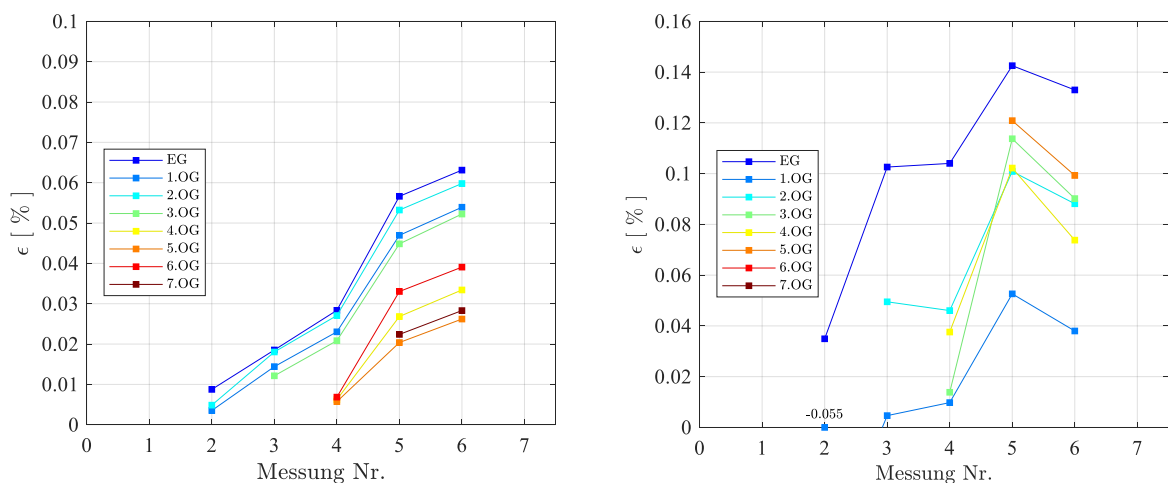


Abbildung 46: Mittlere Dehnungen über die Messlänge in den Stützen (links) und Deckenübergängen (rechts) an Messstelle Wand

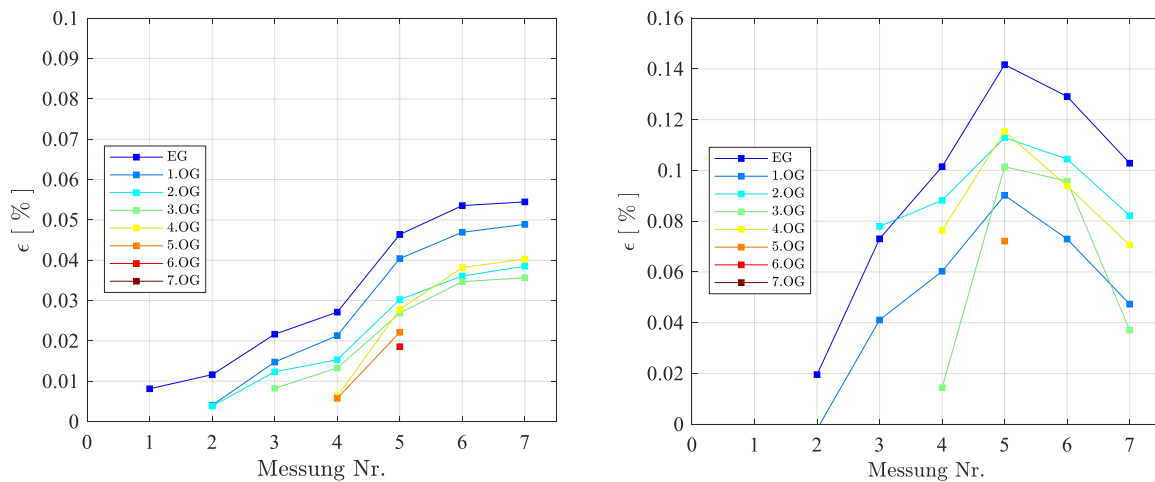


Abbildung 47: Mittlere Dehnungen über die Messlänge in den Stützen (links) und Deckenübergängen (rechts) an Messstelle Ecke

5.2.2 Verformungsentwicklung

Aus den Dehnungen in den vorherigen Abbildungen sowie den Messlängen lassen sich die absoluten Verformungen der Bauteile berechnen. In Abbildung 48 sind die absoluten Verformungen für die Messstelle Wand (links) und Ecke (rechts) dargestellt, bezogen auf die Länge der Bauteile. Es lässt sich zum einen sehen, dass die absoluten Verformungen in den Stützen der Messstelle Wand grösser sind als an der Messstelle Ecke. Zum anderen sind die absoluten Verformungen der Deckenübergänge deutlich geringer, da trotz der grösseren Dehnungen die Länge der Deckenübergänge deutlich geringer ist.

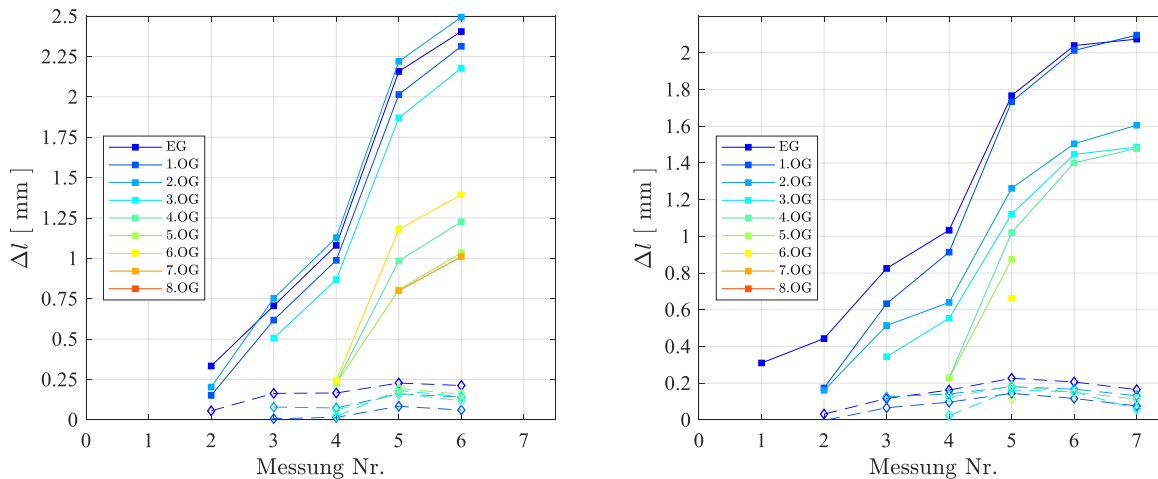
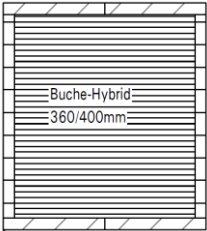
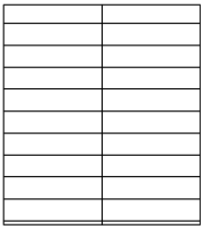
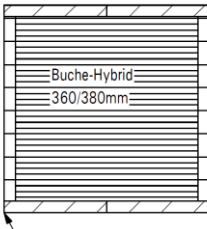
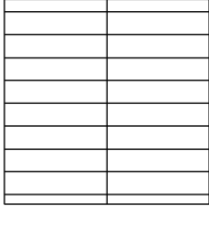


Abbildung 48: Absolute Verformungen in den Stützen (durchgezogene Linien) und Deckenübergängen (gestrichelte Linien) in den Messstellen Wand (links) und Ecke (rechts)

5.2.3 Belastung und Baufortschritt

Die Belastung in den Stützen Wand und Ecke unterscheidet sich aufgrund der Lasteinzugsflächen der Holz-Beton-Verbunddecke als auch der verschiedenen Fassadenlängen. Darüber hinaus haben die Stützen einen unterschiedlichen Aufbau aufgrund der unterschiedlichen Beanspruchungen (Position Wand: Hybridstützen mit einem Kern aus Baubuche und einer als nichttragend angesetzten Ummantelung aus Nadelholz; Position Ecke: Reine Nadelholzstützen). In Tabelle 9 sind die Stützenaufbauten und die Abmessungen der Stützen für die beiden Positionen mit hoher und geringer Beanspruchung für die Geschosse mit der durchgeführten Messung der Dehnungen angegeben.

Tabelle 9: Aufbau der Stützenquerschnitte der verschiedenen Stützenarten in den Geschossen (Quelle: Pirmin Jung AG)

Etappe	Hohe Belastung	Geringe Belastung
EG – 3.OG		
4.OG - 8.OG		

Für den Vergleich der Messergebnisse wurden für die Belastung der Stützen während des Bauzustands des Gebäudes die folgenden, ständigen Lasten herangezogen:

- Eigengewicht der Stützen und Unterzüge aus Baubuche und Nadelholz
- Flächenlast der Holzbetonverbunddecke mit $4,2 \text{ kN/m}^2$ gemäss Nutzungsvereinbarung und einer Einzugsfläche von ca. 9 m^2 für die Position Ecke und 13 m^2 für die Position Wand.
- Das Gewicht der Element-Fassade wurde mit 1 kN/m^2 Fassadenfläche gemäss Nutzungsvereinbarung angesetzt.

Es wurde ein Baufortschritt von etwa 2 Wochen pro Geschoss im Holzbau angesetzt. Dieser Fortschritt lässt sich mit den punktuellen Belastungssituationen während der Messungen abgleichen. In Tabelle 10 sind die Anzahl der Geschosse im Holzbau während der Messungen angegeben. Der Fortschritt der Installation der Fassadenelemente folgte im Abstand von etwa 4 Wochen nach Fertigstellung des Holzbaus.

Tabelle 10: Vereinfachter Baufortschritt und Belastungsgeschichte der Stützen im EG

Messung	Zeitraum	Baufortschritt Holzbau
1	14.06.2018	2.OG
2	03.07.2018	4.OG
3	30.07.2018	7.OG
4	27.08.2018	9.OG
5	08.01.2019	15.OG
6	03.04.2019	15.OG
7	15.07.2019	15.OG

Dieser Baufortschritt lässt sich in die Auflast durch die Anzahl der Stockwerke in den Stützen der einzelnen Geschosse umrechnen und ist in Abbildung 49 dargestellt. Es lässt sich sehen, dass während der ersten 4 Messungen die Belastung in den Stützen etwa linear ansteigt, wobei die höheren Stockwerke mit einem geringeren Anstieg nachziehen. Während der letzten 3 Messungen steigt die Belastung aufgrund weiterer Stockwerke nicht mehr an, jedoch wurden weitere Lasten durch ständige Einbauten nicht berücksichtigt.

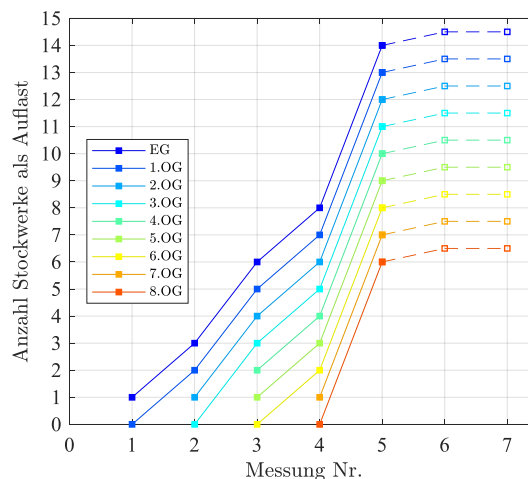


Abbildung 49: Anstieg der Auflast auf Messstellen durch die Anzahl darüber liegende Stockwerke

5.2.4 Vergleich gemessener und prognostizierter Verformungen während des Baus

In Abbildung 50 sind die modellierten und gemessenen Verformungen in den Stützen Wand (links) und Ecke (rechts) über eine Länge von 3,80 m im EG dargestellt. Der treppenförmige Verlauf der modellierten Verformungen stellt den Anstieg der elastischen und der Gesamtverformung aufgrund der steigenden Belastung während des Baufortschritts dar. Dabei steigt die Belastung vor allem durch das Hinzufügen weiterer Geschosse aber auch durch das Anbringen der Fassaden. Darüber hinaus kann wie beim Gebäude S22 den viskoelastischen Verformungen ein grosser Anteil an der Gesamtverformung zugeschrieben werden (ca. 1/3). Durch die geringen Feuchteänderungen bleiben hier ebenfalls das Quellen und Schwinden sowie die Mechanosorption anteilmässig eher gering und setzen erst nach voller Belastung nach 120 bzw. 210 Tagen ein.

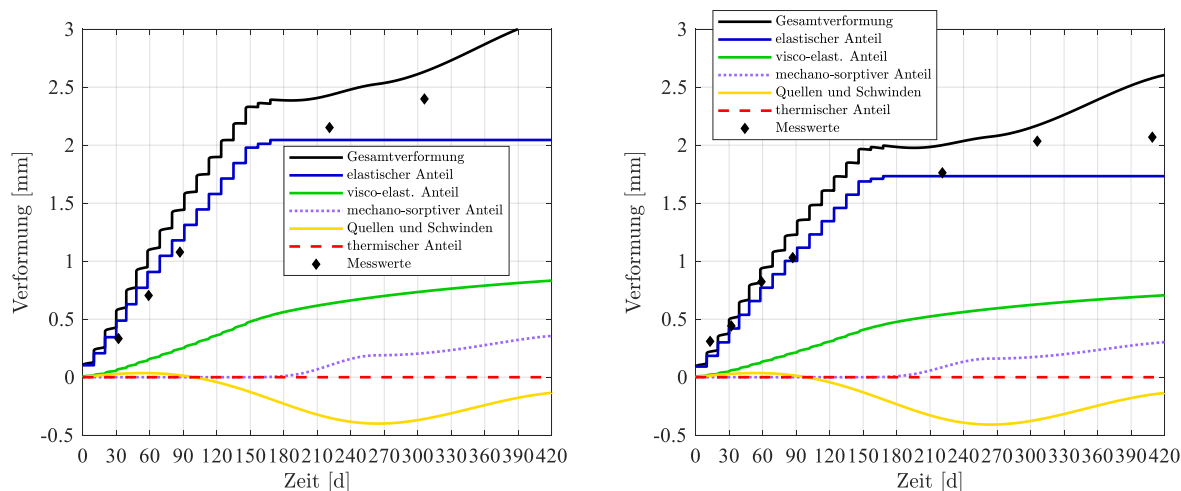


Abbildung 50: Gegenüberstellung der modellierten und gemessenen Verformungen in der Messstelle Stütze Wand (links) und Ecke (rechts) über eine Länge von 3,80 m im EG

Sowohl der Anstieg der modellierten Verformungen als auch das absolute Niveau der Verformungen stimmen relativ gut mit den Messwerten überein. Es lässt sich erkennen, dass die Messwerte nach der Belastungsphase (nach 150 Tagen) noch deutlich ansteigen, und dass dieser Anstieg dank den rheologischen Anteilen gut modelliert werden kann. Sowie beim Hochhaus S22 ist jedoch zu sehen, dass die Anteile Viskoelastizität und Mechanosorption sich noch im Anstieg befinden zum Zeitpunkt $t = 420$ Tage. Bei der Stütze Ecke zeigt sich jedoch in den zwei letzten Messwerten keinen so deutlichen Anstieg mehr wie im Vergleich zum Modell. Allerdings vernachlässigt das Modell die späteren Ein- und Ausbauten nach der Fertigstellung des Rohbaus. Zudem wurden auch die klimatischen Randbedingungen vereinfacht abgeschätzt, d.h. die Modellierung des Anstiegs der Holzfeuchte während des Bauprozesses und die spätere Möglichkeit des Wiederaustrocknens sind, wie beim Gebäude S22, theoretischer Natur.

Was die absoluten Verformungen beider Stützen angeht, sind diese vergleichbar, die Messwerte liegen am Ende zwischen 2,5 mm (Wand) und 2 mm (Ecke). Hier sind die unterschiedlichen Materialien der Stützen an den beiden Stellen zu beachten. So ist die Stütze an der Position Wand höher belastet, hat aber aufgrund des Kerns aus Baubuche auch eine höhere Steifigkeit. Die Stützen an der Position Ecke sind dagegen aus Nadelholz mit einer geringeren Steifigkeit und kommen mit der geringen Belastung auf annähernd ähnliche Verformungen.

Aus der Entwicklung der Verformung während des Bauprozesses lässt sich unter Vernachlässigung der Dehnung aus Feuchteänderung der viskoelastische Anteil extrahieren. Vereinfacht ist dazu in Abbildung 51 die Zunahme der Dehnung bei konstanter Belastung nach Fertigstellung des Rohbaus dargestellt. Die Ergebnisse müssen unter Berücksichtigung der geringen Anzahl an Messungen interpretiert werden. An der Messstelle Ecke mit insgesamt 3 Messungen ist eine deutliche Abflachung der Dehnungszunahme mit der 3. Messung zu sehen, die dem zu erwartenden Verlauf der theoretischen Funktion (Kelvin Kriechfunktion) folgt. Die Grösse der Dehnungszunahme ist an beiden Messstellen vergleichbar und hat zum Zeitpunkt der letzten Messung Werte zwischen 17%-45%. An beiden Messstellen zeigt sich, dass die Dehnungszunahme im EG am geringsten ist. Dies lässt sich dadurch erklären, dass an dieser Stelle die (hohe) Belastung bereits am längsten vorliegt und daher ein Grossteil des Kriechens schon abgeschlossen ist.

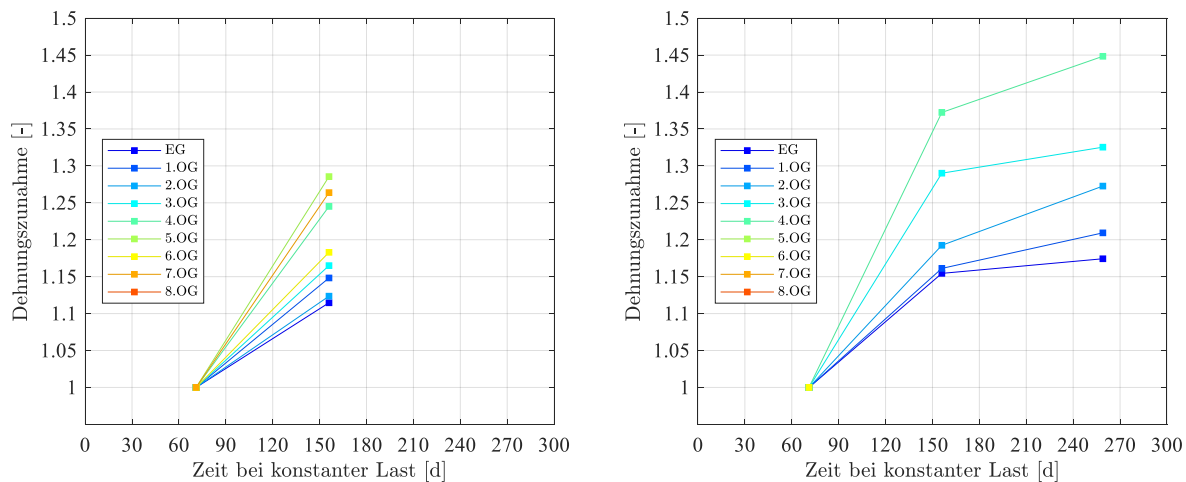


Abbildung 51: Zunahme der gemessenen Dehnung bei konstanter Last ab Messung Nr. 5 in der Messstelle Stütze Wand (links) und Ecke (rechts) bezogen auf Messung Nr. 5.

5.2.5 Diskussion

Eine im Vergleich zum Gebäude S22 verbesserte Prozedur zum Einbau der Messkabel in den Stützen aber auch den Deckenübergängen im Gebäude BF1 hat es erlaubt eine deutlich präzisere Messung und ein erhöhtes Vertrauen in die Messdaten zu erreichen. Zudem erlaubt die grössere Höhe des Gebäudes eine deutlich bessere Beobachtung der Zunahmen der Verformungen. Diese Zunahmen sind annähernd linear und konnten mit den modellierten Daten grösstenteils gut bestätigt werden. Im Bereich der Stützen- und Deckenübergängen konnten relativ konsistente Messdaten erhoben werden. Trotz der höheren Dehnungen in diesen Bereichen sind die gemessenen, absoluten Verformungen im Vergleich zu den Stützenbereichen deutlich geringer. Beim Hochhaus BF1 gab es jedoch, wie beim Hochhaus S22, keine Verjüngungen der Stützenquerschnitte an den Deckenübergängen.

Die vertrauenswürdigen Messdaten erlauben es beim Hochhaus BF1 demnach einen besseren Vergleich (als im Fall des Hochhauses S22) zu den modellierten Werten zu ziehen. Die Validität des gewählten Modellierungsansatzes zur Vorhersage von langfristigen Stützenverformungen mit einem rheologischen Modell kann somit bestätigt werden (basierend auf den zwei untersuchten Stützen im EG, Abbildung 50). Praktischerweise wurden im Hochhaus BF1 die Stützen an der Position Ecke aus Nadelholz ausgeführt. Die Parameter der rheologischen Modellanteile für die Viskoelastizität und die Mechanosorption stimmen in diesem Fall also mit der Realität überein. Da es gezeigt wurde, dass bei beiden Stützen die Modellierung ungefähr auf die Messdaten passt, kann hier ebenfalls die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die verwendeten Parameter von Fichtenholz für Baubuche annähernd genügend gut sind.

6 Schlussfolgerungen

6.1 Zusammenfassung

Es wurde das Verformungsverhalten hochbelasteter Tragelemente in zwei Hochhäusern in Holz-Hybridbauweise untersucht. Dabei wurde ein faseroptisches Messsystem verwendet, das die kontinuierliche Messung der Dehnungen über die Messlänge ermöglicht. Die Randbedingungen während der Bauphase der Gebäude stellen hohe Anforderungen an den sicheren Einbau und die zuverlässige Verwendung der Messtechnik. Im Laufe des Projekts wurde das Vorgehen angepasst und so konnten im zweiten Gebäude deutlich zuverlässigere Messdaten erhoben werden. Die Messdaten ermöglichen Rückschlüsse auf die Verformung der Bauelemente zum Zeitpunkt der einzelnen Messungen und zum anderen über die Verformungsverteilung entlang der Messstrecke. Die Messwerte wurden mit Modellierungsergebnisse zur Langzeitverformung von Holzelementen verglichen, so dass die verschiedenen Anteile der Verformung unterschieden werden konnten, d.h. die Einflüsse hervorgerufen durch die Belastung, Zeit, Änderungen der relativen Luftfeuchtigkeit und die Temperatur. Die Eingabewerte für das Modell zur Berechnung der Verformung basieren auf Angaben aus der Literatur, die hauptsächlich Fichtenholz beschreiben.

6.2 Schlussfolgerungen und Erkenntnisse

Die in diesem Projekt gezeigten und diskutierten Ergebnisse erlauben folgende Schlussfolgerungen und Erkenntnisse:

- In den hochbeanspruchten Bauteilen konnte eine deutliche Zunahme der Verformung mit steigender Belastung gemessen werden. Im Vergleich mit Modellrechnungen konnte eine gute Übereinstimmung der Verformungszunahme sowie das Niveau der Verformungen bestätigt werden. Dies gilt primär in den Bauteilen mit konstantem Querschnitt und Beanspruchung (Hochhaus BF1).
- An den Bauteilübergängen, wie den Deckenübergängen und den Verjüngungen im Bereich der Auflagerung der Unterzüge (Hochhaus S22), wurden deutlich höhere Dehnungen und ungleiche Dehnungsverteilungen gemessen. Der Vergleich mit Finite Elemente Berechnungen (Millet 2018) bestätigt, dass in diesen Bereichen mit grossen Verformungen gerechnet werden muss. Es wird daher empfohlen, Bauteilübergänge vorsichtig zu planen und konstruieren, um die Verformungen gering zu halten.
- In den geringbeanspruchten Bauteilen waren die gemessenen Verformungen sehr gering, wobei Grossteils keine konsistenten Ergebnisse erzielt werden konnten. Geringe Dehnungen konnten dabei unter den Randbedingungen des Einbaus auf der Baustelle vom Messsystem nicht zuverlässig aufgezeichnet werden.
- Die vorliegenden Dehnungen in den hochbeanspruchten Bauteilen zum Zeitpunkt der Messungen liegen unterhalb der theoretischen Verformung, die mit dem Faktor $k_{\text{def}} = 0,6$ nach Eurocode 5 ermittelt werden kann. Dabei ist jedoch der geringe Messzeitraum zu berücksichtigen sowie Unschärfen durch die vielfältigen Einflüsse auf das zeitabhängige Last-Verformungsverhalten.
- Aus den Messungen des Kerns und der Stützen des Gebäudes S22 wurde ersichtlich, dass ein paralleler Bauablauf eher unproblematisch ist bezüglich der relativen Verformungen zwischen Kern und Stützen (ca. 2mm Verformungsdifferenz pro Geschoss). Die Modellierungsdaten weisen jedoch darauf hin, dass diese Differenz noch während der Nutzung der Gebäude ansteigen könnte (irreversible mechanosorptive Anteile in

den Stützen werden durch Klimaänderungen kontinuierlich akkumuliert, wohingegen die Langzeitanteile des Betonkerns begrenzt sind).

- Die Messdaten und die Modellierung der beiden Stützen im EG vom Hochhaus BF1 stimmen gut überein. Die Validität eines rheologischen Ansatzes bei der Modellierung von Langzeitverformungen von Holzstützen unter veränderlichen Klimabedingungen kann somit gut bestätigt werden. Weil eine Stütze aus Nadelholz und die andere aus Baubuche ist, und beide Modellierungen annähernd gut gepasst haben, kann auf Basis der gezeigten Ergebnisse angenommen werden, dass die rheologischen Parameter (für Viskoelastizität und Mechanosorption) für Fichtenholz auch für Baubuche verwendet werden können, im Falle einer groben quantitativen Abschätzung von Langzeitverformungen.

6.3 Weiterer Forschungsbedarf

Die Verwendung von Holz in hochbeanspruchten Tragelementen und in hohen Gebäuden wirft neue Fragen zum Trag- und Verformungsverhalten von (neuartigen) Holzwerkstoffen wie z.B. Baubuche in solchen Hochleistungsanwendungen auf. Die vielfältigen Einflüsse auf das Verformungsverhalten von Holz und Holzwerkstoffe stellen grosse Herausforderungen an die Bestimmung der Materialparameter. Spezifische Versuche mit kontrollierten Randbedingungen sind notwendig, um zuverlässige Parameter bestimmen zu können. Das Ziel ist es, komplexere Verformungs-Berechnungsmodelle für Holz, wie sie in diesem Bericht verwendet wurden, noch weiter zu verbessern. Es sind insbesondere Parameter der Viskoelastizität und der Mechanosorption von Interesse. Weiter sind von Bedeutung Parameter der Sorptionisotherme (Gleichgewichtsfeuchte), des Quellens und Schwindens und der Feuchtigkeitsdiffusion. Letztere ist z.B. für Baubuche mit seiner laminaren Struktur weitgehend unbekannt. Es ist zu überprüfen, ob die Feuchtediffusion primär innerhalb der Lamellen auftritt und der Feuchtetransport in der Querrichtung vernachlässigt werden kann.

Neben den vorliegenden Untersuchungen während der Bauphase sollten Langzeitmessungen unter annähernd konstanten Bedingungen über mehrere Jahre durchgeführt werden. Dabei sollte die Umgebungsfeuchte und -temperatur im Gebäude sowie der Feuchtegehalt in den Holzbauteilen (auch in verschiedenen Messtiefen) genau aufgezeichnet werden. Nur dies erlaubt es, zuverlässige Vergleiche zwischen Messungen und Modell herzustellen und damit die Modelle zu verbessern

7 Literatur

- Babiak M (1995) Is Fick's law valid for the adsorption of water by wood? *Wood Sci Technol* 29:227–229
- Becker P (2002) Modellierung des zeit-und feuchteabhängigen Materialverhaltens zur Untersuchung des Langzeittragverhaltens von Druckstäben aus Holz. Shaker
- CEN (2004) EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. European Committee for Standardization CEN, Bruxelles, Belgium
- Dubas P (1981) Einführung in die Norm 164 (1981) Holzbau. Institut für Baustatik und Stahlbau, ETH Zürich, Zurich, Switzerland
- Fischli F, Iten M (2019) Hochauflösende verteilte faseroptische Dehnungsüberwachung an Holzstützen - Einbaubericht & Messbericht; Suurstoffi, Rotkreuz; System StructureScan; Bericht n° 2017-S38-R1 v3.0. Marmota Engineering AG, Zurich, Switzerland
- Fischli F, Regli M (2019) Hochauflösende verteilte faseroptische Dehnungsüberwachung an Holzstützen - Messbericht 3; Suurstoffi, Rotkreuz Baufeld 1; System StructureScan; Bericht n° 2019-S46-R3 v1.0. Marmota Engineering AG, Zurich, Switzerland
- Fröhlich R, Wydler J (2017) Hochhäuser aus Holz - Verformungsverhalten hochbeanspruchter Tragelemente. Master-Projektarbeit, ETHZ - Institut für Baustatik und Konstruktion
- Fuhrmann Ch (2003) Gebrauchstauglichkeit. In: *Holzbau – Einführung in die Norm 265*. SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zurich, Switzerland, pp 151–166
- Gressel P (1984) Kriechverhalten von Holz und Holzwerkstoffen. *Bau Mit Holz* 216–223
- Hartnack R (2004) Langzeittragverhalten von druckbeanspruchten Bauteilen aus Holz. PhD Thesis, Bauhaus-Universität
- Iten M (2011) Novel Applications of Distributed Fiber-optic Sensing in Geotechnical Engineering. Doctoral Thesis, ETH Zurich
- Jockwer R, Fröhlich R, Wydler J, et al (2018) Deformation behaviour of highly loaded elements in tall timber buildings. In: *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering (WCTE 2018)*. WCTE, Seoul, Korea
- Kaufmann W (2016) Vorlesung Stahlbeton III: 5 Langzeiteinflüsse, Lecture notes. ETH Zürich, Institute of Structural Engineering (IBK), Zurich, Switzerland
- Leyder C (2019) Monitoring-based performance assessment of an innovative timber-hybrid building. ETH Zurich, Zurich, Switzerland
- Lignum (2016) Erstes Holz-Hochhaus der Schweiz in Risch Rotkreuz. Lignum Pressemitteilung, Zurich, Switzerland

- Millet JS (2018) Tall Timber Buildings - Long-term deformations of beech LVL under constant pressure. Master Thesis, ETHZ - Institut für Baustatik und Konstruktion
- Morlier P (1994) Creep in timber structures. Taylor & Francis
- Müller HS, Kvitsel V (2002) Kriechen und Schwinden von Beton. Beton- Stahlbetonbau 97:8–19. <https://doi.org/10.1002/best.200200020>
- Ranta-Maunus A (1995) Creep and effects of moisture in timber. In: STEP 3. Centrum Hout, Delft, The Netherlands, p 4/1–4/21
- Ranz T (2009) Viskoelastisches Materialmodell für Holz: Experimente, Modellierung und Simulation. VDI-Verlag
- Ranz T (2007) Ein feuchte-und temperaturabhängiger anisotroper Werkstoff: Holz. Universität der Bundeswehr München, Fakultät für Luft-und Raumfahrttechnik
- Schänzlin J (2003) Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. PhD Thesis, University of Stuttgart
- SIA (2013) SIA 262: Betonbau. SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zurich, Switzerland
- SIA (2012) SIA 265: Holzbau. SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zurich, Switzerland
- SIA (2018) SIA 265/1: Holzbau – Ergänzende Festlegungen. SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zurich, Switzerland
- Trost H (1967) Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. Beton- Stahlbetonbau 230–238, 261–269
- VKF (2015) Brandschutzvorschriften. VKF - Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen, Bern, Switzerland

8 Anhang

8.1 Messwerte S22

8.1.1 Messpunkt 03

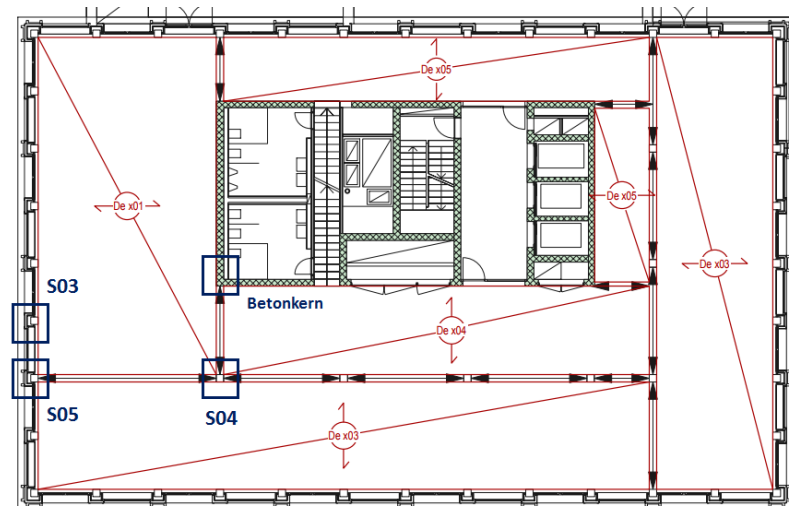


Abbildung 52: Übersicht der Lage der instrumentierten Sensoren im Grundriss (Quelle: Erne AG Holzbau)

Tabelle 11: Zeitpunkt der Messungen

Messung	Zeitpunkt
1	22.06.2017
2	05.07.2017
3	18.07.2017
4	02.08.2017
5	14.08.2017
6	29.08.2017
7	12.09.2017
8	07.11.2017

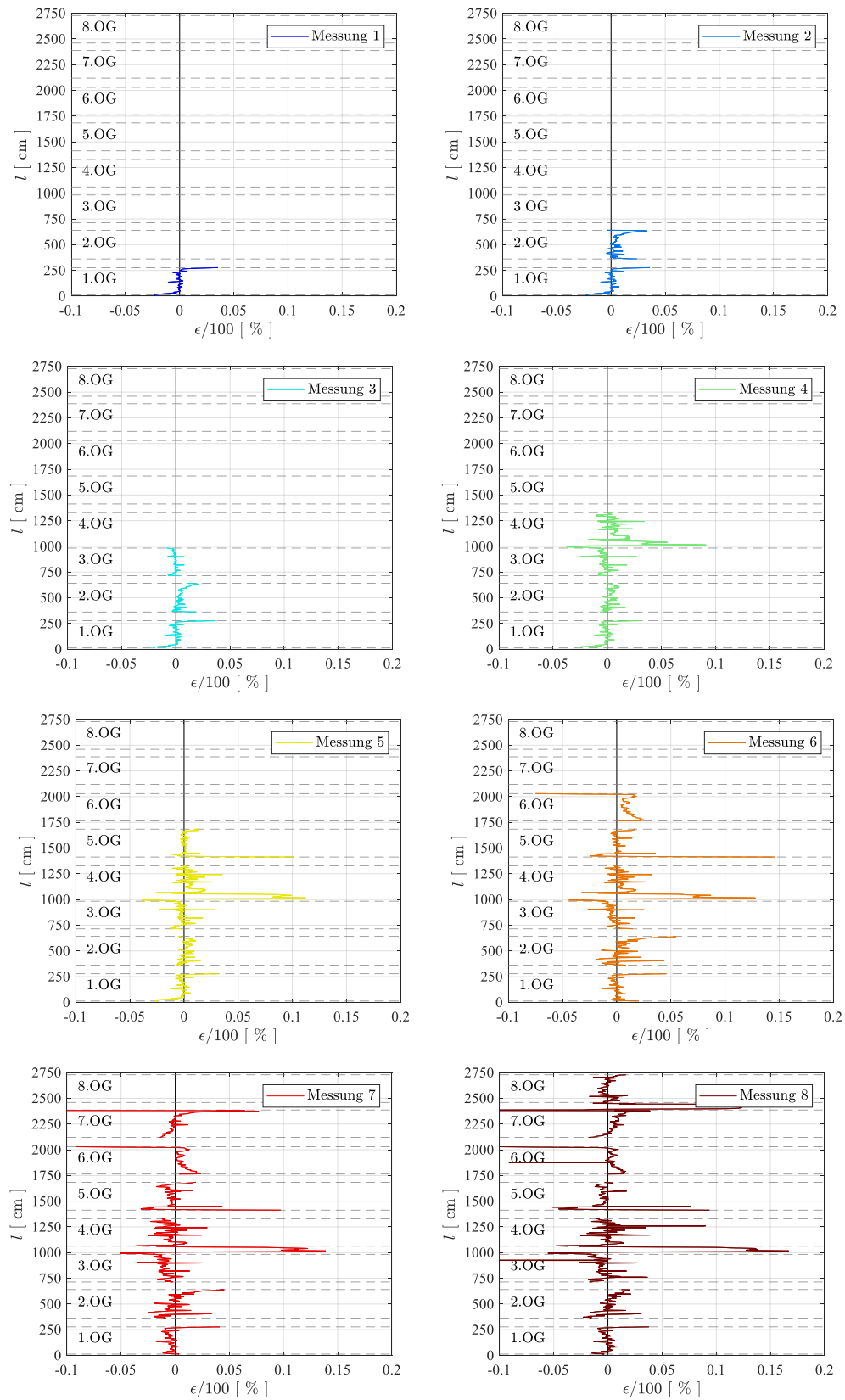


Abbildung 53: Dehnungsverteilung der einzelnen Messungen über die gesamte Gebäudehöhe

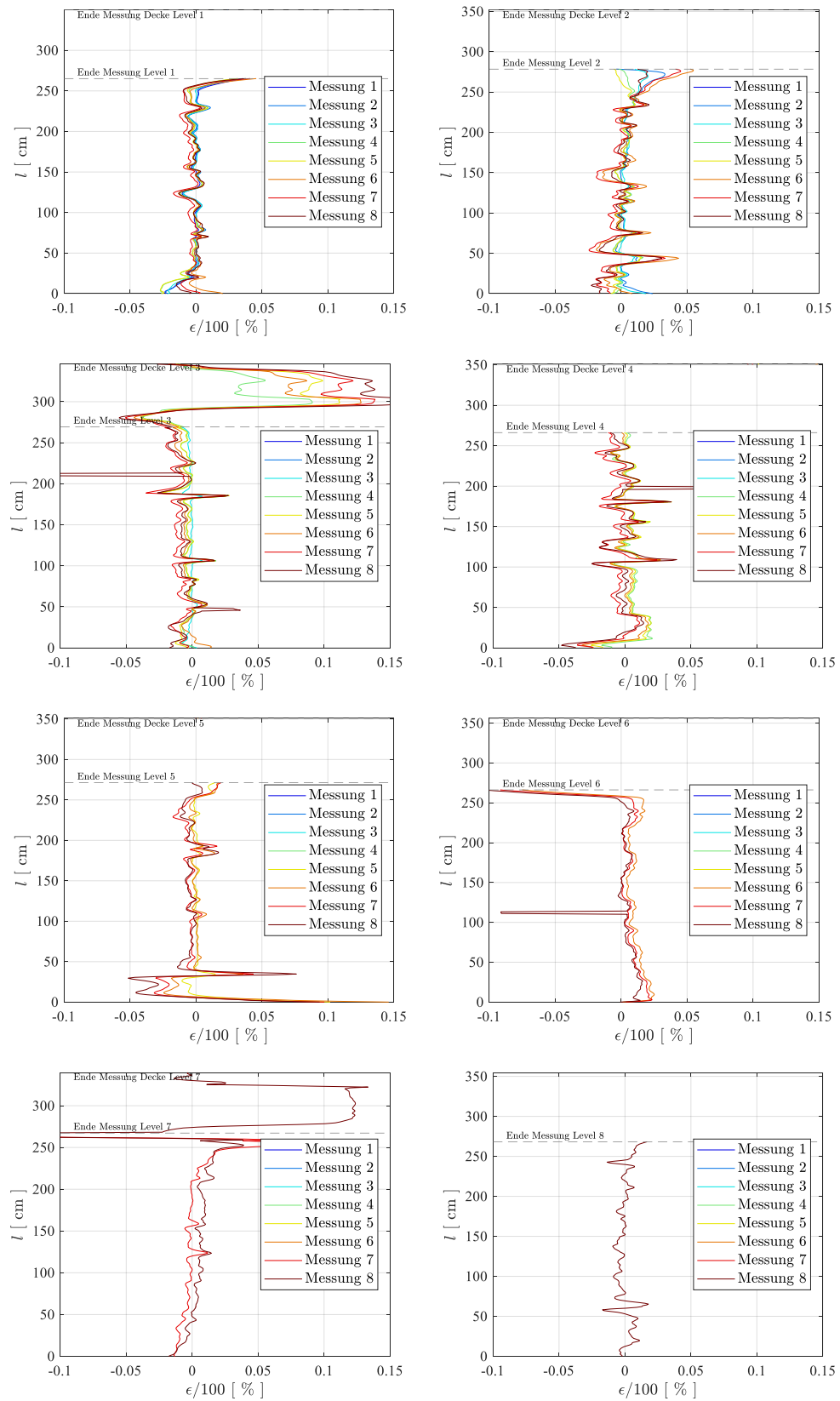


Abbildung 54: Dehnungsverteilung über die Stockwerke 1.OG (oben links)-8.OG (unten rechts)

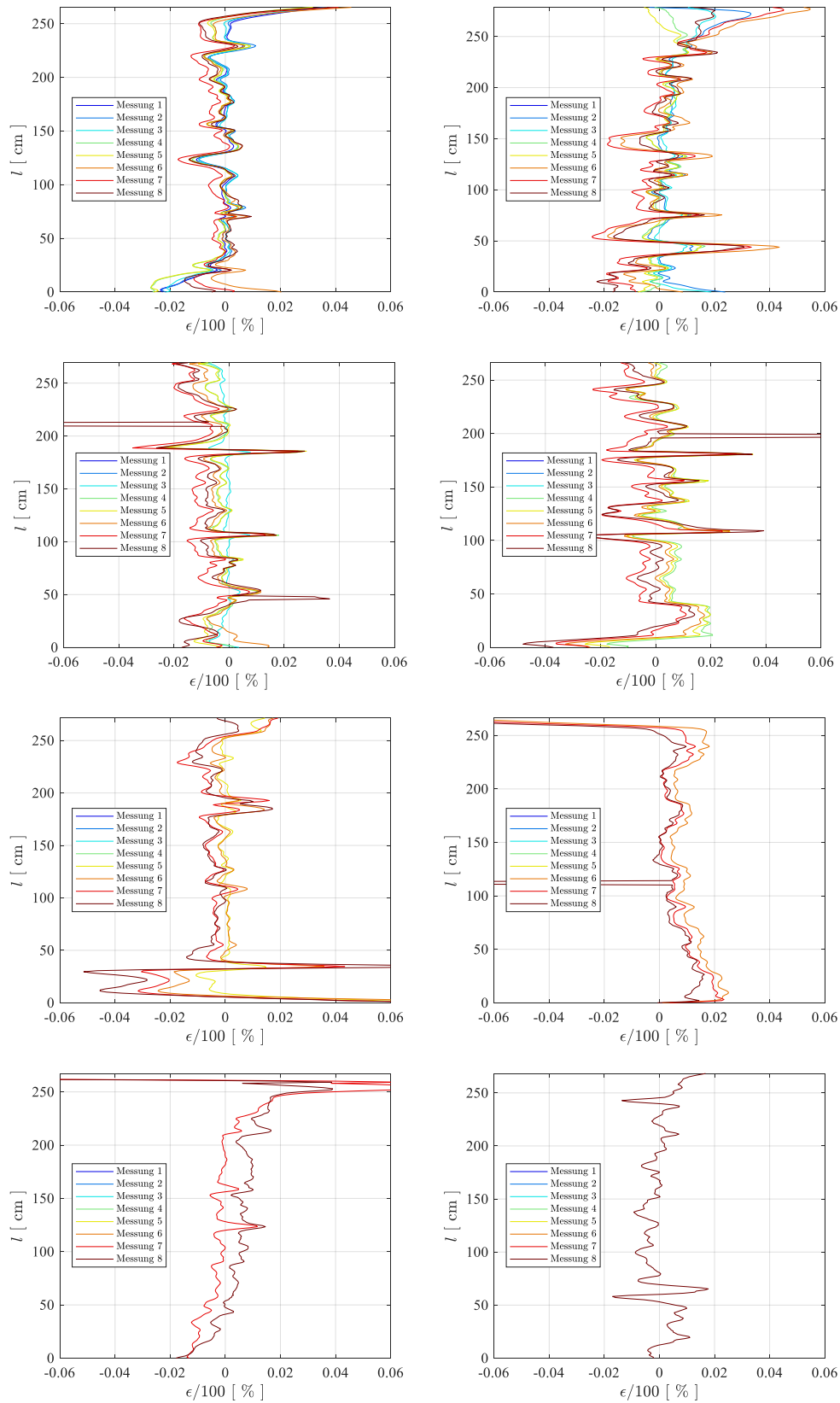


Abbildung 55: Dehnungsverteilung in den Stützen in 1.OG (oben links)-8.OG (unten rechts)

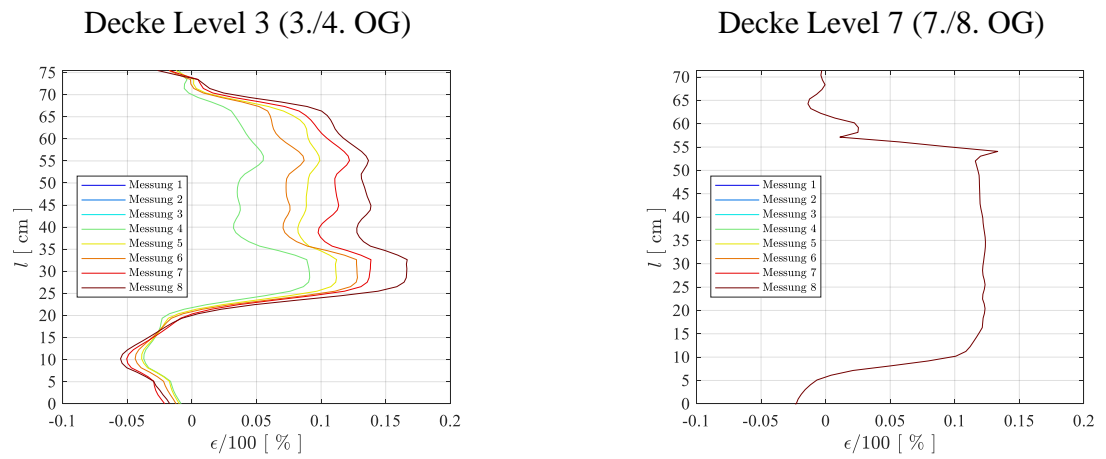


Abbildung 56: Dehnungsverteilung in den Deckenübergängen

8.1.2 Messpunkt 04

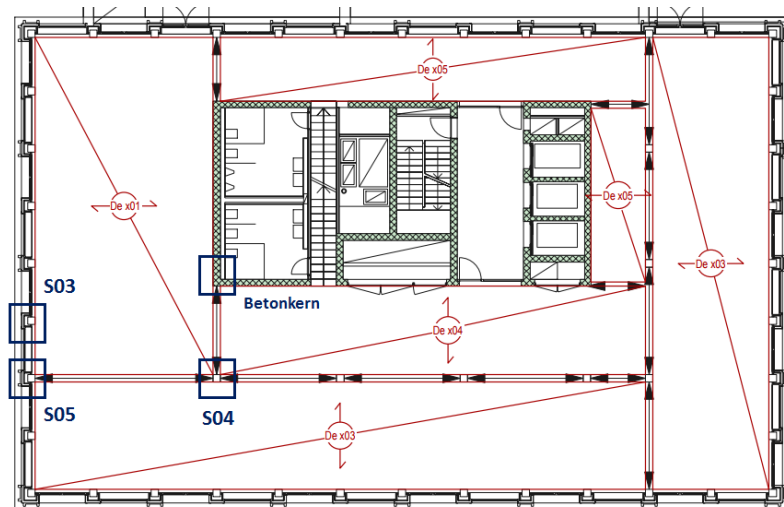


Abbildung 57: Übersicht der Lage der instrumentierten Sensoren im Grundriss (Quelle: Erne AG Holzbau)

Tabelle 12: Zeitpunkt der Messungen

Messung	Zeitpunkt
1	22.06.2017
2	05.07.2017
3	18.07.2017
4	02.08.2017
5	14.08.2017
6	29.08.2017
7	12.09.2017
8	07.11.2017

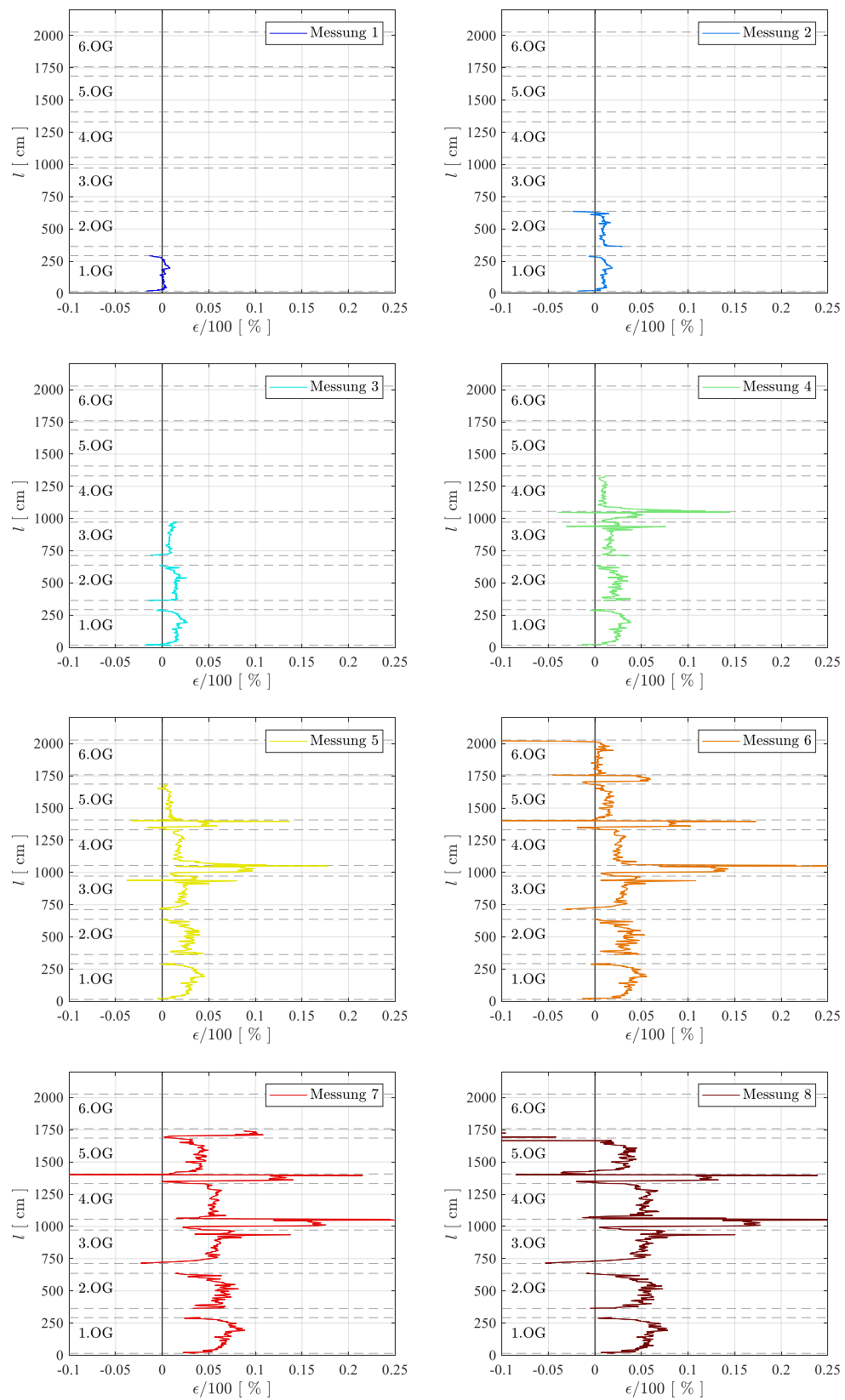


Abbildung 58: Dehnungsverteilung der einzelnen Messungen über die gesamte Gebäudehöhe

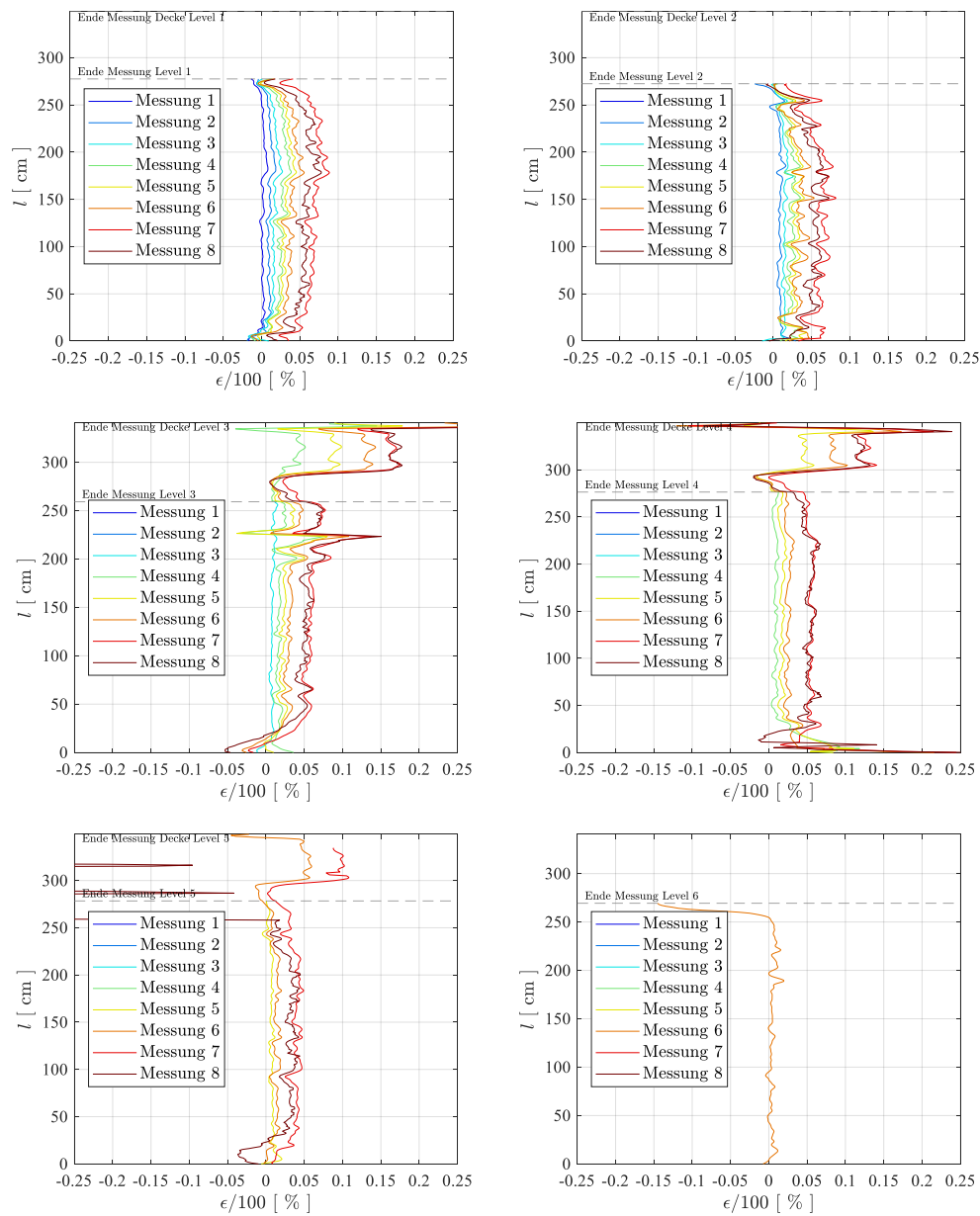


Abbildung 59: Dehnungsverteilung über die Stockwerke 1.OG (oben links)-6.OG (unten rechts)

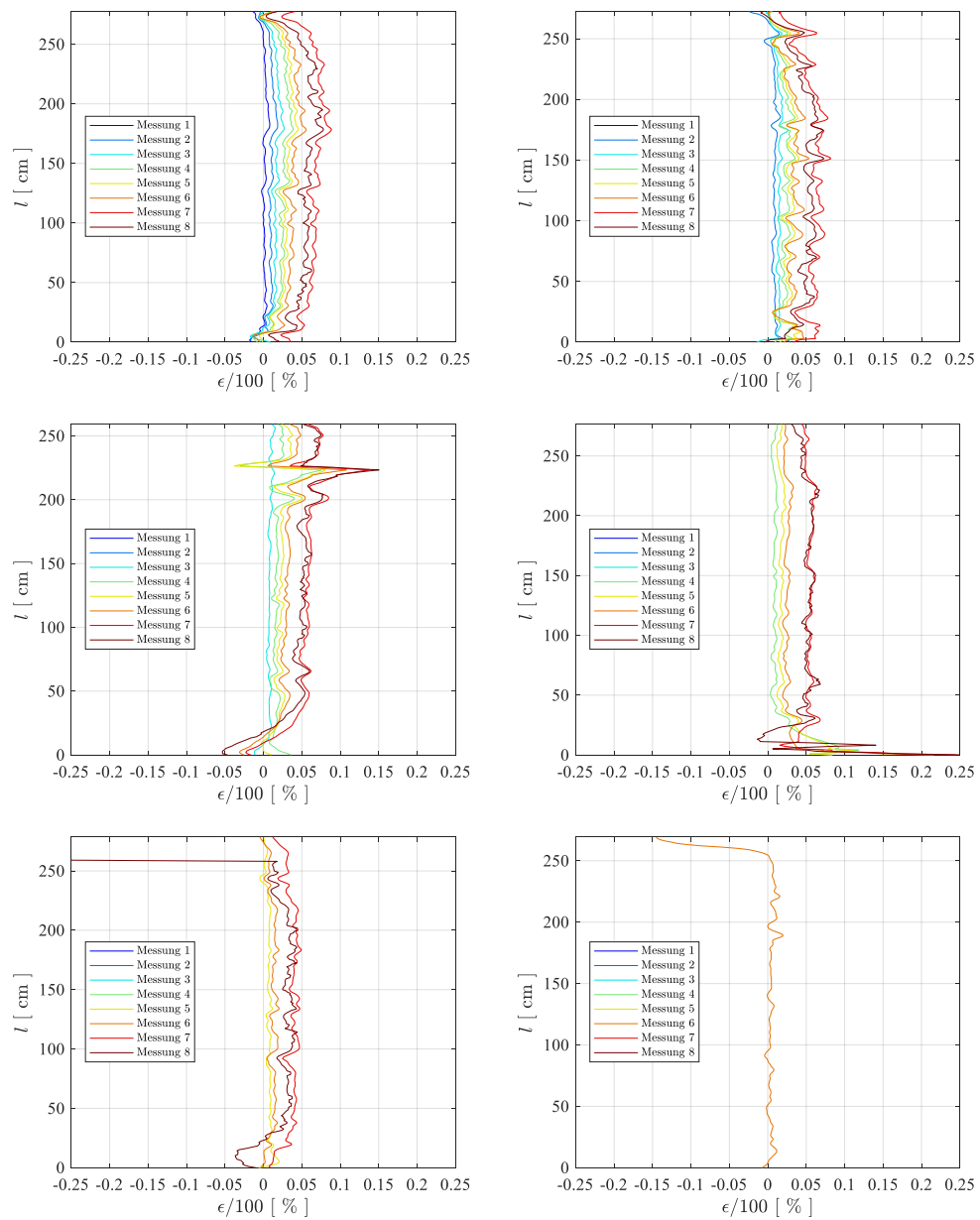
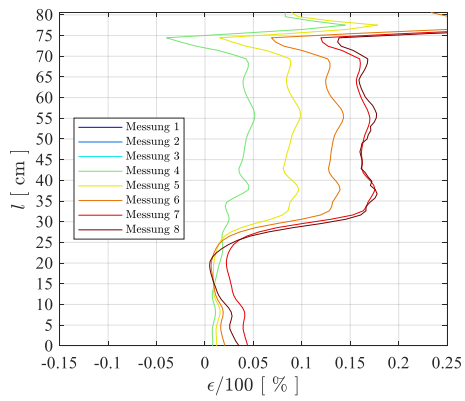
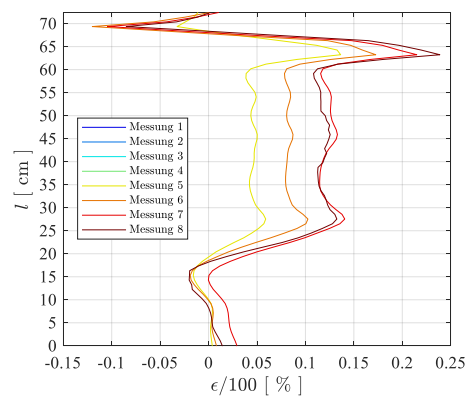


Abbildung 60: Dehnungsverteilung in den Stützen in 1.OG (oben links)-6.OG (unten rechts)

Decke Level 3 (3./4. OG)



Decke Level 4 (4./5. OG)



Decke Level 5 (5./6. OG)

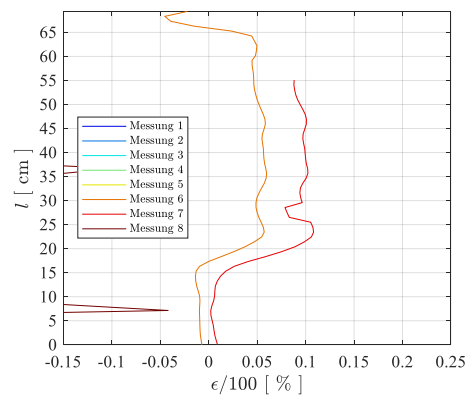


Abbildung 61: Dehnungsverteilung in den Deckenübergängen

8.1.1 Messpunkt 05

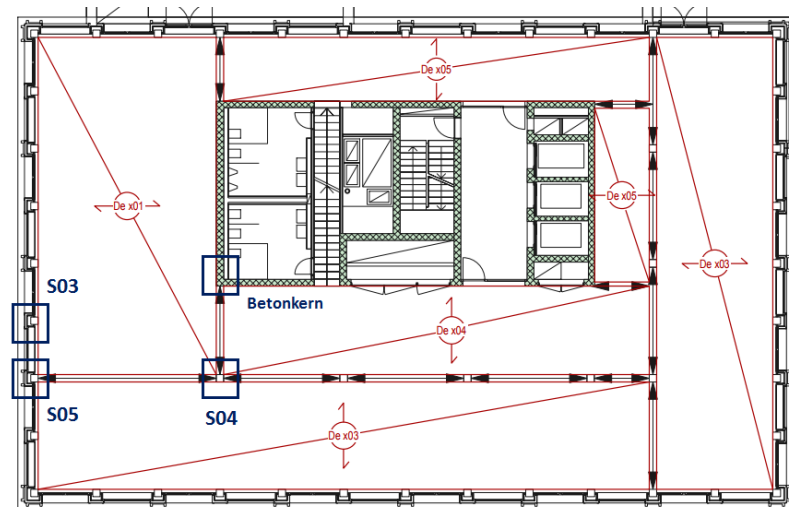


Abbildung 62: Übersicht der Lage der instrumentierten Sensoren im Grundriss (Quelle: Erne AG Holzbau)

Tabelle 13: Zeitpunkt der Messungen

Messung	Zeitpunkt
1	22.06.2017
2	05.07.2017
3	18.07.2017
4	02.08.2017
5	14.08.2017
6	29.08.2017
7	12.09.2017
8	07.11.2017

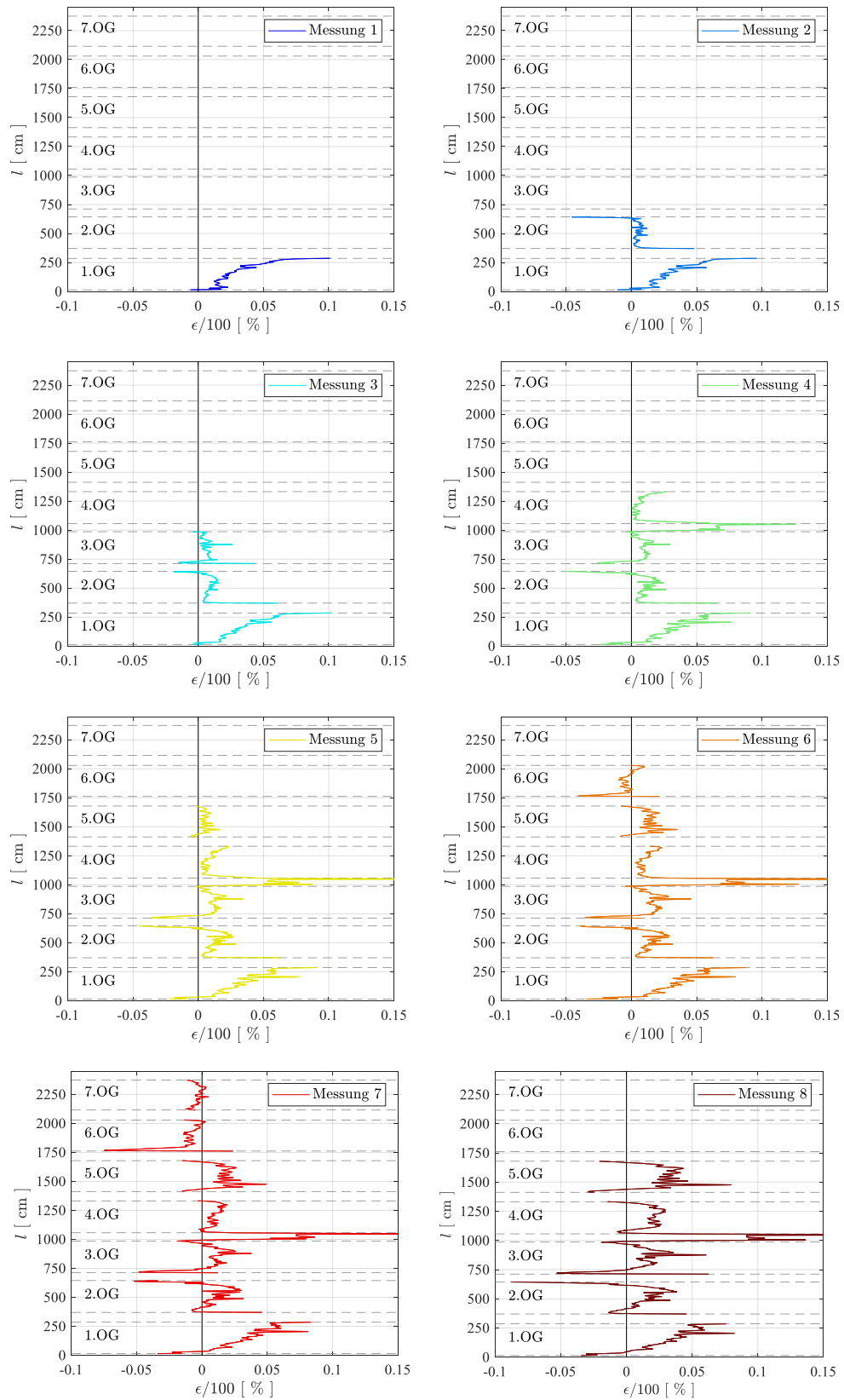


Abbildung 63: Dehnungsverteilung der einzelnen Messungen über die gesamte Gebäudehöhe

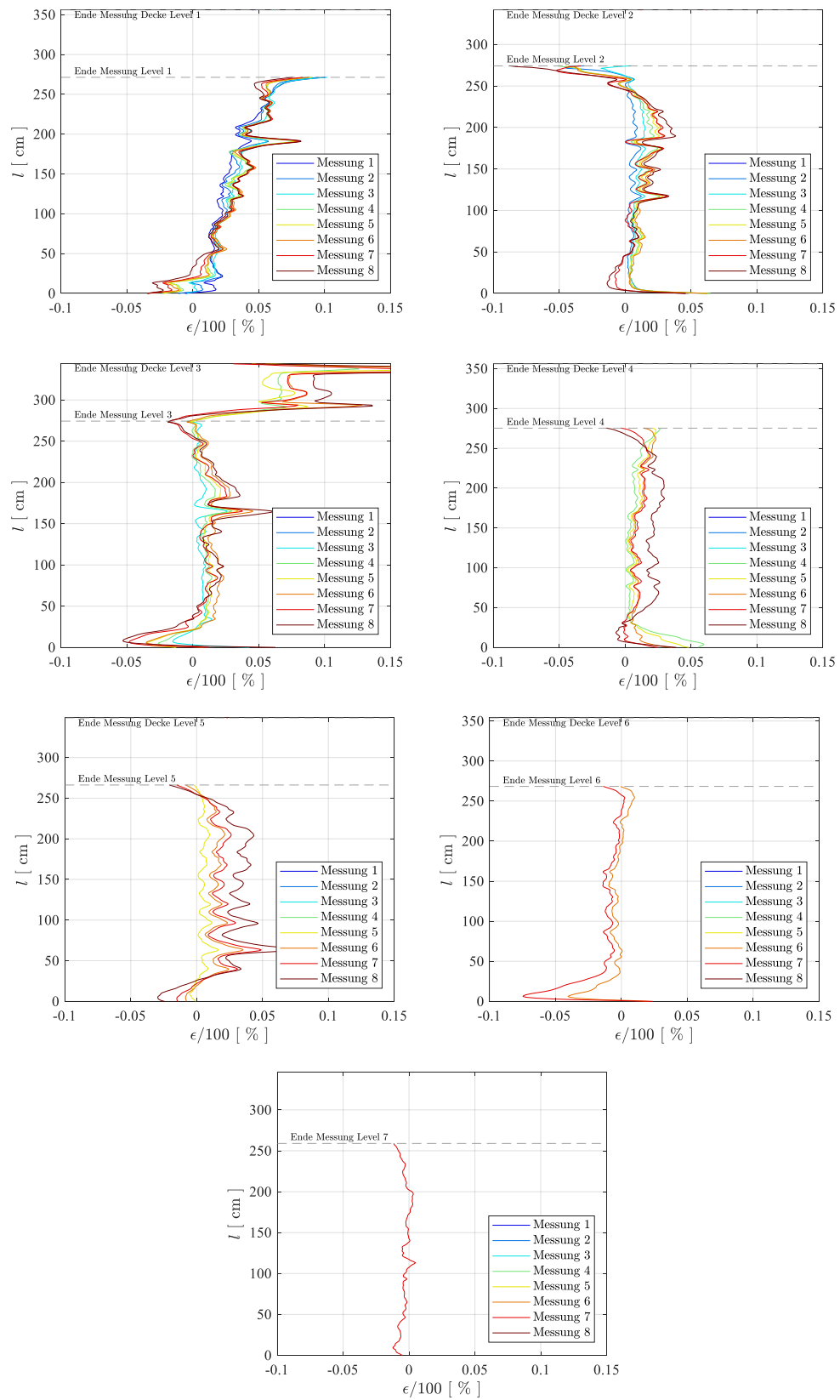


Abbildung 64: Dehnungsverteilung über die Stockwerke 1.OG (oben links)-7.OG (unten)

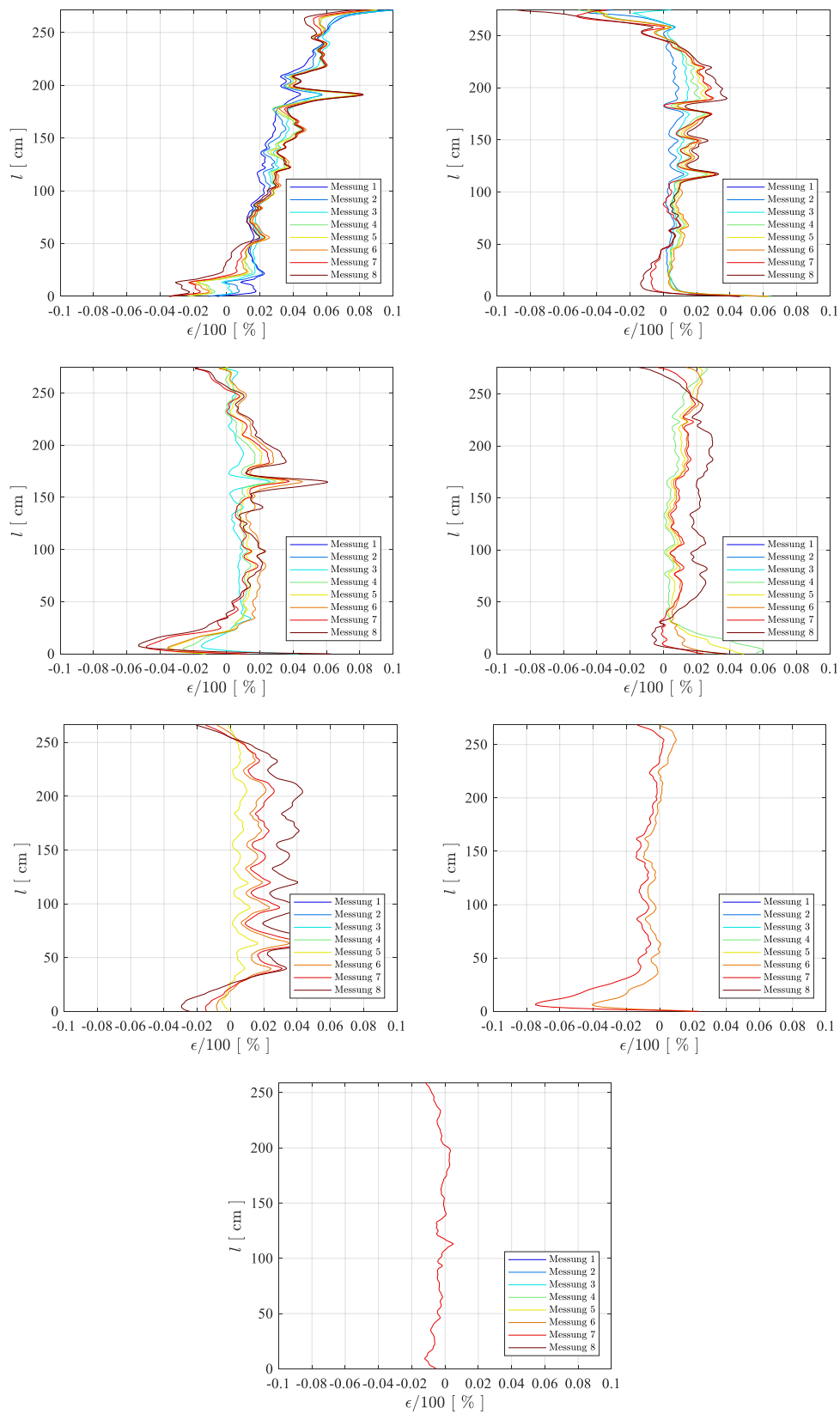


Abbildung 65: Dehnungsverteilung in den Stützen in 1.OG (oben links)-7.OG (unten)

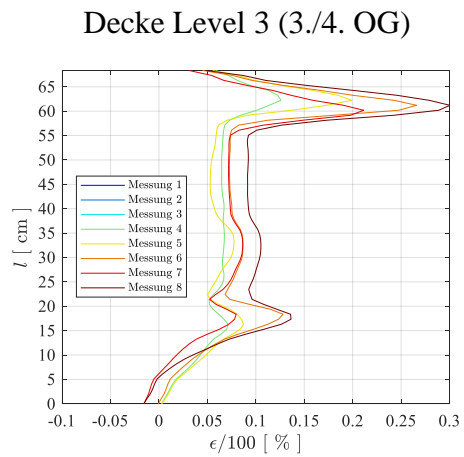


Abbildung 66: Dehnungsverteilung im Deckenübergang

8.1.1 Betonkern

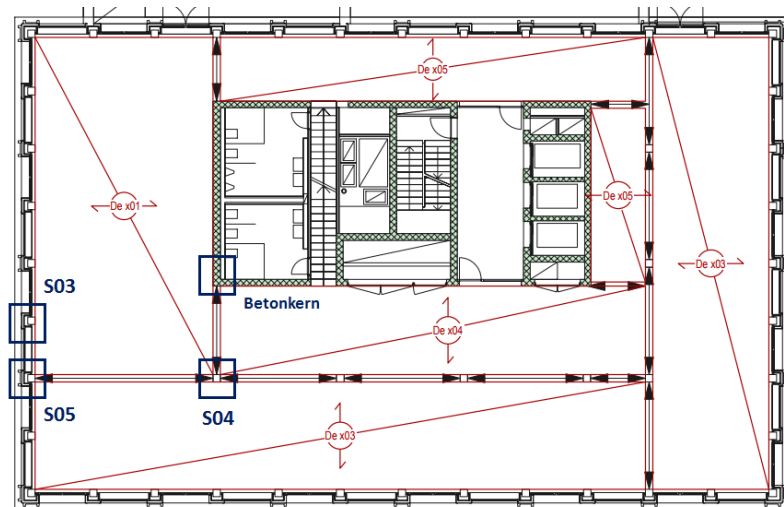


Abbildung 67: Übersicht der Lage der instrumentierten Sensoren im Grundriss (Quelle: Erne AG Holzbau)

Tabelle 14: Zeitpunkt der Messungen

Messung	Zeitpunkt
1	05.07.2017
2	18.07.2017
3	02.08.2017
4	14.08.2017
5	29.08.2017
6	12.09.2017
7	07.11.2017

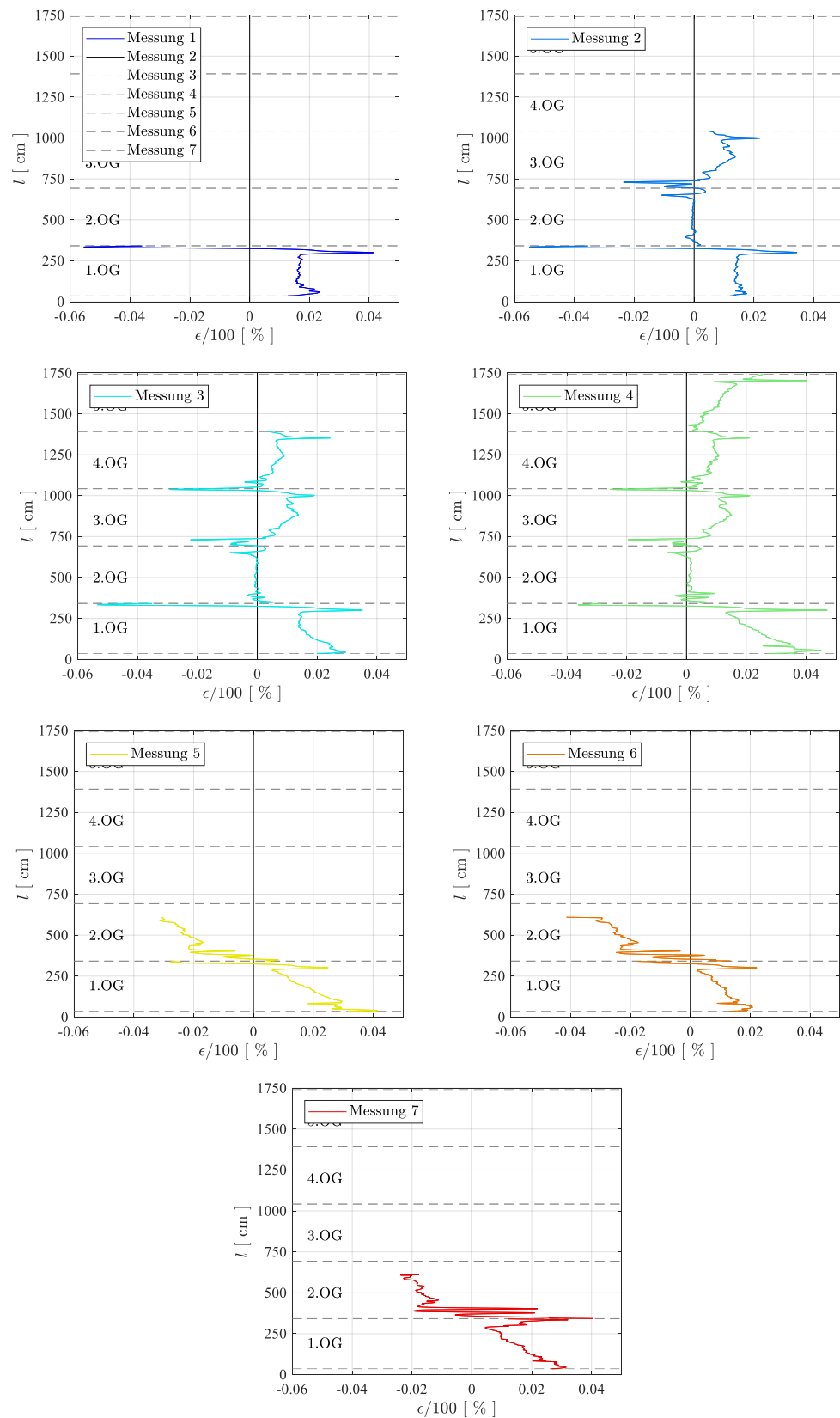


Abbildung 68: Dehnungsverteilung der einzelnen Messungen über die gesamte Gebäudehöhe

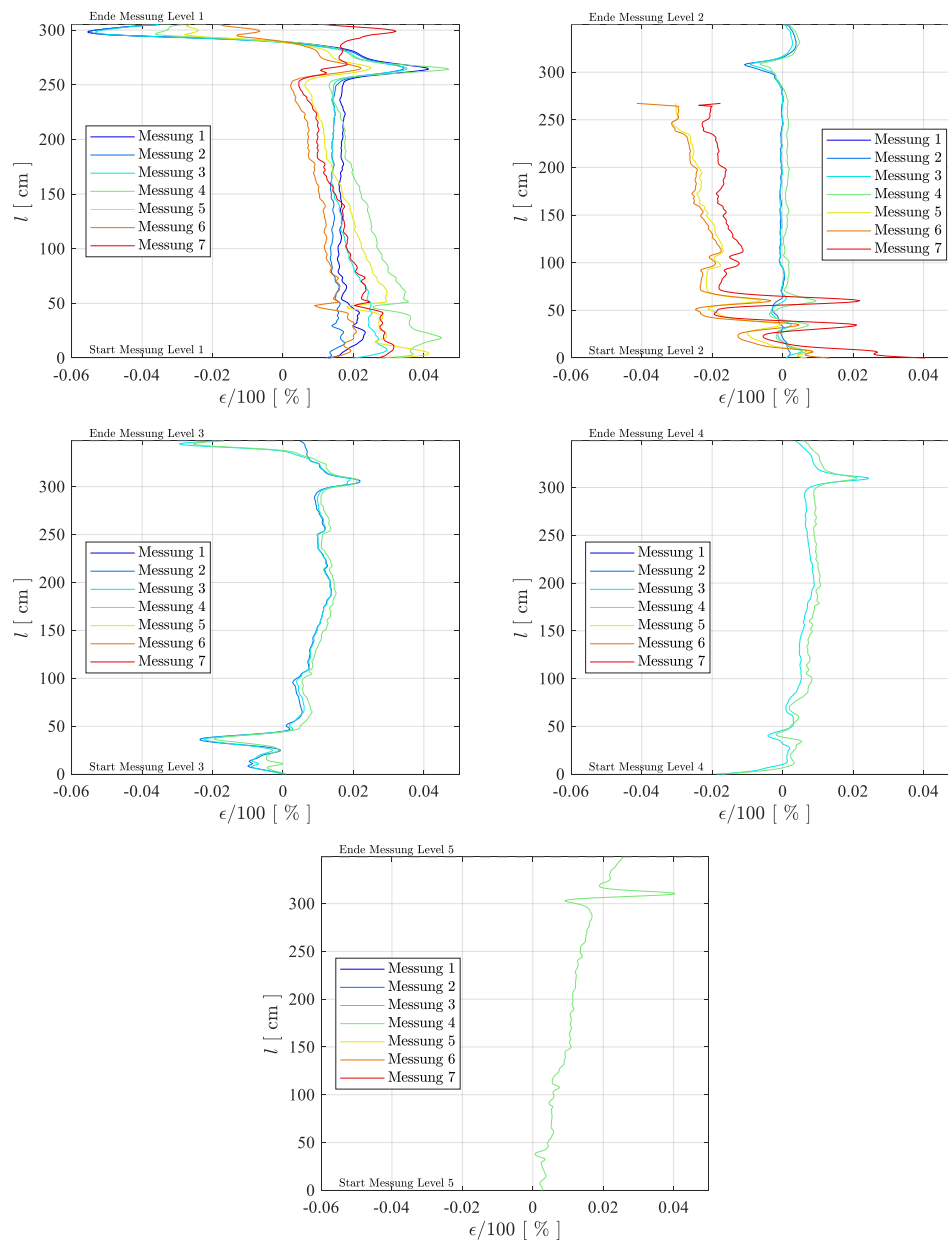


Abbildung 69: Dehnungsverteilung über die Stockwerke 1.OG (oben links)-5.OG (unten)

8.2 Messwerte BF1

8.2.1 Messpunkt Ecke



Abbildung 70: Lage der Messpunkte im Grundriss (Quelle: Erne AG Holzbau)

Tabelle 15: Zeitpunkt der Messungen

Messung	Zeitpunkt
1	14.06.2018
2	03.07.2018
3	30.07.2018
4	27.08.2018
5	08.01.2019
6	03.04.2019
7	15.07.2019

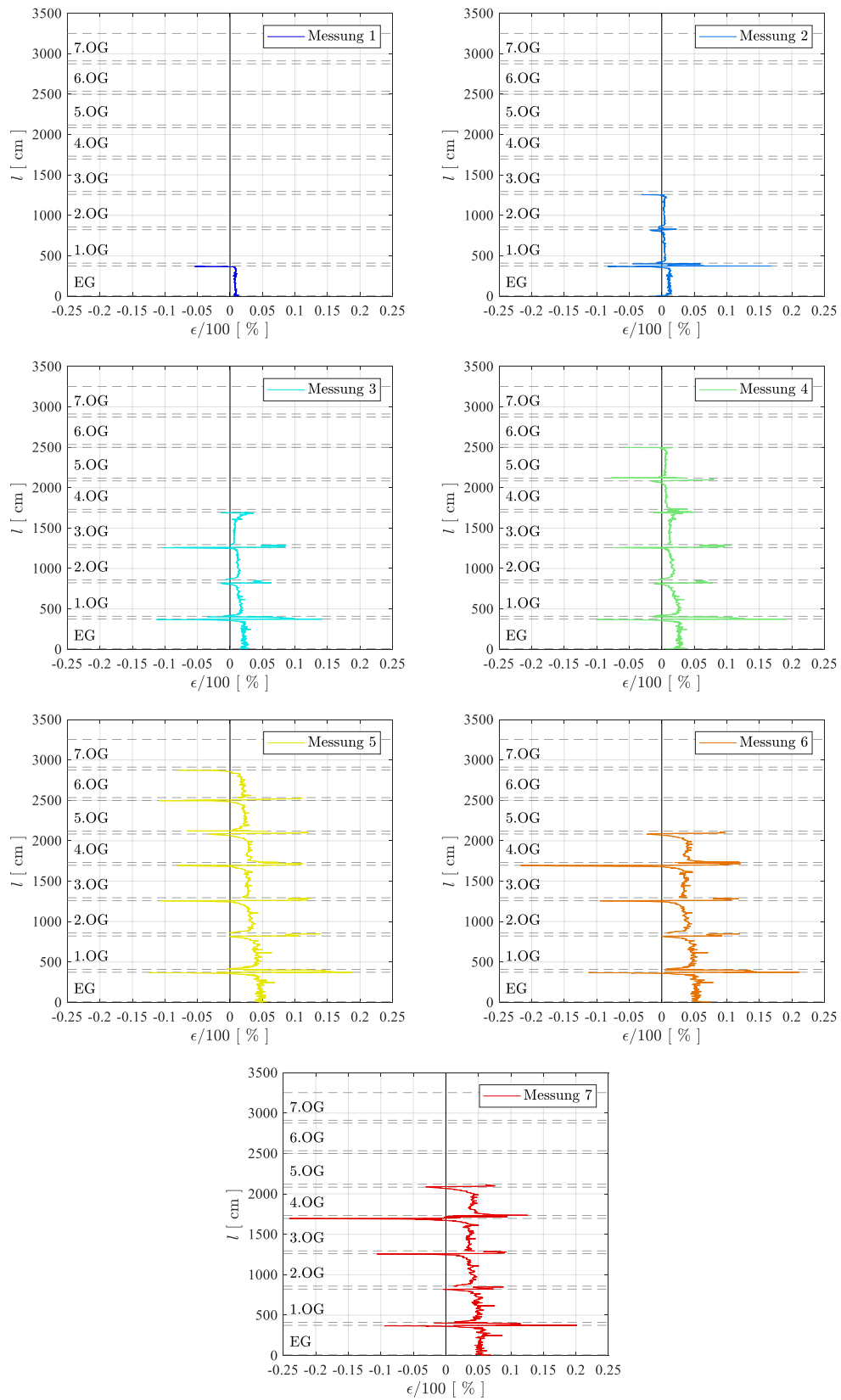


Abbildung 71: Dehnungsverteilung der einzelnen Messungen über die gesamte Gebäudehöhe

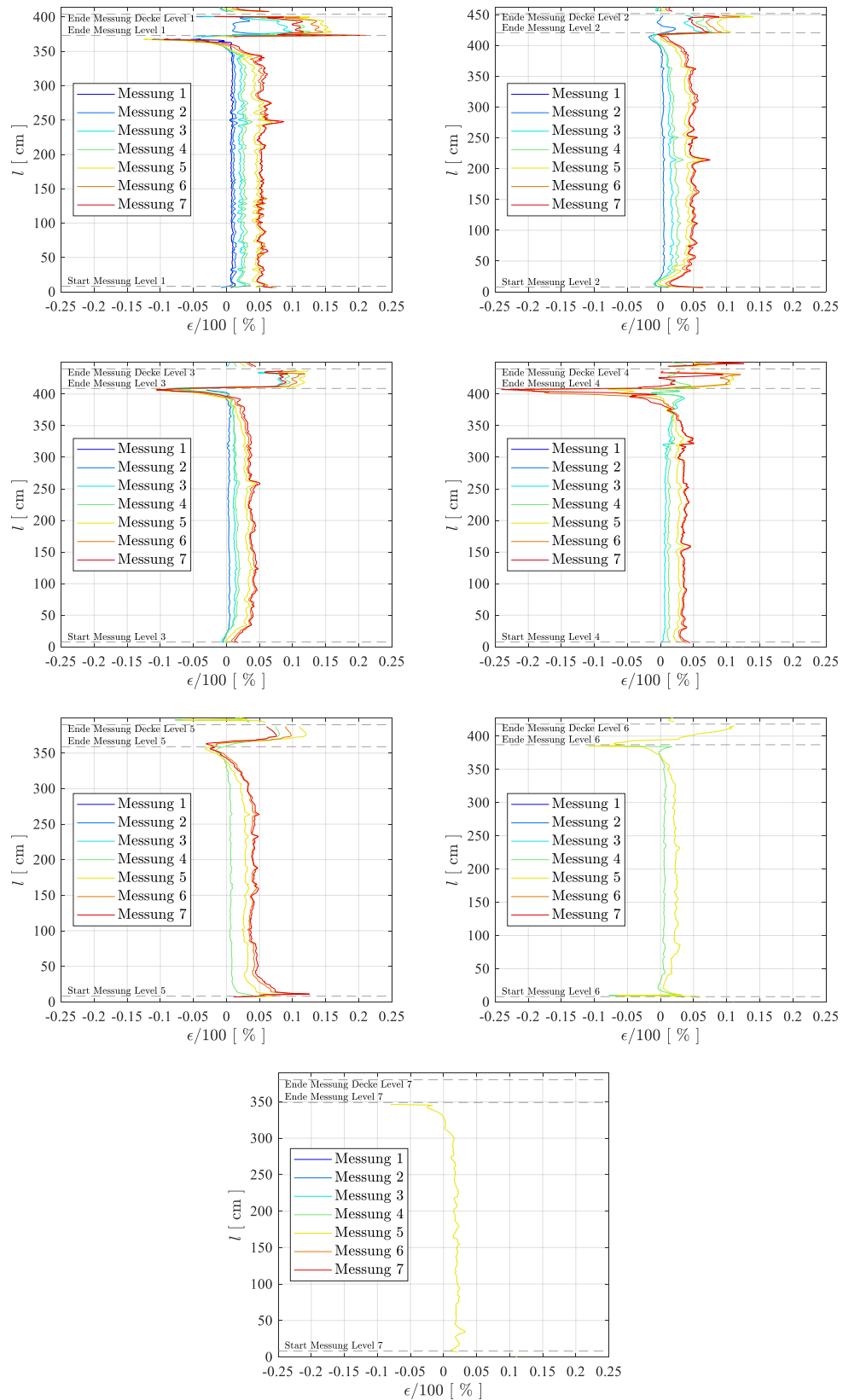


Abbildung 72: Dehnungsverteilung über die Stockwerke EG (oben links)-6.OG (unten)

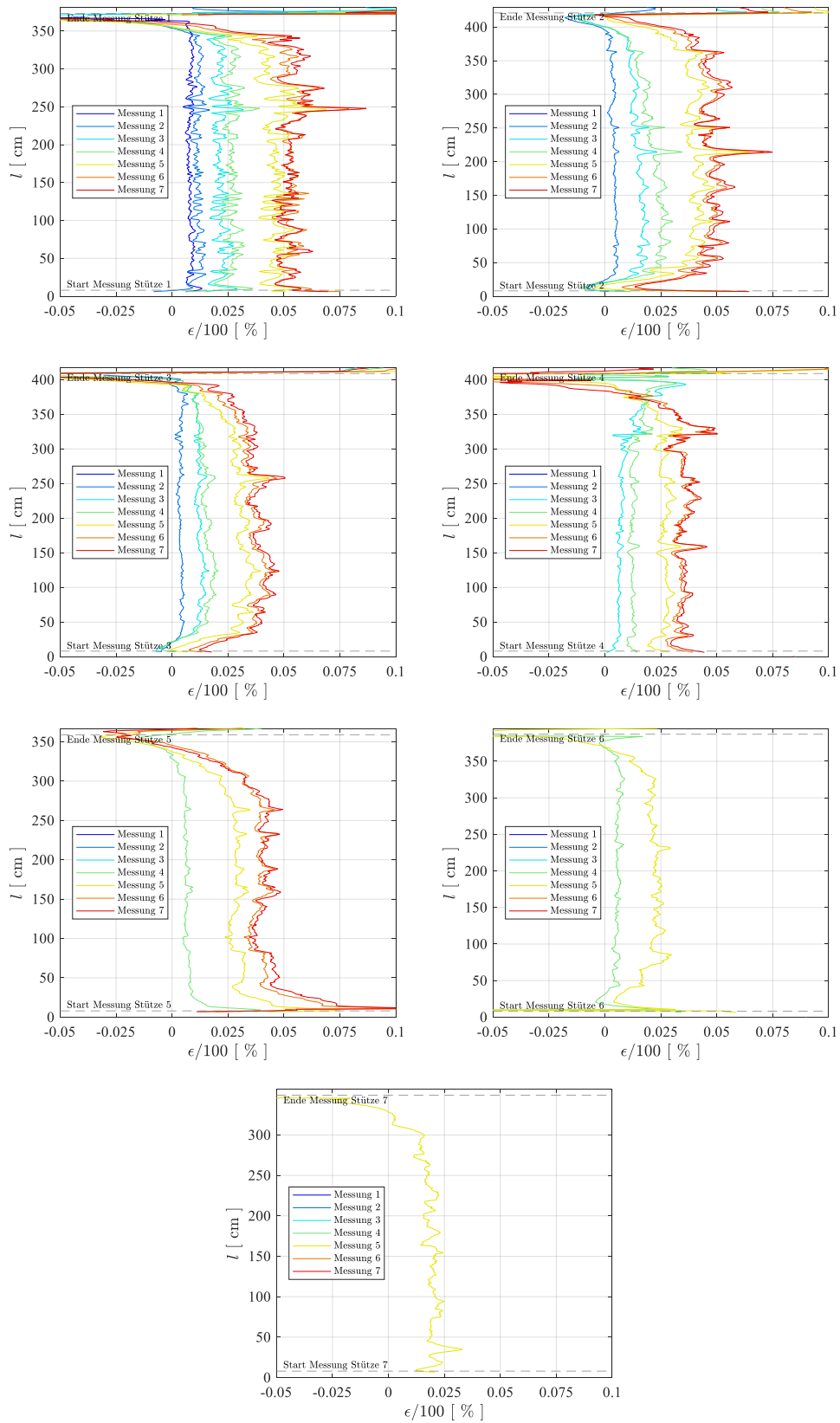


Abbildung 73: Dehnungsverteilung in den Stützen in EG (oben links)-6.OG (unten)

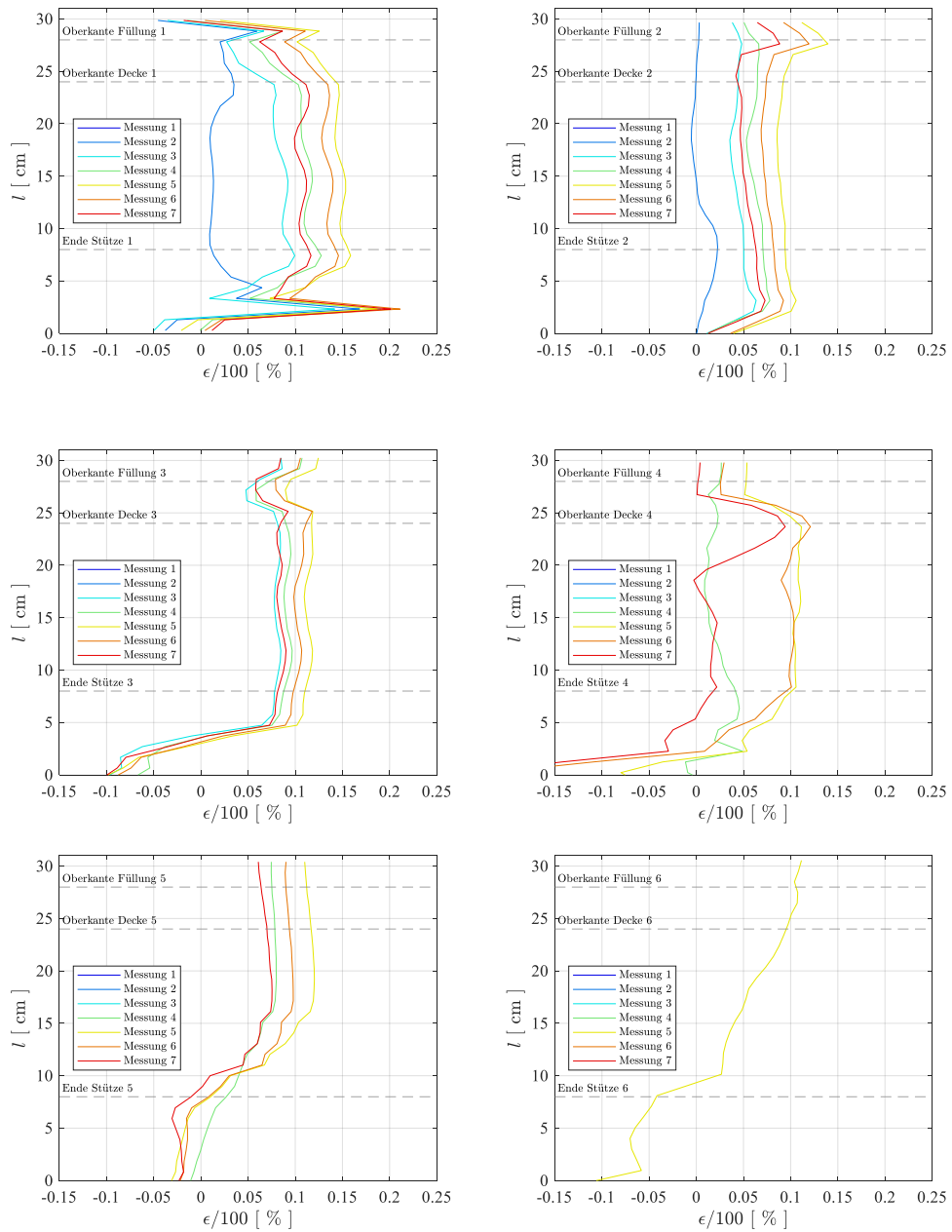


Abbildung 74: Dehnungsverteilung in den Deckenübergängen

8.2.2 Messpunkt Wand



Abbildung 75: Lage der Messpunkte im Grundriss (Quelle: Erne AG Holzbau)

Tabelle 16: Zeitpunkt der Messungen

Messung	Zeitpunkt
2	03.07.2018
3	30.07.2018
4	27.08.2018
5	08.01.2019
6	03.04.2019
7	15.07.2019

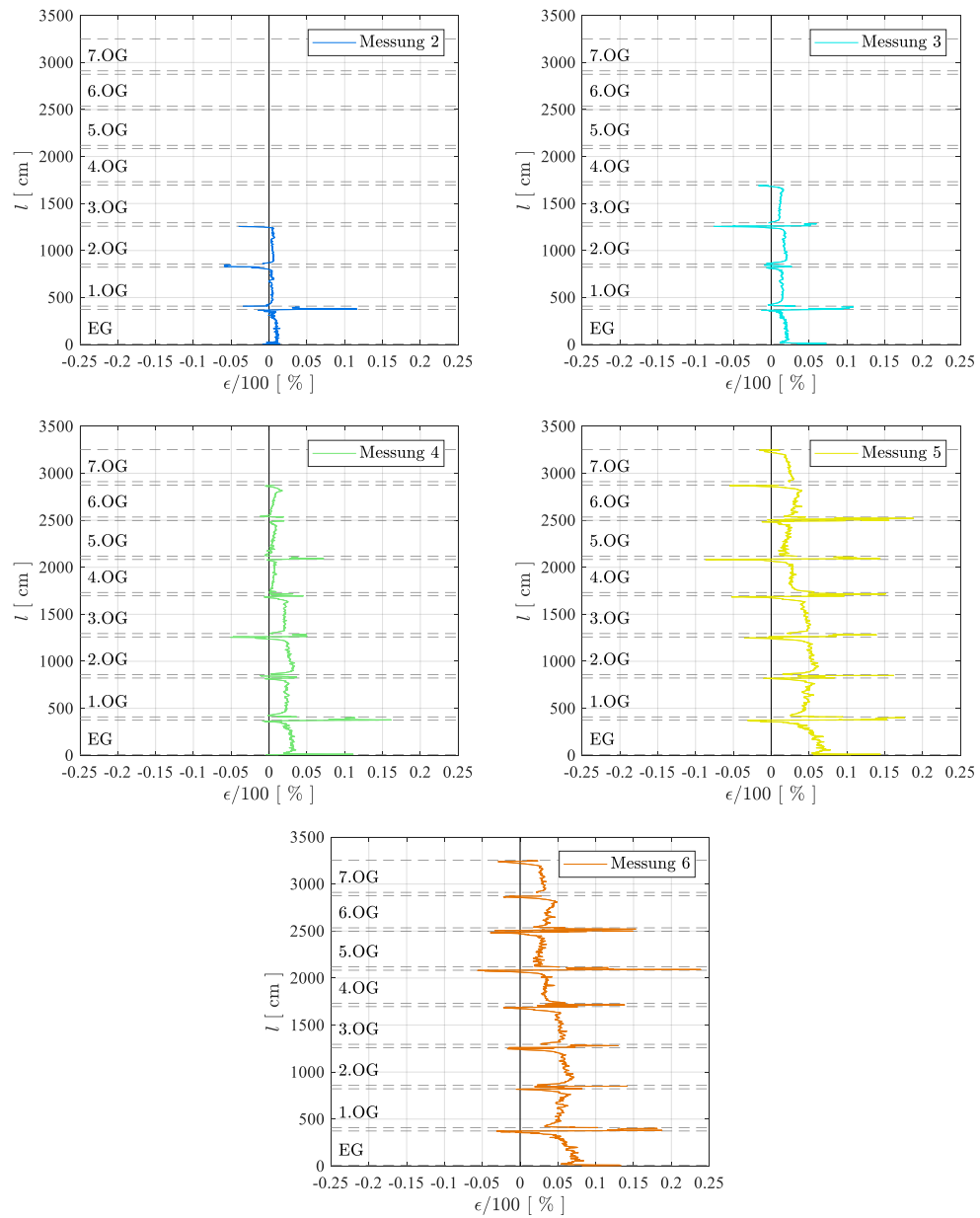


Abbildung 76: Dehnungsverteilung der einzelnen Messungen über die gesamte Gebäudehöhe

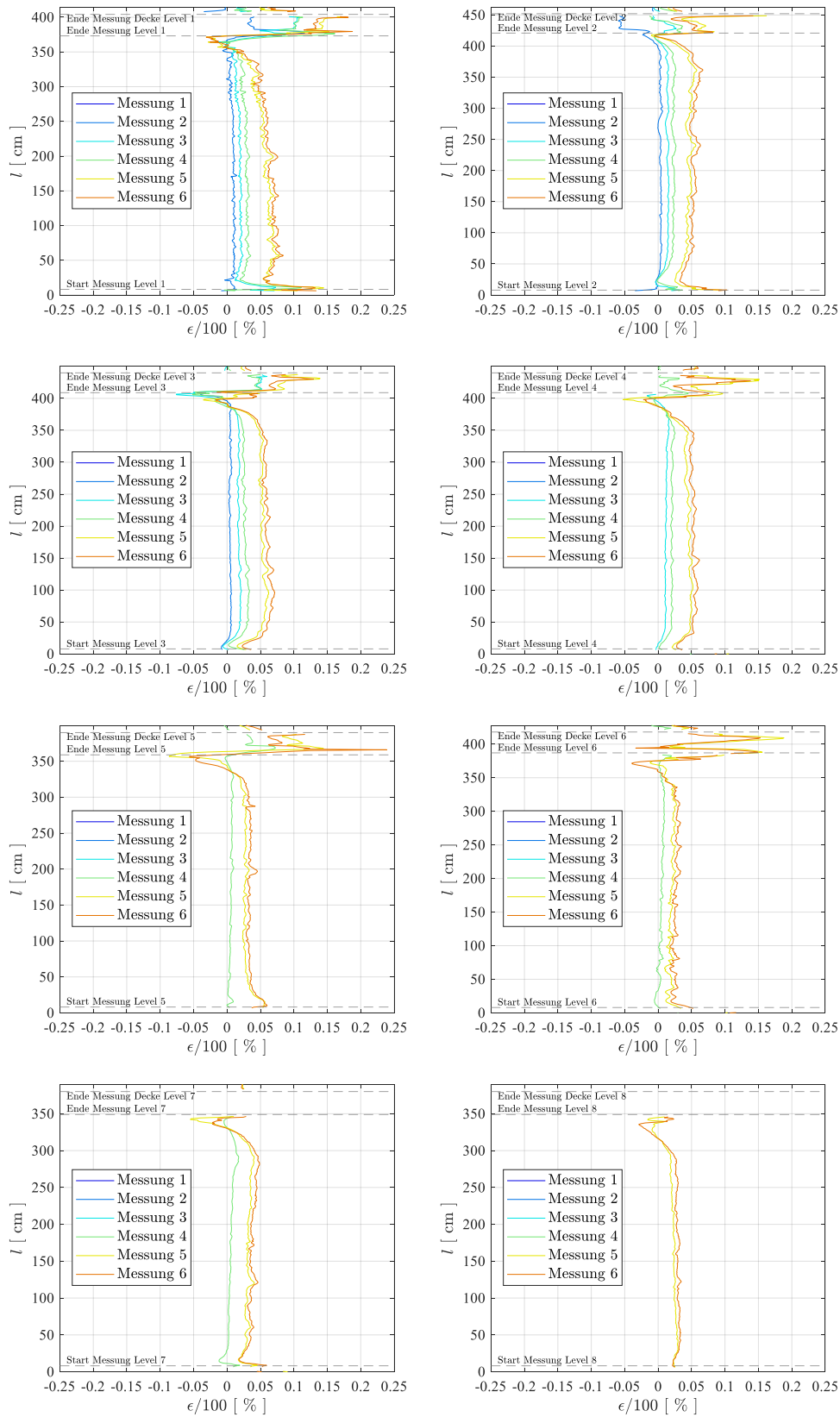


Abbildung 77: Dehnungsverteilung über die Stockwerke EG (oben links)-7.OG (unten rechts)

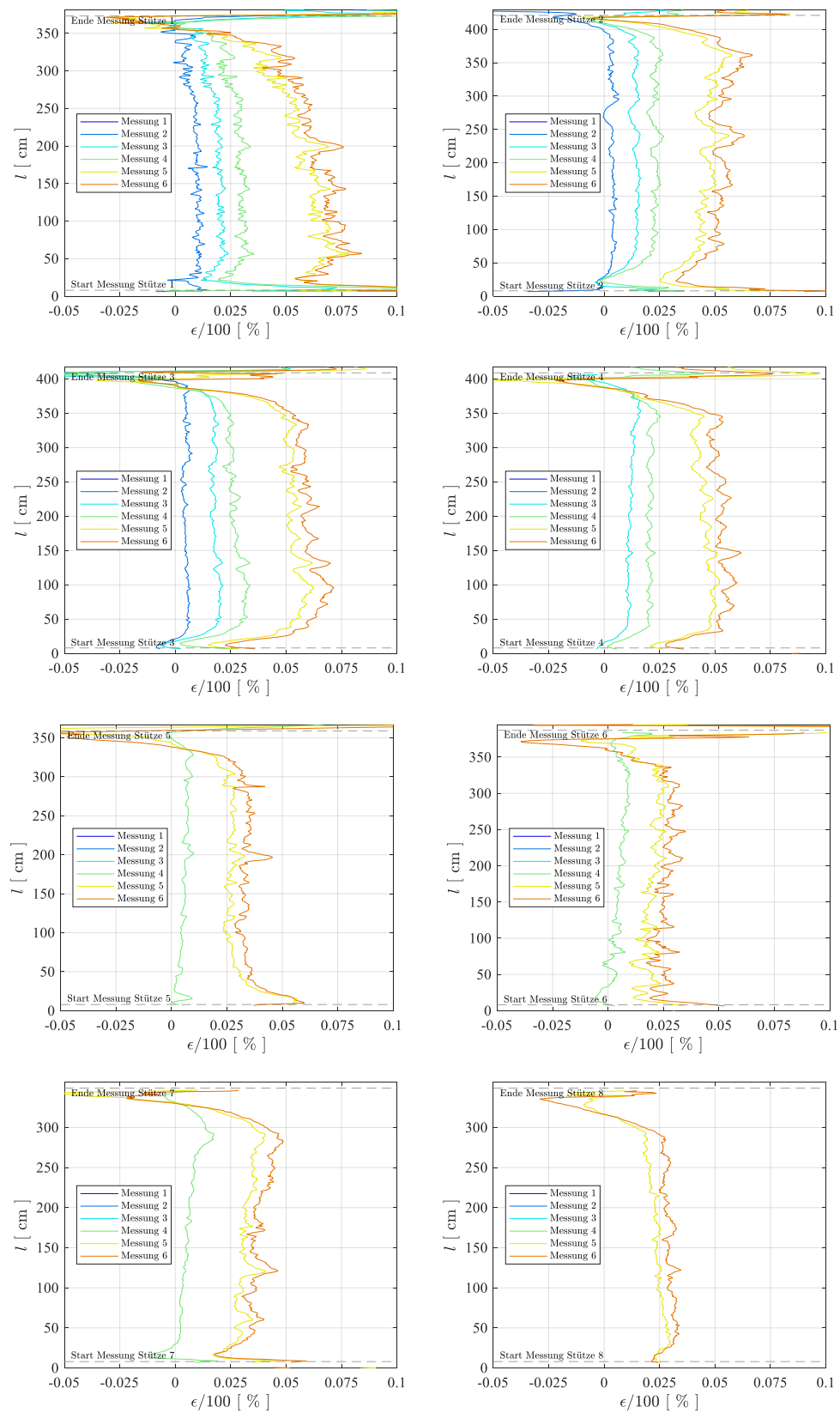


Abbildung 78: Dehnungsverteilung in den Stützen in EG (oben links)-7.OG (unten rechts)

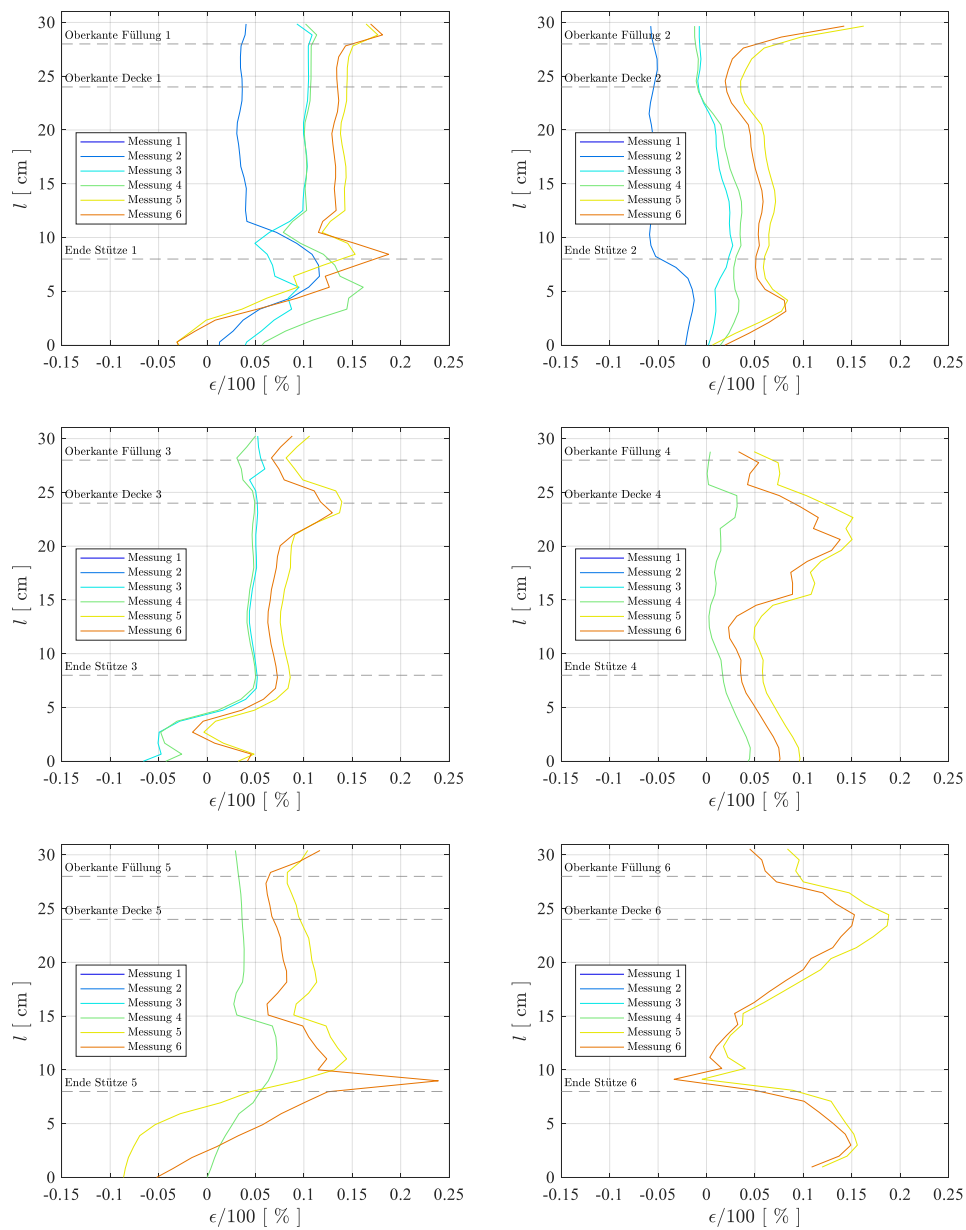


Abbildung 79: Dehnungsverteilung in den Deckenübergängen