

FOS - GEBIRGSDRUCK

Innerhalb dieses Projektes wurde eine auf faseroptischer Sensorik (FOS) basierende Messmethode zur kontinuierlichen Überwachung des Gebirgsdrucks in Tunnelbauwerken entwickelt. Das Messsystem soll dem Anwender die Möglichkeit zur gesamtheitlichen Beurteilung und Bewertung der Tunnelauskleidung geben.

Wie jedes andere Ingenieurbauwerk sind auch Tunnel einem Alterungsprozess unterworfen. Die Gründe für eine Verschlechterung des Zustandes können dabei vielfältig sein. Die Folge sind Deformationen des Gebirges bzw. Ausbaus, welche wiederum Schäden verursachen und die Betriebssicherheit des Tunnels beeinträchtigen können.

Im Zuge dieses Forschungsprojektes wurde eine neuartige und innovative Messmethodik entwickelt, um Gebirgsverformungen kontinuierlich über einen Querschnitt zu messen. Bei den zum Einsatz kommenden Messsystemen (verteiltes faseroptisches Sensorkabel und Sensoren basierend auf Faser Bragg Gitter Technologie) konnten Umfangsdehnungen erfolgreich mit dem vorgestellten Messkonzept aufgenommen und evaluiert werden. Hierbei haben sich für den Einsatz in der Außenschale vor allem die auf dem Baustahlgitter montierten faseroptischen Kabelstränge als erfolgreich erwiesen. Mit Hilfe dieser konnten nicht nur die Dehnungen, sondern auch die Spannungen der Außenschale ermittelt werden. Vergleiche mit den geodätischen Messungen zeigen geringe Abweichungen. Diese Abweichungen sind vor allem dem unterschiedlichen Abstand der Messsysteme zur Ortsbrust geschuldet.

Mit beiden Messsystemen konnte qualitativ der Einfluss des Kalotten- bzw Strossen- und Sohlenvortriebs auf die Dehnungsänderung der Aussenschale in Umfangsrichtung dargestellt werden. Hinsichtlich der Einsetzbarkeit in der Innenschale zur Messung von Deformationen auf Grund von Alterungsprozessen in Gebirge und Ausbau erscheinen beide Messsysteme als geeignet.

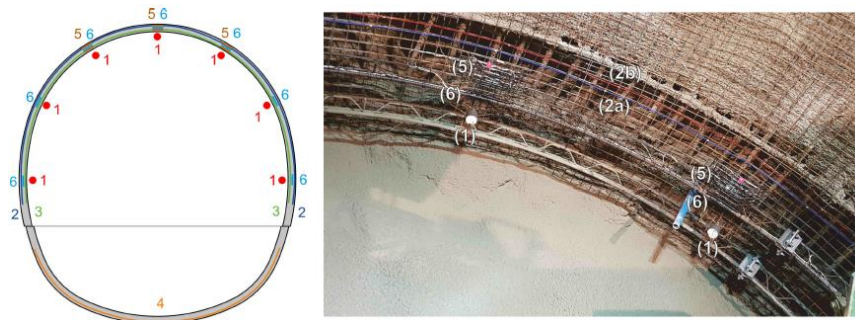


ABB 1. Position der geodätischen Messpunkte sowie der installierten Sensoren im Messquerschnitt 2172 des Semmering-Basistunnel, Baulos SBT 1.1

Facts:

- Laufzeit: 01/2017-07/2018
- Forschungskonsortium:
 - Technische Universität Graz
Institut für Felsmechanik und Tunnelbau
 - Technische Universität Graz
Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme
 - Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Wien
- Eingesetzte Messsysteme:
 - DFOS – verteiltes faseroptisches Sensorkabel
 - FBG – Sensoren basierend auf Faser Bragg Gitter Technologie
- Beginn der Datenerfassung: direkt nach Einbau in den Messquerschnitt 2172 des Semmering-Basistunnel, Baulos SBT 1.1

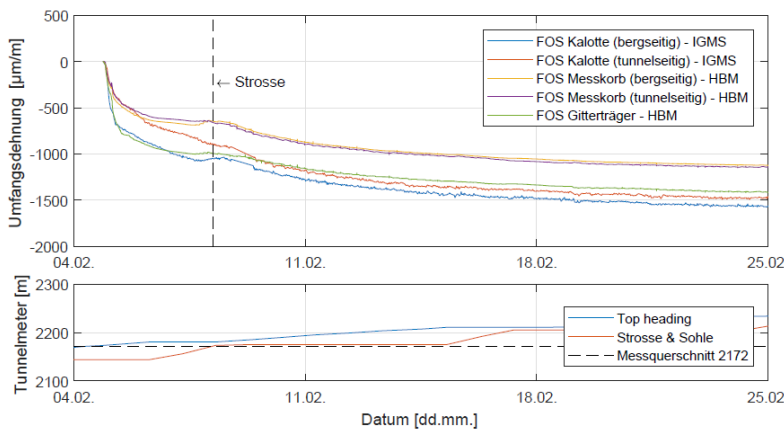


ABB 2. Gegenüberstellung der Umfangsdehnungen am oberen rechten Teil des Tunnelquerschnitts

Kurzzusammenfassung

Ziel

Das Ziel ist die Steigerung der Betriebssicherheit eines Tunnels durch kontinuierliches Monitoring der Außenschale. Bereits in der Bauphase beginnend, sollen Veränderungen des Gebirgsdrucks sicher erkannt und während der Betriebsphase überwacht werden.

Gewählte Methodik

Für die Erfassung der Umfangsdehnungen wurden zwei unterschiedliche Messsysteme ausgewählt: DFOS (verteilt faseroptisches Sensorkabel) und Sensoren basierend auf FBG-Technologie (Faser Bragg Gitter). Beide Messsysteme wurden zuvor in einem Laborversuch verifiziert.

Ergebnisse

Die faseroptischen Dehnungswerte stimmten qualitativ mit den aus den geodätischen Messungen gerechneten Dehnungen überein. Während bei der DFOS-Methode das gesamte Kabel als Sensor wirkt, sind bei FBG basierenden Sensoren die angestrebten Messstellen zuvor zu definieren.

Schlussfolgerungen

Es wird empfohlen, den beschriebenen Messquerschnitt auch nach Einbau der Innenschale zugänglich zu machen, um Erkenntnisse über das Langzeitverhalten der Sensoren zu erlangen. Zusätzlich könnten beide Systeme auch für die Anwendung in der Innenschale adaptiert werden.

English Abstract

For a continuous monitoring of a tunnel condition the measurement of the lining-deformation is necessary. Conventional methods are elaborate and time-consuming and require almost always a shutdown of the tunnel for traffic. The introduced monitoring system allows a permanent and reliable determination of strains in the outer shell. The laboratory tests have shown that the recalculated strain increments are in good agreement with the measured results. In addition, the robustness of the measurement concept was successfully tested. The strain distribution along the outer shell is in good agreement with the expected deformation characteristics of the ground-support system. At the same time, a comparison with the geodetic convergence measurements matches the fibre optic results.

Impressum:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie

DI Dr. Johann Horvatits
Abt. IV/ST 2 Technik und Verkehrssicherheit
johann.horvatits@bmvit.gv.at

DI (FH) Andreas Blust
Abt. III/14 Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
andreas.blust@bmvit.gv.at
www.bmvit.gv.at

ÖBB-Infrastruktur AG

DI Dr.techn. Michaela Haberler-Weber
Streckenmanagement und Anlagenentwicklung
Stab LCM und Innovationen
michaela.haberler-weber@oebb.at
www.oebb.at

ÖBB-Infrastruktur AG

DI Tobias Schachinger
Streckenmanagement und Anlagenentwicklung
Fachbereich Bautechnik
Tunnelbau
tobias.schachinger@oebb.at
www.oebb.at

ASFINAG

DI Michael Steiner
Abteilung Technik, Innovation und Umwelt
michael.steiner@asfinag.at
www.asfinag.at

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH

DI Dr. Christian Pecharda
Programmleitung Mobilität
Sensengasse 1, 1090 Wien
christian.pecharda@ffg.at
www.ffg.at

Dezember, 2018

Faseroptisch unterstützte Messmethoden zur Beobachtung von Gebirgsdruck FOS-Gebirgsdruck

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2015
(VIF2015)

Oktober 2018

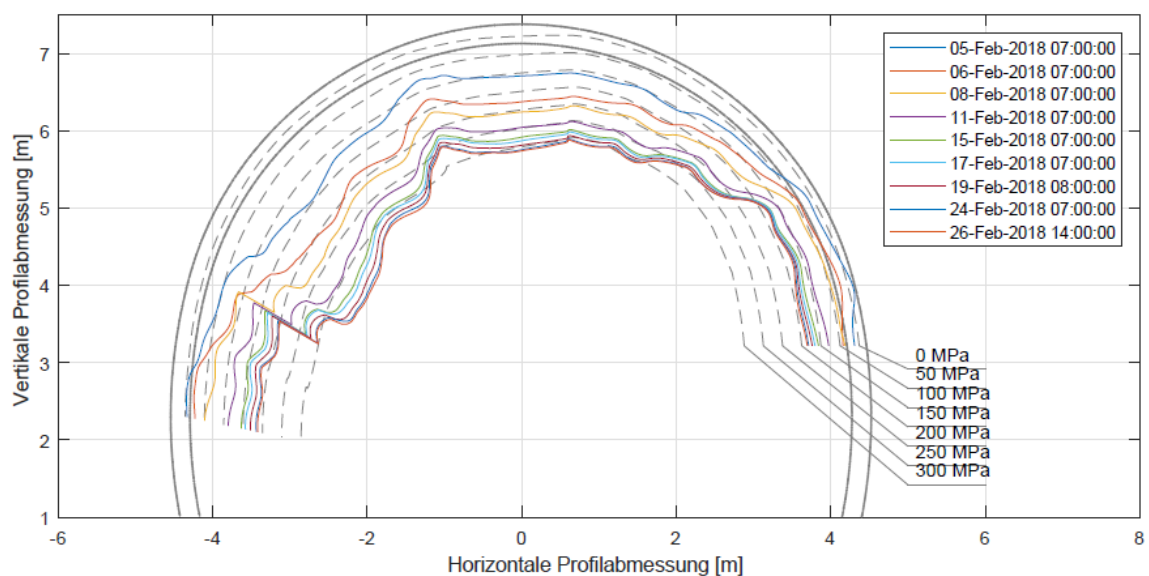


Abbildung: Spannungsentwicklung der Bewehrung in der Kalotte

Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:
Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
A – 1030 Wien

 Bundesministerium
Verkehr, Innovation
und Technologie

ÖBB-Infrastruktur AG
Nordbahnstraße 50
A – 1020 Wien

 **ÖBB**
INFRA

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
A – 1010 Wien

 **ASFiNAG**

Für den Inhalt verantwortlich:
Technische Universität Graz
Institut für Felsmechanik und Tunnelbau
Rechbauerstrasse 12
A – 8010 Graz

 **IFMT**

Technische Universität Graz
Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme
Steyrergasse 30 / II
A – 8010 Graz

 **TU**
Graz
Ingenieurgeodäsie
& Messsysteme

Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH
Lemböckgasse 62 / 2
A – 1230 Wien

 **HBM**

Programmmanagement:
Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien

 **FFG**
Forschung wirkt.

Faseroptisch unterstützte Messmethoden zur Beobachtung von Gebirgsdruck FOS-Gebirgsdruck

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2015)

AutorInnen:

**Univ.-Prof. DI. Dr.techn. Werner LIENHART,
O. Univ.-Prof. DI. Dr.mont. Wulf SCHUBERT,
DI. Michael R. HENZINGER, DI. Fabian BUCHMAYER,
Ing. Walter WEILINGER, DI. Raimund STEFANER,**

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
ÖBB-Infrastruktur AG
Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz
Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Technische Universität Graz
Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Wien

1 Inhaltsverzeichnis

1	PROJEKTZUSAMMENFASSUNG	9
1.1	Projektziel	9
1.2	Gebirgsdruck – allgemein	9
1.3	Geologisch, geotechnische Randbedingungen	10
1.4	Eingesetzte Messtechnik	12
1.4.1	DFOS – Distributed Fiber Optic Sensing – Verteiltes Faseroptisches Messverfahren	12
1.4.2	FBG-Sensoren – Sensoren mit Faser-Bragg-Gittern	13
1.5	Test der faseroptischen Messtechnik in einem Vorversuch	14
1.6	Instrumentierung des Messquerschnittes.....	15
1.7	Insitu-Messungen und Messergebnisse.....	16
1.8	Empfehlung.....	17
2	DETAILLIERTE ARBEITSSCHRITTE INNERHALB DES PROJEKTVERLAUFS.....	19
2.1	Erfassung des Standes der Technik (Arbeitspaket 1)	19
2.1.1	Verfasser des Berichts.....	19
2.1.2	Einleitung.....	19
2.1.3	Bekannte Messmethoden	19
2.1.3.1	Totalstationen.....	23
2.1.3.2	Laserscanner und photogrammetrische Aufnahmen.....	24
2.1.3.3	Nivellement und Schlauchwaagen	24
2.1.3.4	Neigungssensoren	25
2.1.3.5	Ringkonvergenz-Messsystem RCMS.....	26
2.1.3.6	Druckmessdosen	27
2.1.3.7	Bohrloch-Inklinometer	28
2.1.3.8	Schwingsaitensensoren	28
2.1.3.9	Stangenextensometer	29
2.1.4	Faseroptische Messmethoden.....	30
2.1.4.1	Prinzipienbeschreibung FOS.....	30
2.1.4.2	Bisherige FOS-Projekte im Tunnelbau.....	35
2.1.4.3	Ansatz im VIF 2015 Projekt.....	37
2.1.5	Zusammenfassung	39
2.1.6	Literatur	39

2.2	Numerische Simulation (Arbeitspaket 2)	42
2.2.1	Verfasser des Berichts.....	42
2.2.2	Numerische Untersuchungen	42
2.2.2.1	Numerische Untersuchungen zum Alterungsprozess	43
2.2.2.1.1	Homogenes Modell.....	45
2.2.2.1.2	Ablösen eines Blockes.....	47
2.2.2.1.3	Scherversagen.....	50
2.2.2.2	Numerische Untersuchung des Feldversuchs.....	52
2.2.2.2.1	Modellparameter	53
2.2.2.2.2	Numerisches Modell	55
2.2.2.2.3	Modellverifizierung.....	57
2.2.2.2.4	Untersuchung des Spannungszustandes	58
2.2.2.3	Bewertung der Ergebnisse.....	61
2.2.3	Literatur	63
2.3	Entwicklung und Auswahl der Sensorik samt Verifikation im Laborversuch (Arbeitspaket 3)	64
2.3.1	Verfasser des Berichts.....	64
2.3.2	Laborversuche.....	64
2.3.2.1	Versuchsaufbau	64
2.3.2.2	Messinstrumentierung.....	67
2.3.2.2.1	Messsensorik des LKI.....	67
2.3.2.2.2	DFOS Messsensorik.....	68
2.3.2.2.3	FBG Messsensorik.....	69
2.3.2.3	Versuchsdurchführung.....	70
2.3.2.4	Berechnungsmethodik	71
2.3.2.4.1	Absenkung.....	71
2.3.2.4.2	Dehnungsverteilung.....	73
2.3.2.5	Verifizierung	74
2.3.2.5.1	Durchbiegung	75
2.3.2.5.2	Dehnung	76
2.3.2.5.3	Schlussfolgerung	78
2.3.2.6	Versuchsergebnisse.....	78
2.3.2.7	Bewertung der Versuchsergebnisse	85
2.3.3	Literatur	86
2.3.4	Anhang Arbeitspaket 3 - Laborversuch.....	87

2.4	Feldversuch (Arbeitspaket 4)	93
2.4.1	Verfasser des Berichts.....	93
2.4.2	Feldversuche	93
2.4.2.1	Geologische Randbedingungen	94
2.4.2.2	Messinstrumentierung.....	96
2.4.2.2.1	Messschränke.....	96
2.4.2.2.2	Kabelanschlussbox.....	98
2.4.2.2.3	Messquerschnitt.....	99
2.4.2.2.4	Vortriebsverzögerung.....	101
2.4.2.3	Messergebnisse	101
2.4.2.3.1	Verschiebungsmessungen.....	101
2.4.2.3.2	Dehnungsmessungen	103
2.4.2.4	Auswertung	109
2.4.2.4.1	Krümmung der Spritzbetonschale entlang des Querschnitts 110	
2.4.2.4.2	Spannungen in der Außenschale.....	111
2.4.2.5	Bewertung der Versuchsergebnisse	118
2.4.3	Literatur	119
2.4.4	Anhang Arbeitspaket 4 – Feldversuche	121
2.5	Zusammenfassung der Ergebnisse und Messmethodik Neu (Arbeitspaket 5)	125
2.5.1	Zusammenfassung der Projekterkenntnisse aus dem Laborversuch (Arbeitspaket 3).....	125
2.5.2	Zusammenfassung der Projekterkenntnisse aus dem Feldversuch (Arbeitspaket 4)	125
2.5.2.1	DFOS (Distributed Fiber Optic Sensing)	125
2.5.2.1.1	Feldtauglichkeit.....	125
2.5.2.1.2	Sensormontage.....	126
2.5.2.1.3	Steckverbindungen	126
2.5.2.1.4	Messergebnisse.....	126
2.5.2.1.5	Temperaturkompensation	126
2.5.2.1.6	Einbauzeit	127
2.5.2.1.7	Verfügbarkeit des Messsystems während Vortrieb und Betrieb 127	
2.5.2.2	FBG (Faser Bragg Gitter)	128
2.5.2.2.1	Feldtauglichkeit.....	128

2.5.2.2.2	Sensormontage.....	128
2.5.2.2.3	Steckverbindungen	128
2.5.2.2.4	Messergebnisse	129
2.5.2.2.5	Temperaturkompensation	129
2.5.2.2.6	Einbauzeit	129
2.5.2.2.7	Verfügbarkeit des Messsystems während Vortrieb und Betrieb 130	
2.5.2.3	Zusammenfassung gemeinsamer Eigenschaften (DFOS, FBG) und Betrachtung der Systemunterschiede	130
2.5.2.3.1	Dauermessungen ohne Beeinflussung der Bautätigkeit oder des Verkehrs möglich.....	130
2.5.2.3.2	Ermittlung lokaler Veränderungen über die Lebensdauer des Tunnels	130
2.5.2.3.2.1	Verfügbarkeit.....	130
2.5.2.3.2.2	Genauigkeit	131
2.5.2.3.2.3	Vergleich, Gemeinsamkeiten, Vorteile + Nachteile, hervorheben der Einsatzsituationen	131
2.5.2.4	Interpretation von Simulation (Arbeitspaket 2) und Feldversuchen (Arbeitspaket 4)	132
2.5.2.4.1	Verwertbarkeit der Messergebnisse aus dem Feldversuch	132
2.5.2.4.2	Auftreten von Umfangsdehnungen bei Verschlechterung von Gebirge und/oder Ausbau	133
2.5.2.4.3	Numerische Simulation des Feldversuchs	133
2.5.2.4.4	Zusammenfassung	134
2.5.2.4.5	Gebirgsdruck	134
2.5.2.5	Empfehlungen	135
2.5.2.5.1	Geologische und geotechnische Randbedingungen.....	135
2.5.2.5.2	betriebliche Erfordernisse und Randbedingungen	137
2.5.2.5.3	Faseroptik im Einsatz (DFOS, FBG).....	137
2.5.2.5.3.1	Weiterführung der faseroptischen Messungen	137
2.5.2.5.3.2	Weiterführung des bestehenden geodätischen Messquerschnitts.....	138
2.5.2.5.3.3	Durchführung der Bündelfaserleitung durch die Dichtung Außenschale/Innenschale	138
2.5.2.5.3.4	Vergleich DFOS – FBG technische und Kostentabelle; max. Glasfaserlänge.....	138
2.5.2.5.3.5	Erkenntnisse aus Einbau und Betrieb	139

2.5.2.5.3.6	Projektziel: kontinuierliche Überwachung.....	140
2.5.2.6	Ausblick.....	140
2.5.2.6.1	Einbau der faseroptischen Messsysteme in der Innenschale	140

1 PROJEKTZUSAMMENFASSUNG

1.1 Projektziel

Im Projekt FOS-Gebirgsdruck soll eine faseroptisch basierende Messmethode zur kontinuierlichen Überwachung des Gebirgsdrucks in Tunnelbauwerken entwickelt werden. Mit komplementären Technologien wie Laserscanning und numerischer Simulation soll die Messmethodik auf ihre Anwendbarkeit verifiziert werden. Das Messsystem soll dem Anwender die Möglichkeit zur gesamtheitlichen Beurteilung und Bewertung der Tunnelauskleidung geben.

1.2 Gebirgsdruck – allgemein

Der Gebirgsdruck ist flächendeckend messtechnisch nur unter hohem Aufwand messbar. Sofern der Gebirgsdruck als aus dem Gebirgsverbund wirkende Radialspannung auf den Ausbau angesehen wird, kann mit Hilfe der Biegelinie die Gleichlast, welche in radialer Richtung auf den Ausbau wirkt ermittelt werden. Die Grundlage hierfür wurde in Arbeitspaket 3 dargestellt.

Die Durchbiegung ist der zentrale Aspekt der Biegelinie. Diese ist einhergehend mit den Radialverformungen, welche die Grundlage einer Änderung des Gebirgsdrucks darstellen.

Die Biegelinie, der Verlauf der Durchbiegung entlang eines Biegeträgers, lässt sich durch die Differentialgleichung vierter Ordnung beschreiben:

$$E \cdot I \cdot w''''(x) = q(x) \quad (1)$$

Hierbei entspricht E dem Elastizitätsmodul, I dem Flächenträgheitsmoment, w der Durchbiegung und q dem äußeren Lastverlauf. Aus der Auswertung der Dehnungsmessungen in zwei radial unterschiedlich angeordneten Ebenen lässt sich die Krümmung an jedem Punkt in der Schale ermitteln. Mit der Bedingung

$$\kappa(x) = -w''(x) \quad (2)$$

kann die Differentialgleichung der Biegelinie an jedem Punkt bestimmt werden. Durch entsprechende zweifache Ableitung und Einsetzen von Gleichung 2 in Gleichung 1 ist die Lastverteilung entlang des Umfangs berechenbar.

Es ist zu bemerken, dass zu diesem Zeitpunkt eine Darstellung der Radialspannungsverteilung auf Grund unzureichender Erfahrungswerte unzweckmäßig erscheint und der Auswertung der Dehnungsebenen und der Spannungen im Spritzbeton nachgereiht werden soll. Dies ist durch die Tatsache, dass für diese Prozedur keine Erfahrungswerte vorhanden sind und es zudem einer Reihe von Annahmen bedarf, begründbar.

1.3 Geologisch, geotechnische Randbedingungen

Die Messbarkeit von Umfangsdehnungen hängt zum einen von der Präzision der Messvorrichtung ab und zum anderen von der Verformbarkeit des Gebirges. Gebirgsverformungen hängen primär von dessen elastischen Eigenschaften ab. Bei Ausbildung einer plastischen Zone um den Hohlraum gewinnen die Festigkeitsparameter maßgebliche Bedeutung.

Die Anwendbarkeit von Umfangsmessungen in der Innenschale setzt demzufolge eine gewisse Verformbarkeit des Gebirges voraus. In den numerischen Simulationen konnte gezeigt werden, dass durch eine Verschlechterung der Festigkeitsparameter des Gebirges ein ausreichendes Ausmaß von Umfangsdehnungen erzeugt wird. Speziell bei lokalem Versagen im hohlraumnahen Bereich (z.B. Blockversagen, Scherversagen) können Dehnungsmessungen Aufschluss über Bereich und Art der Belastungszunahme geben, vorausgesetzt, der Bereich wird messtechnisch erfasst.

Hinsichtlich der Gebirgsverhaltenstypen (GVT)¹ muss beachtet werden, dass die Messungen erst nach Einbau der Innenschale durchgeführt werden. GVT 1 („Standfestes Gebirge“) ist für Dehnungsmessungen nur von untergeordneter Bedeutung. Dies hängt jedoch auch vom zu erwartendem Bergwasser und der Primärspannungssituation ab. Bei GVT2 („Gefügebedingte Ausbrüche“) sind Ausbrüche zumeist während des Bauzustandes zu erwarten. Durch Wasserzutritt bzw. Verwitterung können sich diese jedoch auch während des Betriebes ablösen, wodurch es zu einer zusätzlichen Belastung der Außen- und Innenschale käme. GVT 3 und 4 („Hohlraumnahe Überbeanspruchung“ bzw. „Tiefreichende Überbeanspruchung“) sind durch das Überschreiten der Scherfestigkeit messbar. Hier muss jedoch vor Ort entschieden werden, ob eine messtechnische Erfassung der Gebirgsverschlechterung erforderlich ist. Bei GVT 5 („Bergschlag“) wird davon ausgegangen, dass dieser nach Einbau der Innenschale abgeklungen ist. Der Einbau von faseroptischen Messsystemen erscheint hier nicht sinnvoll. GVT 6 und 7 („Schichtknicken“ und „Firstniederbruch durch Scherversagen“) konnten teilweise numerisch dargestellt werden. GVT 8, 9 und 10 („Rolliges Gebirge“, „Fließendes Gebirge“ und „Quellendes Gebirge“) sind Verhaltenstypen, welche sich während des Tunnelvortriebs äußern wobei der letztere auch im Betriebszustand andauern kann. Bei GVT 10 kann eine Dehnungsmessung sinnvoll erscheinen, um rechtzeitig Überbeanspruchungen der gesamten Auskleidung zu erkennen. Bei GVT 8 und 9 ist diese jedoch von untergeordneter Bedeutung. Bei GVT 11 („Gebirge mit kleinräumig wechselnden Verformungseigenschaften“) kann Gebirgsverschlechterung zusätzliche Verformungen in der Innenschale hervorrufen. Hierbei ist die Messbarkeit von Umfangsdehnungen grundlegend gegeben.

Das Erfordernis von Dehnungsmessungen in der Innenschale ist von den aktuellen vor Ort angetroffenen geologischen, geotechnischen sowie den projektspezifischen Randbedingungen abhängig, welche im Vorhinein schwer abschätzbar sind. Die Vorteile einer konstanten Überwachung beinhalten nicht nur eine frühzeitige Erkennung von Versagensmechanismen, sondern auch die Überwachung des Auslastungsgrades der beobachteten Bauteile.

¹ ÖGG - Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb. 2008; Österreichische Gesellschaft für Geomechanik.
https://www.oegg.at/upload/Download/Downloads/Geotech_Rili_08_2.1.pdf (20.08.2018)

1.4 Eingesetzte Messtechnik

Im Zuge des Arbeitspaketes 1 wurde eine Evaluierung bekannter geodätischer bzw. geotechnischer Sensoren und faseroptischen Messsystemen durchgeführt. Es wurden die Vor- und Nachteile der unterschiedlichen Systeme für eine Dehnungsüberwachung im Tunnelbau analysiert.

Ausgehend von dieser Analyse wurden zwei unterschiedliche faseroptische Messverfahren für dieses Forschungsprojekt ausgewählt:

1.4.1 DFOS – Distributed Fiber Optic Sensing – Verteiltes Faseroptisches Messverfahren

Verteilte faseroptische Messverfahren nutzen die gesamte Faser als sensitives Element. Dadurch ist eine lückenlose Dehnungsmessung möglich. Da die natürliche Rückstreuung einer Faser jedoch nur sehr gering ist, sind längere Messzeiten von bis zu mehreren Minuten erforderlich und die erreichbare Präzision der Verformungen liegt üblicherweise im Bereich von 10 – 20 $\mu\text{m}/\text{m}$. Die räumliche Auflösung ist von der Pulslänge und dem Messprinzip des eingesetzten Systems abhängig und beträgt 1 cm bei kurzer Reichweite und typischerweise 50 cm bei Reichweiten von mehreren Kilometern. Die Dehnungsmessung in diesem Projekt basiert auf der Brillouinrückstreuung. Abbildung 1 zeigt das Brillouinrückstreuspektrum eines 60 m langen Faserabschnittes. Klar erkennbar ist die Grundrückstrahlfrequenz der Faser von ca. 10,55 GHz. An drei Stellen der Faser wurden Dehnungsänderungen aufgebracht, wodurch sich die Brillouinfrequenz des rückgestrahlten Lichtes ändert. Eine Änderung der Frequenz tritt auch bei Temperaturänderungen auf, weshalb üblicherweise, parallel zum Dehnungsmesskabel, ein Temperaturmesskabel installiert wird.

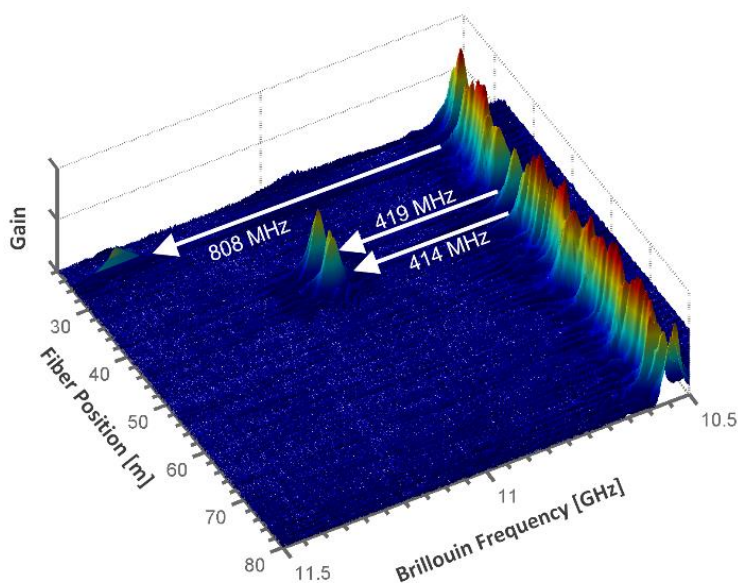


Abbildung 1: 3D-Spektrum der Brillouinrückstreuung

Zur Umrechnung der primären Messgrößen (Brillouinfrequenzverschiebungen) in Dehnungen bzw. Temperaturen wurden die Sensorkabel auf der Kalibrieranlage im IGMS Messlabor an der TU Graz kalibriert.

1.4.2 FBG-Sensoren – Sensoren mit Faser-Bragg-Gittern

Dieses Quasiverteilte Messverfahren ermöglichen die Anordnung einer Vielzahl von Sensoren entlang der Glasfaser. Eine Lichtquelle sendet dabei breitbandiges Licht in die Glasfaser. Die FBG Sensoren wirken wie teildurchlässige Spiegel, welche nur eine bestimmte Wellenlänge in Abhängigkeit des Gitterabstandes reflektieren (siehe Abbildung 2). Wenn lokal Temperatur- oder Dehnungsänderungen auftreten, ändert sich der Gitterabstand und somit auch die Wellenlänge des reflektierten Lichtes. Zur Trennung von Temperatur und Dehnung werden üblicherweise weitere FBGs installiert, welche mechanisch vom Objekt entkoppelt sind und daher nur auf Temperaturänderungen reagieren. Die Messwerte an diesen Positionen werden im Rahmen der Auswertung zur Temperaturkompensation der Dehnungssensoren eingesetzt. Da FBGs einen sehr hohen Rückstrahlgrad besitzen, sind Messungen mit hoher Präzision und hoher Frequenz möglich. Genauigkeiten von besser als $1 \mu\text{m/m}$ sind für die Verformung erreichbar und Messfrequenzen von mehreren kHz realisierbar. Der hohe Rückstrahlgrad ermöglicht

zudem eine stabile, genaue Messung für sehr lange Beobachtungszeiträume. Durch die Anordnung einer Vielzahl von Sensoren (typ. 15) in einer Faser wird gegenüber herkömmlichen Techniken (elektrische Messtechnik) erheblich an der Anzahl von Messleitungen gespart. Zudem ist eine (auch nachträgliche) Erweiterung der Messstellen auf mehrere hunderte Kanäle und lange Strecken (z.B. 5 km) mit einfacher, kostengünstiger Anpassung der Auswerteelektronik möglich.

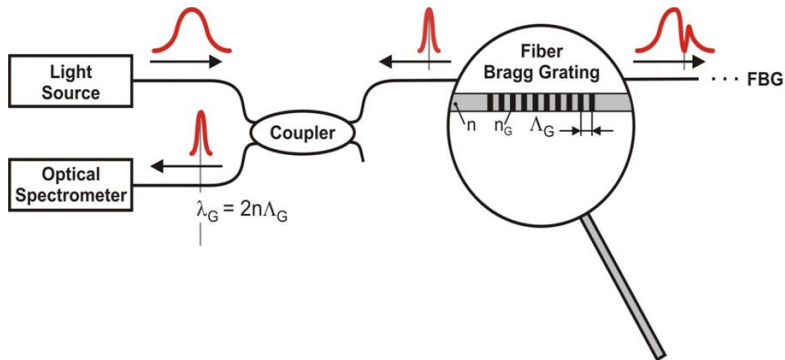


Abbildung 2: Funktionsprinzip Faser Bragg Gitter

1.5 Test der faseroptischen Messtechnik in einem Vorversuch

Im Laborversuch (am LKI – Labor für konstruktiven Ingenieurbau, der TU Graz) wurden die faseroptischen Messsysteme DFOS und FBG miteinander verglichen und einer konventionellen Messtechnik (basierend auf Dehnungs- und Verformungsmessung) gegenübergestellt.

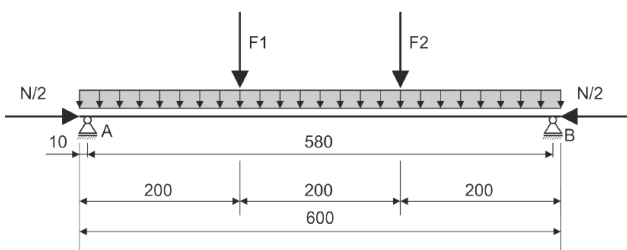


Abbildung 3: schematischer Aufbau des statischen 4-Punkt-Biegeversuches; Abmessungen in [cm]

Hierbei blieben die Abweichungen der verglichenen Systeme für den Belastungszustand I (ohne Rissbildung) stets unter 5%. Die Eignung der faseroptischen Messsysteme lässt sich durch die geringen Abweichungen bestätigen.

1.6 Instrumentierung des Messquerschnittes

Zur Erfassung der Dehnungen in Umfangsrichtung wurden im Messquerschnitt 2172 des Bauloses SBT 1.1 des Semmering-Basistunnels entsprechende faseroptische Messsensoren angebracht. Seitens des IGMS wurden jeweils zwei faseroptische Kabelstränge (DFOS) am äußeren und inneren Baustahlgitter in der Kalotte, Strosse und Sohle angebracht. Die doppelte Ausführung dient zur Temperaturkompensation der gemessenen Dehnungen. Hierdurch ist eine annähernd durchgehende Messung der Umfangsdehnung möglich. Durch die Messung in zwei Lagen lässt sich für die entsprechenden Positionen in Umfangsrichtung der Dehnungszustand des angenommenen Querschnitts an diesen Positionen bestimmen. Seitens der HBM wurde zusätzlich ein Gitterträger (ungespießt) mit faseroptischen Sensoren (FBG) an sieben Positionen in der Kalotte bestückt. Zudem wurden drei Messkörbe an der Firste, dem rechten und dem linken Kämpfer angebracht. Die Messkörbe wurden am äußeren Baustahlgitter befestigt und messen die Umfangsdehnung an zwei in radialer Richtung unterschiedlichen Positionen.

In weiterer Folge wurden sieben Bireflex-Targets entlang der Kalottenlaibung angebracht. Die Positionen der Messinstrumentierung im Messquerschnitt sind in Abbildung 4 dargestellt (1 - geodätische Messpunkte, 2 - durchgehendes faseroptisches Sensorkabel am äußeren Baustahlgitter in der Kalotte [2a - Dehnungskabel, 2b - Temperaturkabel] (IGMS), 3 - durchgehendes faseroptisches Sensorkabel am inneren Baustahlgitter in der Kalotte (IGMS), 4 - durchgehendes faseroptisches Sensorkabel am äußeren Baustahlgitter in der Strosse/Sohle (IGMS), 5 - FBG Dehnungssensoren äußere und innere Bewehrungsgitterlage (HBM), 6 - FBG Dehnungssensoren angeschweißt am zusätzlichen Gitterträger (HBM)).

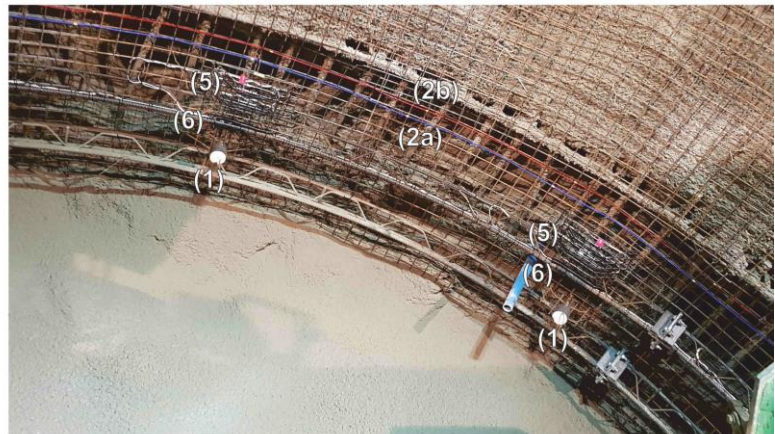
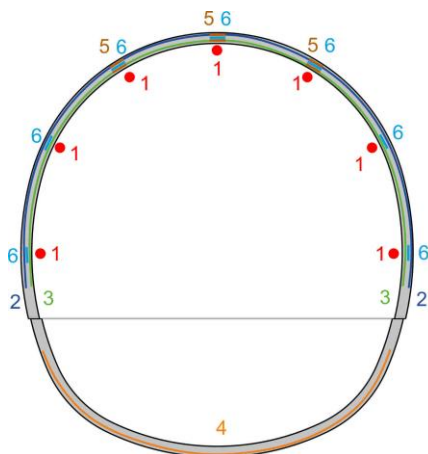


Abbildung 4: Position der geodätischen Messpunkte sowie der installierten FOS Sensoren im Messquerschnitt 2172.

1.7 Insitu-Messungen und Messergebnisse

Die Funktionalität der Messsensorik wurde anhand von Feldversuchen in einem im Bau befindlichen Tunnel verifiziert. Dies hat den Vorteil, dass unmittelbar nach Einbau Verformungen stattfinden, welche auch mit geodätischen Messungen kontinuierlich erfasst werden können. Dies lässt einen direkten Vergleich zwischen den herkömmlichen und den neu entwickelten Messsystemen zu.

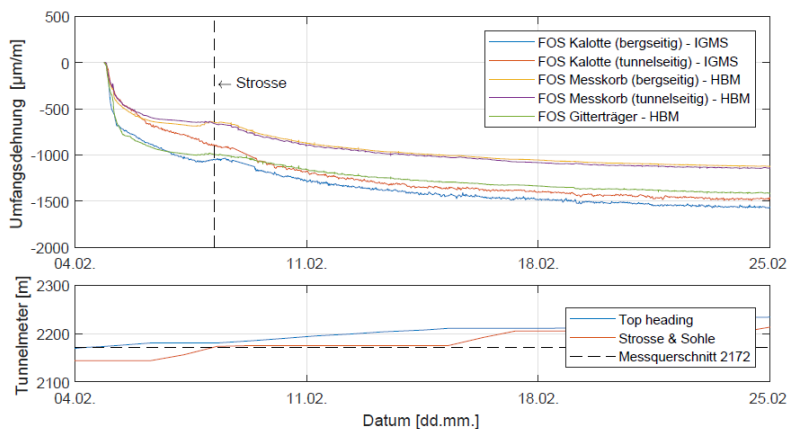


Abbildung 5: beispielhafte Gegenüberstellung der Umfangsdehnungen am rechten Kämpfer

Bei den zum Einsatz gekommenen Messsystemen konnten Umfangsdehnungen erfolgreich mit dem vorgestellten Messkonzept aufgenommen und evaluiert werden. Hierbei haben sich für den Einsatz in der Außenschale vor allem die auf dem Baustahlgitter montierten faseroptischen Kabelstränge als erfolgreich erwiesen. Mit Hilfe

dieser konnten nicht nur die Dehnungen sondern auch die Spannungen der Außenschale ermittelt werden. Vergleiche mit den geodätischen Messungen zeigen abweichende Messergebnisse. Auf Grund des Messfehlers bei den geodätischen Messungen und dem unterschiedlichen Abstand zur Ortsbrust kann hier jedoch keine explizite Aussage über die Vergleichbarkeit der Systeme getroffen werden.

Mit allen Messsystemen konnte, wie in Abbildung 5 dargestellt, quantitativ der Einfluss des Kalotten- bzw. Strossen- und Sohlenvortriebs auf die Dehnungsänderung in Umfangsrichtung dargestellt werden. Hinsichtlich der Erfassung von alterungsbedingten Deformationen der Innenschale scheinen alle angewandten Messsysteme geeignet.

Beide im Rahmen dieses Forschungsprojektes eingesetzten Systeme bieten die Möglichkeit einer Dauermessung ohne die Bautätigkeit während des Vortriebs oder den Verkehr während des Betriebes des Tunnels zu stören.

1.8 Empfehlung

- Bei DFOS steht die gesamte optische Faser als Sensor zu Verfügung. Je nach Messverfahren können dabei unterschiedliche räumliche Auflösungen realisiert werden. Die Messungen dauern dabei, je nach Sensorlänge, mehrere Minuten. Der Einbau der messtechnischen Leitung kann rasch erfolgen: Die Sensorleitung wird mittels Kabelbindern einfach an der äußeren und inneren Lage der Bewehrung befestigt.
- Die FBG-Technologie ist eine punktförmige Messmethode (ähnlich der Messung mit Dehnmessstreifen oder Schwingsaitensensoren) basierend auf optische Technologie. Die Messung kann dabei sowohl statisch erfolgen, als auch dynamische Vorgänge mit hoher zeitlicher Auflösung und hoher Genauigkeit wiedergeben. Für den Einsatz der FBG-Technologie ist es notwendig, die geeigneten Messpositionen bei der Planung zu definieren. In weiterer Folge gibt es Ansätze, geeignete Dehnungsüberträger wie zum Beispiel einen bestückten Gitterträger (in diesem Projekt als Messgitterträger beschrieben), sowie andere Verformungskörper (faseroptische Horizontal-Inklinometerrohre) im Tunnel zu platzieren.

Für das permanente Monitoring ist der Einsatz der FBG-Sensorik aufgrund der kostengünstigen Auswertemöglichkeiten gut geeignet. Sollte eine Vielzahl von Messquerschnitten mit örtlich definierten Messstellen geplant sein, kann mit dem Einsatz von sogenannten Multiplexern ein paralleler Betrieb installiert werden. Dadurch ist die für Monitoring wesentliche Überwachungsaufgabe mittels mehrerer Messstränge abgesichert. Der Trend von Messwertveränderungen kann laufend verfolgt und mittels Alarmen überwacht werden.

Im Falle einer parallelen Installation beider Systeme kann mit der DFOS-Methode bei Grenzwertüberschreitungen oder alarmierenden Trendverläufen eine mögliche Störung im Detail untersucht werden. Falls mehrere DFOS Messquerschnitte hergestellt werden, können diese aufgrund der langen Messreichweite der verteilten faseroptischen Messinstrumente mit einem einzigen Instrument von einer zentralen Messstation erfasst werden. Die hohen Instrumentenkosten fallen in einer solchen Situation nicht mehr so stark ins Gewicht.

2 DETAILLIERTE ARBEITSSCHRITTE INNERHALB DES PROJEKTVERLAUFS

2.1 Erfassung des Standes der Technik (Arbeitspaket 1)

Erfassung des Standes der Technik hinsichtlich der erwarteten Verformungen, möglicher Messverfahren und deren Limitation.

2.1.1 Verfasser des Berichts

DI. Fabian Buchmayer, Univ. Prof. DI. Dr. techn. Werner Lienhart
Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, TU Graz
Institutsleiter: Univ. Prof. DI. Dr. techn. Werner Lienhart

2.1.2 Einleitung

Grundsätzlich sind Messungen im Tunnelbau an der sichtbaren Oberfläche der Tunnelschale oder im Inneren der Schale möglich. Bei Oberflächenmessungen handelt es sich, üblicherweise um geodätische Messungen, die absolute Deformationen liefern, während Messungen im Inneren typischerweise mit geotechnischen Sensoren, welche relative Deformationen liefern, durchgeführt werden. Weiters, kann das Monitoring im Tunnelbau in zwei Arten unterteilt werden: vortriebsbegleitendes Monitoring im Bauzustand sowie Kontrollmessungen im Betriebszustand. In diesem Bericht werden unterschiedliche Messmethoden angeführt und hinsichtlich ihrer Tauglichkeit anhand von Publikationen beurteilt.

2.1.3 Bekannte Messmethoden

Heutzutage stehen eine Vielzahl an unterschiedlichen Messmethoden bzw. Sensoren für ein Monitoring eines Tunnelbauwerkes zur Verfügung. Es können entweder ingenieurgeodätischen Methoden (z.B. Totalstationen, Laserscanner) oder geotechnische

Sensoren (z.B. Schwingsaitensensoren, Stangenextensometer) eingesetzt werden (Szwedzicki 1993). In Tabelle 1 sind bekannte Messmethoden aufgelistet.

Beim Neubau von Tunneln werden heutzutage in ausgewählten Querschnitten Druckmessdosen in die Außenschale eingebaut. Deren Einbau ist jedoch zeitaufwendig und die Messungen können fehlerbehaftet sein, wenn keine gute Einbettung vorliegt. In der Regel werden Druckmessdosen manuell abgelesen und mit dem Einbau der Innenschale aufgegeben. Nur in Sonderfällen, wo langandauernde Gebirgsbewegungen zu erwarten sind, werden solche Systeme auch in die Innenschale eingebaut. Allerdings ist eine Fernablesung meist nicht vorgesehen, wodurch eine laufende Überwachung dieser Strecken wegen der Behinderung des Betriebes während der Ablesung praktisch nie durchgeführt wird. In bestehenden Tunnel beschränkt sich derzeit mangels Instrumentierung die Beurteilung auf visuelle Kontrollen des Zustandes der Auskleidung, bzw. auf ausgewertete Bilddaten.

Rückschlüsse auf den Bergdruck können auch durch Messungen der Tunneldeformationen gemacht werden. Diese Deformationen werden derzeit hauptsächlich mittels geodätischer Messungen bestimmt. Dies können z.B. Totalstationsmessungen zu vermarkten Punkten

(Prismen oder Bireflextargets) auf der Tunneloberfläche sein, oder reflektorlose Messungen mit Laserscannern.

Tabelle 1: Übersicht über mögliche geodätische sowie geotechnische Messmethoden

Sensorort	Sensortyp	Sensor/Methode
In der Tunnelschale	Geotechnische Sensoren	Druckmessdosen
		Schwingsaitensensoren
		Stangenextensometer
		Drahtextensometer
		Bohrloch-Inklinometer
		Extensometer-Inklinometer
		Gelenkmesser
		Deflektometer

		Inclinodeformeter
		FIM (Fixed Installable Micrometer)
		TRIVEC
		LVDT
		Ringkonvergenz-Messsystem RCMS
An der Oberfläche der Tunnelschale	Geodätische Sensoren	Totalstationen
		Laserscanner
		Photogrammetrie
		Nivellement
	Geotechnische Sensoren	Schlauchwaage
		Neigungssensoren

Teilweise werden auch Bildaufnahmen gemacht, die photogrammetrisch ausgewertet werden können. All diese Methoden haben die Einschränkung, dass eine direkte Sichtverbindung zwischen Instrument und Tunneloberfläche gegeben sein muss. Daher sind nur beschränkte Reichweiten möglich. Des Weiteren sind bei Langzeitbeobachtungen die Messungen durch eine Verschmutzung der Messziele schwer zu realisieren. Überdies führen Tunneleinbauten zu Messschatten in denen keine Daten erfasst werden können. Für eine Überwachung der Deformationen im Bereich der Strosse/Sohle sind viele der bekannten Messmethoden nicht geeignet, da diese direkt nach Herstellung wieder verfüllt wird und somit keine Sichtverbindung zu eventuellen Zielen hergestellt werden kann.

Im Betriebszustand gestalten sich die Deformationsmessungen wesentlich schwieriger als im Bauzustand. Eine Kontrolle der Deformation kann mit automatisierten Messungen durchgeführt werden, dies führt jedoch bei einem langen Tunnel zu einer großen Anzahl von Instrumenten. Außerdem treten bei Messungen entlang der Ulme Refraktions-effekte auf. Die aus Genauigkeitssicht bestmögliche Aufstellung in der Mitte des Tunnels ist während des Betriebes nicht möglich. Laserscanner können auch auf Schienenmesswagen installiert werden. Diese können jedoch nur bei Streckensperren eingesetzt werden. Zur hochgenauen Erfassung von Höhenänderungen sind auch Nivellements oder Schlauchwagenmessungen möglich. Geodätische Nivellements sind jedoch sehr personal- und zeitintensiv, während die Schlauchwaagenmessungen einen hohen Installationsaufwand besitzen. Die erreichbare Messgenauigkeit der geodätischen

Verfahren liegt typischerweise im Bereich von mehreren Millimetern bis Zentimetern. Zu beachten ist, dass nur die Deformationen der Tunneloberfläche erfasst werden können. Ergänzt werden die geodätischen Messungen in ausgewählten Abschnitten mit geotechnischen Messungen. Dies können z.B. Stangenextensometer, Bohrlochinklinometer und Schwingsaitensensoren sein. Ebenso ist der Einsatz von Neigungssensoren bzw. Ketten von Neigungssensoren möglich. Mit Extensometer, Inklinometer und Schwingsaitensensoren können im Gegensatz zu Totspatulationsmessungen auch Deformationen im Inneren erfasst werden (siehe Abbildung 6). All dies sind elektrische Sensoren und daher ist die Realisierung von vielen Messstellen nur mit sehr hohem Verkabelungsaufwand möglich. Dies wirkt sich vor allem negativ bei einer Langzeitmessung der Außenschale aus, da dabei die Verkabelung durch die Dichtungsschicht zwischen Außen- und Innenschale durchgeführt werden muss. Dies ist umso aufwendiger, wenn dies an vielen Stellen und mit großen Kabelbündeln geschehen muss.

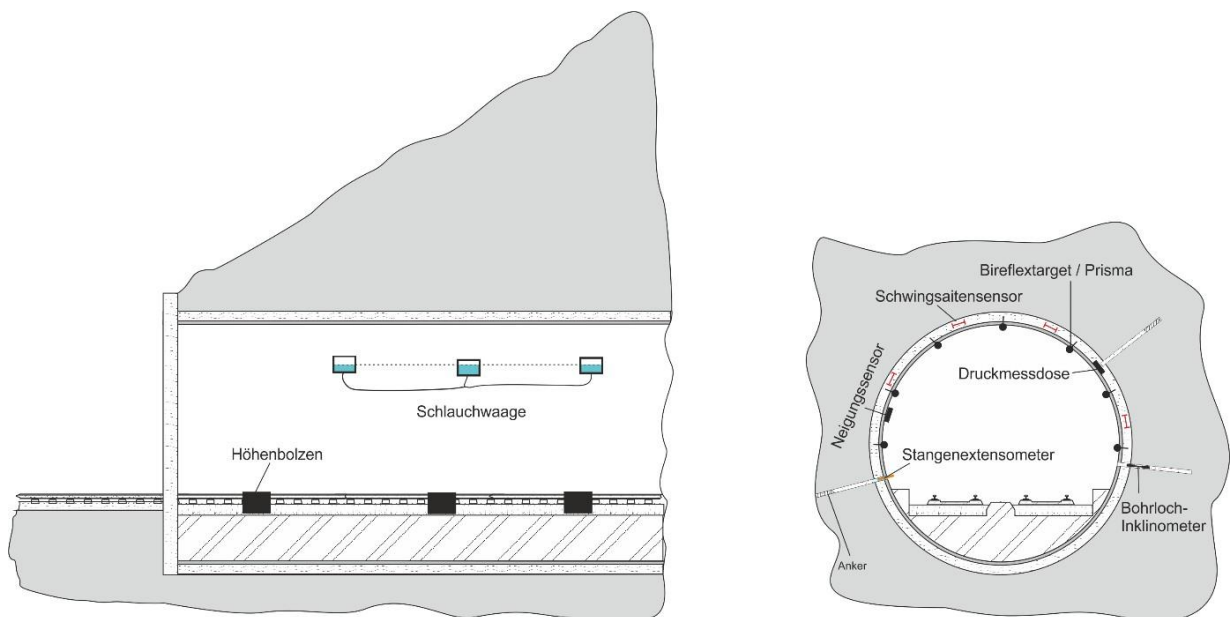


Abbildung 6: Überblick über geodätische und geotechnische Sensoren

Im Folgenden werden einige der in Tabelle 1 angeführten Messmethoden näher erklärt (Dunnicliff 1993).

2.1.3.1 Totalstationen

Beim vortriebsbegleitenden Monitoring werden typischerweise optische 3D Messungen an Messquerschnitten im Abstand von 5 bis 20 m durchgeführt. Hierbei wird die Deformation von 3 bis 7 Bireflex-Targets, befestigt am Baustahlgitter der Außenschale, aufgenommen. Das Messintervall wird gemäß den projektspezifischen Anforderungen gewählt und beträgt im Normalfall in Ortsbrustnähe 24 Stunden. Die Koordinaten werden dabei mit einer Standardabweichung von ± 1 mm ermittelt. Da die Totalstationsmessungen stark von der Atmosphäre zwischen Gerät und Messziel abhängen, sind nahe Aufstellungen an der Tunnelwand und Messungen durch Hitzequellen (Bagger) bzw. starken Staub zu vermeiden. Aus diesem Grund sollte eine Aufstellung immer möglichst genau in der Mitte des Tunnelquerschnitts erfolgen. Eine Messanordnung ist in Abbildung 7 und Abbildung 8 ersichtlich (Austrian Society for Geomechanics 2014).

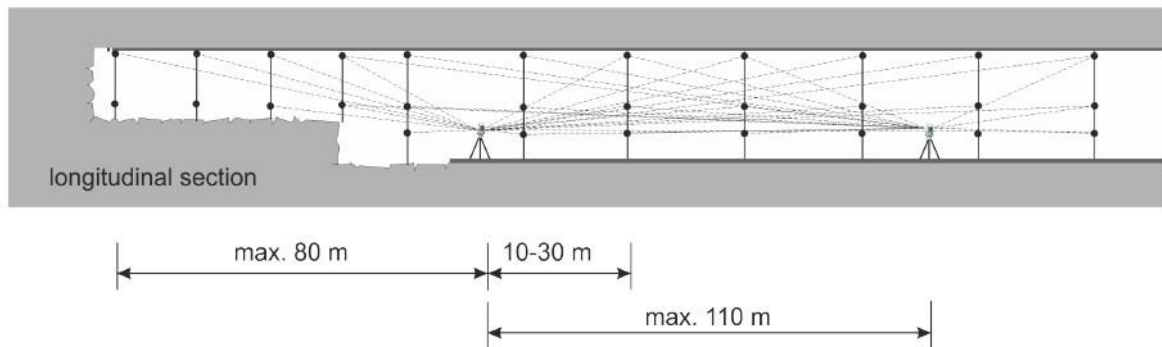


Abbildung 7: Totalstationsmessungen, Längsansicht (Quelle: ÖGG Monitoring Handbuch)

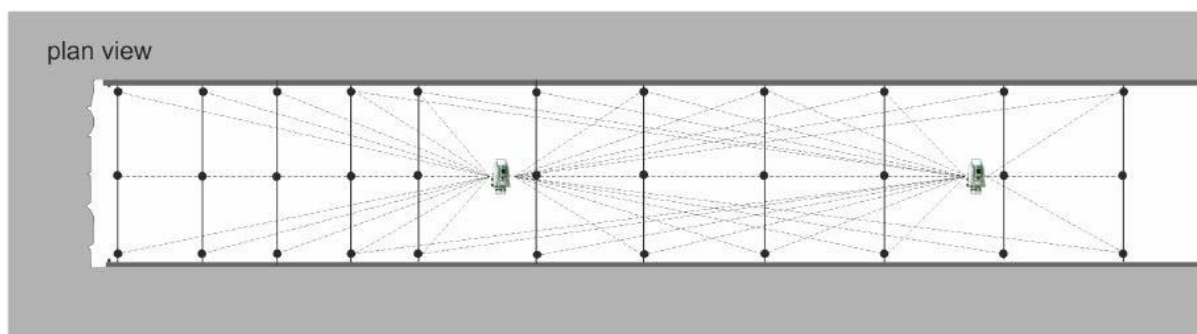


Abbildung 8: Totalstationsmessungen, Ansicht von oben (Quelle: ÖGG Monitoring Handbuch)

2.1.3.2 Laserscanner und photogrammetrische Aufnahmen

Für großflächige Aufnahmen werden meistens Laserscanner herangezogen. Diese nehmen in einer kurzen Zeit (1 Mio. Punkte pro Sekunde) eine große Punktwolke auf und erlauben es somit große Gebiete zu überwachen. Der Nachteil ist jedoch, dass in einer zweiten Epoche nicht die exakt selben Punkt wieder gemessen werden und somit die Genauigkeit der einzelnen Punktdeformationen sinkt. Sie werden somit für grobe Verformungsanalysen eingesetzt.

Photogrammetrische Methoden liefern, so wie das Laserscannen, auch ein Gesamtbild der überwachten Situation. Dies hat den Vorteil, dass auch im Nachhinein Koordinaten aus den Bildern ermittelt werden können, die man mit einer Totalstation möglicherweise nicht gemessen hätte. Der größte Nachteil von photogrammetrischen Aufnahmen im Tunnelbau sind die staubige Umgebung und geringen Lichtverhältnisse.

2.1.3.3 Nivellement und Schlauchwaagen

Für ein präzises geodätisches Nivellement werden mit Invarlatten und einem digitalen Präzisionsnivellement die vermarkten Punkte im Doppelnivellement (Hin und Rück) gemessen. Die Standardabweichung liegt dabei üblicherweise bei ± 1 mm auf 1 km. Der Nachteil des Nivellements ist vor allem die Zeit- und Personalintensive Ausführung. Des Weiteren muss die Invarlatte gut beleuchtet werden, damit das Messinstrument ein vollständiges Code-Bild für eine Höhenbestimmung erhält.

Hydrostatische Höhensysteme werden für ein kontinuierliches Höhenmonitoring verwendet. Diese sollten immer mit einer 3D-Zielmarke verbunden sein, um auch eine Verschiebung in allen drei Achsen feststellen zu können. Die hydrostatischen Messsysteme unterteilen sich in Schlauchwaagen und Drucksysteme. Die Genauigkeiten reichen dabei je nach System von 0,1 - 0,3 mm. Die Vorteile einer Schlauchwaage sind die hohe Genauigkeit, automatisierbar, robust und es muss kein Sichtkontakt zwischen den gemessenen Punkten herrschen. Dem gegenüber stehen der hohe Installationsaufwand und ein relativ kleiner Messbereich (z.B. 50 mm). Drucksysteme bringen die Vorteile einer kürzeren Einschwingzeit und eines größeren Messbereichs

(z.B. 500 mm) als Schlauchwaagen mit sich. In Abbildung 9 ist die Realisierung eines Drucksystems dargestellt.

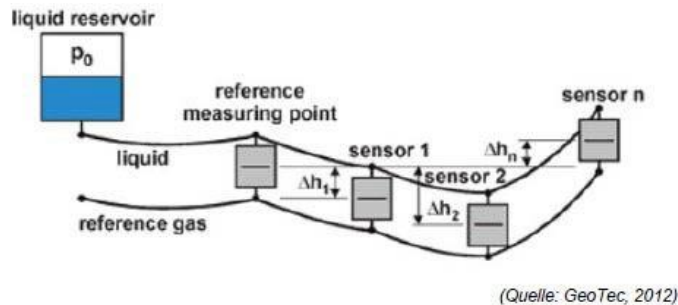
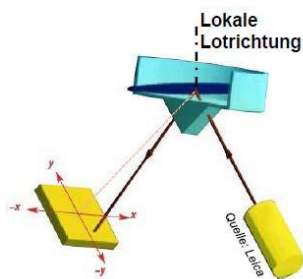


Abbildung 9: Hydrostatisches Drucksystem

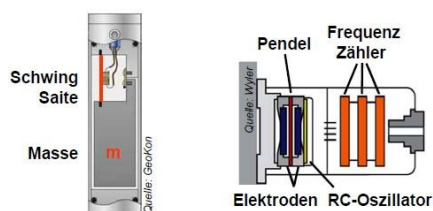
2.1.3.4 Neigungssensoren

Neigungssensoren werden für die Erfassung kleinster Änderungen der Neigung eines Objektes eingesetzt. Heutzutage gibt es viele verschiedene Messprinzipien von Neigungssensoren, dazu zählen:

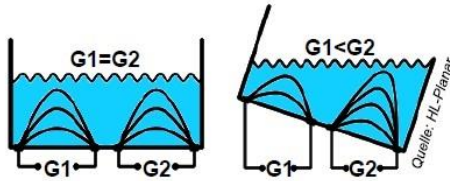
- Optische Messprinzipien



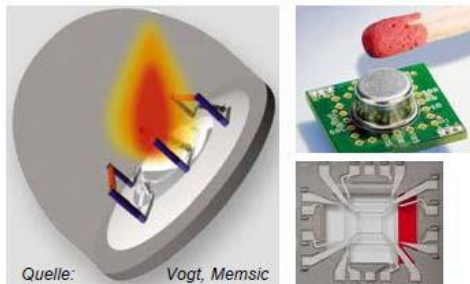
- Pendelsysteme



- Neigungssensoren in Abhängigkeit der Füllhöhe



- Thermodynamische Messprinzipien



Der Messbereich der Neigungssensoren liegt im Bereich von $\pm 10^\circ$ - $\pm 90^\circ$. Die erzielten Genauigkeiten liegen dabei im Bereich von $0,01^\circ$. Der Nachteil ist dabei vor allem die aufwändige Verkabelung und die Veränderung des Nullpunkts in Abhängigkeit der Temperatur.

2.1.3.5 Ringkonvergenz-Messsystem RCMS

Das Ringkonvergenz-Messsystem RCMS wurde entwickelt, um mögliche Gefahren von Verformungen bzw. Konvergenzen im Zuge eines Tübbings-Ausbaus frühzeitig erkennen zu können (siehe Abbildung 10). Dabei wird im zu überwachenden Ring pro Segment ein Inklinometer montiert. Sollte der Ring sich verformen, kann dies in einer relativen Winkeländerung der Segmente zueinander beobachtet werden. Die Genauigkeit beträgt dabei laut Hersteller ± 1 mm (VMT GmbH).

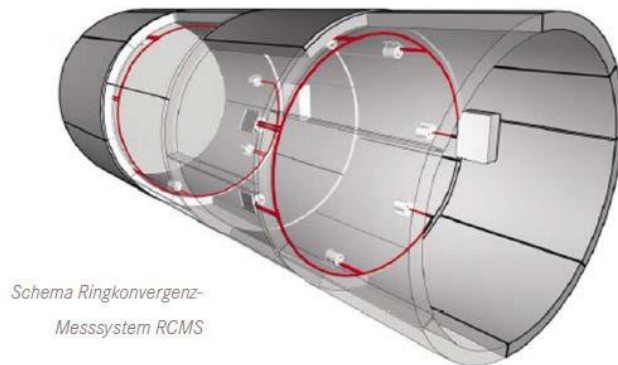


Abbildung 10: Ringkonvergenz-Messsystem RCMS (Quelle: VMT GmbH)

2.1.3.6 Druckmessdosen

Ankerdruckmessdosen messen die Belastung die der Anker wiederfährt. Die Messung der Belastung erfolgt entweder mit einer Zelle gefüllt mit Öl bzw. mit einer Zelle die mit Dehnmessstreifen ausgestattet ist. Die Genauigkeit variiert dabei je nach System zwischen $\pm 0,5\%$ und $\pm 1\%$ von der Kapazität der Druckmessdose (siehe Abbildung 11).

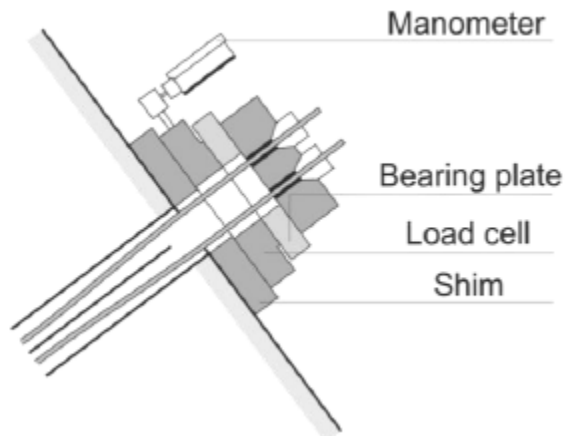


Abbildung 11: Druckmessdose (Quelle: ÖGG Monitoring Handbuch)

2.1.3.7 Bohrloch-Inklinometer

Mit einem Bohrloch Inklinometer können zur Messrohrachse radiale, abschnittsweise Verschiebungsmessungen durchgeführt werden. Dabei wird die Winkel Ablenkung in jeder Basislänge bei 0,5 bzw. 1 m gemessen. Der Messbereich reicht von $\pm 30^\circ$ bis $\pm 90^\circ$. Es können maximale Tiefen von 100 m damit überwacht werden. Die Genauigkeit liegt dabei in einem Bereich von 1-2 mm/10 m. Als Bedingung muss davon ausgegangen werden, dass sich der tiefste Punkt nicht bewegt. Als Alternative kann nur der Punkt an der Oberfläche mit sehr hoher Genauigkeit bestimmt werden. Inklinometer können entweder horizontal in die Seitenwand oder vertikal in die Sohle bzw. den First installiert werden. Es wird zwischen Einzel- und Ketten-Inklinometer (siehe Abbildung 12) unterschieden.

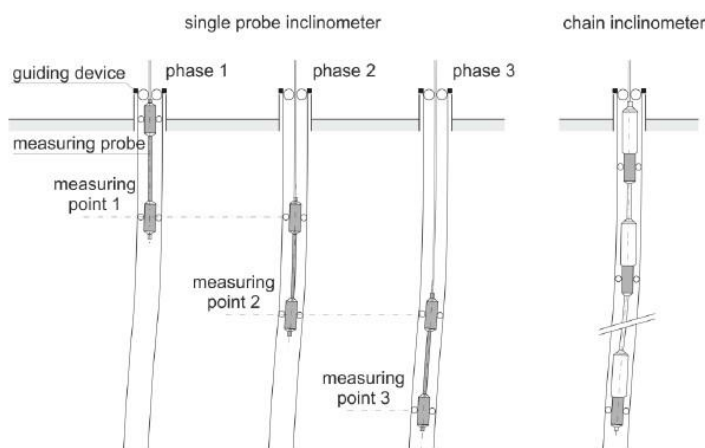


Abbildung 12: Bohrloch-Inklinometer (Quelle: ÖGG Monitoring Handbuch)

Inklinometer können im Tunnelbau in Verbindung mit Rohrschirmen eingesetzt werden. Damit können Verschiebungen vorausschauend in Vortriebsrichtung untersucht und somit der totale Verschiebungspfad bestimmt werden (Natau et al. 2003).

2.1.3.8 Schwingsaitensensoren

Schwingsaitensensoren messen die Längenänderung entlang der Messachse. Die Auflösung der Messeinheit liegt dabei bei $\pm 0,01$ % der Gesamtlänge und die Genauigkeit

bei $\pm 1\%$ der Gesamtlänge. Die Sensoren (siehe Abbildung 13) können an die Bewehrungsgitter angebracht werden und mit eingespritzt werden.

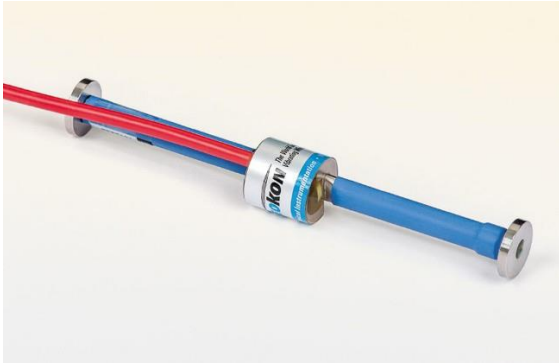


Abbildung 13: Schwingsaitensensor (Quelle: <http://www.geokon.com>)

2.1.3.9 Stangenextensometer

Mit einem Stangenextensometer (siehe Abbildung 14) können die axialen Verschiebungen überwacht werden. Die maximal zu überwachende Länge beträgt dabei 50 m. Die Genauigkeit ist je nach Messsystem zwischen 0,1 und 0,01 mm. Der Messbereich beträgt 0 – 50 mm.

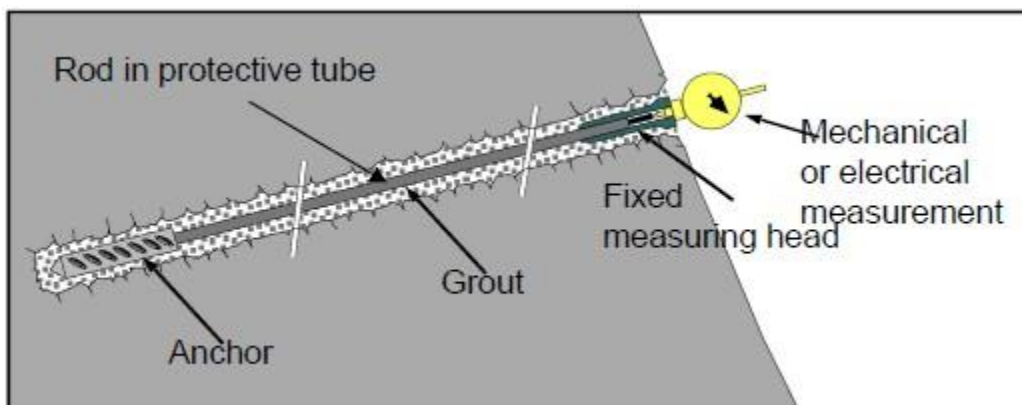


Abbildung 14: Stangenextensometer im Einbau

Heutzutage gibt es die Möglichkeit die Messwerte automatisch aufzuzeichnen indem man statt der Messuhr einen Differentialtransformator (LVDT, Linear Variable Differential Transformer) verwendet. Extensometer werden unter anderem verwendet, um die Tiefe

des Einflusses, der durch den Tunnelvortrieb entsteht, zu untersuchen. Durch die Verwendung von Totalstationsmessungen (absolute Verschiebungen) beschränken sich heutzutage die relativen Messungen mit Extensometern auf Spezialanwendungen (Natau et al. 2003).

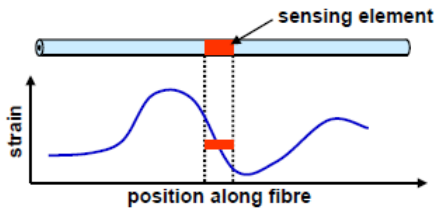
2.1.4 Faseroptische Messmethoden

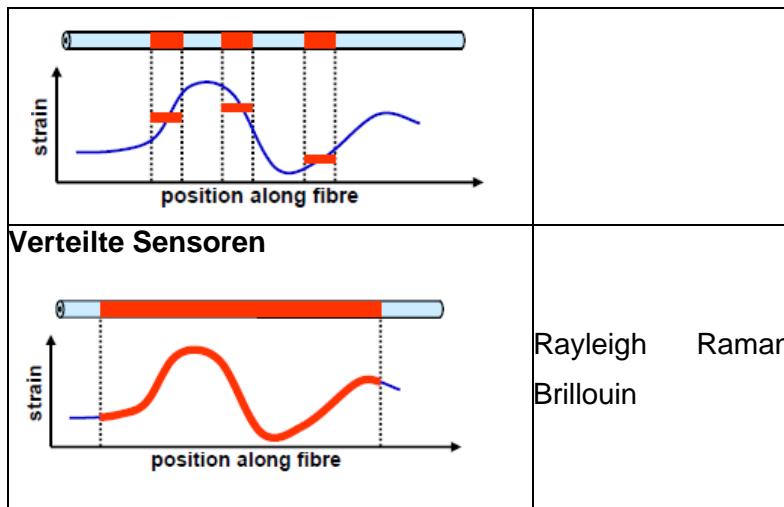
2.1.4.1 Prinzipienbeschreibung FOS

Faseroptische Sensoren werden seit ca. 20 Jahren erfolgreich für die Überwachung von Infrastrukturbauten eingesetzt. Die größte Verbreitung haben diese Sensoren bei Brücken- und Gebäudebauten. Aufgrund der sehr hohen Auflösung von 1/1000 mm (= 1 Mikrometer) sind diese Messverfahren sehr gut für die Früherkennung von Bauwerksveränderungen geeignet. Für die Überwachung von Tunnel wurden diese Sensoren bisher nur in wenigen Testinstallationen eingesetzt. Detaillierte Untersuchungen zur optimalen Auswahl von Messgerät und faseroptischem Sensorkabel fehlen bisher.

Faseroptische Messsysteme koppeln Licht in Glasfasern ein und werten das rückgestrahlte Licht aus. Je nach Messverfahren werden die Wellenlänge, Intensität oder die Frequenz aufgezeichnet. Diese primären Messgrößen verändern sich bei Dehnungs- und Temperaturänderungen. Grundsätzlich kann zwischen punktwisen, quasiverteilten und verteilten Messverfahren unterschieden werden (Döring et al. 2016).

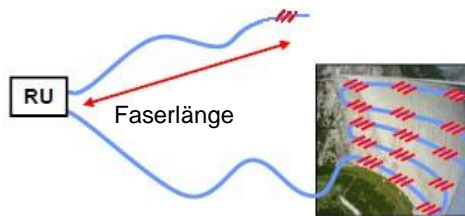
Tabelle 2: Übersicht faseroptische Sensoren

<p>Einzelpunktsensoren</p> 	<p>Fabry Perot</p> <p>SOFO</p>
<p>Quasi-verteilte Sensoren</p>	<p>FBG</p>



Durch den Umstand, dass nur Licht und keine elektrischen Impulse in die Faser eingekoppelt werden, ergeben sich eine Reihe von Vorteilen gegenüber herkömmlichen geotechnischen Messmethoden:

- Unempfindlich gegenüber elektromagnetischen Störungen (Gewitter, Oberleitung beim Zug)
- Faseroptischen Messgerät kann bei Bedarf weit weg vom eigentlichen Überwachungsgebiet sein



- Keine elektrische Versorgung der Sensoren (dadurch Anwendung in explosiven und feuerempfindlichen Umgebungen)

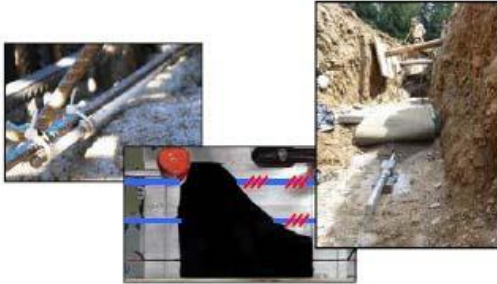


- Mehrere Sensoren entlang einer Faser bzw. gesamte Faser als Sensor

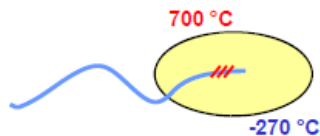


- Wenig Verkabelung (Eine Zuleitung für unzählige Messpositionen)

- Geringe Dimensionen und wenig Gewicht (ändert die Statik des zu überwachenden Objektes in den meisten Fällen nicht signifikant)
- Kann in Strukturen eingebettet werden (Messungen vom inneren eines Objektes)



- Hält extremen Temperaturen stand (je nach Beschichtung)



Bei punktuellen Messverfahren befindet sich nur eine Messposition entlang der Faser. Dies bringt gegenüber herkömmlichen elektrischen Messverfahren keine Vorteile und wurde daher für das vorliegende Projekt nicht in Betracht gezogen. Quasiverteilte Messverfahren ermöglichen die Anordnung einer Vielzahl von Sensoren entlang der Glasfaser. Ein Beispiel für ein solches Messverfahren sind Faser-Bragg-Gitter (FBG) Sensoren. Eine Lichtquelle sendet dabei breitbandiges Licht in die Glasfaser. Die FBG Sensoren wirken wie teildurchlässige Spiegel, welche nur eine bestimmte Wellenlänge in Abhängigkeit des Gitterabstandes reflektieren (siehe Abbildung 15). Wenn lokal Temperatur- oder Dehnungsänderungen auftreten, ändert sich der Gitterabstand und somit auch die Wellenlänge des reflektierten Lichtes. Zur Trennung von Temperatur und Dehnung werden üblicherweise weitere FBGs installiert, welche mechanisch vom Objekt entkoppelt sind und daher nur auf Temperaturänderungen reagieren. Die Messwerte an diesen Positionen werden im Rahmen der Auswertung zur Temperaturkompensation der Dehnungssensoren eingesetzt. Da FBGs einen sehr hohen Rückstrahlgrad besitzen, sind Messungen mit hoher Präzision und hoher Frequenz möglich. Genauigkeiten von besser als 1 $\mu\text{m}/\text{m}$ sind für die Verformung erreichbar und Messfrequenzen von mehreren kHz realisierbar. Der hohe Rückstrahlgrad ermöglicht zudem eine stabile, genaue Messung für sehr lange Beobachtungszeiträume. Durch die Anordnung einer Vielzahl

von Sensoren (typ. 15) in einer Faser wird gegenüber herkömmlichen Techniken (elektrische Messtechnik) erheblich an der Anzahl von Messleitungen gespart. Zudem ist eine (auch nachträgliche) Erweiterung der Messstellen auf mehrere hunderte Kanäle und lange Strecken (z.B. 5 km) mit einfacher, kostengünstiger Anpassung der Auswerteelektronik möglich.

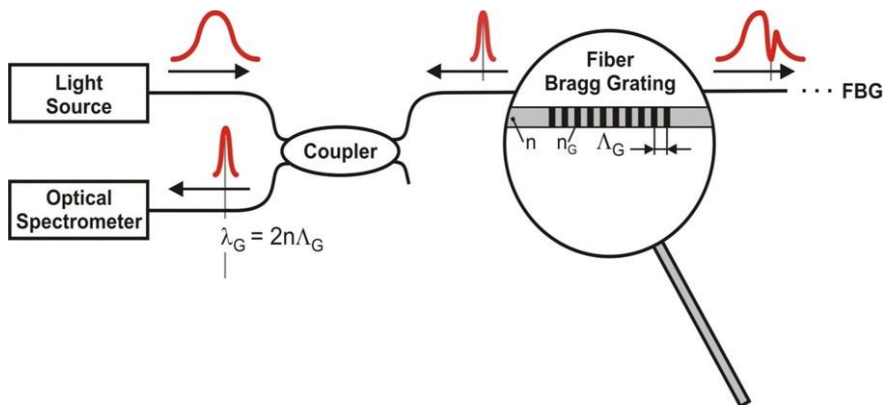


Abbildung 15: Funktionsprinzip Faser Bragg Gitter

Verteilte Messverfahren können je nach Messinstrument entweder einseitig oder in einer Schleife gemessen werden (siehe Abbildung 16).

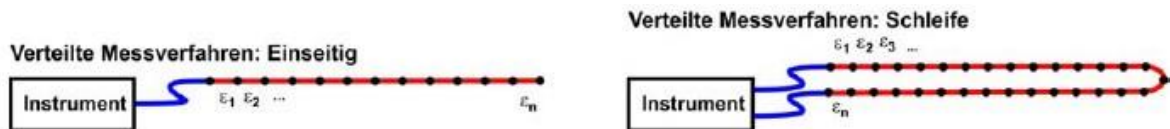


Abbildung 16: Verteilte Messsysteme

Verteilte faseroptische Messverfahren nutzen die gesamte Faser als sensitives Element. Dadurch ist eine lückenlose Dehnungsmessung möglich. Da die natürliche Rückstreuung einer Faser jedoch nur sehr gering ist, sind längere Messzeiten von bis zu mehreren Minuten erforderlich und die erreichbare Präzision der Verformungen liegt üblicherweise im Bereich von 10 – 20 $\mu\text{m}/\text{m}$. Die räumliche Auflösung ist von der Pulslänge und dem Messprinzip des eingesetzten Systems abhängig und beträgt 1 cm bei kurzer Reichweite und typischerweise 50 cm bei Reichweiten von mehreren Kilometern. Die Dehnungsmessung kann entweder auf der Rayleigh oder Brillouinrückstreuung basieren. Messgeräte die auf der Ramanstreuung aufbauen wurden für dieses Projekt

ausgeschlossen, da sie nur Temperaturänderungen aufzeichnen. Abbildung 17 zeigt das Brillouinrückstreuspektrum eines 60 m langen Faserabschnittes. Klar erkennbar ist die Grundrückstrahlfrequenz der Faser von ca. 10,55 GHz. An drei Stellen der Faser wurden Dehnungsänderungen aufgebracht, wodurch sich die Brillouinfrequenz des rückgestrahlten Lichtes ändert. Eine Änderung der Frequenz tritt auch bei Temperaturänderungen auf, weshalb üblicherweise, parallel zum Dehnungsmesskabel, ein Temperaturmesskabel installiert wird.

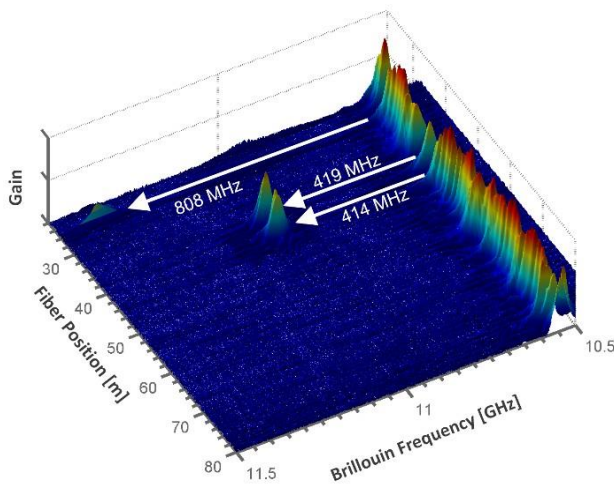


Abbildung 17: 3D-Spektrum der Brillouinrückstreuung

Zur Umrechnung der primären Messgrößen (Brillouinfrequenzverschiebungen) in Dehnungen bzw. Temperaturen kalibrieren wir die Sensorkabel auf unserer Kalibrieranlage (siehe Abbildung 18) im IGMS Messlabor an der TU Graz (Monsberger und Lienhart 2017).

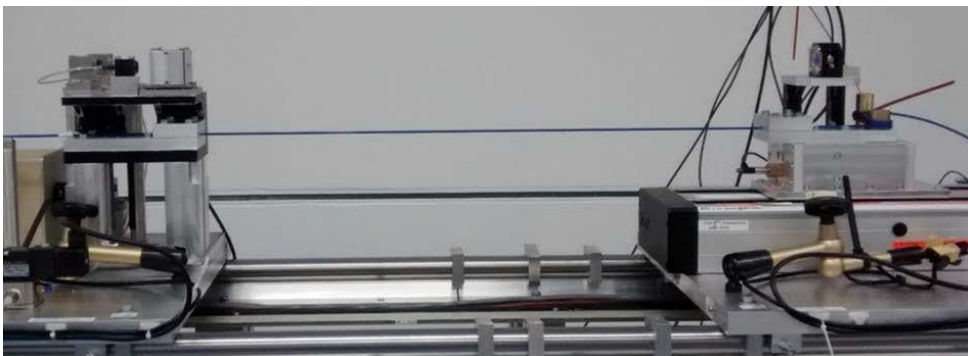


Abbildung 18: Kalibrieranlage am IGMS

Im Rahmen des Projekts Semmering-Basistunnel werden Brillouinmessungen bereits seit mehreren Jahren erfolgreich zur Überwachung der Deponie Longsgraben eingesetzt (Moser et al. 2016).

2.1.4.2 Bisherige FOS-Projekte im Tunnelbau

Bisher wurden nur wenige Umsetzungen faseroptischer Messsysteme in rauer Tunnelumgebung durchgeführt.

Im Zuge einer Diplomarbeit an der Technischen Universität Graz am Institut für Felsmechanik und Tunnelbau wurde bereits beim selben Baulos SBT 1.1 eine verteilte faseroptische Installation vorgenommen (Lukas Wagner 2017) & (Monsberger und Lienhart 2017). Dabei wurde jedoch ein anderes faseroptisches Messinstrument (als im Projekt VIF 2015) verwendet, was eine andere Auswertemethode (OFDR) anwendet. Dabei können höhere Genauigkeiten und Ortsauflösungen erreicht werden, jedoch liegt die maximale Messlänge bei ca. 2 km. Dies kann bei Installation von mehreren Messquerschnitten bald zu einer möglichen Einschränkung werden. Mit dem Messgerät welches für das Projekt VIF 2015 angedacht ist, ist es möglich Faserlängen von ca. 25 km zu messen.

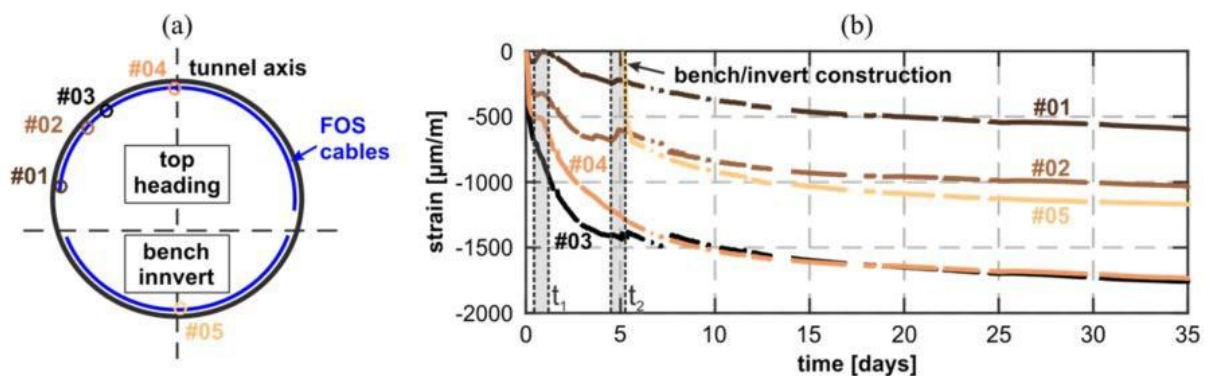


Abbildung 19: (a) Schematische Darstellung der FOS Installation und (b) kontinuierliche Messungen an fünf Positionen entlang dem instrumentierten Tunnelquerschnitt (Quelle: (Monsberger und Lienhart 2017))

Zwei weitere verteilte faseroptische Installationen, zum einen in einem bestehenden Tunnel und zum anderen in einem neuen Tunnel wurden in England durchgeführt

(Elshafie et al. 2015). Im ersten Fall wurde 2 m unterhalb des bestehenden Tunnels (Durchmesser von 2,97 m) ein neuer Tunnel mit einem weitaus größeren Durchmesser von 11 m parallel dazu gebaut. Im bestehenden Tunnel wurde auf einer Länge von 40 m faseroptische Sensoren angeklebt, um die Effekte des Bauvortriebs überwachen zu können. Es wurden 5 Querschnitte und eine Längsachse an der Firste installiert (siehe Abbildung 20). Das Monitoring wurde über 11 Monate lange durchgeführt.

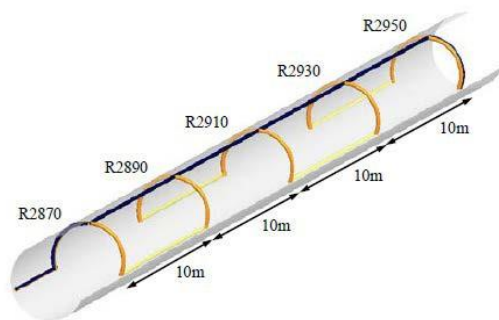


Abbildung 20: DFOS Installation im bestehenden Tunnel (Quelle: Elshafie et al. 2015)

Bei Neubauten bietet die klassische geodätische Vermessung von Bireflextargets bzw. Prismen zwar eine gute Möglichkeit für das tägliche Monitoring in Bezug auf die Sicherheit während des Vortriebs. Es liefert jedoch wenig Informationen über das bauliche Verhalten des Tunnels. Im Zuge der Konstruktion des „Crossrail Liverpool Street Station Tunnels“ wurden insgesamt vier Schleifen mit verteilten faseroptischen Sensoren installiert (Elshafie et al. 2015). Jede Schleife bestand aus insgesamt ca. 105 m Faserlänge (siehe Abbildung 21). Insgesamt wurden vier Messepochen mit dem Gerät Yokogawa AQ8603 BOTDR gemessen. Das Monitoring mit verteilten faseroptischen Sensoren lieferte eine sehr gute Grundlage für den baulichen Zustand des Tunnels und somit konnte z.B. die Dicke des Spritzbetons bzw. die Menge an Anker je nach Situation besser abgestimmt werden. Die Installation zeigte, dass mit dem richtigen Kabeltyp der Sensor ohne Probleme den Vorgang des Betonierens übersteht.

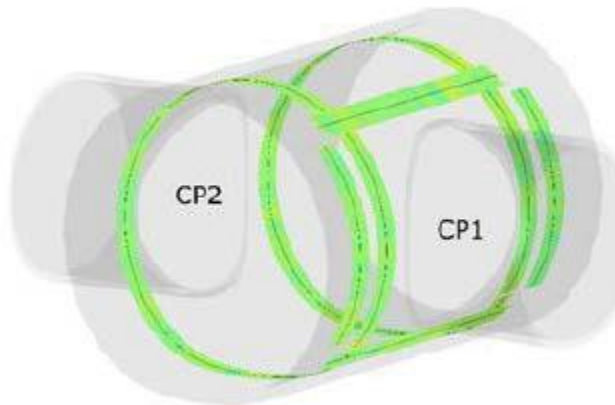


Abbildung 21: Installation in neuem Tunnel (Quelle: Elshafie et al. 2015)

Auch in Singapur wurden mehrere Messquerschnitte eines Tunnelbauprojektes mit verteilten faseroptischen Sensoren ausgestattet und mit dem Messsystem Brillouin Optical Time Domain Reflectometry (BOTDR) überwacht. Insgesamt wurden in diesem Projekt 12 Messquerschnitte mit faseroptischen Sensoren ausgestattet (Mohamad et al. 2007).

2.1.4.3 Ansatz im VIF 2015 Projekt

Zur Auswahl geeigneter Sensorkabel für die Brillouinmessung sollen unterschiedliche Dehnungs- und Temperatursensorkabel in einem Labortest untersucht werden. Dafür sollen entlang der oberen und unteren Armierungslage diverse faseroptische Kabel geführt werden. Die Sensorkabel werden mit Kabelbindern an die Längsarmierung angebunden. Für die Dehnungserfassung werden Sensorkabel mit einer strukturierten Oberfläche eingesetzt, sodass der endgültige Verbund mit dem Beton über die gesamte Kabellänge gewährleistet ist. Im Falle der Temperaturkabel besteht zwischen Glasfaser und Schutzhülle kein Verbund, sodass auftretende Dehnungen nicht auf die Glasfaser übertragen werden. Ob diese Voraussetzungen tatsächlich erfüllt ist, soll der Laborversuch zeigen. Zur Messung sollen alle Sensorkabel zu einer Messschleife verbunden und über ein Zuleitungskabel an das Brillouinmessgerät angeschlossen werden.

Zum Vergleich sollen drei unterschiedliche Arten von FBG Sensoren mit parallel geführter Temperaturkompensation eingebaut werden. Erstens einbettbare Faser-Bragg-Gitter

Sensoren (klassischer Betondehnungsaufnehmer in optischer Ausführung) auf der unteren und oberen Lage des Bewehrungsgitters und mittels Kabelbinder fixiert. Zweitens sollen beschichtete optische Dehnmessfasern (Type Optimet-PKF) mit je 13 Faser-Bragg-Gittern im Abstand von 60 cm direkt auf die Bewehrungsgitter appliziert (geklebt). Drittens werden anschweißbare Faser-Bragg-Gitter-Sensoren auf einem Metallband an der Unterseite des Testträgers angebracht.

Zielsetzung der Brillouinmessungen im Laborversuch ist der Nachweis der Kabeltauglichkeit und die Beurteilung des Gesamtsystems. Nach der erfolgreichen Auswahl der Sensoren sollen diese im Semmering-Basistunnel Baulos SBT 1.1 Gleis 2 eingebaut werden.

Ausgehend von einem Messschrank, indem sich die Messgeräte sowie anderes technisches Equipment befindet, soll ein Bündelfaserkabel zu den Sensoren führen. Für die verteilten faseroptischen Messungen sollen jeweils in der bergseitigen sowie tunnelseitigen Bewehrungsschicht ein Dehnungssensor sowie ein Temperatursensor zueinander parallel geführt werden. Zwischen Kalotte und Strosse/Sohle ergibt sich durch das zeitlich versetzte Auffahren ein Bereich der nicht ausgestattet werden kann.

Zum Vergleich werden 7 FBG Sensoren an einen zusätzlichen Träger angebracht und im Messquerschnitt aufgestellt. Weiter sind im oberen Kalottenbereich drei Körbe mit FBG-Sensoren angedacht. Die Messungen sollen dabei vollautomatisch vom Messschrank durchgeführt und mittels Fernwartung überwacht werden.

Die Vorteile der faseroptischen Sensoren stechen vor allem durch die hohe Präzision und den geringen Verkabelungsaufwand hervor. Weiters sind auch Messungen in Strosse/Sohle möglich, welche mit klassischen geodätischen Methoden nicht möglich wären. Ein weiterer Vorteil ist, dass für ein Langzeitmonitoring nur ein Kabel durch die Dichtungsschicht geführt werden muss, um von Außenschale in die Innenschale zu kommen. Der Umstand, dass die Messsysteme weder mechanisch bewegliche Teile noch elektrische Komponenten verfügen, führt dazu, dass eine niedrige Ausfallsrate und somit eine Langzeitverfügbarkeit erreicht werden kann.

2.1.5 Zusammenfassung

Derzeit eingesetzte Messverfahren im Tunnelbau haben einerseits den Nachteil, dass entweder freie Sicht zur Überwachungsstelle notwendig ist und damit Messungen mit Tunnelsperren verbunden sind, oder die Messungen mit elektrischen Sensoren durchgeführt werden, bei welchen hohe Ausfallraten im Falle von Dauermessungen auftreten.

Als zukunftsweisende Technologie bieten faseroptische Sensoren mehrere Vorteile. An der Messstelle selbst sind keine beweglichen oder elektrischen Komponenten und somit ist eine lange Verfügbarkeit der Sensoren zu erwarten. Das Messgerät selbst kann große Distanzen vom Messort entfernt sein und sich z.B. in einem Querschlag oder außerhalb des Tunnels befinden. Dadurch sind Langzeitmessungen ohne Behinderung des Tunnelbetriebs möglich. Kritische sind jedoch die Langzeitstabilität der einzelnen Kabelkomponenten, sodass auch im Langzeitbetrieb eine zuverlässige Dehnungsübertragung auf den Kern der Glasfaser stattfindet und eine zuverlässige Temperaturkompensation.

2.1.6 Literatur

Austrian Society for Geomechanics (Hg.) (2014): Geotechnical Monitoring in Conventional Tunnelling. Handbook. Salzburg.

Döring, Heinz; Habel, Wolfgang; Lienhart, Werner; Schwarz, Willfried (2016): Faseroptische Messverfahren. In: Willi Freeden und Reiner Rummel (Hg.): Handbuch der Geodäsie, Bd. 10. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, S. 1–48.

Dunnicliff, John (1993): Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. New York: Wiley (A Wiley-Interscience publication).

Elshafie, Mohammed; Gue, Chang; Battista, Nicky de; Alhaddad, Mehdi; Welcock, Matthew; Soga, Kenichi; Mair, Robert (2015): A Tale of Two Tunnels—Understanding the

Performance of Existing and New Tunnels during Construction Works. In: Fu-Kuo Chang und Fotis Kopsaftopoulos (Hg.): Structural Health Monitoring 2015. Structural Health Monitoring 2015, 2015: Destech Publications.

Lukas Wagner (2017): Concept and realisation of a distributed fibre-optic sensing system for direct and continuous strain measurement in a shotcrete lining.

Mohamad, Hisham; Bennett, Peter J.; Soga, Kenichi; Mair, Robert J.; Lim, Chi-Sharn; Knight- Hassell, Christopher K.; Ow, Chun Nam (2007): Monitoring Tunnel Deformation Induced by Close-Proximity Bored Tunneling Using Distributed Optical Fiber Strain Measurements. In: Jerry DiMaggio (Hg.): Proceedings of the 7th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics. 7th FMGM 2007 ; September 24 - 27, 2007, Boston, Massachusetts. Seventh International Symposium on Field Measurements in Geomechanics. Boston, Massachusetts, United States, September 24-27, 2007. S.I.: American Soc. of Civil Engineers Geo Inst (Geotechnical special publication, 175), S. 1-13.

Monsberger, Christoph; Lienhart, Werner (2017): In-situ Deformation Monitoring of Tunnel Segments using High-resolution Distributed Fibre Optic Sensing. 12 p. 8th International Conference on Structural Health Monitoring (SHMII-8). Brisbane, Australien, 2017.

Moser, Florian; Lienhart, Werner; Woschitz, Helmut; Schuller, Hartmut (2016): Long-term monitoring of reinforced earth structures using distributed fiber optic sensing. In: *J Civil Struct Health Monit* 6 (3), S. 321–327. DOI: 10.1007/s13349-016-0172-9.

Natau, O.; Fecker, Edwin; Pimentel, Erich (Hg.) (2003): Geotechnical measurements and modelling. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Measurements and Modelling, 23 - 25 September 2003, Karlsruhe, Germany. International Symposium on Geotechnical Measurements and Modelling.

Szwedzicki, T. (Hg.) (1993): Geotechnical instrumentation and monitoring in open pit and underground mining. Proceedings of the Australian Conference on Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining, Kalgoorlie, Western Australia, 21 - 23 June 1993. Australian Conference on Geotechnical Instrumentation and

Monitoring in Open and Underground Mining; Australian Conference on Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining.

VMT GmbH: Ringkonvergenz-Messsystem RCMS. Monitor Process. Online verfügbar unter http://vmt-gmbh.de/wp-content/uploads/2013/07/1_rcms_de.pdf, zuletzt geprüft am 23.03.2018.

2.2 Numerische Simulation (Arbeitspaket 2)

langfristige Gebirgsdruckentwicklung und Auswirkung auf die Tunnelauskleidung

2.2.1 Verfasser des Berichts

Dipl.-Ing. Michael R. Henzinger – Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU Graz
Institutsleiter: O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.mont. Wulf Schubert

2.2.2 Numerische Untersuchungen

Numerische Untersuchungen mit dem Ziel, Verschiebungen in der Auskleidung nach Fertigstellung des Vortriebs zu erfassen wurden durchgeführt. Durch eine Verschlechterung sowohl des Gebirges, als auch des Ausbaus soll der Alterungsprozess simuliert werden. Dies führt zu einem erneuten Spannungsumlagerungsprozess, wodurch es zu Verformungen der Auskleidung und einer Änderung der Beanspruchung kommt. Weiters soll die erforderliche Präzision des Messsystems ermittelt werden, um zuverlässig kritische Zustände erkennen zu können..

Die Simulationen sollen zur Verifikation der Feldversuche dienen. Hierbei sollen alle verformungsrelevanten Parameter, wie Spannungszustand, Trennflächen, Ausbau und Baufortschritt in das numerische Modell einfließen. Des Weiteren sollen die Ursache und Art der Beanspruchung untersucht werden.

Aus den oben genannten Aufgaben können zwei Arbeitsschritte abgegrenzt werden: Die Untersuchung des Alterungsprozesses, welche in Kapitel 2.2.2.1 behandelt wird und die numerische Untersuchung des Feldversuchs in Kapitel 2.2.2.2.

2.2.2.1 Numerische Untersuchungen zum Alterungsprozess

Die 2D numerischen Simulationen im Rahmen der Simulationen zum Alterungsprozess wurde mit der Finiten Elemente Software RS2 (Rocscience Inc., 2018a) durchgeführt. Das „Mohr-Coulomb“ Stoffgesetz wurde hierfür gewählt, da die mechanischen Eigenschaften einfach evaluiert werden können. Die Gebirgsparameter sind in Tabelle 3 aufgelistet.

Die Parameter der Außenschale sind in Tabelle 4, die der Innenschale in Tabelle 5 sowie des Interfaces zwischen Außen- und Innenschale in Tabelle 6 gelistet.

Nachfolgende Modelle wurde zur Ermittlung der zeitabhängigen Verschiebungsverläufe herangezogen und erläutert. Bei allen Modellen in der Studie wurde eine kreisförmige äußere Modellbegrenzung mit einem Radius elf mal dem Tunnelradius verwendet.

- Homogenes Modell mit Gebirgs- Ausbualterung
- Ablösen eines Blockes aus dem Gebirgsverbund
- Scherversagen entlang eines Trennflächengefüges

Tabelle 3: Gebirgs- und Ausbruchparameter.

Eigenschaft	Einheit	Wert
Tunnelradius	[m]	4
E-Modul	[MPa]	15.000
Querdehnzahl	[-]	0,25
Reibungswinkel	[°]	30
Restreibungswinkel	[°]	27
Dilatanzwinkel	[°]	0
Kohäsion	[MPa]	1,2
Restkohäsion	[MPa]	0
Zugfestigkeit	[MPa]	2
Seitendruckbeiwert	[-]	1

Tabelle 4: Mechanische Eigenschaften Außenschale.

Eigenschaft	Einheit	Wert
Dicke	[m]	0,2
Druckfestigkeit	[MPa]	28

Zugfestigkeit	[MPa]	2,2
E-Modul	[MPa]	15.000
Querdehnzahl	[-]	0,2

Tabelle 5: Mechanische Eigenschaften der Innenschale.

Eigenschaft	Einheit	Wert
Dicke	[m]	0,2
Druckfestigkeit	[MPa]	33
Zugfestigkeit	[MPa]	2,6
E-Modul	[MPa]	31.000
Querdehnzahl	[-]	0,2

Tabelle 6: Mechanische Eigenschaften des Interfaces zwischen Außenschale und Innenschale.

Eigenschaft	Einheit	Wert
Normalsteifigkeit	[MPa/m]	100.000
Schersteifigkeit	[MPa/m]	1.000

Die Radialkonvergenzen bei einem Tunnelvortrieb sind zu einem großen Teil von der Entfernung zur Ortsbrust abhängig. Hieraus ergibt sich neben der Verschiebungsverteilung des Profils in 2D auch eine räumliche Verteilung, abhängig von der räumlichen Distanz des Einbaus vom Spritzbeton zur Ortsbrust. Eine Möglichkeit, diesen Effekt in 2D nachzubilden beinhaltet eine Pausierung der Berechnung vor Erreichen des Gleichgewichts. Durch Reaktionskräfte, welche an den Knotenpunkten der Ausbruchslaibung in Richtung des Gebirges angesetzt werden, kann ein frühzeitiges Gleichgewicht vorgetauscht werden. Die Größe dieser Reaktionskräfte ist vom Abstand zur Ortsbrust abhängig. Pilgerstorfer (2008) hat ein analytisches Verfahren erarbeitet, welches die Ermittlung der anzusetzenden Knotenkräfte auf Basis der Entfernung des Einbaus der Auskleidung zur Ortsbrust und der Festigkeitsparameter des Gebirges ermöglicht. Mit einem angenommenen Abstand des Einbaus der primären Stützmittel von 2 m zur Ortsbrust ergeben sich Knotenkräfte welche 23 % des Primärspannungszustandes entsprechen.

2.2.2.1.1 Homogenes Modell

Zur Erfassung der Verschlechterung der Festigkeitseigenschaften von Gebirge und Ausbau wurde ein homogenes, radialsymmetrisches Modell mit viereckigen und symmetrisch angeordneten, nichtlinearen Elementen erstellt. Dies verhindert netzbedingte Einflüsse und erhöht gleichzeitig die Genauigkeit der Ergebnisse.

In zwei Serien wurden jeweils die Festigkeitsparameter von Gebirge und Ausbau verringert. Folgende Berechnungsschritte wurden durchgeführt:

1. Berechnung des Primärspannungszustands.
2. Ermittlung des Gleichgewichts 2 m hinter der Ortsbrust bei 23 % des Primärspannungszustands.
3. Einbau der Aussenschale und Ermittlung des Gleichgewichtszustandes
4. Einbau der Innenschale mit erneuter Gleichgewichtsberechnung (Hierbei ist zu beachten, dass sich das System bereits durch den vorhergehenden Berechnungsschritt im Gleichgewicht befindet).
5. Verringerung der Festigkeitsparameter in mehreren Schritten.

Gebirgsverschlechterung

Um unterschiedliche Auslastungsgrade zu erfassen, wurde der Primärspannungszustand variiert, entsprechend einer Überlagerung von 100 bis 1000m. Hierbei kann eine rein elastische Verformung, eine beginnende Plastifizierung, sowie ein bereits plastifizierter Hohlraumrand vor Einbau der Außenschale abgedeckt werden.

Die Gebirgsparameter wurden nach Einbau der Ausbruchssicherung sowie Erreichen des Gleichgewichtszustandes je Laststufe um jeweils 5 % auf 30 % der Ausgangsfestigkeit verringert. Folgende Berechnungen wurden hierbei durchgeführt.

1. 100 m Überlagerung (rein elastische Berechnung)
2. 300 m Überlagerung (beginnende Plastifizierung am Hohlraumrand bei 30 % Abminderung der Festigkeitsparameter)

3. 500 m Überlagerung (beginnende Plastifizierung am Hohlraumrand bei 15 % Abminderung der Festigkeitsparameter)
4. 700 m Überlagerung (rein plastische Berechnung)
5. 1000 m Überlagerung (rein plastische Berechnung)

Abbildung 22 zeigt die Änderung der Dehnungsdifferenzen in Umfangsrichtung, bezogen auf den Ausgangszustand. Hierbei ist jeweils die obere und untere Verformungsdifferenz in der Innenschale dargestellt. Die Gegenüberstellung der einzelnen Überlagerungen zeigt eine deutliche Zunahme der Dehnungen bei plastischen Verformungen. Bei 100 sowie 300 m Überlagerung, bis zu einer Verschlechterung von 15 % keine nennenswerten Verformungen feststellbar. Bei den Simulationen ab 500 m Überlagerung ist eine Zunahme der Umfangsdehnungsdifferenzen mit zunehmender Überlagerung erkennbar.

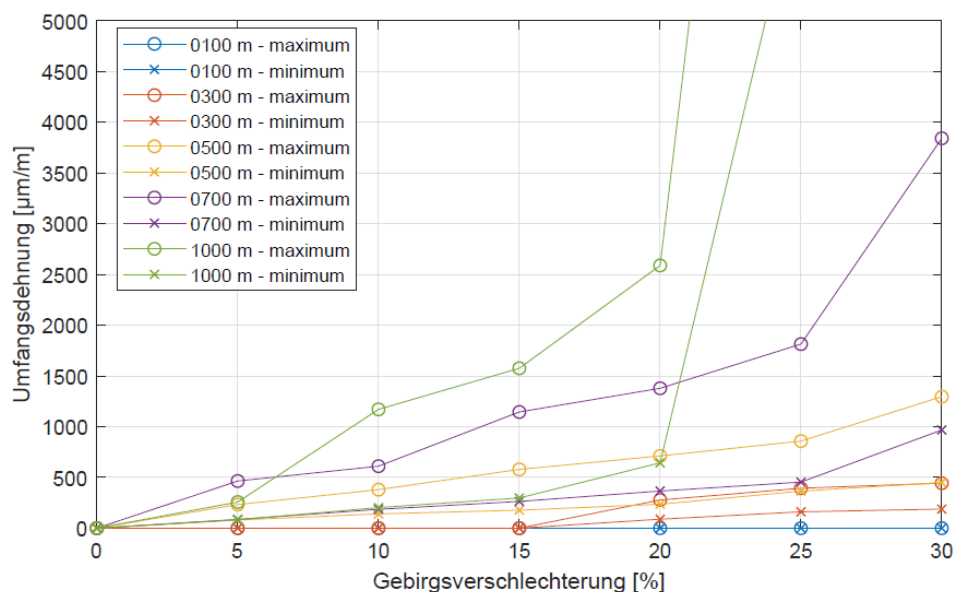


Abbildung 22: Gegenüberstellung der Entwicklung der Umfangsdehnungen bei fortschreitender Abminderung der Gebirgsfestigkeiten.

Ausbauverschlechterung

Bei der Verschlechterung des Ausbaus wurden die Festigkeitsparameter der Außenschale und Innenschale gleichzeitig bis auf 60 % kontinuierlich um jeweils 10% abgemindert. Abbildung 23 zeigt die Gegenüberstellung der Dehnungsentwicklung in Um-

fangsrichtung bei den Überlagerungen 500 m, 700 m und 1000 m. Eine Änderung der Umfangsdehnung ist erkennbar, sobald die Außenschale zu plastifizieren beginnt. Dies tritt bei einer Überlagerung von 500 m nicht, bei 700 m ab einer Ausbauschlechterung von 50 % und bei 1000 m ab 10 % Abminderung der Ausbaufestigkeit ein. Bei Letzterem beginnt die Innenschale ab 50 % Ausbauschlechterung zu plastifizieren.

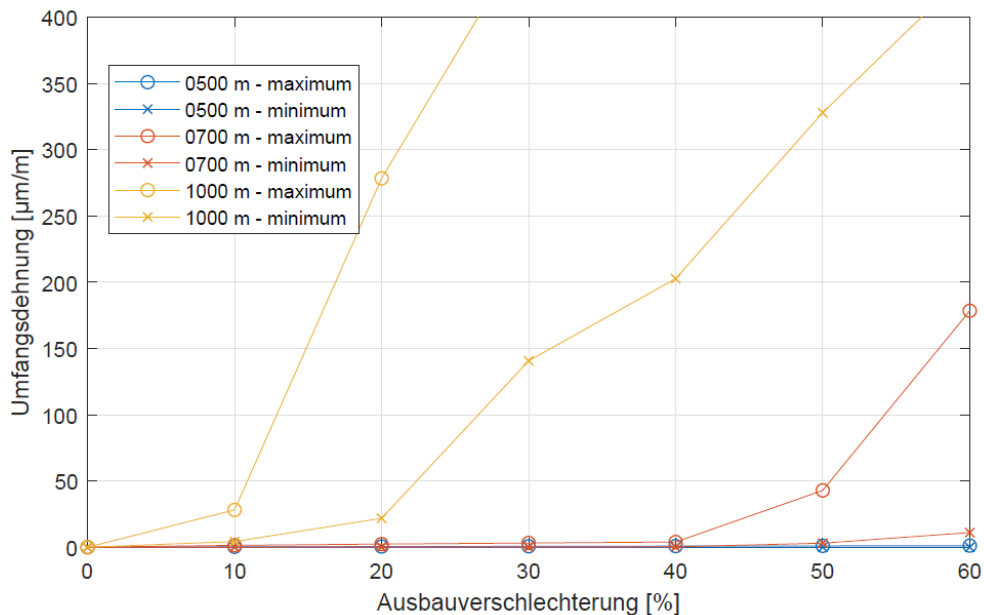


Abbildung 23: Gegenüberstellung der Entwicklung der Umfangsdehnungen bei fortschreitender Abminderung der Ausbaufestigkeiten.

2.2.2.1.2 Ablösen eines Blockes

Durch Verschlechterung der Trennflächeneigenschaften, den Aufbau von Kluftwasserdruck, oder dynamische Einwirkung kann sich ein Block aus dem Gebirge lösen und die Auskleidung zusätzlich beanspruchen. In diesem Fall muss ein zusätzlicher Lasteintrag aufgenommen werden. Das hieraus entstehende Verformungsbild soll mit einem entsprechenden Modell aufgezeigt werden. Nachfolgend sind die einzelnen Berechnungsschritte aufgelistet:

1. Berechnung des Primärspannungszustands.
2. Ermittlung des Gleichgewichts 2 m hinter der Ortsbrust bei 23 % des Primärspannungszustands.

3. Einbau der Außenschale und Ermittlung des Gleichgewichtszustandes
4. Einbau der Innenschale mit erneuter Gleichgewichtsberechnung (Hierbei ist zu beachten, dass sich das System bereits durch den vorhergehenden Berechnungsschritt im Gleichgewicht befindet).
5. Aktivierung der Trennflächen für Blockversagen.

Die mechanischen Parameter zur Beschreibung der bergseitigen Trennflächen sind in Tabelle 7 aufgelistet. Durch die niederen Festigkeitsparameter wird sichergestellt, dass sich der Block an beiden Trennflächen komplett ablöst.

Tabelle 7: Mechanische Eigenschaften der den Block begrenzenden Trennflächen.

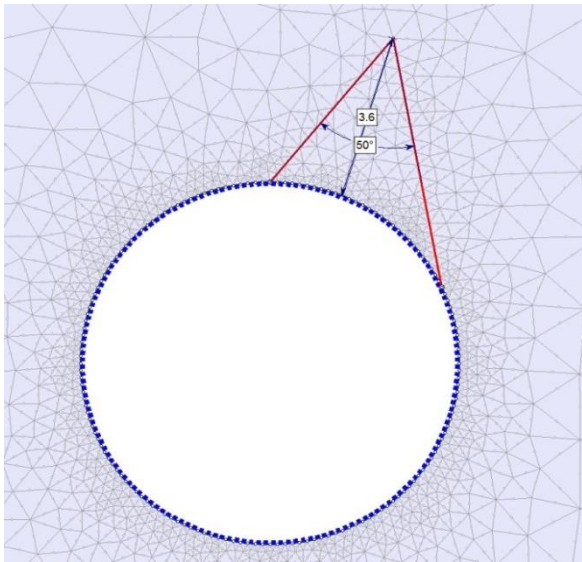
Eigenschaft	Einheit	Wert
Reibungswinkel	[°]	35
Restreibungswinkel	[°]	0
Kohäsion	[MPa]	0
Zugfestigkeit	[MPa]	0
Normalsteifigkeit	[MPa/m]	100.000
Schersteifigkeit	[MPa/m]	10.000

In Abbildung 24a ist das numerische Modell dargestellt. Der Block hat eine Tiefe von 3,6 m und befindet sich im rechten Firstbereich. Die begrenzenden Trennflächen haben einen Öffnungswinkel von 50°.

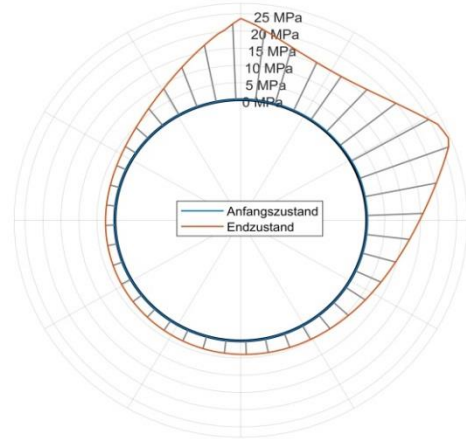
In Abbildung 24b ist die Verteilung der Normalspannung in der Innenschale vor und nach der Blockbildung dargestellt. Da die Innenschale nach Abklingen der Gebirgsverformungen eingebaut wird, ist diese zu Beginn unter Vernachlässigung des Eigengewichts frei von Normalspannung. Nachdem sich der Block auf die Auskleidung gelegt hat, ist eine starke Zunahme der Normalspannung, vor allem im Bereich der Verschneidung zwischen Tunnelprofil und Trennflächen zu erkennen. Die Größe des Blockes ist maßgebend für den Betrag der Normalspannung. Des Weiteren ist anhand des Normalspannungsverlaufs ersichtlich, wo sich der Block auf die Schale gelegt hat.

Abbildung 24c und Abbildung 24d zeigt die Radialverschiebungen der Außen- und Innenschale. In beiden Abbildungen ist zu erkennen, dass die Verschiebungen im Bereich der beiden Trennflächenverschnidungen zunehmen und im Bereich des abgelösten Blocks

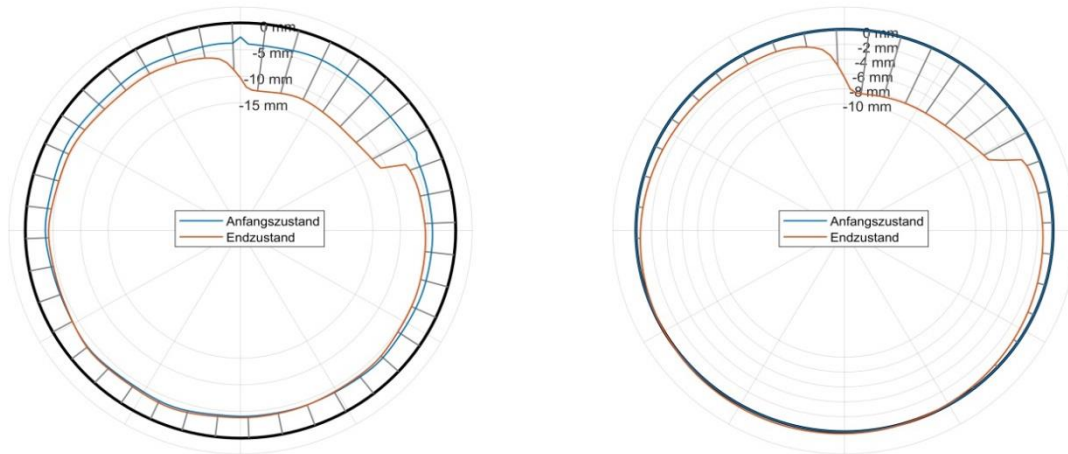
konstant bleiben. Da sich die Radialverschiebungen bei kreisförmigen Ausbruchsprofilen direkt in die Umfangsdehnung umrechnen lässt, sind die qualitativen Verläufe deckungsgleich.



(a) Numerisches Modell.



(b) Normalspannungsverteilung in der Innenschale



(c) Radialverschiebungen entlang der Außenschale

(d) Radialverschiebungen entlang der Innenschale

Abbildung 24: Numerisches Modell mit induziertem Blockversagen.

2.2.2.1.3 Scherversagen

Im Zuge der Gebirgsverschlechterung kann es zur Ausbildung von mechanisch wirksamen Trennflächen kommen, bzw. eine Verschlechterung der Trennflächeneigenschaften zu einem Scherversagen führen. Die hierfür notwendigen Berechnungsschritte sind nachfolgend aufgelistet:

1. Berechnung des Primärspannungszustands.
2. Ermittlung des Gleichgewichts 2 m hinter der Ortsbrust bei 23 % des Primärspannungszustands.
3. Einbau der Außenschale und Ermittlung des Gleichgewichtszustandes
4. Einbau der Innenschale mit erneuter Gleichgewichtsberechnung (Hierbei ist zu beachten, dass sich das System bereits durch den vorhergehenden Berechnungsschritt im Gleichgewicht befindet).
5. Aktivierung des Trennflächensystems.

Die mechanischen Parameter des Trennflächensystems sind in Tabelle 8 gelistet.

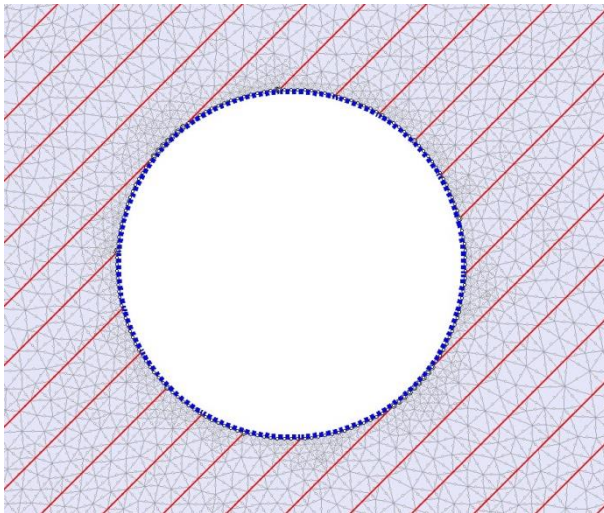
Tabelle 8: Mechanische Eigenschaften der Trennflächen.

Eigenschaft	Einheit	Wert
Reibungswinkel	[°]	35
Restreibungswinkel	[°]	0
Kohäsion	[MPa]	0
Zugfestigkeit	[MPa]	0
Normalsteifigkeit	[MPa/m]	100.000
Schersteifigkeit	[MPa/m]	10.000

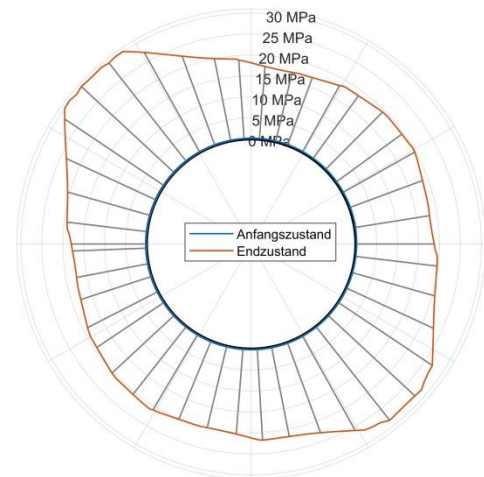
Abbildung 25a zeigt das numerische Modell. Die Trennflächen fallen unter einem Winkel von 45° zur Horizontalen ein. Der Trennflächenabstand beträgt 1 m.

In Abbildung 25b ist der Normalspannungsverlauf der Innenschale vor und nach Ausbildung des Trennflächensystems dargestellt. Wie in Kapitel 2.2.2.1.2 erläutert, ist die Innenschale vor Aktivierung der Trennflächen unbelastet. Nach Aktivierung des Trennflächensystems nimmt die Normalspannung deutlich zu. Spannungsspitzen bilden sich am linken Kämpfer und der rechten Sohle. In diesen Bereichen verlaufen die Trennflächen weitgehend parallel zur Ausbruchslaibung. Vor allem am linken Kämpfer kann ein Bereich mit konstantem Spannungsverlauf identifiziert werden.

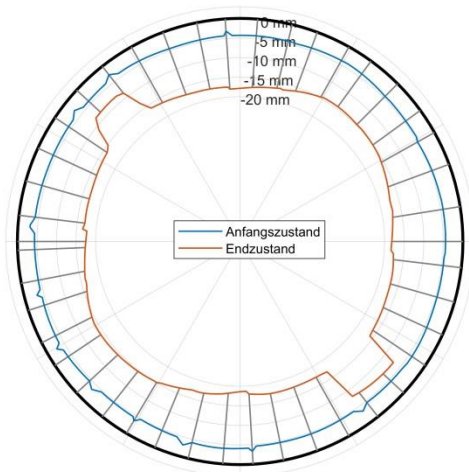
Abbildung 25c und Abbildung 25d zeigen die Radialkonvergenzen der Außen- und Innenschale. Nach Aktivierung der Trennflächen ist eine Zunahme der Radialverschiebung am gesamten Umfang zu erkennen. Sowohl in der Außen- als auch in der Innenschale können Bereiche mit niedrigeren Radialverschiebungen identifiziert werden. Diese treten dort auf, wo die Trennflächen annähernd parallel zur Ausbruchslaibung verlaufen.



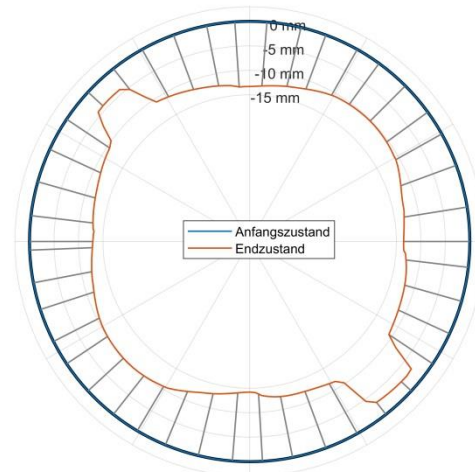
(a) Numerisches Modell.



(b) Normalspannungsverteilung in der Innenschale



(c) Radialverschiebungen entlang der Außenschale.



(d) Radialverschiebungen entlang der Innenschale.

Abbildung 25: Numerisches Modell mit induziertem Scherversagen.

2.2.2.2 Numerische Untersuchung des Feldversuchs

Der Feldversuch wurde numerisch nachgebildet, um Informationen bezüglich Spannungsumlagerung und Belastungsart zu erhalten. Da hierbei sowohl die anisotrope Gefügesituation als auch ein zur Tunnelachse verdrehter Spannungszustand berücksichtigt

werden muss, wurde das Modell in 3D erstellt. Hierfür kommt die Finite Elemente Software RS3 (Rocscience Inc., 2018b) zum Einsatz.

2.2.2.2.1 Modellparameter

Die numerisch relevanten Hauptspannungsorientierungen, Gebirgsparameter, sowie Trennflächendaten wurden 3G GRUPPE GEOTECHNIK GRAZ ZT GmbH (2014) entnommen und sind in den Tabelle 9 bis Tabelle 11 ersichtlich. Auf Grund der Anisotropie wurde das „Mohr-Coulomb“ Stoffgesetz unter Berücksichtigung der Trennflächenorientierungen gewählt. Hierdurch können in den vorgegebenen Orientierungen eigene Festigkeitsparameter gewählt werden.

Tabelle 9: Orientierung der Hauptnormalspannungen und der Tunnelachse.

Element	Fallrichtung [°]	Fallwinkel [°]	Gradient (k_0) [-]
σ_1	000	90	1
σ_2	045	00	0,9
σ_3	135	00	0,7
Tunnelachse	218	00	

Tabelle 10: Mechanische Eigenschaften des Gebirges.

Eigenschaft	Einheit	Wert
Überlagerung	[m]	230
E-Modul	[MPa]	2.000
Querdehnzahl	[-]	0,25
Dichte	[MN/m ³]	0,027
Reibungswinkel	[°]	22
Restreibungswinkel	[°]	22
Dilatanzwinkel	[°]	0
Kohäsion	[MPa]	1,2
Restkohäsion	[MPa]	1,2
Zugfestigkeit	[MN]	0

Tabelle 11: Mechanische Eigenschaften der Trennflächen.

Eigenschaft	Einheit	Trennflächenschar 1	Trennflächenschar 2
Fallrichtung	[°]	353	061
Fallwinkel	[°]	50	70
Dilatanzwinkel	[°]	0	0
Zugfestigkeit	[MPa]	0	0
Reibungswinkel	[°]	22	22
Restreibungswinkel	[°]	22	22
Kohäsion	[MPa]	0	0
Restkohäsion	[MPa]	0	0

Die Stützmittel wurden gemäß der Ausbaufestlegung (ÖBA SBT1.1, 2018), bestehend aus Außenschale und Ankern, modelliert.

Pro Abschlag wurden 10 IBO Anker R32-250 mit einer Länge von 4 m in radialer Richtung nachgebildet. In RS3 wurde hierfür das „Tieback“ Ankermodell verwendet. Dieses erlaubt die Modellierung von vollvermörtelten Ankern. Die numerischen Eingabeparameter sind in Tabelle 13 dargestellt. Die Verbundfestigkeit bzw. die Verbundsteifigkeit zwischen Gebirge und dem Anker wird über die elastischen Eigenschaften des Ankermörtels sowie dem Bohrloch- und Ankerdurchmesser bestimmt.

Nach Farmer (1975) lässt sich die Verbundsteifigkeit wie folgt ermitteln

$$k_b = \frac{2 \cdot \pi \cdot G}{\ln \left(1 + \frac{2 \cdot t}{D} \right)} \quad (1)$$

mit G ... Schubmodul des Ankermörtels

t ... Ringspaltstärke zwischen Bohrloch und Anker

D ... Bohrlochdurchmesser

Die Verbundsteifigkeit zwischen Gebirge und Anker kann durch Vernachlässigung der Reibungseinflüsse gemäß St. John & van Dillen (1983) ausgedrückt werden:

$$c_b = \pi \cdot (D + 2 \cdot t) \cdot \tau_I \cdot Q_B \quad (2)$$

mit D ... Bohrlochdurchmesser

t ... Ringspaltstärke zwischen Bohrloch und Anker

τ_I ... Scherfestigkeit des Ankermörtels

Q_B ... Qualität des Verbunds zwischen Mörtel und Gebirge (1 für perfekten Verbund)

Tabelle 12: Anker IBO R32-250 „Tieback“ (* angenommen).

Eigenschaft	Einheit	Wert
Außendurchmesser	[mm]	32
Innendurchmesser	[mm]	20
Nennquerschnitt	[mm ²]	370
Zugfestigkeit	[kN]	250
Restzugfestigkeit	[kN]	0
E-Modul	[MPa]	200 000
Bohrlochdurchmesser	[mm]	48
E-Modul Ankermörtel*	[MPa]	1000
Querdehnzahl Ankermörtel*	[-]	0,2
Verbundqualität*	[-]	1
Verbundfestigkeit	[MN/m]	3,02
Verbundsteifigkeit	[MN/m ²]	5125

Zur Modellierung der Außenschale wurde das Modell "Reinforced Concrete" verwendet. Dieses berücksichtigt neben dem Spritzbeton selbst auch den Einfluss des Baustahlgitters. Die Außenschale besteht aus Spritzbeton (SpC 20/25) mit einer Dicke von ca. 25 cm sowie zwei Baustahlgitterlagen AQ60 mit einem radialen Abstand von ca. 15 cm. Die Eingabeparameter für die Außenschale sind in Tabelle 13 gelistet. Diese wurden gemäß der Ausbaufestlegung (ÖBA SBT1.1, 2018) verwendet. Um die zeitliche Steifigkeitsentwicklung des Spritzbetons zu berücksichtigen, wurde der E-Modul in Abhängigkeit zum Ortsbrustabstand in vier Stufen erhöht.

2.2.2.2 Numerisches Modell

Das numerische Modell, welches in dieser Studie verwendet wird, ist in Abbildung 26 dargestellt. Um die Randeinflüsse gering zu halten, wurden die Abmessungen hoch

angesetzt (200 m, 200 m, 178 m). Die Abschlüsse wurden entsprechend dem Arbeitsablauf vor Ort eingearbeitet. Der Messquerschnitt befindet sich in der Mitte des Modells.

Tabelle 13: Außenschale „Reinforced Concrete“ (C20/25; AQ 60).

Eigenschaft	Einheit	Wert
Spritzbetondicke	[m]	0,25
E-Modul (Beton – unmittelbar nach Einbau)	[MPa]	1000
E-Modul (Beton – jung)	[MPa]	5000
E-Modul (Beton – mittel)	[MPa]	10000
E-Modul (Beton – alt)	[MPa]	30000
Querdehnzahl (Beton)	[-]	0,2
Drahtstärke	[mm]	6
Bewehrungsabstand (längs)	[m]	0,1
Bewehrungsabstand (quer)	[m]	0,15
Bewehrungsfläche	[m ² /m]	$5,65 \cdot 10^{-4}$
E-Modul (Stahl)	[MPa]	200.000
Trägheitsmoment	[m ⁴ /m]	$3,18 \cdot 10^{-6}$

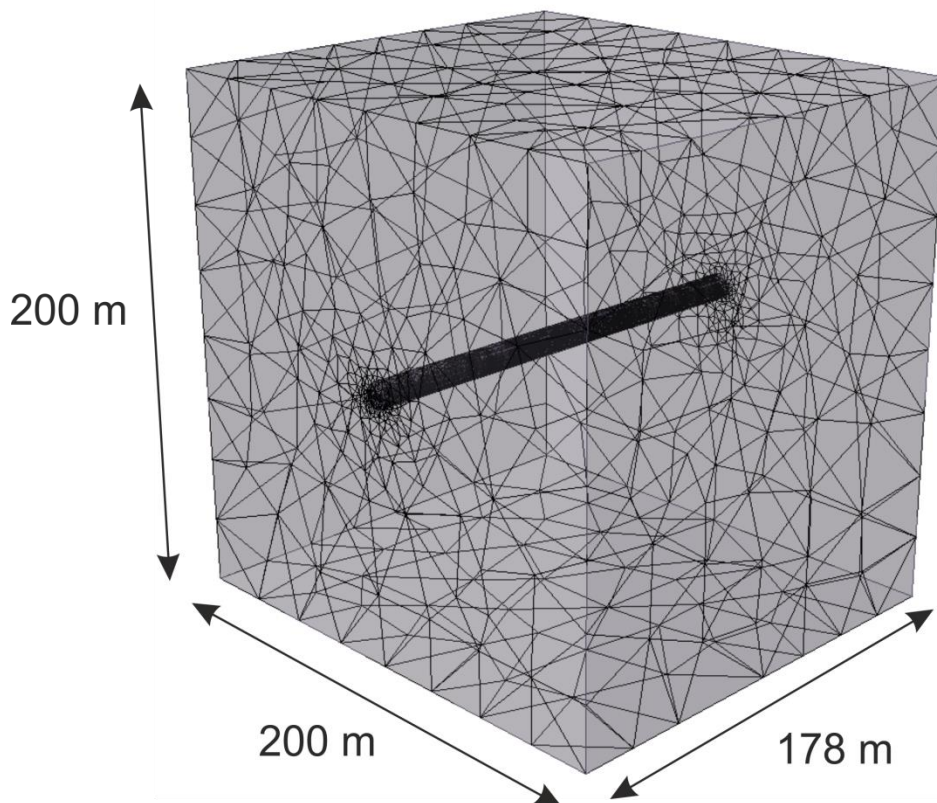


Abbildung 26: Modellabmessungen und Diskretisierung.

2.2.2.2.3 Modellverifizierung

Ein Vergleich der Profilverschiebungen zwischen gemessenen und numerisch berechneten Verschiebungen zeigt bei allen Messpunkten (MP 42 wurde erst ab der zweiten Epoche gemessen) eine gute Übereinstimmung (siehe Abbildung 27). Durch die leicht unterschiedlichen Positionen zwischen Messspiegel und Knotenpunkt des numerischen Netzes kommt es zu unterschiedlichen Ursprüngen der Verschiebungsmessungen.

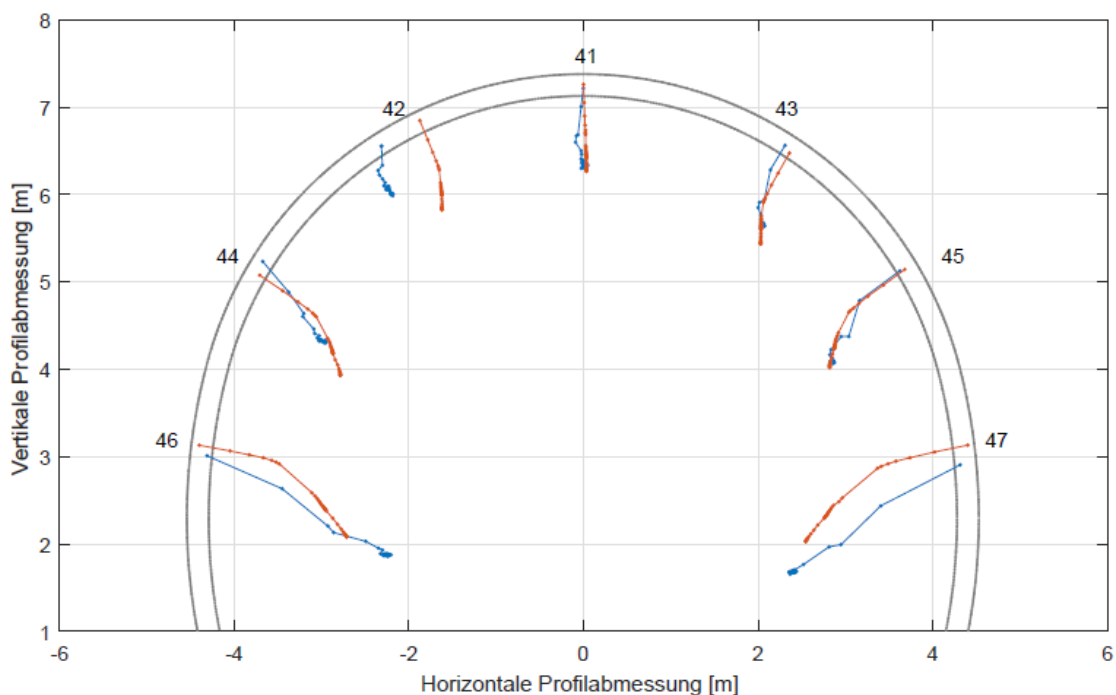


Abbildung 27: Vergleich zwischen gemessenen Verschiebungen (blau) und den Ergebnissen der numerischen Simulation (rot).

Zudem zeigt auch die Verschiebungsentwicklung, dargestellt in Abbildung 28 gute Übereinstimmung. Abweichungen können in den Ulmen beobachtet werden. Eine Anpassung des Seitendruckbeiwertes liefert jedoch keine zufriedenstellenden Ergebnisse. Der Grad an Übereinstimmung ist bei einem Vergleich zwischen numerischen und gemessenen Verschiebungen jedoch sehr zufriedenstellend.

2.2.2.2.4 Untersuchung des Spannungszustandes

Im Folgenden wird auf die Ergebnisse der numerischen Simulation mittels RS3 eingegangen. Abbildung 29 zeigt die Entwicklung des Dehnungsdeviators im Tunnelprofil ab dem Auffahren der Kalotte. Der Dehnungsdeviator stellt den Anteil der Dehnungen dar, welcher vom hydrostatischen Anteil abweicht. Somit spielt dieser eine wesentliche Rolle zur Beschreibung des lokalen Beanspruchungszustandes. Die Maxima des Beanspruchungsgrades bilden sich lokal im Bereich der Kalottenfüße aus. Nach Auffahren der Strosse/Sohle kommt es zu einer weiteren Ausprägung der deviatorischen Dehnungen. Diese sind an der rechten Ulme geringfügig größer als an der linken Ulme. Dies ist auf das lokale Trennflächengefüge zurückzuführen.

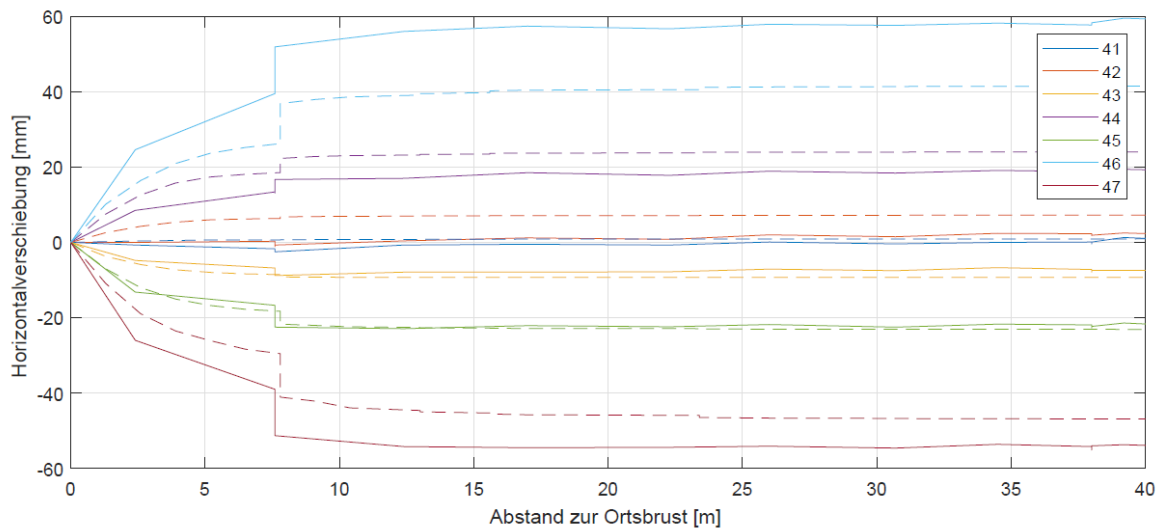
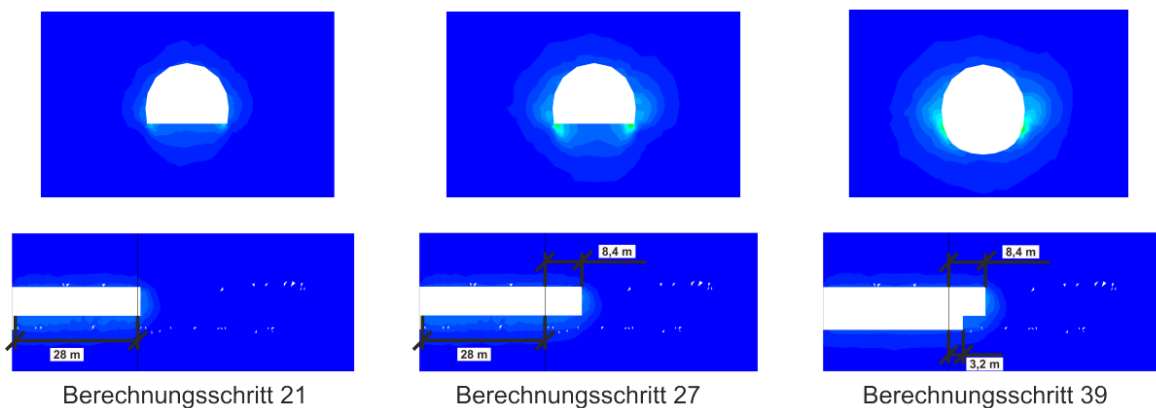


Abbildung 28: Gegenüberstellung der gemessenen (durchgezogen) und numerischen (strichliert) Horizontalverschiebungen in Abhängigkeit des Baufortschritts.



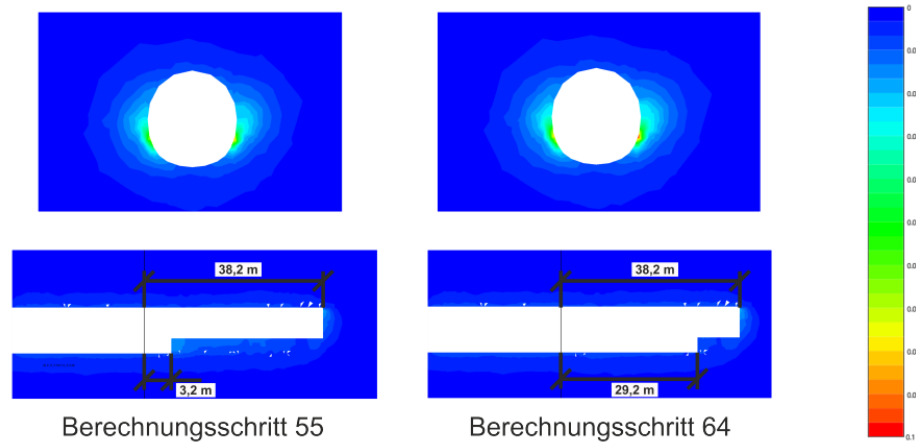


Abbildung 29: Deviatorische Dehnung für die Berechnungsschritte 21, 27, 39, 55 und 64.

In Abbildung 30 ist die Entwicklung der Radialspannung an den Ulmen dargestellt. Die Vortriebsstände entsprechen jenen aus Abbildung 29. Zusätzlich wurde der Primärspannungszustand dargestellt. Hierbei ist eine konstante Abnahme der Kontaktspannung zwischen Ausbau und Gebirge bis zu Berechnungsschritt 39 zu erkennen, wobei diese an der rechten Ulme geringfügig kleiner sind, als an der linken Ulme. Im Endzustand pendelt sich der Radialspannungszustand an der Außenseite des Spritzbetons zwischen 0,2 und 0,4 MPa ein.

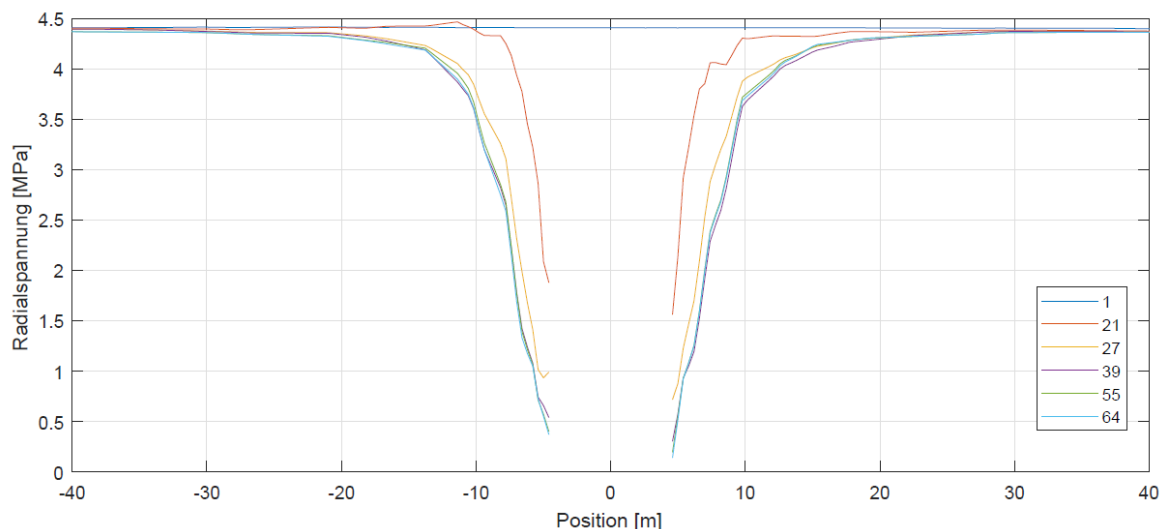


Abbildung 30: Radialspannungsverlauf im Gebirge in einem Horizontalschnitt in Höhe der Ulmen für die Berechnungsschritte 21, 27, 39, 55 und 64.

Abbildung 31 zeigt die Entwicklung der Tangentialspannung im Gebirge in einem Horizontalschnitt in Höhe der Ulmen. Hierbei ist die fortschreitende Entwicklung der plastischen Zone zu erkennen. Ab Berechnungsschritt 39 kommt diese in einer Tiefe von 10 m an der rechten Ulme und ca. 12 m an der linken Ulme zu liegen.

In Abbildung 32 sind die Verläufe der Radial- und Tangentialspannung an Firste und Sohle dargestellt. Diese zeigen eine deutlich höhere Beanspruchung der Innenschale in der Firste, als in der Sohle. Nach Ausbruch der Sohle ist wiederum eine Zunahme der Spannungen in diesem Bereich erkennbar, was auf den Einbau von Spritzbeton zurückzuführen ist. Hierbei beträgt der radiale Ausbauwiderstand in der Sohle ca. 0,5 MPa und in der Firste ca. 1,5 MPa.

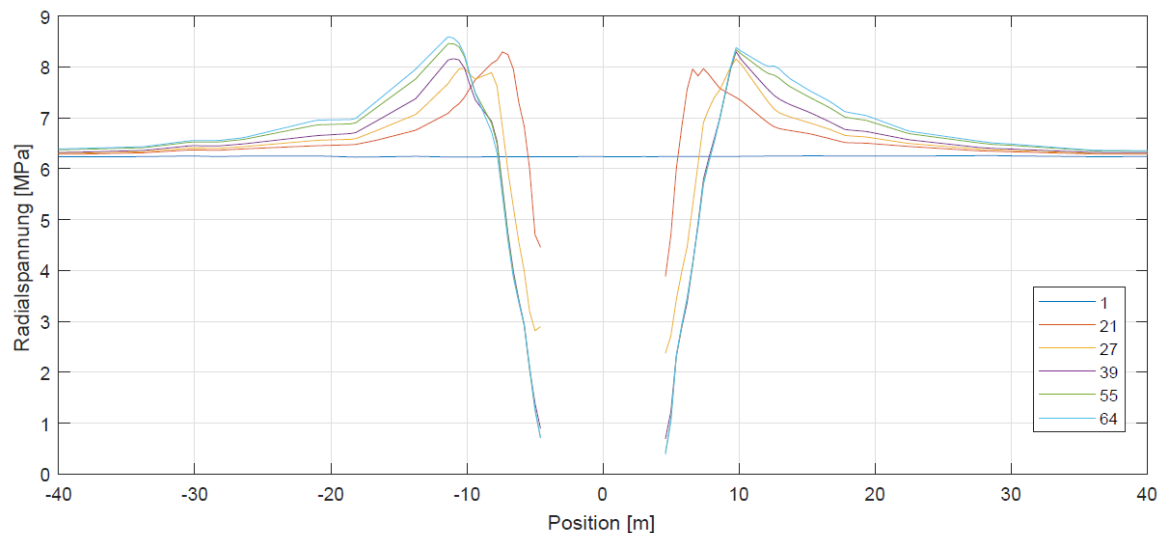
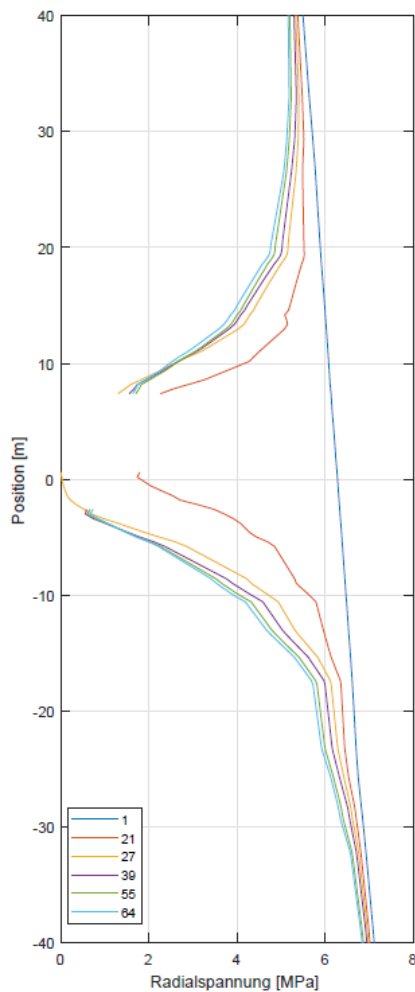
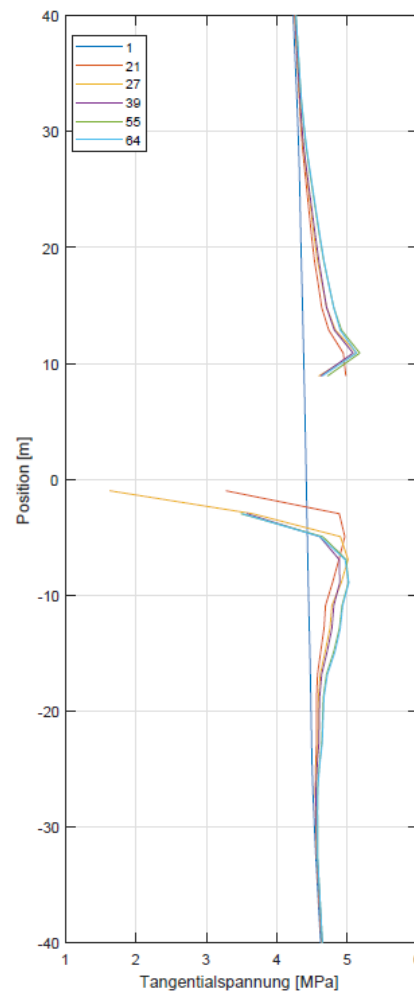


Abbildung 31: Tangentialspannungsverlauf an den Ulmen für die Berechnungsschritte 21, 27, 39, 55 und 64.



(a) Radialspannung an Firste und Sohle.



(b) Tangentialspannung an Firste und Sohle.

Abbildung 32: Spannungsverläufe im Gebirge in einem Vertikalschnitt in Höhe der Firste und Sohle für die Berechnungsschritte 21, 27, 39, 55 und 64.

2.2.2.3 Bewertung der Ergebnisse

Die Auswertung der Simulationen zur Gebirgsverschlechterung am homogenen Modell zeigen eine nichtlineare Zunahme der Umfangsdehnung mit zunehmender Abminderung der Festigkeitsparameter. Wichtigstes Merkmal ist die Plastifizierung des Gebirges. Rein elastische Beanspruchungen erzeugen nur geringe Änderungen in der Umfangsdehnung. Wenn sich bereits vor Einbau der Innenschale eine plastische Zone um den Hohlraum gebildet hat, sind in weiterer Folge mit zunehmender Gebirgsverschlechterung klar

zuordenbare Umfangsdehnungen zu erwarten. Dasselbe gilt auch, wenn sich eine plastische Zone während der Gebirgsverschlechterung ausbildet.

Im Zuge der Ausbauverschlechterung konnte gezeigt werden, dass auch diese Dehnungen in Umfangsrichtung verursachen. Um dies numerisch nachzubilden, müssen die Festigkeitsparameter jedoch stark herabgesetzt werden. Die Größe der Dehnungsänderung ist wiederum vom Vorhandensein einer plastischen Zone abhängig. Bei moderaten Überlagerungen ist kaum mit einer Dehnungsänderung zu rechnen.

Block- bzw. Scherversagen zeigen lokal eine deutliche Zunahme der Radialverschiebungen. Das Verschiebungsbild entspricht den aus der Praxis und Literatur bekannten Charakteristiken. Dieses lässt auf den ausgebildeten Lastfall sowie den Ort bzw. die Orientierung hindeuten.

Der Vergleich der Hohlraumrandverschiebung zeigt, dass sich der Feldversuch gut numerisch simulieren lässt. Die Ergebnisse deuten auf einen geringen Auslastungsgrad der Spritzbetonschale hin. Aus den Deviatorndehnungen ist zu entnehmen, dass die stärksten Scherverformungen in den Ulmen im Bereich der Kalottensohle stattfinden. Dies deckt sich mit den dortigen Profilverschiebungen. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Umfangsdehnungen bei gleichen Profilverschiebungen, bei größeren Ausbruchsradien kleiner sind als an Stellen mit kleineren Ausbruchsradien.

2.2.3 Literatur

3G GRUPPE GEOTECHNIK GRAZ ZT GmbH (2014). Bericht Geotechnische Baugrundcharakterisierung.

Farmer, I. W. (1975). Stress distribution along a resin grouted rock anchor. (12), 347–351.

ÖBA SBT1.1 (2018). Ausbaufestlegung: Tu-Glo-GI2 / 124.

Pilgerstorfer, T. (2008). *Prediction of displacement development using closed form solutions*. Master Thesis, Graz University of Technology, Graz.

Rocscience Inc. (2018a). RS2 - Rock and Soil 2-dimensional analysis program.

Rocscience Inc. (2018b). RS3 - Rock and Soil 3-dimensional analysis program.

St. John, C. M. & van Dillen, D. E. (1983). ROCKBOLTS: A NEW NUMERICAL REPRESENTATION AND ITS APPLICATION IN TUNNEL DESIGN. *Proceedings - Symposium on Rock Mechanics*, 13–25.

2.3 Entwicklung und Auswahl der Sensorik samt Verifikation im Laborversuch (Arbeitspaket 3)

2.3.1 Verfasser des Berichts

Dipl.-Ing. Michael R. Henzinger – Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU Graz
Institutsleiter: O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.mont. Wulf Schubert

2.3.2 Laborversuche

Im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau² der Technischen Universität Graz wurde zur Evaluierung der faseroptischen Instrumentierung ein 4-Punkt-Biegeversuch durchgeführt. Gleichzeitig wurde die Robustheit der Messsysteme hinsichtlich des Betoniervorgangs und der äußeren Lastaufbringung getestet. Der Versuch dient zur Überprüfung der Abweichung zwischen analytischen und gemessenen Verformungen, sowie zur Verifikation der Funktionstauglichkeit der in Beton eingebauten Sensorik unter Laborbedingungen. Die Genauigkeit wird durch den Vergleich mit extern angebrachten Sensoren überprüft und nachgewiesen.

2.3.2.1 Versuchsaufbau

Die Abmessungen des Biegeträgers sind in Abbildung 33 und Abbildung 34 ersichtlich. Die Länge des Biegeträgers wurde entsprechend hoch angesetzt, um an fünf Positionen die Neigung messen zu können. Aus dieser Randbedingung wurden die restlichen Abmessungen angepasst.

² Labor für konstruktiven Ingenieurbau - LKI, Technische Universität Graz, Inffeldgasse 24, 8010 Graz

Die Bewehrung besteht aus jeweils einem Baustahlgitter AQ 100 in der unteren und oberen Lage. Mit einem Bewehrungsdurchmesser von 1 cm und 8 Einzelsträngen ergibt dies eine Querschnitt von 6.28 cm² in beiden Lagen. Auf Grund der genormten Eigenschaften gemäß ÖNORM B 4707 (2017) der Bewehrungsstahlsorte B 550 ergibt sich eine Streckgrenze von 550 MPa und eine Zugfestigkeit von 620 MPa bei einer Bruchdehnung von 8 %.

Zur Versuchsdurchführung wurde der Biegeträger in einem 4-Säulen-Prüfgerüst, welches eine maximale vertikale Last von 1 MN aufbringen kann, eingehoben (siehe Abbildung 35).

Die Lasteinleitung erfolgt hierbei über zwei Positionen in einem Abstand von 2 m. Beide Lasten werden durch die Pressenanordnung simultan auf gleichbleibendem Lastniveau bei konstantem Biegemoment erhöht. Demzufolge ist dieser Bereich bei Vernachlässigung des Eigengewichts querkräftfrei.



Abbildung 35: Seitenansicht des Biegeträgers im 4-Punkt-Prüfgerüst. am LKI

2.3.2.2 Messinstrumentierung

Seitens der HBM³ und des IGMS⁴ wurden mehrere faseroptische Messsysteme (bestehend aus verteilten faseroptischen Messsystemen, kurz: DFOS und Faser Bragg Gitter Sensorik, kurz: FBG) entlang der Biegebewehrungslagen appliziert. Zudem wurden Dehnungsaufnehmer und Dehnmessstreifen auf der Unterseite des Biegeträgers als auch ein Inklinometerrohr auf der unteren Bewehrungslage angebracht. Der repräsentative Messquerschnitt ist in Abbildung 36 dargestellt.

Zur Vergleichsmessung der Dehnungen und Verifikation des analytisch angenommenen statischen Systems, wurden seitens des LKI Dehnungsaufnehmer auf Höhe der Biegebewehrung auf der Vorder- und Rückseite des Trägers angebracht. Des Weiteren wurde die Absenkung mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern an der Unterseite des Biegeträgers gemessen. Diese dienen zur weiteren Kontrolle des angenommenen statischen Systems und der analytisch ermittelten Ergebnisse.

2.3.2.2.1 Messsensorik des LKI

DD1 – Dehnungsaufnehmer auf Prinzip eines Dehnungsmessstreifens mit einem Messbereich von +/- 2,5 mm.

WA50 – Induktiver Wegaufnehmer mit einem Messbereich von 0 - 50 mm.

³ Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Lemböckgasse 63/2, 1230 Wien

⁴ Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Technische Universität Graz, Steyrergasse 30, 8010 Graz

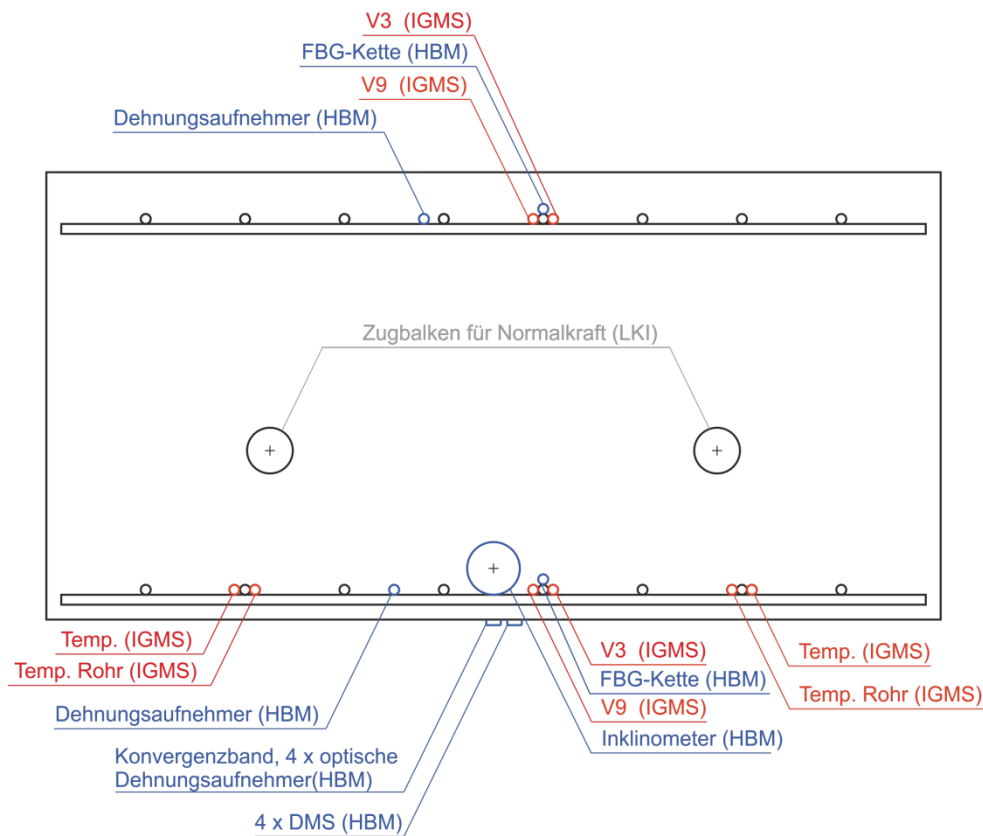


Abbildung 36: Messquerschnitt DFOS – rot, FBG – blau).

2.3.2.2.2 DFOS Messsensorik

V9 – Dehnungskabel mit Glasfaser in Metallrohr und strukturierter Kunststoffhülle.

V3 – Der Kern des V3 Kabels entspricht dem V9 Kabel. Zusätzlich besitzt dieses Kabel ein Drahtgeflecht und eine zweite Kunststoffschicht wodurch es robuster ist.

Temp – Temperatursensorkabel, bei welchem sich die Glasfaser frei in einem Metallrohr bewegen kann.

Temp. Rohr – Dabei handelt es sich um ein Dehnungssensorkabel, welches in einem Kunststoffschlauch geführt ist und daher keine Koppelung von Sensorrohr und Überwachungsobjekt vorliegt.

2.3.2.2.3 FBG Messsensorik

OptiMet-PKF – eine Singlemode-Lichtleitfaser welche über 13 Fiber Bragg Gitter, mit einem gleichmäßigen Abstand von 60 cm verfügt (Abbildung 37). Die Länge des Sensors beträgt 1,5 m, der Durchmesser 0,7 mm. Mit dem zugelassenen Temperaturbereich von -40° bis $+140^{\circ}\text{C}$ beträgt der Messbereich $\pm 0,7\%$.



Abbildung 37: OptiMet-PKF.

FS62 – ein auf einem Fiber Bragg Gitter basierender Dehnungsmessstreifen. Dieser kann entweder mechanisch am zu messenden Objekt (Abbildung 38a) oder verschweißt (Abbildung 38b) angebracht werden. Der Messbereich beträgt bei einem Gebrauchstemperaturbereich 0° bis $+80^{\circ}\text{C}$ $\pm 0,25\%$.



Abbildung 38: FS62

FS63 – ist ein auf einem Fiber Bragg Gitter basierender Temperatursensor. Dieser kann entweder mechanisch am zu messenden Objekt (Abbildung 39a) oder verschweißt (Abbildung 39b) angebracht werden. Die Empfindlichkeit beträgt bei einem Gebrauchstemperaturbereich -20° bis $+80^{\circ}\text{C}$, $33^{\circ}\text{C}/\text{nm}\%$.



(a) Eingebettet.



(b) Schweißbar.

Abbildung 39: FS63

2.3.2.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung wurde in zwei Versuchsreihen gegliedert: Am 03.08.2017 erfolgte die Belastung ohne plastische Verformung des Trägers im Zustand I (der Beton ist ungerissen, alle Verformungszustände sind reversibel), am 04.08.2017 erfolgte die Belastung im Zustand II (der Beton ist gerissen, die Dehnungen werden vom Stahl übernommen, wobei sich dieser bis zum Erreichen der Fließgrenze elastisch verhält). Zur Dokumentation zeitlicher Einflüsse und eines möglichen Kriechverhaltens wurde die letzte Laststufe im Zustand I über Nacht gehalten und am Folgetag erneut gemessen.

Die Laststufen sind in Abbildung 40 dargestellt. In Zustand I deckte eine kontinuierliche Laststeigerung ein breites Spektrum unterhalb des Rissmoments, sowie zwei Entlastungsschleifen (Laststufe 7, 9 und 11) ab. Die Normalkraft wurde hydraulisch mittels zweier durch den Träger verlaufender Zugstangen aufgebracht. Die Kraftübertragung erfolgte mittels Stahlplatten an den Stirnseiten des Biegeträgers. Die vertikale Laststeuerung erfolgte kraftgesteuert, wodurch ein Absinken der Last während der Messungen ausgeschlossen werden kann.

Durch Wegnahme der Normalkraft (Laststufe 12) kann Zustand II bei Laststufe 14 erreicht werden. Zur Darstellung der plastischen und elastischen Verformungen wurde ein erneuter Entlastungsschritt (Laststufe 16) eingeführt.

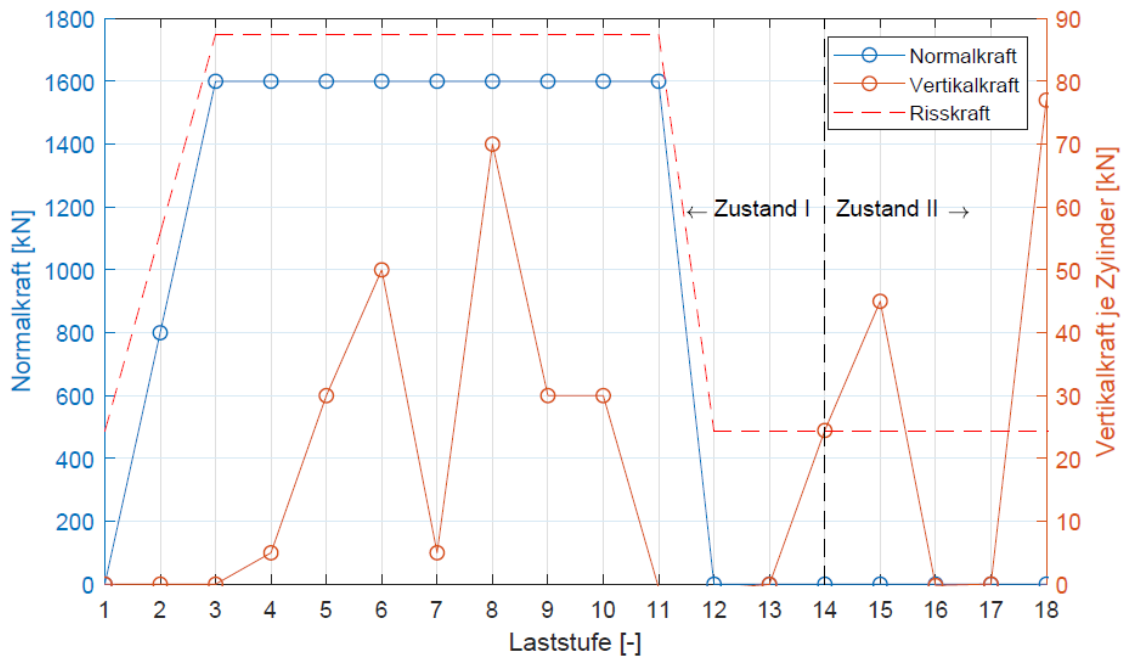


Abbildung 40: Laststufen im Zustand I und II.

2.3.2.4 Berechnungsmethodik

Zur Verifizierung der Messergebnisse wurde die Bemessungsgrundlage der Stahlbetonbemessung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) herangezogen. Verformungen und Schnittgrößen werden unter Vernachlässigung des Sicherheitskonzeptes ermittelt. Die Vorzeichenkonvention mit positiven Zugkräften und negativen Druckkräften. Die Absenkungen des Trägers sind positiv.

2.3.2.4.1 Absenkung

Die Absenkungen wurden mit Hilfe der Biegeliniengleichung für den in Abbildung 41 vereinfachten Fall ermittelt. Diese Berechnungsmethodik lässt sich nur auf Zustand I anwenden.

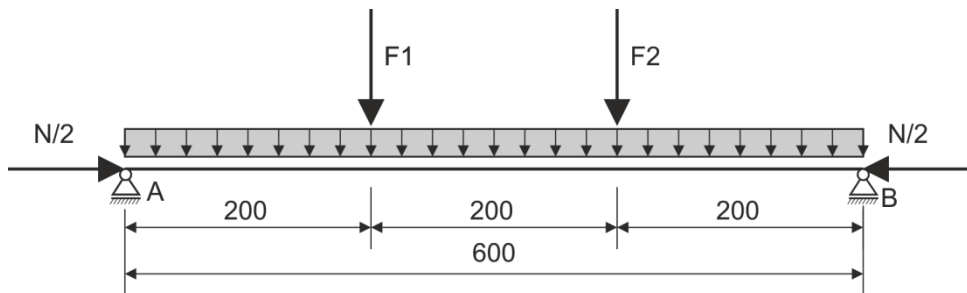


Abbildung 41: Vereinfachtes statisches System (Abmessungen in cm).

Die Biegelinie, der Verlauf der Durchbiegung entlang eines Biegeträgers, lässt sich durch die Differentialgleichung vierter Ordnung beschreiben:

$$E \cdot I \cdot w''''(x) = q(x) \quad (1)$$

Hierbei entspricht E dem Elastizitätsmodul, I dem Flächenträgheitsmoment, w der Durchbiegung und q dem Querkraftverlauf. Da die Differentialgleichung der Biegelinie linear verläuft, kann die Lösung der Biegelinie durch Superposition mehrerer Lastfälle kombiniert werden.

Die Durchbiegungsverteilung für eine gleichmäßig verteilte Flächenlast ist in Abbildung 42 dargestellt. Die entsprechende Formulierung der Durchbiegungsverteilung ist in Gleichung 2 beschrieben.

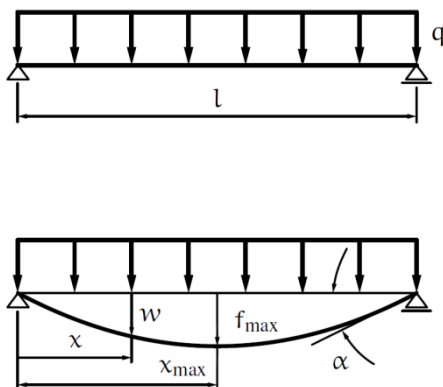


Abbildung 42: Zweifach gestützter Träger mit gleichmäßig verteilter Last q (Entnommen aus Altenbach (2016)).

$$w_q(x) = \frac{q}{E \cdot I} \cdot \left(\frac{l^3 \cdot x}{24} - \frac{l \cdot x^3}{12} + \frac{x^4}{24} \right) \quad (2)$$

Die Durchbiegungsverteilung für eine gleichmäßig verteilte Flächenlast ist in Abbildung 43 dargestellt. Die entsprechende Formulierung der Durchbiegungsverteilung ist in den Gleichungen 3 und 4 für den Bereich links und rechts des Kraftangriffs beschrieben. Da es sich um zwei Einzellasten handelt, kann hier ebenfalls superpositioniert werden.

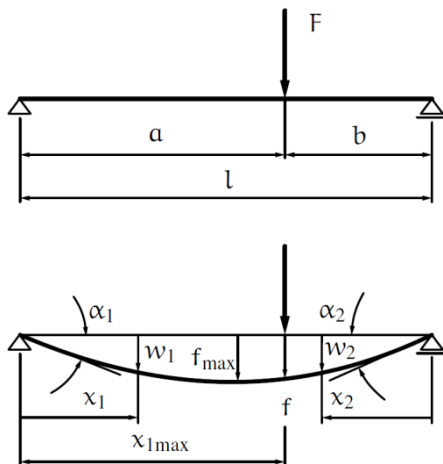


Abbildung 43: Zweifach gestützter Träger mit einer Einzellast F (Entnommen aus Altenbach (2016)).

$$w_{F,1}(x) = \frac{F \cdot l^3}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{a}{l} \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^2 \cdot \frac{x_1}{l} \cdot \left(1 + \frac{l}{b} - \frac{x_1^2}{a \cdot b} \right), \quad x_1 \leq a \quad (3)$$

$$w_{F,2}(x) = \frac{F \cdot l^3}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{b}{l} \cdot \left(\frac{a}{l} \right)^2 \cdot \frac{x_2}{l} \cdot \left(1 + \frac{l}{a} - \frac{x_2^2}{a \cdot b} \right), \quad x_2 \leq b \quad (4)$$

2.3.2.4.2 Dehnungsverteilung

Der Ermittlung des Verformungs- und Spannungszustandes im Zustand I wurden folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- linear elastisches Verhalten von Beton und Bewehrung
- Dehnungskompatibilität $\Delta/Beton = \Delta/Stahl$
- Ebenbleiben des Querschnitts

- Konstante Einleitung der Normalkraft über die gesamte Tiefe des Balkens

Zustand I ist nur gültig, solange das Lastniveau unter dem des Rissmomentes bleibt:

$$M_{Riss} = \left(f_{ctm} - \frac{N}{A_{Beton}} \right) \cdot W_{Beton} \quad (5)$$

Die Krümmung entlang der Längsachse des Biegeträgers kann mit bekannter Verteilung des Biegemomentes mit folgendem Zusammenhang ermittelt werden:

$$\kappa = \frac{|\epsilon_1| + |\epsilon_2|}{h} = \frac{M}{E} \quad (6)$$

Der E-Modul kann auf Grund des vernachlässigbaren Einflusses der Bewehrung dem des Betons gleichgesetzt werden. Somit ist der Dehnungszustand an jedem Punkt in einer beliebigen Dehnungsebene bekannt. Die Spannungsverteilung kann folglich ermittelt werden:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (7)$$

Abbildung 44 zeigt das Verhalten des Biegeträgers unter Biegung und Normalkraft im Zustand I.

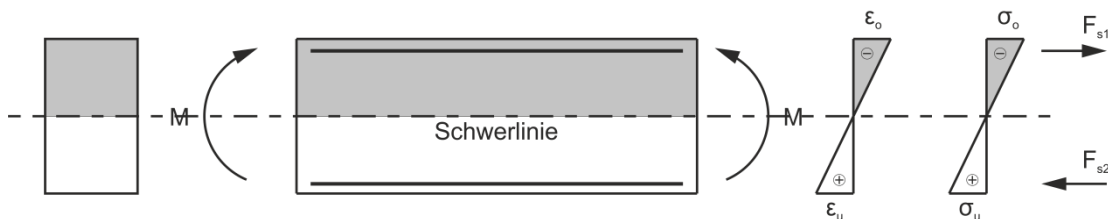


Abbildung 44: Querschnitt im Zustand I.

2.3.2.5 Verifizierung

Die aus dem elastischen Belastungsprogramm resultierenden Biegemomente sind in Abbildung 45 dargestellt. Diese setzen sich aus Eigengewicht, der Vorspannung und vertikalem Lasteintrag zusammen.

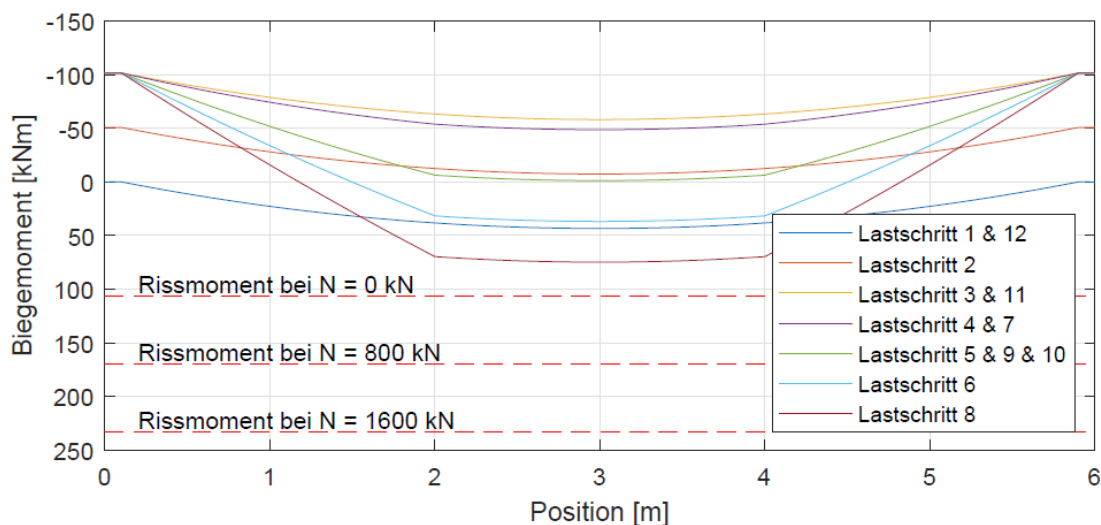


Abbildung 45: Biegemomentverteilung im Zustand I.

Die gemessenen Durchbiegungen und Dehnungen beruhen auf den Ergebnissen der äußeren Wegaufnehmer des LKI.

Ein Vergleich mit Zustand II ist nicht bzw. nur bedingt möglich. Die Dehnungsverteilung in Längsrichtung des Biegeträgers ist, neben Biegemoment, auch von der Rissbildung, dem Abstand zum Riss, sowie der Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl abhängig.

2.3.2.5.1 Durchbiegung

Abbildung 46 zeigt die Gegenüberstellung der analytischen mit den gemessenen Durchbiegungen für die Belastungsschritte. Abbildung 47 zeigt jene der Entlastungsvorgänge. Auf Grund des Messbeginns bei Laststufe 1 bleibt bei der dargestellten Absenkung das Eigengewicht unberücksichtigt.

Hier lässt sich eine gute Übereinstimmung der gemessenen mit den analytisch ermittelten Durchbiegungen feststellen. Folglich kann geschlossen werden, dass das statische System korrekt angenommen wurde.

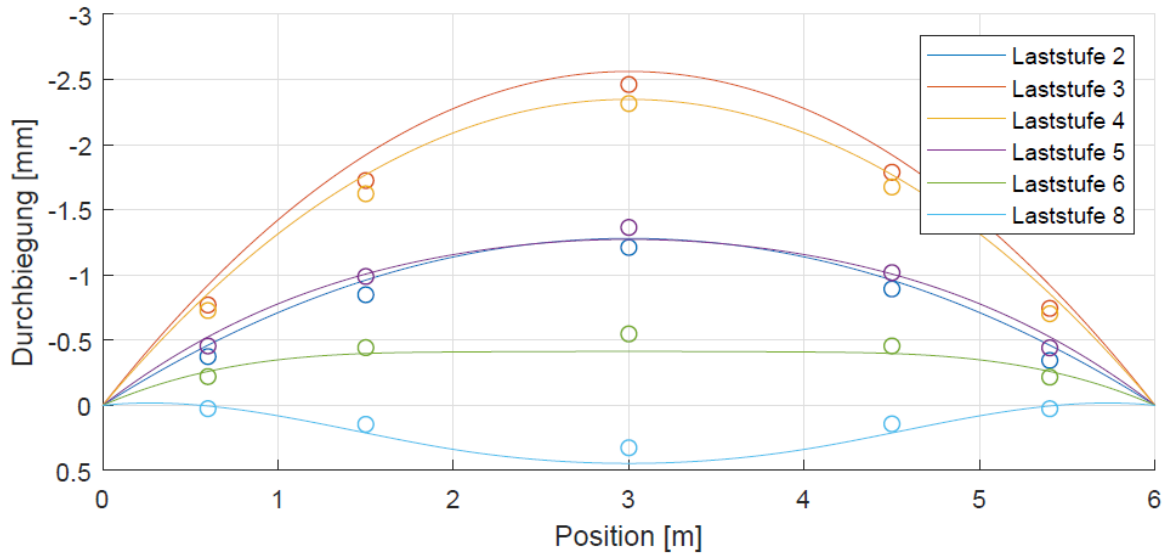


Abbildung 46: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Durchbiegungsverteilung der Belastungsvorgänge im Zustand I (Kreise stellen die gemessenen Werte dar, durchgezogene Linien die gerechneten Ergebnisse).

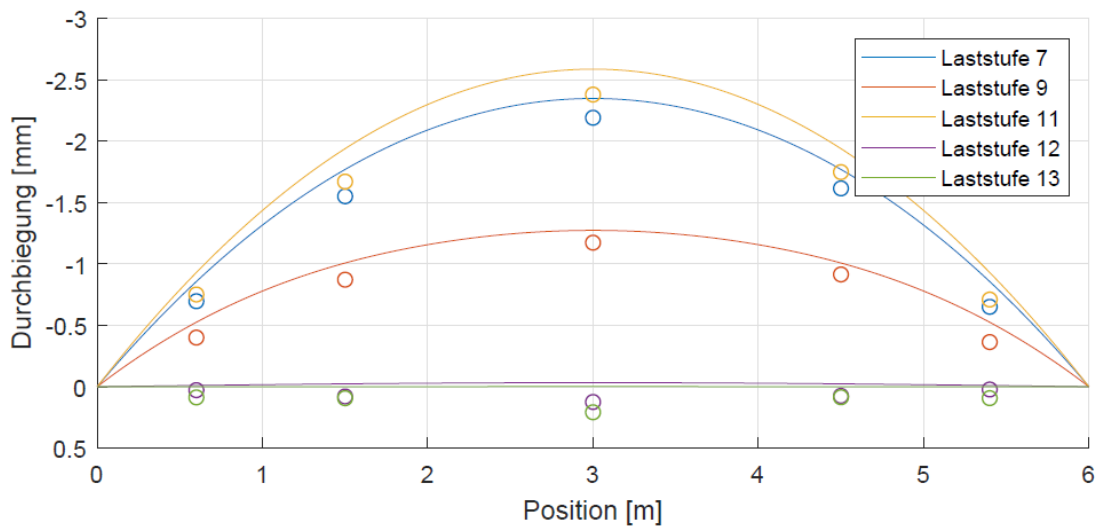


Abbildung 47: Gegenüberstellung der Durchbiegungsverteilung der Entlastungsvorgänge im Zustand I (Kreise stellen die gemessenen Werte dar, durchgezogene Linien die gerechneten Ergebnisse).

2.3.2.5.2 Dehnung

Die Dehnungsebenen (x) der auf der Außenseite und entlang der Bewehrungsebenen angebrachten Dehnungsaufnehmer der jeweiligen Querschnitte in Zustand I sind für die

Belastungszustände in Abbildung 48 und für die Entlastungsvorgänge in Abbildung 49 dargestellt. Der Abstand in x Richtung bezieht sich auf die Linke Stirnseite, in y-Richtung auf die Unterseite des Trägers.

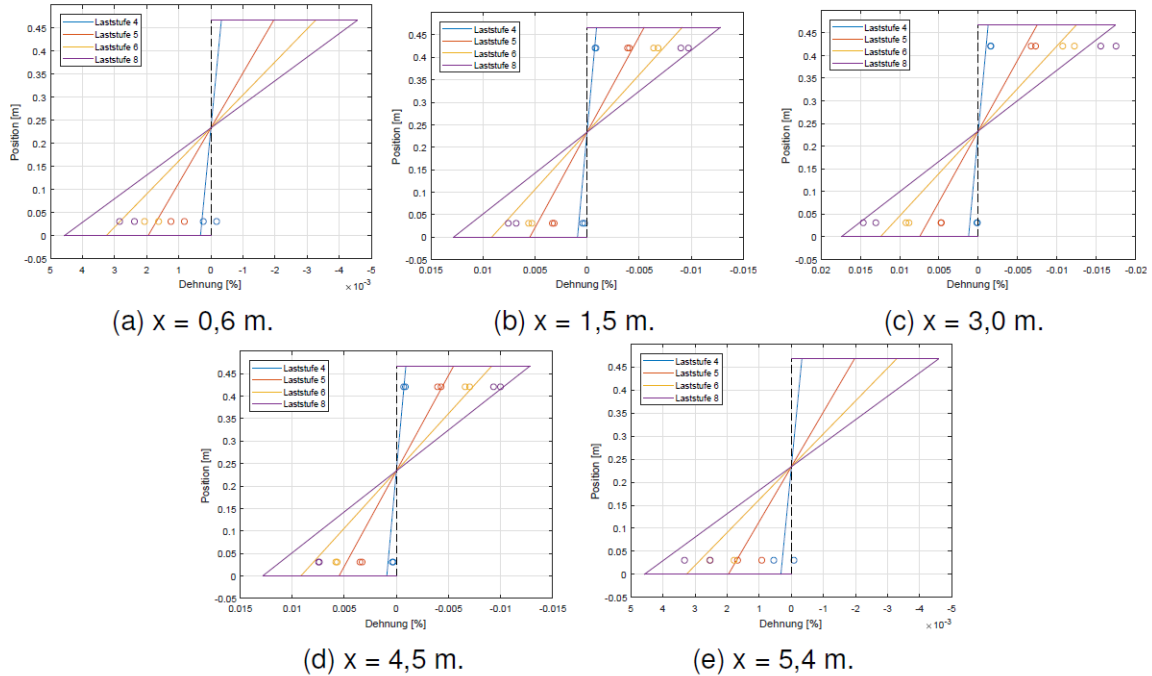


Abbildung 48: Dehnungszustände der jeweiligen Belastungsstufen je Messposition, DD1 (Kreise stellen die gemessenen Werte jeweils an der Vorder- und Rückseite dar, durchgezogene Linien die gerechneten Ergebnisse).

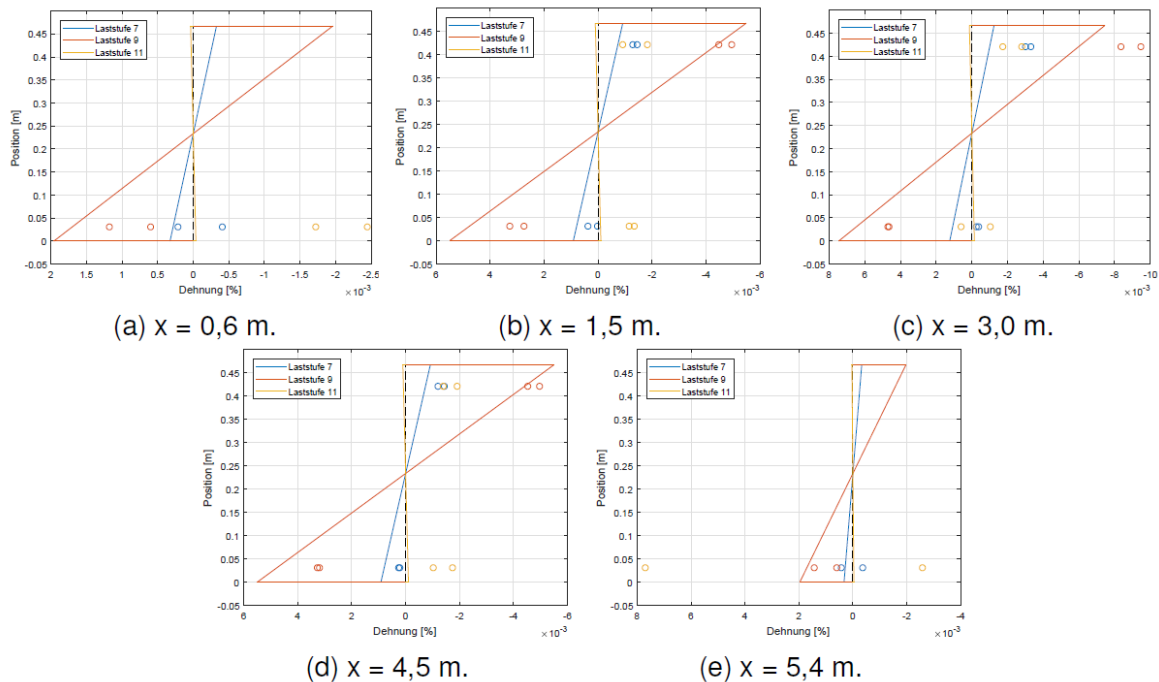


Abbildung 49: Dehnungszustände der jeweiligen Entlastungsstufen je Messposition, DD1 (Kreise stellen die gemessenen Werte jeweils an der Vorder- und Rückseite dar, durchgezogene Linien die gerechneten Ergebnisse).

2.3.2.5.3 Schlussfolgerung

Die Gegenüberstellung der Durchbiegung und der Dehnungszustände zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen den analytisch ermittelten und gemessenen Dehnungen und Verformungen auf. Folglich kann die Annahme des statischen Systems und die Anwendbarkeit der ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) im Zustand I bestätigt werden.

2.3.2.6 Versuchsergebnisse

Um eine Aussage zur Übereinstimmung der gemessenen und theoretischen Verformung tätigen zu können, wurden die Verformungs- bzw. Dehnungszinkremente zwischen aufeinanderfolgenden Messungen gegenübergestellt (siehe Gleichung 8 und 9). Die Abweichungen wurden jeweils als Prozentsatz, bezogen auf den analytischen Verformungs-/Dehnungsbetrag ermittelt.

$$Abweichung = \frac{|\Delta w_{analytisch} - \Delta w_{gemessen}|}{\Delta w_{analytisch}} \quad (8)$$

$$Abweichung = \frac{|\Delta \epsilon_{analytisch} - \Delta \epsilon_{gemessen}|}{\Delta \epsilon_{analytisch}} \quad (9)$$

Abbildung 50, Abbildung 51 und Abbildung 52 zeigen die Abweichungen zu den außen angebrachten Messsensoren des LKI. Diese dienen, auf Grund der Verifizierung zwischen analytischen und gemessenen Ergebnisse, als Referenzmuster. Der Abstand in x Richtung bezieht sich auf die linke Stirnseite, in y-Richtung auf die Unterseite des Trägers.

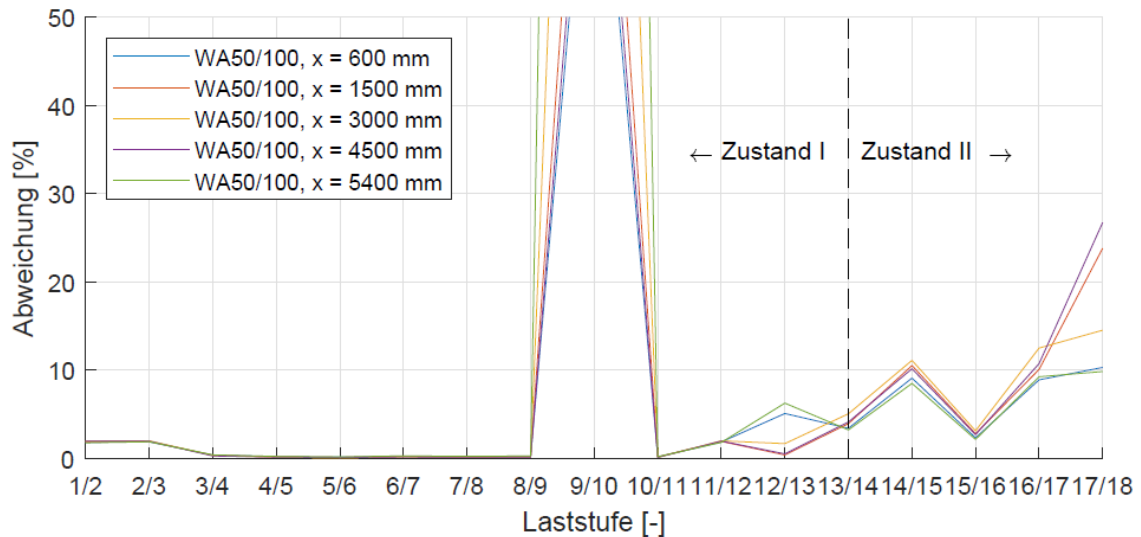


Abbildung 50: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Durchbiegungsinkremente.

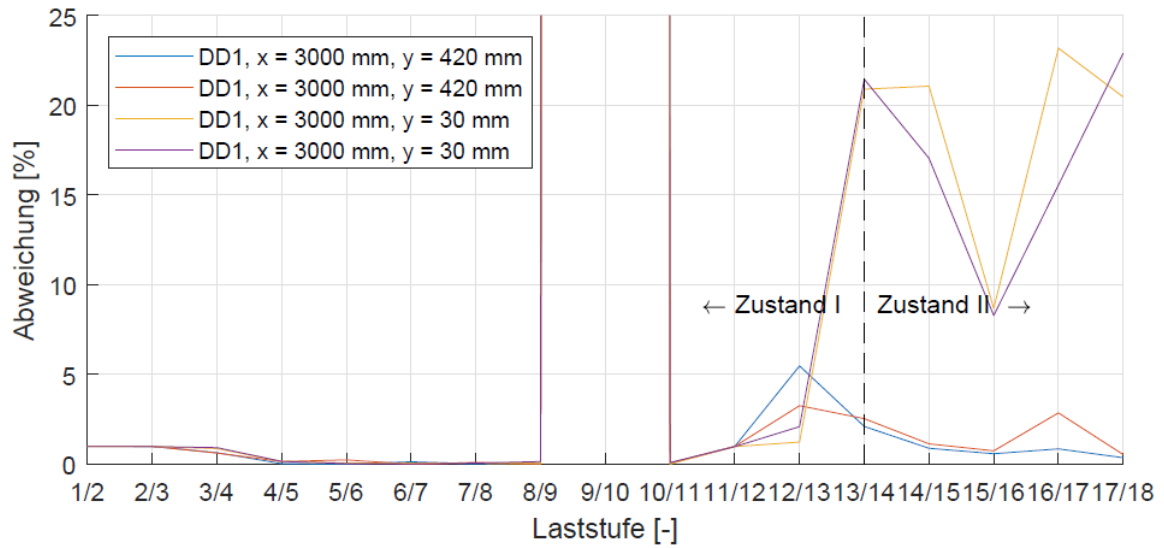


Abbildung 51: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungsinkremente. Externe Dehnungsaufnehmer des LKI.

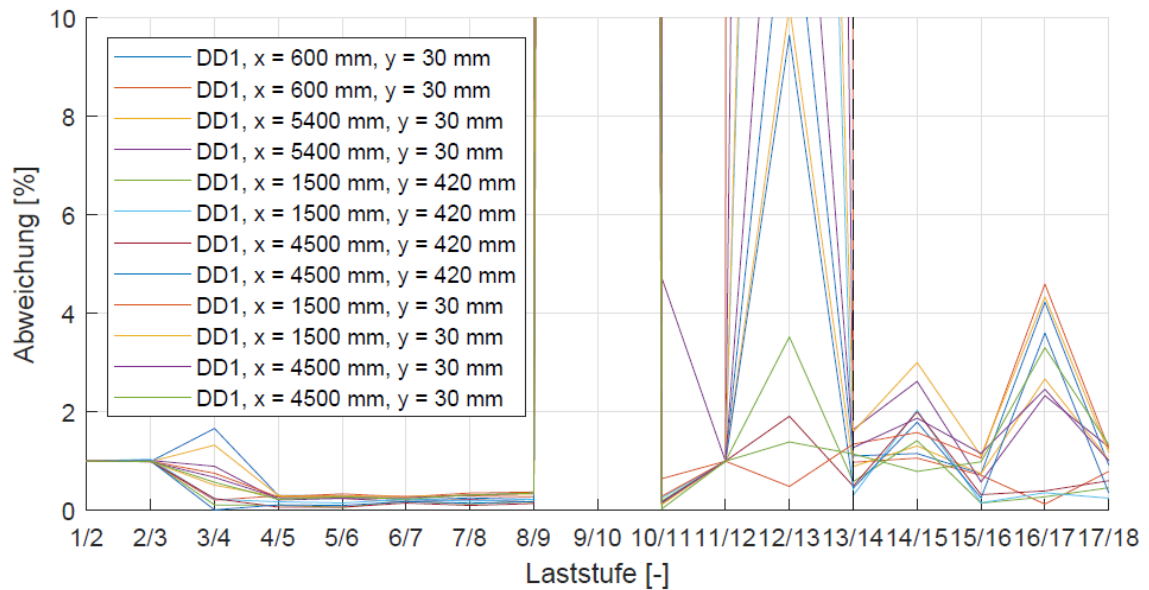


Abbildung 52: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungsinkremente. Externe Dehnungsaufnehmer des LKI.

In Abbildung 53 bis Abbildung 60 ist die Abweichung der jeweiligen Dehnungsebene der faseroptischen Sensoren dargestellt.

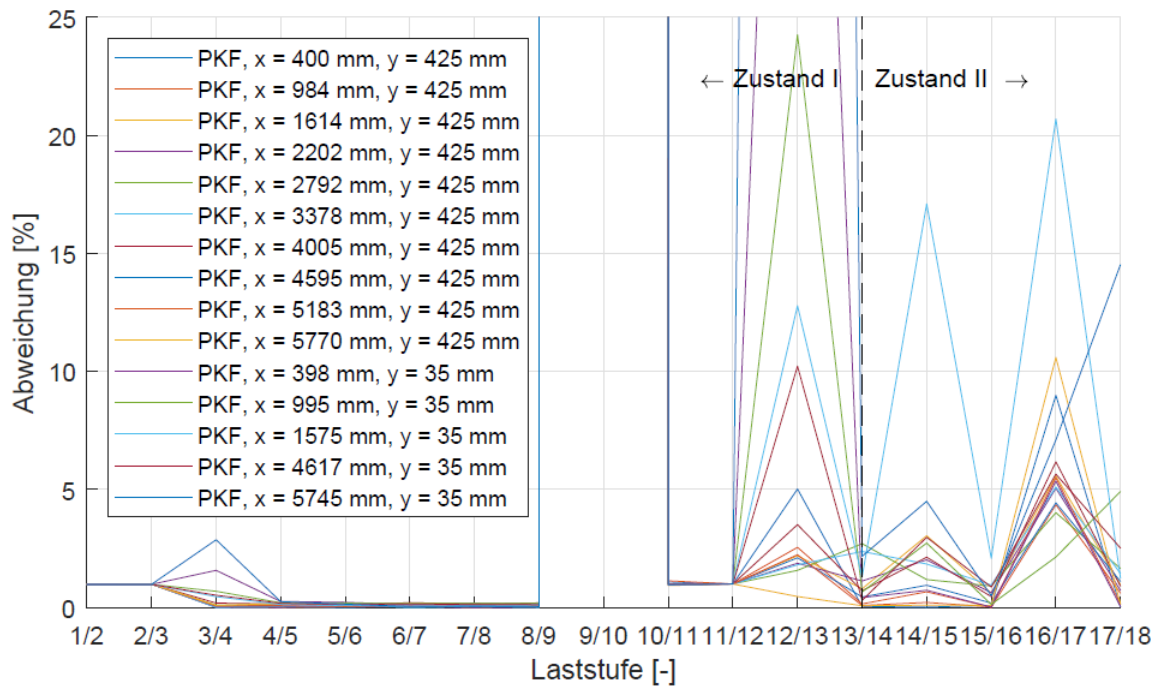


Abbildung 53: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungsinkremente. FBG-Dehnungssensoren „PKF“.

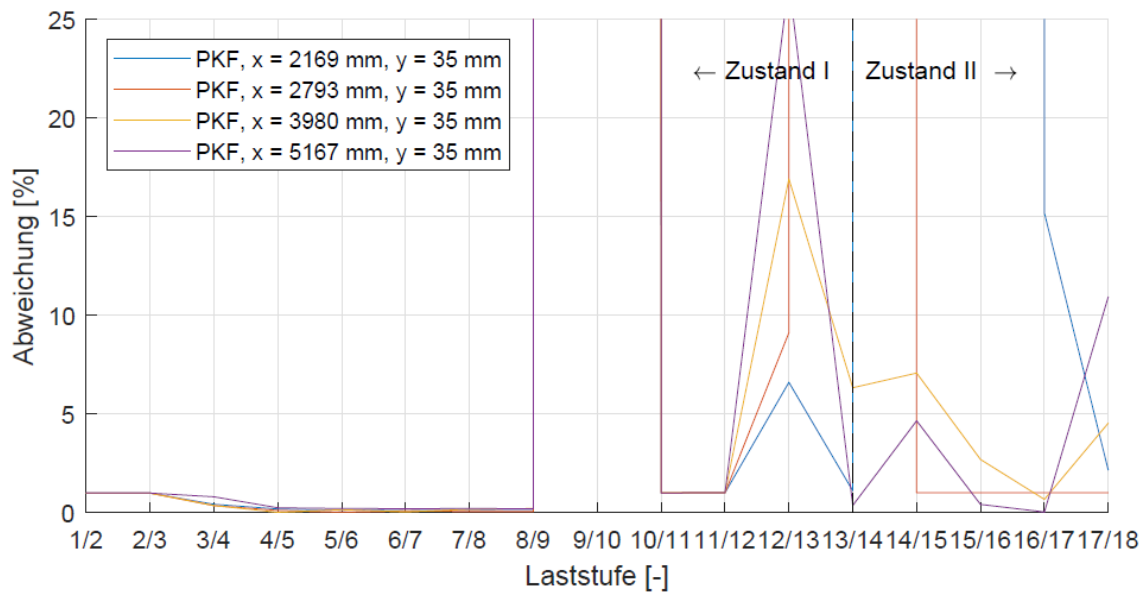


Abbildung 54: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungsinkremente. FBG-Dehnungssensoren „PKF“.

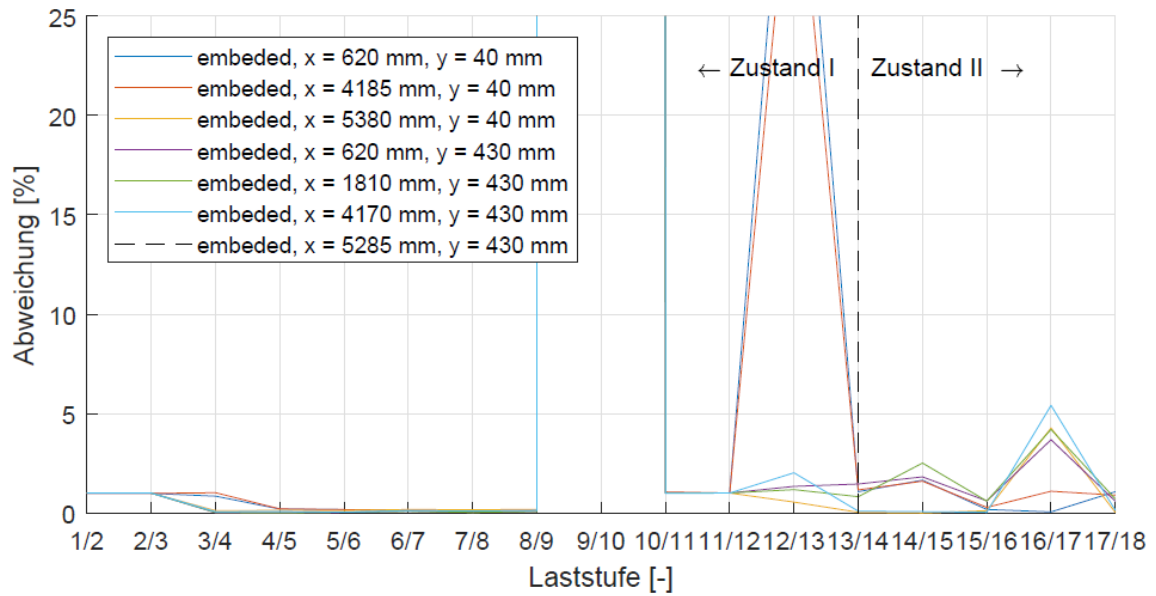


Abbildung 55: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungszinkremente. FBG-Dehnungssensoren „embedded“.

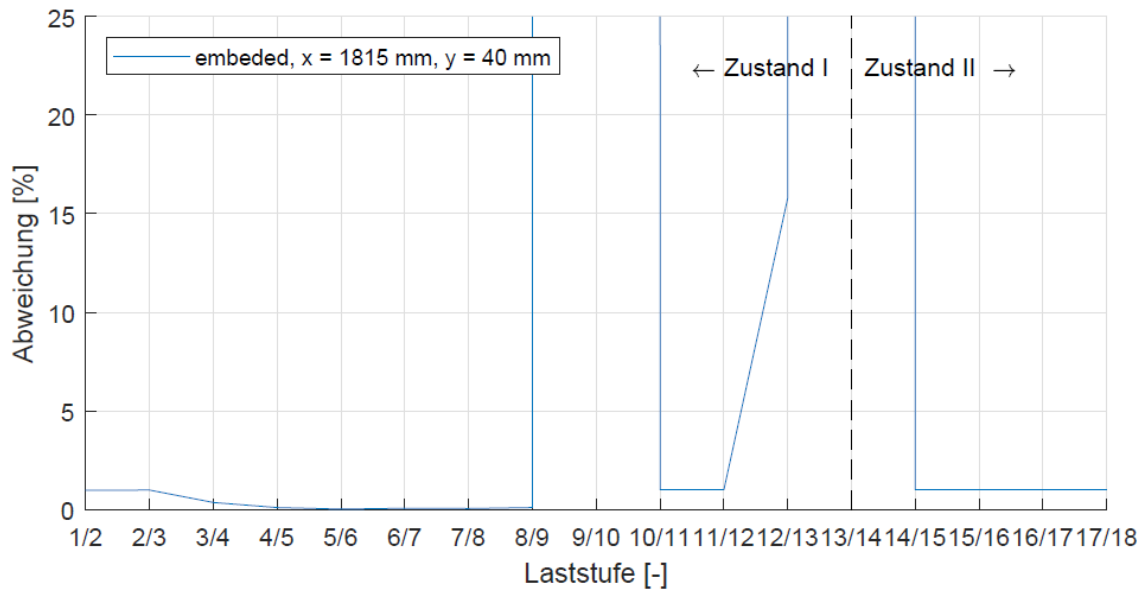


Abbildung 56: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungszinkremente. FBG-Dehnungssensoren „embedded“.

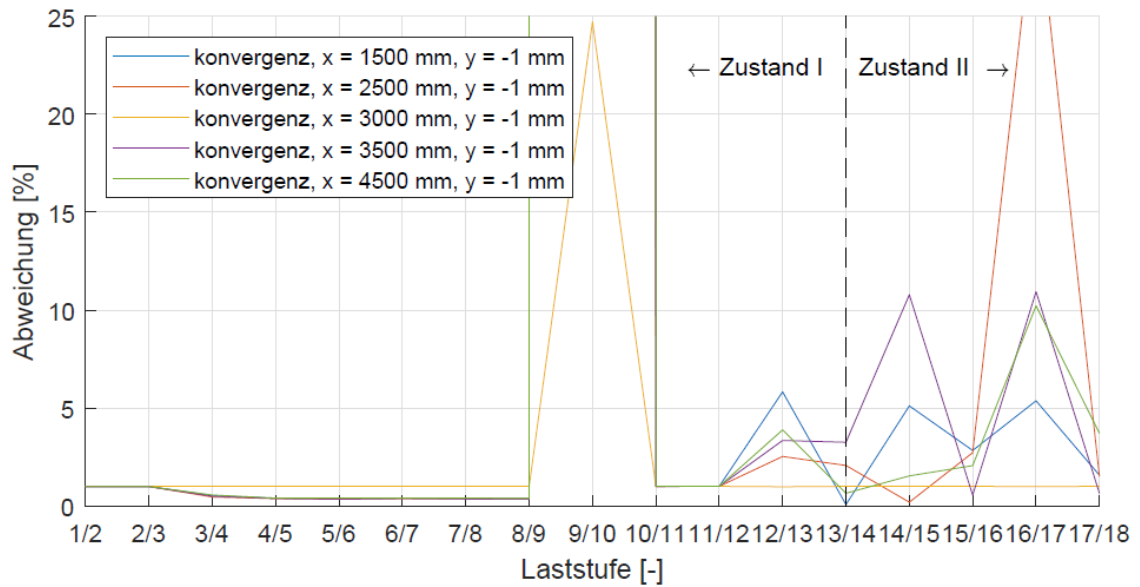


Abbildung 57: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungsinkremente. FBG-Dehnungssensoren „Konvergenz“.

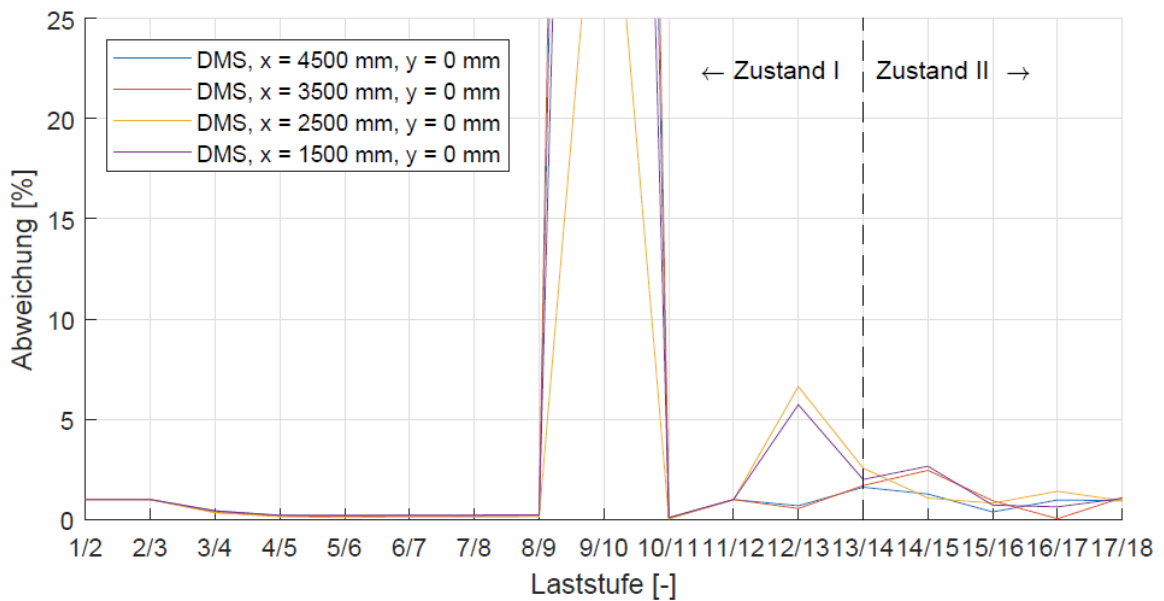


Abbildung 58: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungsinkremente. Dehnungssensoren „DMS“.

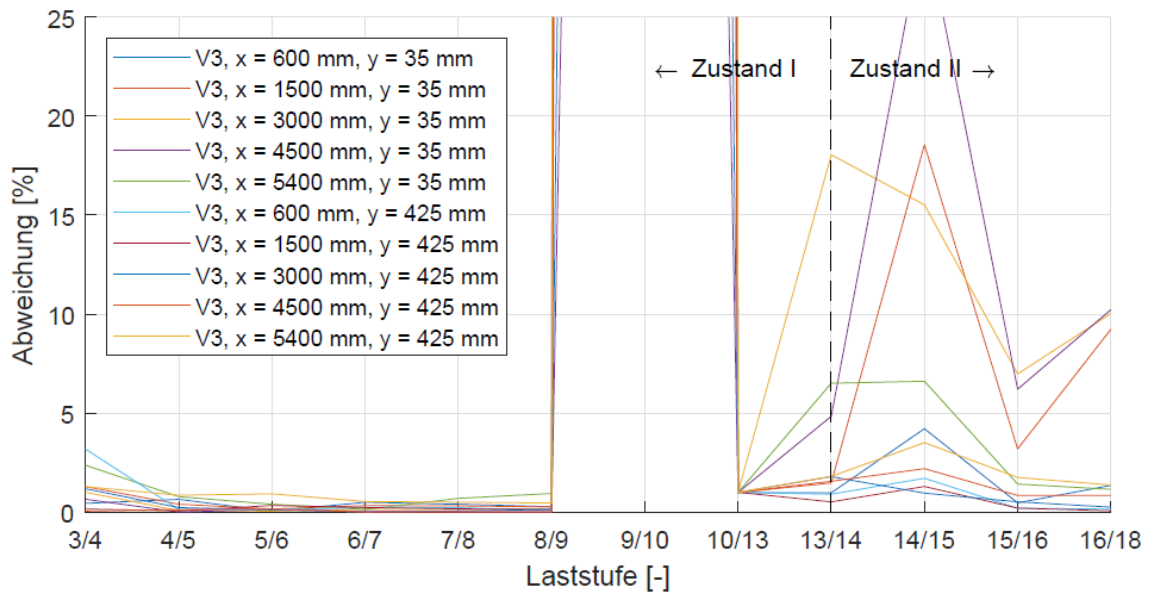


Abbildung 59: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungsinkremente. DFOS-Dehnungssensoren „V3“.

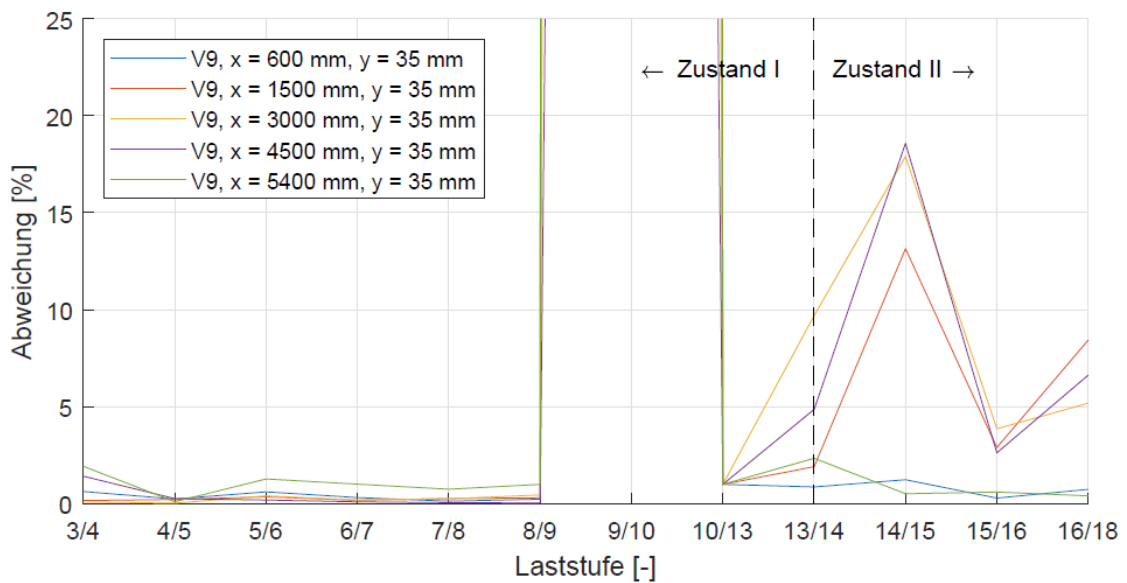


Abbildung 60: Gegenüberstellung der analytischen und gemessenen Dehnungsinkremente. DFOS-Dehnungssensoren „V9“.

2.3.2.7 Bewertung der Versuchsergebnisse

Im Zustand I (Beton elastisch) sind die Abweichungen mit Ausnahme der Zeitsetzung (Laststufe 9/10 und 12/13) stets unter 5%. Die Dehnungen im Zustand II, ab Laststufe 14, lassen sich bei den individuellen Positionen nicht exakt ermitteln. Zur Gegenüberstellung der Dehnungsinkremente wurde ein ungerissener Zustand analytisch angenommen. Die hierdurch entstehenden Abweichungen zwischen analytischen und gemessenen Werten sind somit erklärbar, jedoch nicht reproduzierbar.

Die Eignung der faseroptischen Messsysteme lässt sich durch die geringen Abweichungen bestätigen. Des Weiteren haben sich die eingesetzten faseroptischen Messsysteme für die Laborversuche als geeignet erwiesen.

2.3.3 Literatur

Altenbach, H. (2016). *Holzmann/Meyer/Schumpich Technische Mechanik Festigkeitslehre* (12., verbesserte und erweiterte Auflage ed.). Wiesbaden: Springer Vieweg.

Österreichisches Normungsinstitut (2015). ÖNORM EN 1992-1-1: 2015-02-15: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.

Österreichisches Normungsinstitut (2017). ÖNORM B 4707:2017-06-01: Bewehrungsstahl - Anforderungen, Klassifizierung und Prüfung.

2.3.4 Anhang Arbeitspaket 3 - Laborversuch

Datenblätter

Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Technische Universität Graz

Projekt: Kalibrierbalken Henziger
 Herstellungsdatum: 07.07.2017
 Serie: EModul_150_2017-08-02
 Prüfer: Santner

Datum: 02.08.2017
 Zeit: 15:50 Uhr

Prüfparameter

Prüfvorschrift: E-Modul Prüfung nach ONR 23303:2010
 Maschinentyp: Maschine
 Kraftaufnehmer: 5000 kN
 Dehnungsaufnehmer: (S4+S5)
 Prüfraum: Unterer Prüfraum
 Probenabmessungen: m = 1 g
 Versuchsendekriterien: Weg = 200 mm; dF = 50 kN; dF = 15 %

Ergebnis-Tabelle

	OK	Datum	Zeit	Spann_u N/mm ²	Dehn_u	Spann_o N/mm ²	Dehn_o	E N/mm ²	Fmax kN	s_max N/mm ²
1	x	02.08.17	15:15	1,52	0,000167	15,14	0,000756	23153	753,5	42,64
2	x	02.08.17	15:33	1,52	0,000160	15,18	0,000743	23435	736,6	41,79
3	x	02.08.17	15:50	1,53	0,000158	15,16	0,000738	23508	736,1	41,65

	D mm	h mm
1	150,00	297,00
2	149,80	295,00
3	150,00	296,00

Statistik n = 3

	Spann_u N/mm ²	Dehn_u	Spann_o N/mm ²	Dehn_o	E N/mm ²	Fmax kN	s_max N/mm ²	D mm
Mittelwert	1,52	0,000162	15,16	0,000745	23366	742,1	42,03	149,93
Standardabweichung	0,00	0,000005	0,02	0,000009	187	9,9	0,53	0,12
Variationskoeff.	0,11	3,105238	0,12	1,248252	1	1,3	1,27	0,08

	h mm
Mittelwert	296,00
Standardabweichung	1,00
Variationskoeff.	0,34

Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Technische Universität Graz

Projekt: Kalibrierbalken Henziger
 Herstellungsdatum: 7.7.2017
 Serie: Würfel150_2017-08-02
 Prüfer: Santner

Datum: 02.08.2017
 Zeit: 14:50 Uhr

Prüfparameter

Prüfvorschrift: Druckversuch nach ÖN EN 12390
 Maschinentyp: Maschine
 Kraftaufnehmer: 5000 kN
 Dehnungsaufnehmer: (S4+S5)/
 Einspannvorrichtung: keine
 Prüfraum: Unterer Prüfraum
 Prüfungsgeschwindigkeiten: V0 = 2 mm/min; V1 = 0,6 MPa/s
 Versuchsendekriterien: dF = 20 kN; dF = 15 %

Ergebnis-Tabelle

	OK	Datum	Zeit	Kraft max. kN	Spannung max N/mm ²	a mm	b mm
1	x	02.08.17	14:39	1009,5	44,72	150,0	150,5
2	x	02.08.17	14:45	1039,8	46,59	148,8	150,0
3	x	02.08.17	14:50	1024,6	45,54	150,0	150,0

Statistik n = 3

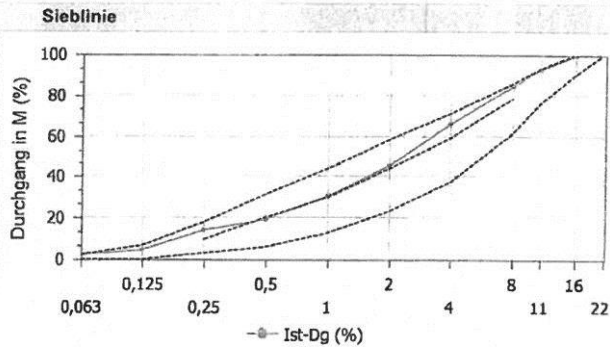
	Kraft max. kN	Spannung max N/mm ²	a mm	b mm
Mittelwert	1024,6	45,61	149,6	150,2
Standardabweichung	15,2	0,94	0,7	0,3
Variationskoeff.	1,5	2,05	0,5	0,2

Sortenausdruck

Werk	Sorte	Kurzbezeichnung	Bezeichnung
2711 Graz	C94D82661	C30/37 SCC	C30/37(56) BS-TU / SCC1 [XC3] / Gewölbe GK16 C³A frei

Betondaten							
Betonart		Gruppe	Qualitätskontrolle	Prüfalter	Expositionsklassen		
Eigenschaften		Ja		56	SCC1 / Gewölbe, SCC1 [XC3]		
Fest-KI	Ziel-Fest (N/mm²)	Fest-Entw	Luftgehalt (%)	Kons-KI	Ziel-Kons	Chlorid-KI	Überw-KI
C 30/37 (56)	44,0	Mittel	5,0	SCC1	650	Cl 0,10	
Rohd-KI	Zielrohddichte (kg/m³)	GK-Art	Größtkorn (mm)	Sieblinienbereich	Sieblinien-Nr	Max-Restwasser (%)	
		RK I	16	A/C	16-SCC	0	
Verwendung				Eigenschaften			
				C3A frei, SCC1			
Nachbehandlungsdauer (Tage)	Verarbeitbarkeitszeit (h)	Min-Zement (kg/m³)	Min-Bindemittel (kg/m³)	Max-W/B	Betontemperatur (°C)		
	1,75		360		Min	Max	

Sieb	Soll-Dg (%)	Ist-Dg (%)	Min-Dg (%)	Max-Dg (%)
0,063		2,3		
0,125		4,8		
0,25		13,8		
0,5		19,5		
1		30,5		
2		45,4		
4		65,6		
8		84,1		
11		92,8		
16		99,4		
22		100,0		



Sollwerte											
Art	Nummer	Bezeichnung	Hersteller	Sollwert	Eh	Vol (m³)	k-Wert	O-Trocken (kg/m³)	F (%)	Wasser (kg)	Nass (kg/m³)
GK	6402076	RK 0/4 Tieber GF85 f5 F1	TIEBER GMBH	68,00 %		0,412		1114	4,80	53,4	1167
GK	6423451	RK 4/16 Schwarzl GC85/20 f1.5 F1	SCHWARZL	32,00 %		0,194		524	1,20	6,3	530
GK	----	Summe	----			0,606		1638		59,7	1697
BM	10101223	CÉM I 42,5 N SR0 HS C³A frei	LAFARGE RETZNEI	300,00 kg		0,097		300			300
BM	10101202	Fluamix C Retznei	LAFARGE RETZNEI	150,00 kg		0,056	0,80	150			150
ZM	21907	flow L-05	BAUSTOFFTECHNIK	1,10 %		0,005		4,95		3,5	4,95
ZM	41102	air M-01	BAUSTOFFTECHNIK	0,12 %		0,001		0,54		0,5	0,54
WA	999997	Frischwasser	ROHRDORFER TRANSPORTBETON GMBH	190,00 kg		0,186		186		126,2	126

Wasser für W/B (kg/m³)	Bindemittel für W/B (kg/m³)	W/B	Rohddichte (kg/m³)	Bindemittel (kg/m³)	Leimvolumen (m³)	Mehlkorngehalt (kg/m³)	Mehlk-Feinstsand (kg/m³)	Chloridgehalt (%)
190	403	0,47	2279	450	0,325	529	677	

Baustofftechnik GmbH
Lagerstraße 1-5
A-2103 Langenzersdorf
Tel.: +43 50543 50000
Fak: +43 50543 95000
www.rohrdorfer.at

Prüfstellenleiter

Hofbauer Robert



Werksvorzeichen umseitig



ROHRDORFER TRANSPORTBETON
Rohrdorfer Transportbeton GmbH Lagerstraße 1-5, 2103 Langenzersdorf, Tel. 050643-0
FN 65581 v, Gericht: LG Korneuburg, UID-Nr.: ATU 46485502, www.rohrdorfer.at

Kunde
Baustelle: *14215*
Bauteil: *14215*
Menge (m³): *1.197*
Betonsorten-Nr.: *L 42,5*
Festigkeitsk., Kurzbez.: *C 30/37*
Expositionsclassen: *S2, S3, S4, S5*
Bes. Eigenschaften: *W4, W5, W6, W7, W8, W9, W10, W11, W12, W13, W14, W15, W16, W17, W18, W19, W20, W21, W22, W23, W24, W25, W26, W27, W28, W29, W30, W31, W32, W33, W34, W35, W36, W37, W38, W39, W40, W41, W42, W43, W44, W45, W46, W47, W48, W49, W50, W51, W52, W53, W54, W55, W56, W57, W58, W59, W60, W61, W62, W63, W64, W65, W66, W67, W68, W69, W70, W71, W72, W73, W74, W75, W76, W77, W78, W79, W80, W81, W82, W83, W84, W85, W86, W87, W88, W89, W90, W91, W92, W93, W94, W95, W96, W97, W98, W99, W100*
GK, Konsistenz (F): *S200*
Festigkeitsbew., W/B-Wert: *1,8*
Zement (Cem I 42,5 N PRO HS ONA)
Zusatzstoff: *WET A (Reaktivier)*
Zusatzmittel: *WET B (Flow Control)*
Betton nach **EIGENSCHAFTEN**
Gelieferte Betonsorte unterliegt fremdüberwachter Qualitätskontrolle nach ON B 4710-1 laut Lieferverzeichnis A

Stand der Lieferung m³: Bestellt: *3.000* Geliefert: *3.000* Rest: *0,00*

Reg.-Nr. **254747** Werk: *14215* Telefon: *050643-1000*
LS-Nr. *14215* Datum: *14.04.2015* Fax: *050643-1000*

GEFAHR
durch Frischbeton

- H318 Verursacht schwere Augenschäden.
- H315 Verursacht Hautreizungen.
- P280 Schutzhandschuhe / Schutzkleidung / Augenschutz / Gummistiefel tragen.
- P305 + P351 + P338 Bei Berührung mit den Augen: Einige Minuten lang behutsam mit Wasser ausspülen. Eventuell vorhandene Kontaktlinsen nach Möglichkeit entfernen. Weiter ausspülen. Sofort Vergiftungshilfsstellenzentrale (Tel. 011406343) oder Arzt anrufen.
- P502 + P532 + P233 + P313 Bei Berührung mit der Haut: Mit viel Wasser und Seife waschen.
- P102 Hier nicht in die Hände von Kindern gelangen.
- Nicht im Frischbeton knien oder sitzen
- Mit Frischbeton durchstacheln, Kleidung, Schuhe, Handschuhe etc. SOFORT austauschen und hart reinigen!

Fahrzeug-Nr.: <i>Soban</i> Kennzeichen: <i>Soban</i> Fahrmischerführer/in: <i>Soban</i>	Planmäßige nachträgliche Wasserrückgabe Max. erlaubte, planmäßig vorgesehene Wassermenge in Liter: <i>1055</i> / Fahrzeug Tatsächliche Zugabemenge: <i>1055</i> / Fahrzeug	Uhrzeit, Beladung: <i>08:10</i> Uhrzeit, Entladung: <i>10:00</i>	Ankomst Werk: <i>10:00</i> Reibbeton m³ (kostenpflichtig): <i>11,00</i>	Beginn Entladung: <i>10:00</i> Abfahrt Baustelle: <i>11:00</i>	Dieser Beton entspricht dem in Werk aufgeführten betonverzeichnis, die Übernahme erfolgt auf Grund der Ihnen bekannten Verkaufs- und Lieferbedingungen (www.rohrdorfer.at). Bestätigung der handschriftlichen Eintragungen: <i>Soban</i>	Gefahrenhinweise wurden verstanden. Übernommene Lieferung entspricht der Bestellung, ist ordnungsgemäß und kann eingebaut werden.
Unterschrift: <i>Soban</i>				Unterschrift nach Entladung:	Uhrzeit, Name in BLOCKSCHRIFT:	Unterschrift vor Entladung:



BAUSTAHLGITTERA, AQ

Preisliste für Werkslieferungen, Ausgabe Juni 2011

Gültig ab 10.06.2011 bis auf Widerruf

Kennwerte entsprechen ÖNORM B 4200/ 7 Tafel 1, Gruppe M 550

Type	Stahlquerschnitt		Maschenweite		Drahtstärke		kg/m ²	Gewicht pro Matte	Preis/ 100m ² in €	Preis/ to. in €
	längs cm ² /m	quer cm ² /m	längs in mm	quer in mm	längs in mm	quer in mm				
A 60	2,83	0,65	100	300	6,0	5,0	2,73	39,31	382,20	1.400,00
A 70	3,85	0,79	100	300	7,0	5,5	3,64	52,42	491,40	1.350,00
A 82	5,28	1,11	100	300	8,2	6,5	5,02	72,29	677,70	1.350,00
AQ 42	1,39	1,39	100	100	4,2	4,2	2,18	31,39	305,20	1.400,00
AQ 50	1,96	1,96	100	100	5,0	5,0	3,08	44,35	418,88	1.360,00
AQ 55	2,38	2,38	100	100	5,5	5,5	3,74	53,86	503,03	1.345,00
AQ 60	2,83	2,83	100	100	6,0	6,0	4,44	63,94	586,08	1.320,00
AQ 65	3,32	3,32	100	100	6,5	6,5	5,20	74,88	681,20	1.310,00
AQ 70	3,85	3,85	100	100	7,0	7,0	6,04	86,98	779,16	1.290,00
AQ 76	4,54	4,54	100	100	7,6	7,6	7,12	102,53	911,36	1.280,00
AQ 82	5,28	5,28	100	100	8,2	8,2	8,30	119,52	1.062,40	1.280,00
AQ 90	6,36	6,36	100	100	9,0	9,0	9,98	143,71	1.337,32	1.340,00
AQ 100	7,85	7,85	100	100	10,0	10,0	12,34	177,70	1.653,56	1.340,00
Sondertypen:		Liefermöglichkeiten auf Anfrage								
A 50	1,96	0,46	100	300	5,0	4,2	1,90	27,36	281,20	1.480,00
A 76	4,54	0,94	100	300	7,6	6,0	4,30	61,92	627,80	1.460,00
AQ 38	1,13	1,13	100	300	3,8	3,8	1,78	25,63	313,28	1.760,00

Abmessungen: Länge 6,00m, Breite 2,40m
Sonderabmessungen auf Anfrage

Verrechnungspreis: der Verrechnung wird das Normgewicht, theoretische Gewicht, oder der Preis je m² zugrunde gelegt.

Preise: ab Werk, exkl. MWS.

Preisänderungen, technische Änderungen, Irrtümer und Druckfehler vorbehalten.

BSZ STAHLHANDEL GMBH

4310 Mauthausen, Gewerbestr. 3
Tel.: +43/ 7238/ 30 250, Fax: DW 25
office@betonstahl.at, www.betonstahl.at



2.4 Feldversuch (Arbeitspaket 4)

Geologische Randbedingungen, Messinstrumentierung, Messergebnisse, Auswertung, Bewertung der Versuchsergebnisse

2.4.1 Verfasser des Berichts

Dipl.-Ing. Michael R. Henzinger – Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU Graz
Institutsleiter: O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. mont. Wulf Schubert

2.4.2 Feldversuche

Die Funktionalität der Messsensorik wurde anhand von Feldversuchen in einem im Bau befindlichen Tunnel verifiziert. Dies hat den Vorteil, dass unmittelbar nach Einbau Verformungen stattfinden, welche auch mit geodätischen Messungen kontinuierlich erfasst werden. Dies lässt einen direkten Vergleich zwischen den herkömmlichen und den neu entwickelten Messsystemen zu. Vorversuche haben gezeigt, dass der Einbau im laufenden Betrieb und die Messung der unmittelbaren Verformungen möglich ist (Wagner, 2017).

Der Einbau des Messsensorik fand am Semmering Basistunnel Baulos SBT 1.1 – Gleis 2 statt. Hierbei wurde der Messquerschnitt 02172 bei TM 2171,30 mit faseroptischen Messsystemen des IGMS⁵ der Technischen Universität Graz und der Firma HBM⁶ ausgestattet. Der Einbau in der Kalotte fand am 04.02.2018, in der Strosse und Sohle am 08.02.2018 statt. Der Baufortschritt sowie die Positionierung des Messquerschnitts sind in Abbildung 61 dargestellt.

⁵ Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Technische Universität Graz, Steyrergasse 30/II, 8010 Graz

⁶ Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Lemböckgasse 63/2, 1230 Wien

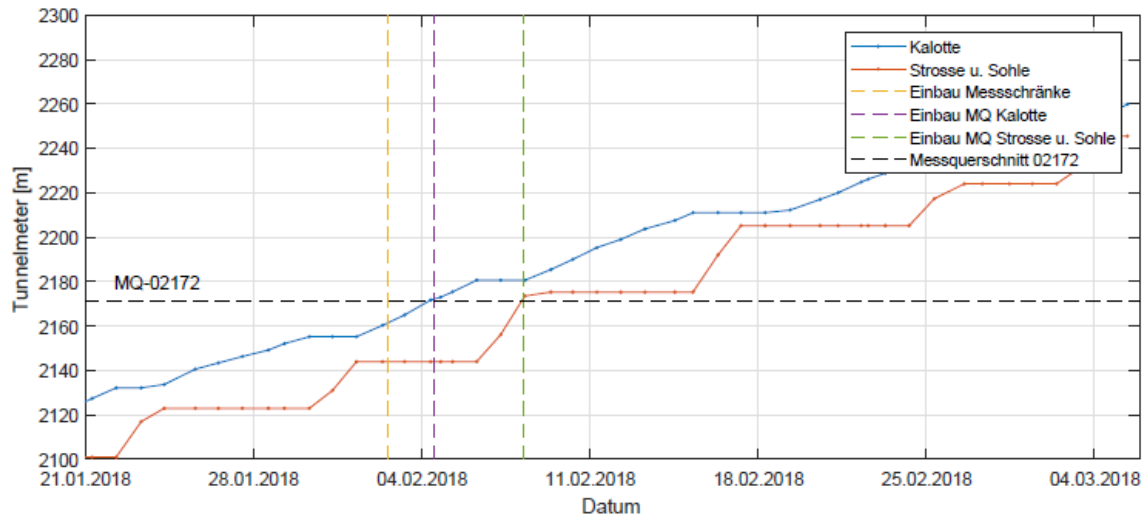


Abbildung 61: Baufortschritt von Kalotte, Strosse und Sohle in Bezug auf Messquerschnitt 02172.

Die Dehnungsmessungen sämtlicher installierter Messinstrumente finden kontinuierlich in definierten Zeitabständen statt und können per Fernzugriff ausgelesen werden. Die Messintervalle lassen sich jederzeit anpassen.

2.4.2.1 Geologische Randbedingungen

Der Messquerschnitt befindet sich geotektonisch im Oberostalpin im Deckensystem der Grauwackenzone. Genauer betrachtet, innerhalb der Norischen Decke am Übergang zur Veitscher Decke. Lokal wird die Geologie von der Eichberg Seitenverschiebung dominiert. Abbildung 62 zeigt den Subhorizontalschnitt von Gleis 2 und die Position des Messquerschnitts (ÖBB-Infrastruktur AG, 2018b).

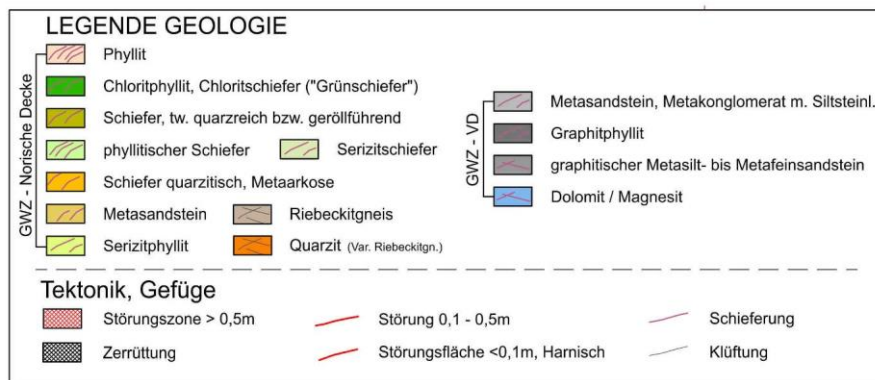
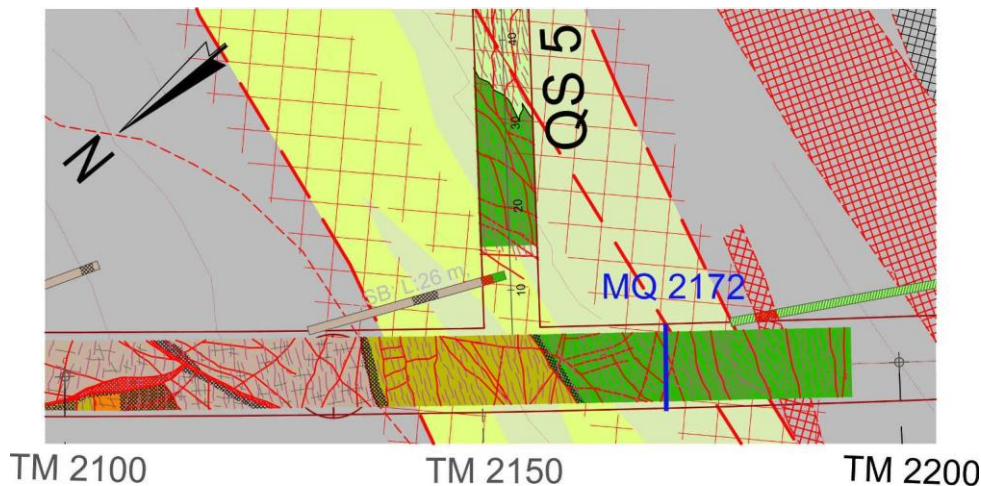


Abbildung 62: Geologischer Subhorizontalschnitt von Gleis 2 und Querschlag 5 bei MQ 2172 (ÖBB-Infrastruktur AG, 2018b).

Abbildung 63 zeigt die geologische Orstbrustskizze bei TM 2172,3. In diesem Abschlag wurde der faseroptische Messquerschnitt eingebaut. Das Gebirge in diesem Bereich besteht zum überwiegenden Anteil aus Chloritschiefer mit untergeordneten Phyllitlagen. Aus der Dokumentation (ÖBB-Infrastruktur AG, 2018a) geht hervor, dass das Gebirge an dieser Station stark zerlegt und anisotrop ist. An den zum Teil steil stehenden Trennflächen besteht die Möglichkeit von größeren Ausbrüchen.

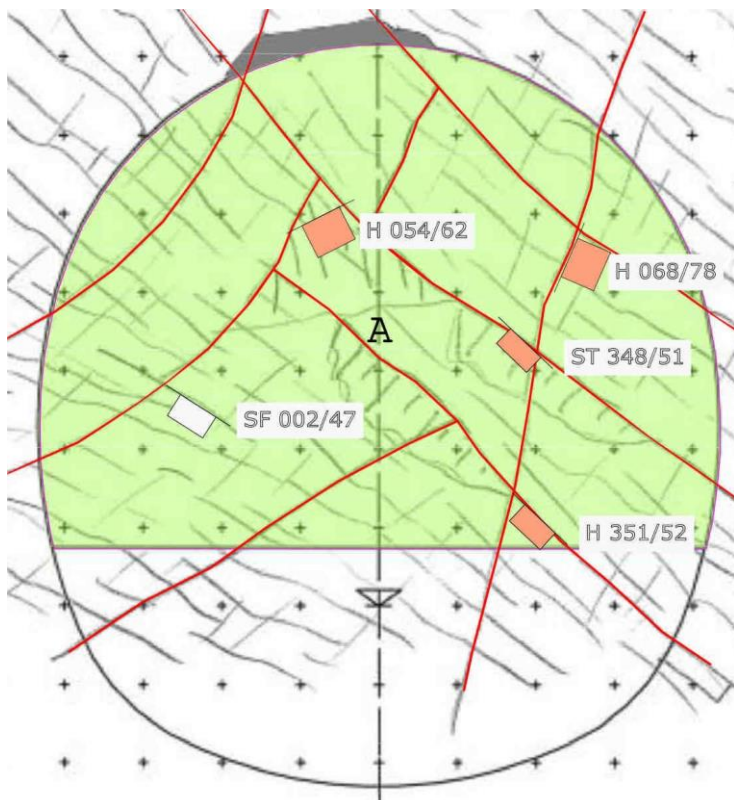


Abbildung 63: Geologische Ortsbrustkartierung bei TM 2172,3 (ÖBB-Infrastruktur AG, 2018a).

2.4.2.2 Messinstrumentierung

Zur kontinuierlichen Messung und dem Schutz der Messinstrumente während des Vortriebs, wurde folgendes Messkonzept erarbeitet:

- Messschränke — beinhalten Messgeräte und Aufzeichnungselektronik.
- Kabelanschlussbox — Verbindung zwischen Messquerschnitt und Zuleitung der Messschränke.
- Messquerschnitt — Messelektronik zur Aufzeichnung der Verformungen.

2.4.2.2.1 Messschränke

Die Messschränke beinhalten die Messelektroniken zur Erfassung der DFOS- und FBG-

Sensoren. Diese wurden oberhalb der Versorgungsleitungen der ARGE SBT1.1 im Gleis 2 ca. 100 m hinter dem Messquerschnitt bei TM 2070 montiert.

Die Verformungswerte werden hier zwischengespeichert und können jederzeit mittels Fernzugriff ausgelesen werden. Ebenso lässt sich die Messfrequenz jederzeit ferngesteuert entsprechend den Bedingungen anpassen.

Ausgehend von den Messschränken verläuft ein optisches Multifaserkabel an der rechten Ulme von Gleis 2 oberhalb der Versorgungsleitungen in Richtung Ortsbrust. Auf einer Länge von ca. 30 m wurde dieses hinter der Orstbrust eingespritzt, um Beschädigungen durch den Sprengvortrieb zu vermeiden. Die eingebauten Messschränke sowie die Sende- und Empfangsantenne sind in Abbildung 64 dargestellt.



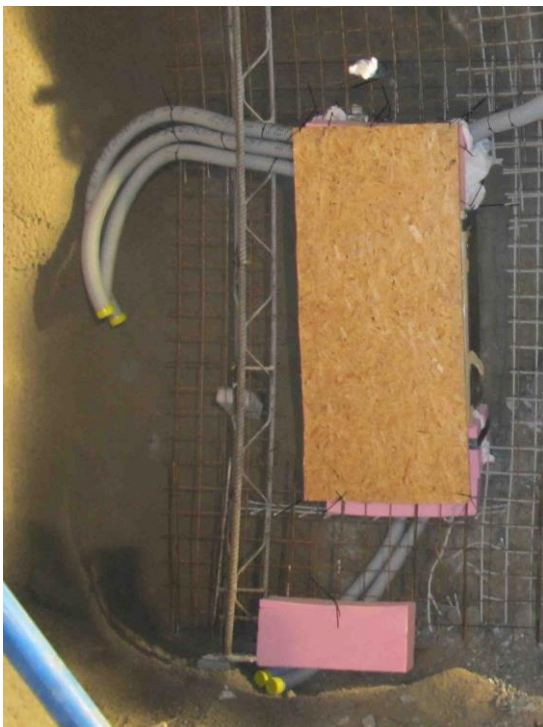
Abbildung 64: Messschränke am rechten Ulm.

Mit der Messsensorik für DFOS-Sensoren wurden während der ersten 5 Wochen permanente Messungen durchgeführt. Nach Abklingen der Anfangsdeformationen wurde das Messinstrument entfernt. Derzeit werden weiterführende Messungen punktuell durchgeführt. Eine Wiedereinrichtung einer Messungen ist aber jederzeit möglich.

2.4.2.2.2 Kabelanschlussbox

Die Kabelanschlussbox (Abbildung 65 dient zur Signalübertragung zwischen Messquerschnitt und Multifaserkabel. Diese wird einen Abschlag vor dem Messquerschnitt in der Außenschale am temporären Kalottenfuß eingebracht. Zum Anschluss des Messquerschnitts in der Kalotte, des Messquerschnitts in Strosse und Sohle, sowie des Multifaserkables wurde oberhalb und unterhalb eine XPS Platte mit der Höhe von 0,4 m und 0,3 m eingebaut. Zum Schutz während des Spritzvorganges wurde eine Holzschutzplatte hohlraumseitig an der Kabelanschlussbox befestigt.

Um eine Verkabelung nach Auffahren des Messquerschnittes zu ermöglichen, wurden drei Kabelschutzrohre oberhalb durch den Gitterträger geführt. Nach Einbau der Kabelanschlussbox wurde das Multifaserkabel zu den 100 m entfernten Messschranken verlegt.



(a) Kabelanschlussbox vor dem Einspritzvorgang mit Holzplatte abgedeckt.



(b) Freigelegte Kabelanschlussbox nach dem Einspritzvorgang

Abbildung 65: Kabelanschlussbox zur Verbindung des Messquerschnitts und des Multifaserkabels.

2.4.2.2.3 Messquerschnitt

Der Messquerschnitt 2172 liegt einen Abschlag vor der Kabelanschlussbox. Zur Erfassung der Dehnungen in Umfangsrichtung wurden entsprechende faseroptische Messsensoren angebracht. In Abbildung 66 sind die Installationen in einer schematischen Schnittdarstellung durch die rechte Ulme ersichtlich.

Es wurden jeweils zwei faseroptische DFOS-Kabelstränge am äußeren und inneren Baustahlgitter in der Kalotte, Strosse und Sohle angebracht. Die doppelte Ausführung dient zur Temperaturkompensation der gemessenen Dehnungen. Hierdurch ist eine annähernd durchgehende Messung der Umfangsdehnung möglich. Durch die Messung in zwei Lagen lassen sich für die entsprechenden Positionen in Umfangsrichtung der Dehnungszustand des angenommenen Querschnitts an diesen bestimmen.

Zusätzlich wurde ein Gitterträger (ungespießt) mit FBG-Sensoren an sieben Positionen in der Kalotte bestückt. Zudem wurden drei Messkörbe an der Firste, dem rechten und dem linken Kämpfer angebracht. Die Messkörbe wurden am äußeren Baustahlgitter befestigt und messen die Umfangsdehnung an zwei in radialer Richtung unterschiedlichen Positionen.

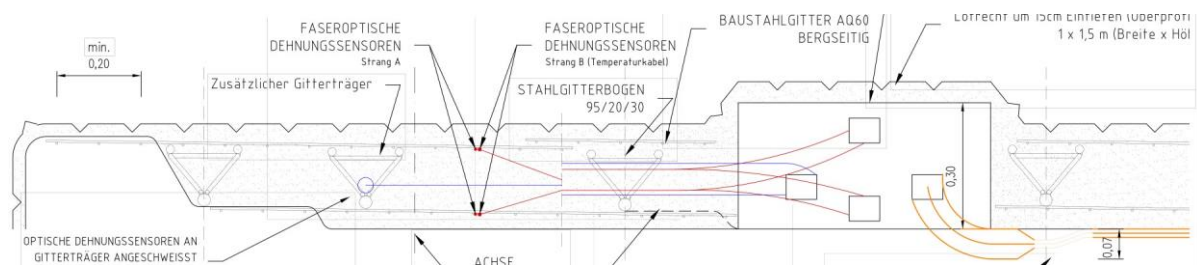


Abbildung 66: Schematische Schnittdarstellung des Messquerschnitts auf Höhe der Kabelanschlussbox.

In weiterer Folge wurden sieben Bireflex-Targets entlang der Kalottenlaibung angebracht. Die Positionen der Messinstrumentierung im Messquerschnitt sind in Abbildung 67 dargestellt (1 - geodätische Messpunkte, 2 - durchgehendes faseroptisches Sensorkabel am äußeren Baustahlgitter in der Kalotte [2a - Dehnungskabel, 2b - Temperaturkabel] (IGMS), 3 - durchgehendes faseroptisches Sensorkabel am inneren Baustahlgitter in der Kalotte (IGMS), 4 - durchgehendes faseroptisches Sensorkabel am äußeren Baustahlgitter in der Strosse/Sohle (IGMS), 5 - FBG Dehnungssensoren äußere und innere

Bewehrungsgitterlage (HBM), 6 - FBG Dehnungssensoren angeschweißt am zusätzlichen Gitterträger (HBM)).

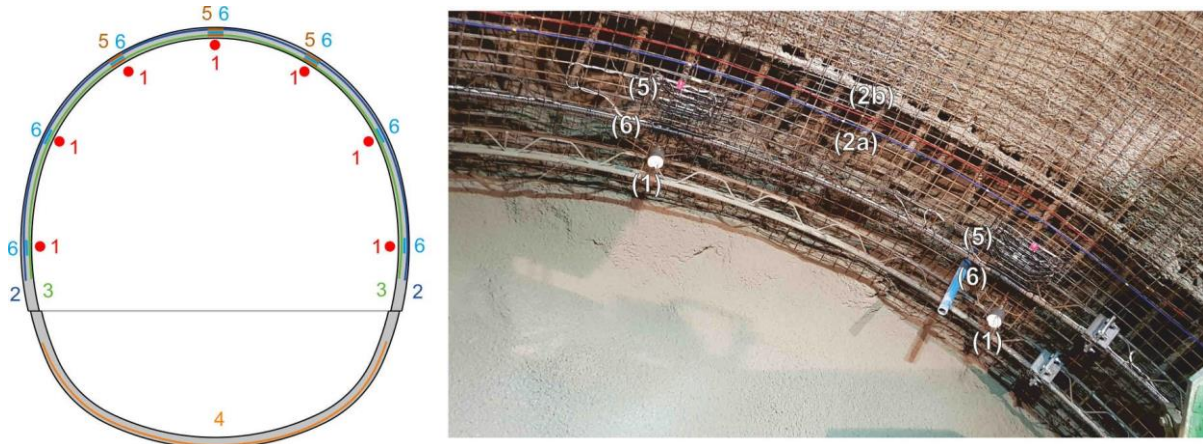


Abbildung 67: Position der geodätischen Messpunkte sowie der installierten faseroptischen Sensoren im Messquerschnitt 2172.

Beim Einbau der inneren Spritzbetonlage in Strosse und Sohle wurde trotz der Sicherungsmaßnahmen die innere Lage der faseroptischen Messsensoren irreparabel beschädigt. Aus diesem Grund war nur eine vollständige Auswertung für die Kalottenverschiebungen möglich.

Abbildung 68 zeigt den Längsschnitt von der Ortsbrust bis zu den Messschranken, welcher die gesamte Messinstrumentierung beinhaltet.

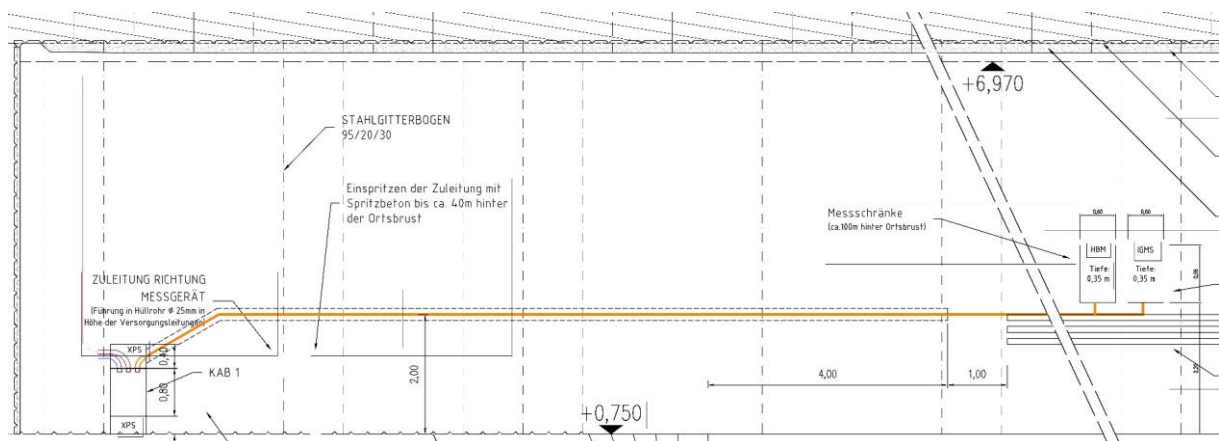


Abbildung 68: Längsschnitt der verbauten Messinstrumentierung.

2.4.2.2.4 Vortriebsverzögerung

Folgende Vortriebsverzögerungen wurden bei Einbau der Kabelanschlussbox und dem Messquerschnitt dokumentiert:

Kabelanschlussbox: 60 Minuten

Messquerschnitt Kalotte: 6 Stunden 15 Minuten

Messquerschnitt Strosse: 4 Stunden 10 Minuten

Diese Verzögerungen enthalten reine Stillstandszeiten, bei welchen der Vortrieb komplett unterbrochen wurde, um die Messinstrumentierung einzubauen. Verzögerung auf Grund von schonender Arbeitsweise (z.B.: Verringerung des Spritzbetondurchflusses) konnten nicht erfasst werden.

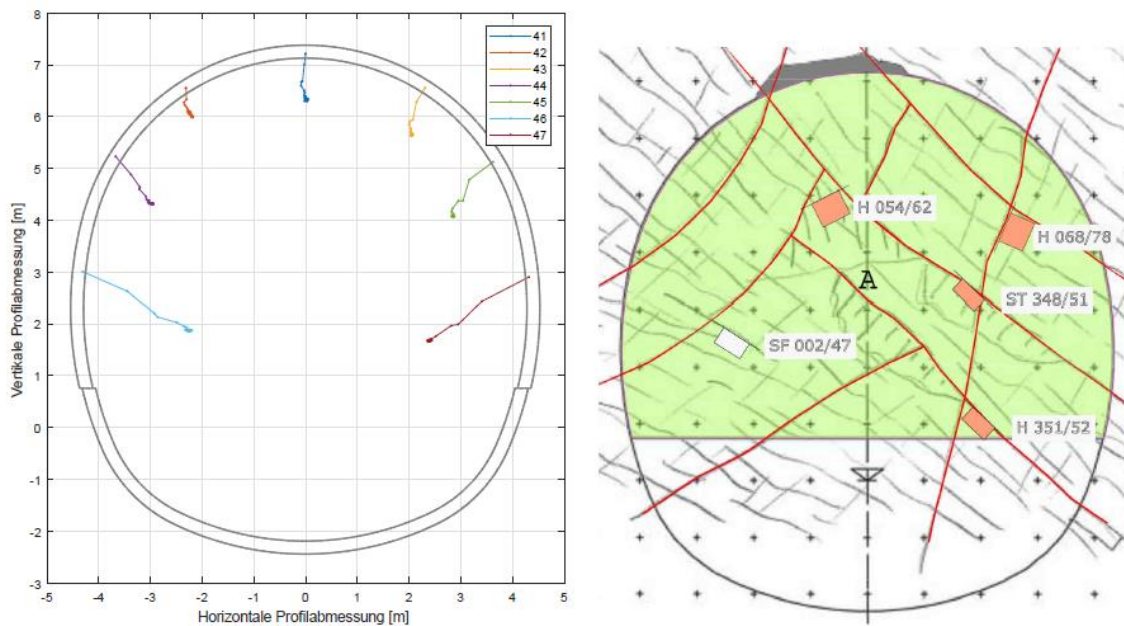
Eine detaillierte Aufstellung der Vortriebsverzögerungen ist im Anhang ersichtlich.

2.4.2.3 Messergebnisse

Die faseroptischen Messinstrumente erfassen Dehnungen in Umfangsrichtung an der jeweiligen Position in der Spritzbetonschale. Demgegenüber stehen die 3D Deformationsmessungen von Bireflex-Targets, an welchen die Verschiebung an sieben Positionen in der Kalotte wiedergeben werden kann, was einen unmittelbaren Vergleich der beiden Messsysteme nicht zulässt. Demgegenüber können baubetriebliche Einflüsse, wie der Ausbruch der Strosse/Sohle qualitativ gut gegenübergestellt werden.

2.4.2.3.1 Verschiebungsmessungen

Die Auswertung der geodätischen Messungen zeigt ein vom Trennflächengefüge nur geringfügig geprägtes Verformungsverhalten (siehe Abbildung 69). Dieses kann geringfügig am rechten Ulm bei Messpunkt 41, 42, 43 und 45 beobachtet werden.



(a) Verschiebungsmessungen im Profilschnitt für MQ 2172 (Verformung bei 35 – facher Überhöhung). (b) Geologische Ortsbrustkartierung bei TM 2172,3 (ÖBB-Infrastruktur AG 2018a).

Abbildung 69: Gegenüberstellung von Profilverschiebung und Ortsbrustdokumentation.

Bei Betrachtung der vertikalen (Abbildung 70) und horizontalen (Abbildung 71). Verschiebungen, kann festgestellt werden, dass auf der rechten Ulme größere Verformungen als auf der linken Ulme in beiden Darstellungen stattfinden. Diese sind auf die Schieferungsorientierung zurückzuführen. Bei den Vertikalverschiebungen kann, mit Ausnahme des linken Kämpfers (Messpunkt 42), der Einfluss des Strossen/ Sohlenvortriebs beobachtet werden. Die Horizontalverschiebungen in den Ulmen zeigen deutlich den Einfluss des Ausbruchs von Strosse und Sohle. Des Weiteren ist festzuhalten, dass der Messgitterträger, welcher nicht in die Strosse verlängert wurde, nur einen unvollkommenen Kraftschluss mit dem Strossen- Sohlausbau hatte.

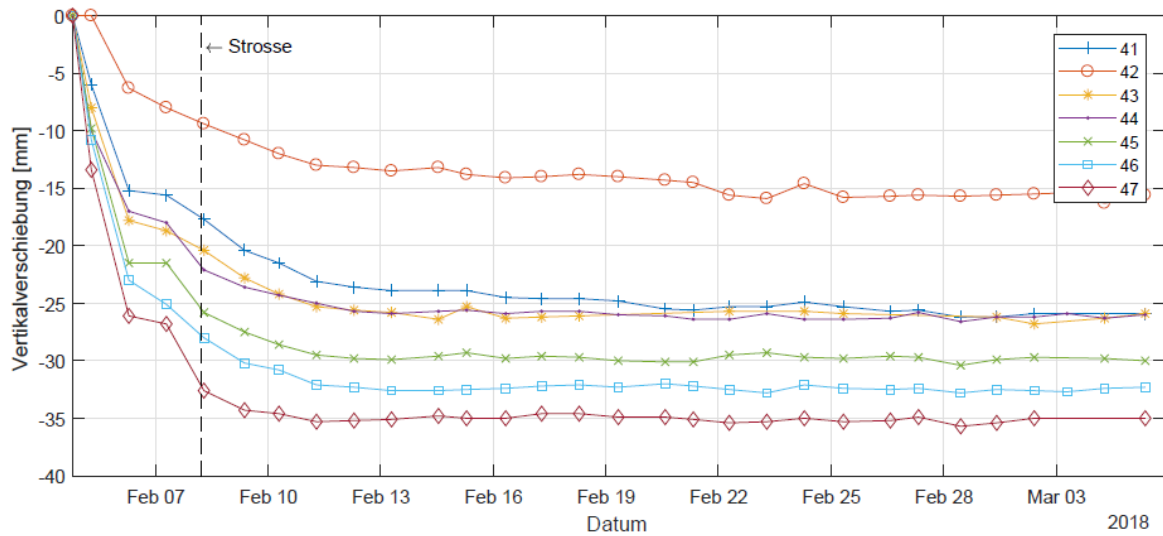


Abbildung 70: Vertikalverschiebung der geodätischen Messpunkte.

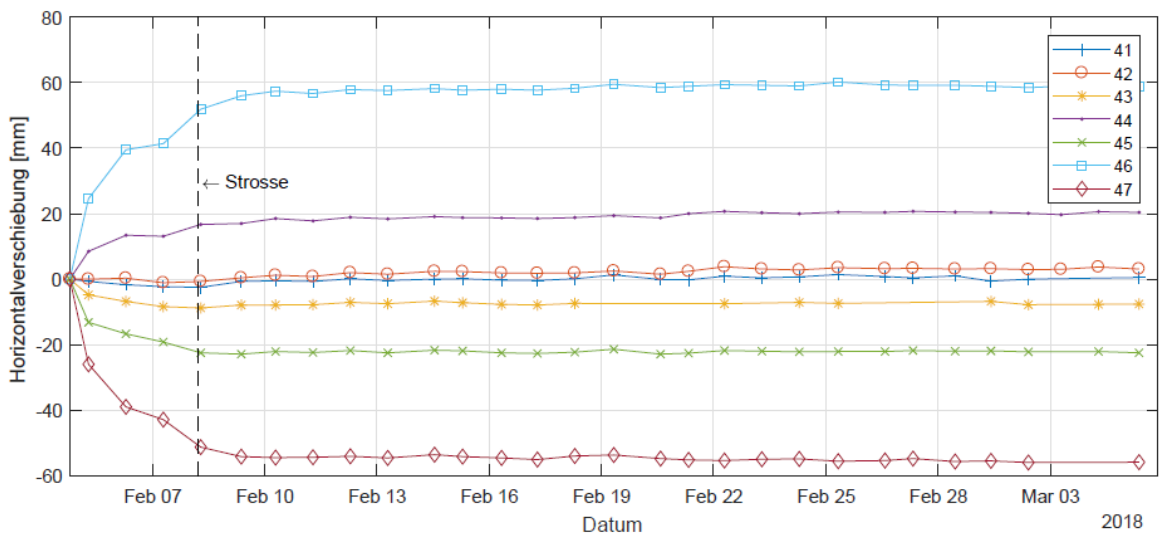


Abbildung 71: Horizontalverschiebung der geodätischen Messpunkte.

2.4.2.3.2 Dehnungsmessungen

Die Nullmessung der Kalotte wurde mit 02.02.2018 21:15:11, nach Beendigung des Einspritzvorganges der zweiten Lage, gewählt. Sämtliche Folgemessungen beziehen sich auf diesen Zeitpunkt. Alle Ergebnisse sind temperaturkompensiert und repräsentieren die Dehnungsentwicklung auf Grund mechanischer Einwirkungen.

Gegenüberstellung der Dehnungen an definierten Positionen

Die Gegenüberstellung der gemessenen Umfangsdehnungen ist in den Abbildungen 72 bis 74 für den linken Kämpfer, die Firste und den rechten Kämpfer dargestellt. Zusätzlich wurde in Abbildung 73 die Vertikalverschiebung des Bireflex-Targets an der Firste dargestellt.

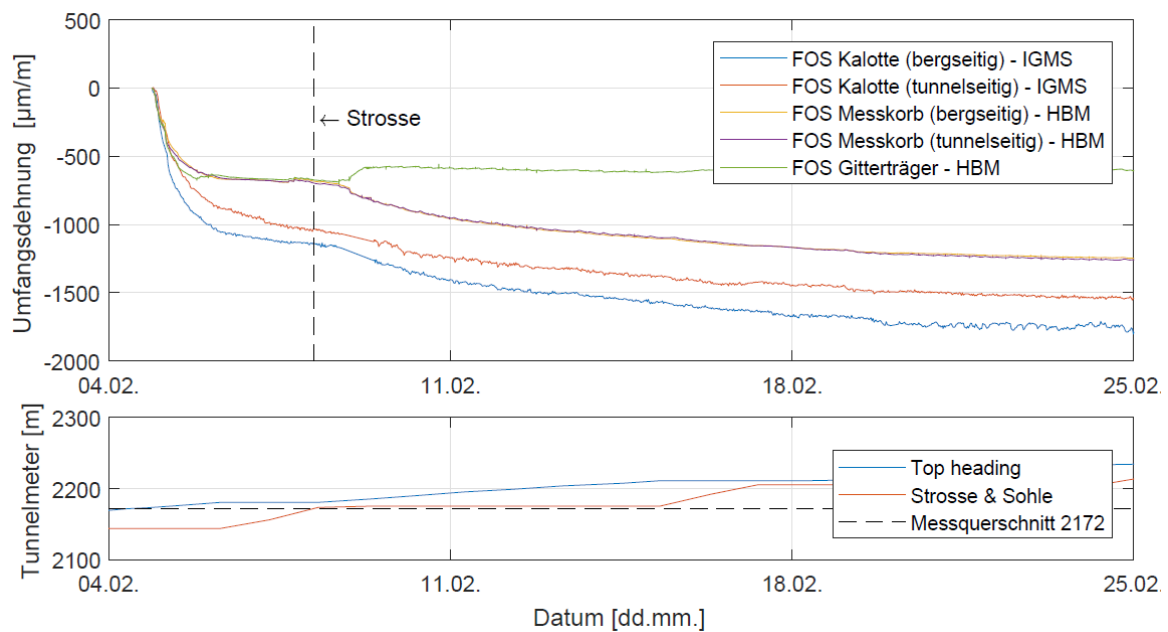


Abbildung 72: Gegenüberstellung der Umfangsdehnungen am linken Kämpfer (negative Dehnungen deuten auf Stauchung hin).

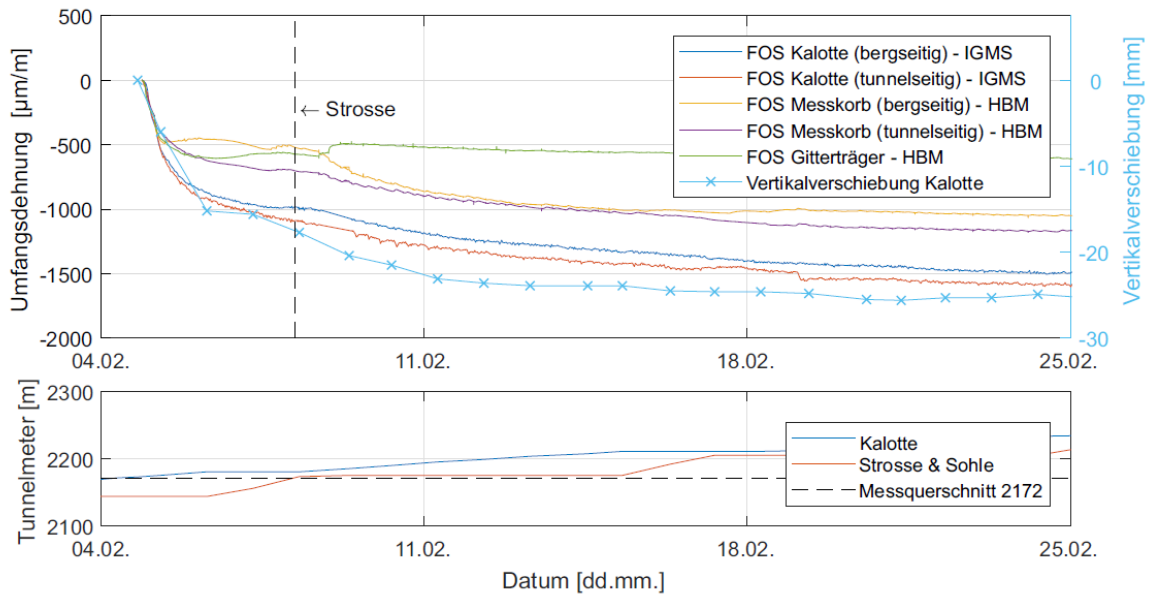


Abbildung 73: Gegenüberstellung der Umfangsdehnungen und der Vertikalverschiebung des Firstpunktes (Negative Dehnungen deuten auf Stauchung hin).

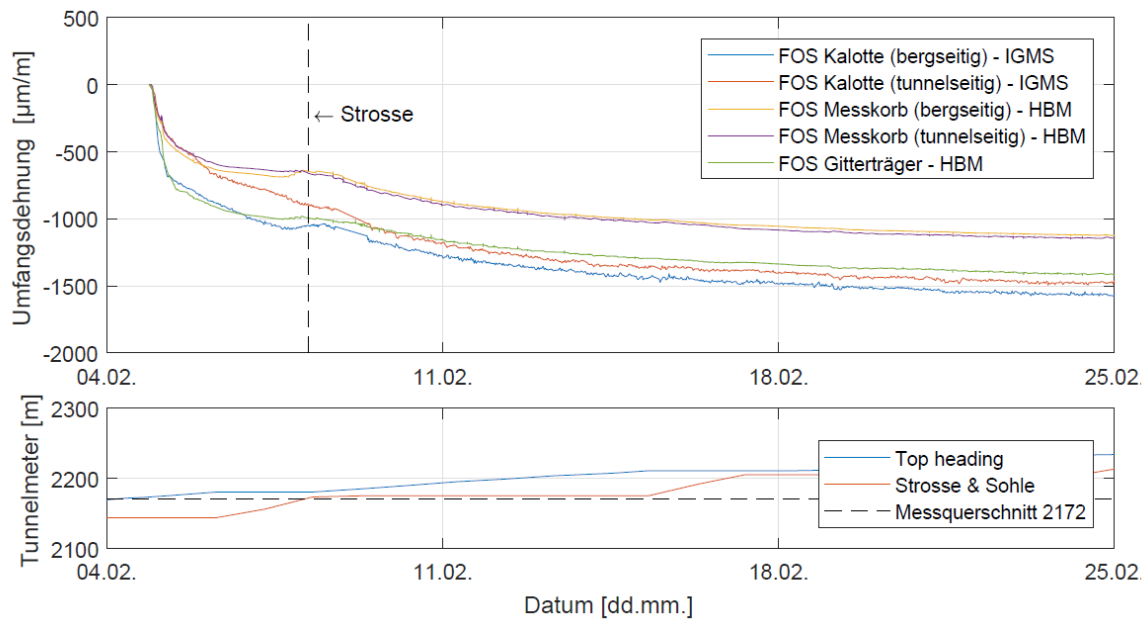


Abbildung 74: Gegenüberstellung der Umfangsdehnungen am rechten Kämpfer (Negative Dehnungen deuten auf Stauchung hin).

Bei allen Abbildungen lässt sich die Zunahme der Dehnungen mit fortschreitendem Vortrieb und dem Strossenvortrieb qualitativ feststellen. Zwischen den Dehnungsmessungen mittels DFOS- und FBG-Sensoren kommt es zu signifikanten Abweichungen. Bei

den Messkörben der FBG-Sensoren kann dies auf den zu steif ausgeführten Messaufbau zurückgeführt werden. Bei dem zusätzlich montierten Messgitterträger ist, nach Ausbruch von Strosse und Sohle, eine Abnahme der Stauchung zu erkennen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Messgitterträger, welcher nicht in die Strosse verlängert wurde, nur einen unvollkommenen Kraftschluss mit dem Strossen/Sohlausbau hatte.

Abbildung 75 zeigt die zeitliche Entwicklung der Umfangsdehnung an den unterschiedlichen Positionen am Messgitterträger. Hierbei kann eine Abnahme der Stauchung mit Ausnahme der 13:00 Position unterschiedlich stark festgestellt werden. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass hier die Orientierung der Schieferung die Ulme tangiert und eine Scherverschiebung entlang der Schieferung größere Stauchungen im Spritzbeton verursacht.

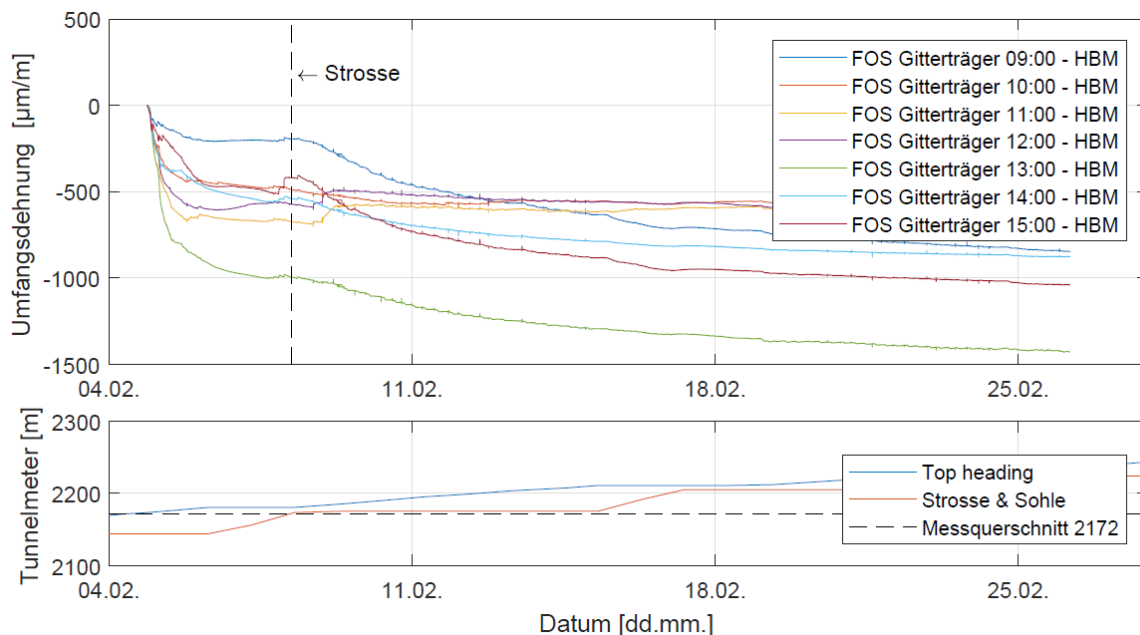


Abbildung 75: Gegenüberstellung der Umfangsdehnungen an unterschiedlichen Positionen des zusätzlichen Gitterträgers (Negative Dehnungen deuten auf Stauchung hin).

Darstellung der Dehnungen am gesamten Querschnitt

Zur Darstellung der Dehnungen wurden die in Abbildung 76 markierten (vertikale strichlierte Linien) Zeitpunkte nach dem Einbau herangezogen.

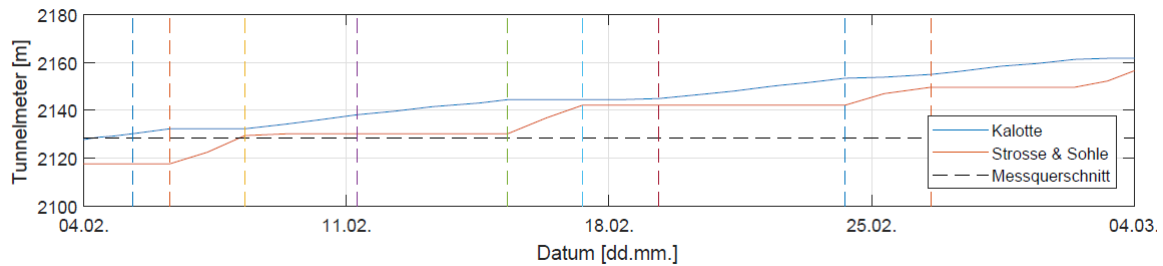


Abbildung 76: Ausgewählte Zeitpunkte zur Darstellung der Ergebnisse der Umfangsdehnungen.

Die Dehnungen (siehe Abbildung 77) wurden rechtwinklig zur Tunnellaibung dargestellt. Umfangsänderungen in Richtung des Hohlraums deuten auf Stauchung, in Richtung des Gebirges auf Extension hin.

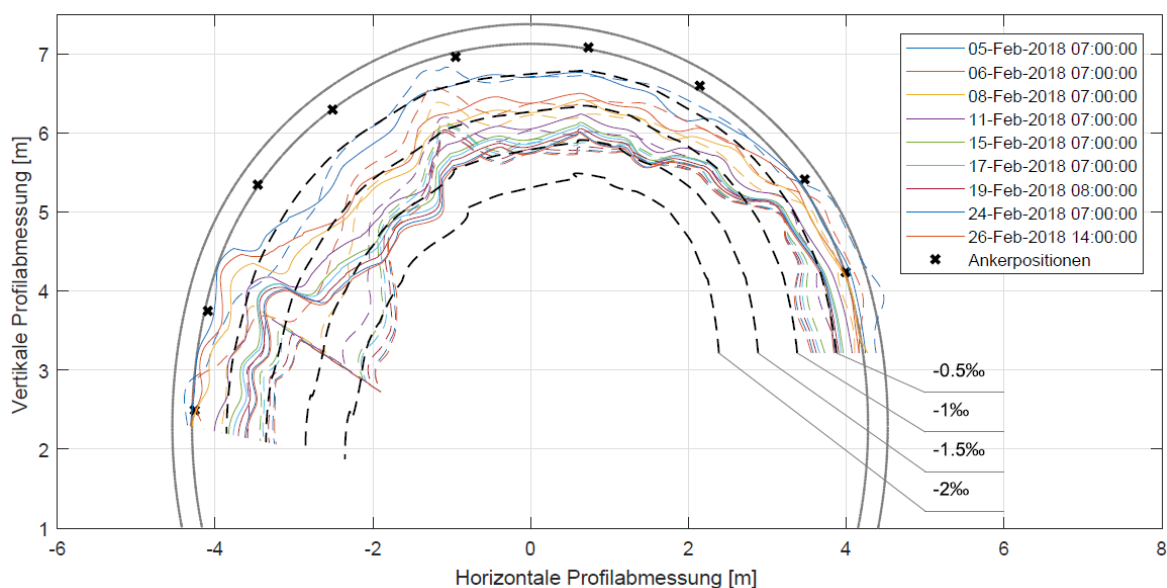


Abbildung 77: Entwicklung der Dehnungsverteilung in der Kalotte (durchgezogen – äußere Lage; strichliert – innere Lage; x – Ankerpositionen; negative Dehnungen deuten auf Stauchung hin).

Beide faseroptischen Messlagen zeigen, wie in Abbildung 72 bis Abbildung 74 ersichtlich, eine kontinuierliche Zunahme der Dehnungen mit fortschreitendem Vortrieb. Auf der linken Ulme ist in der inneren Lage eine Unstetigkeit erkennbar, welche nach Ausbruch von Strosse/Sohle auftritt. Ebenso tritt diese unmittelbar in der Nähe eines Ankers auf. Der Sprung im Dehnungsverlauf könnte damit erklärt werden, dass ein Quereisen des inneren Baustahlgitters an der Oberseite des Ankers ansteht. Nach Auffahren von Stros-

se/Sohle kommt es unterhalb des Ankers kurzfristig zu einer Entlastung. Der Bereich oberhalb wird hingegen zusätzlich gestaucht. Auf der Höhe des Ankers wäre somit ein Sprung in der Dehnungsverteilung messbar.

Die größten Dehnungen in der äußeren Lage treten im First- und Kämpferbereich auf. In der inneren Lage ist die Verteilung der Dehnungen gleichmäßiger, mit Ausnahme der Unstetigkeit an der linken Ulme.

Abbildung 78 zeigt die Dehnungsverteilung, welche durch die Längenänderung zwischen den Bireflex-Targets ermittelt wurde. Der Verlauf zwischen den Messpunkten wurde in weitere Folge nichtlinear interpoliert. Es ist darauf hinzuweisen, dass die direkte Verbindung zwischen den Messpunkten von der tatsächlichen Umfangslänge geringfügig abweicht.

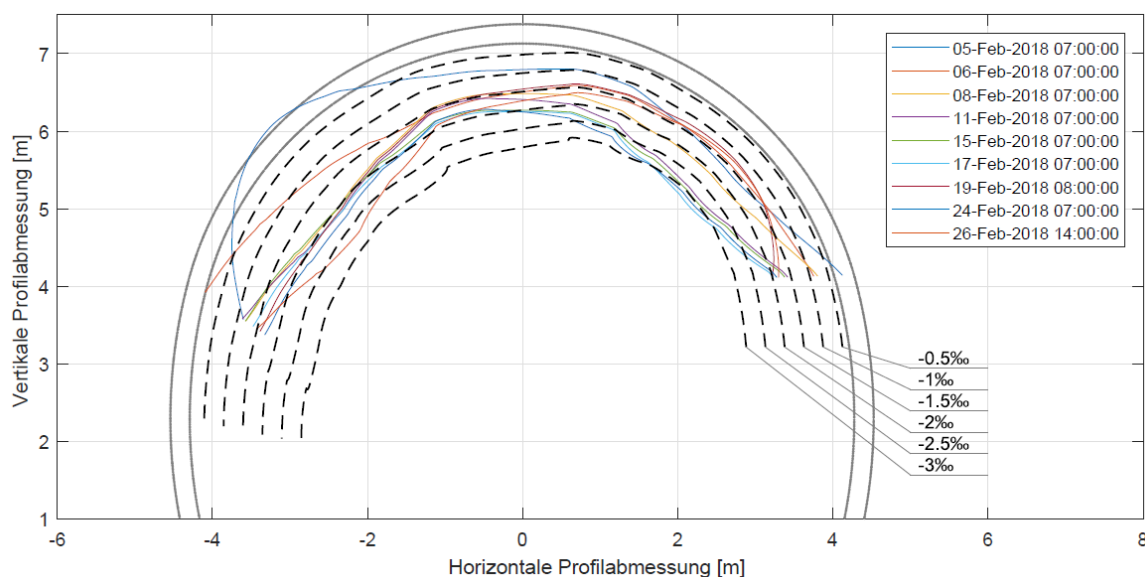


Abbildung 78: Entwicklung der Dehnungsverteilung zwischen den geodätischen Messpunkten der Kalotte (Negative Dehnungen deuten auf Stauchung hin).

Zwischen den faseroptischen und den geodätischen Dehnungsverläufen sind Abweichungen bis zu 1 ‰ erkennbar. Diese können zum Teil durch die Messabweichung der geodätischen Messungen erklärt werden. Des Weiteren ist der Abstand zwischen eingebauten Zielmarken und faseroptischen Sensoren für die Größe der auftretenden Dehnungen von Bedeutung. Abbildung 79 zeigt die Entwicklung der Radialverschiebungen an zwei Messquerschnitten innerhalb eines Abschlags. Es ist zu erkennen, dass

der Messquerschnitt näher zur Ortsbrust (unten) höhere Verformungen erfährt als jener der von der Ortsbrust weiter entfernt ist (oben). Da die Bireflex-Targets am Messquerschnitt 2172 näher zur Ortsbrust als die faseroptischen Messsysteme montiert wurden ist diese Abweichung der Messergebnisse nachvollziehbar.

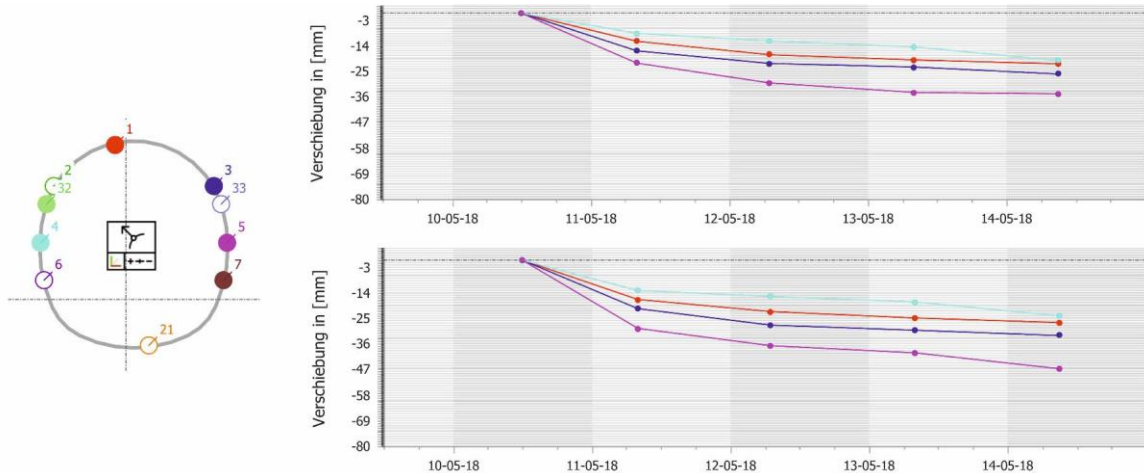


Abbildung 79: Entwicklung der Radialverschiebungen innerhalb eines Abschlages an zwei zur Ortsbrust unterschiedlichen Messquerschnitten (oben: größere Entfernung zur Ortsbrust; unten: geringere Entfernung zur Ortsbrust; SBT 1.1 Gleis 1, MQ 2699 und MQ 2700).

2.4.2.4 Auswertung

Zur Auswertung der jeweiligen Dehnungsebenen werden die Positionen der faseroptischen Messpunkte der inneren Bewehrungslage der Kalotte herangezogen. Um die Dehnungsebene beschreiben zu können, wird ein linearer Verlauf der Dehnungen zum jeweils nächsten Messpunkt der bergseitigen Bewehrungslage angenommen. Der Abstand der Messpunkte in beiden Messlagen ist konstant. Auf Grund der unterschiedlichen Längen in Umfangsrichtung kann es zu einer leichten Verdrehung der Dehnungsebene kommen. Weiters werden, bedingt durch diese Prozedur, Messpunkte in der bergseitigen Lage übersprungen. Die Spritzbetonschale wird mit einer konstanten Dicke von 25 cm angenommen. Der innere Hebelarm d_i wird aus dem radialen Abstand zwischen innerer und äußerer Bewehrungslage ermittelt. Hierbei wird angenommen, dass beide Lagen den gleichen Abstand zur Schwerlinie aufweisen und diese sich in der Mitte der Dehnungsebene befindet.

2.4.2.4.1 Krümmung der Spritzbetonschale entlang des Querschnitts

Die Krümmung der jeweiligen Dehnungsebene lässt sich mit folgendem Zusammenhang ermitteln.

$$\kappa = \frac{\epsilon_A - \epsilon_I}{d_i} \quad (1)$$

mit κ ... Krümmung der Außenschale

$\epsilon_{A,i}$... Axialdehnung der äußeren Messlage an der Position i

$\epsilon_{I,i}$... Axialdehnung der inneren Messlage an der Position i

d_i ... Abstand der Messlagen

Abbildung 80 zeigt den Verlauf der Krümmungen zu den jeweiligen Messzeitpunkten in Abbildung 76. Negative Krümmungen deuten auf eine höhere Stauchung der bergseitigen Bewehrungslage hin.

Bedingt durch die Verbundwirkung sind im Bereich der Anker an der Tunnellaibung geringere Radialkonvergenzen zu erwarten. Im Bereich von Ankern sollte es somit zu einer positiven Krümmung, zwischen den Ankern zu einer negativen Krümmung kommen. Dieser Effekt ist in Abbildung 80 zum Teil nachvollziehbar. Es ist anzunehmen, dass bei Ankern, welche eine andere Krümmungscharakteristik aufweisen, die Verbundwirkung zum Gebirge nicht ausreichend gegeben ist.

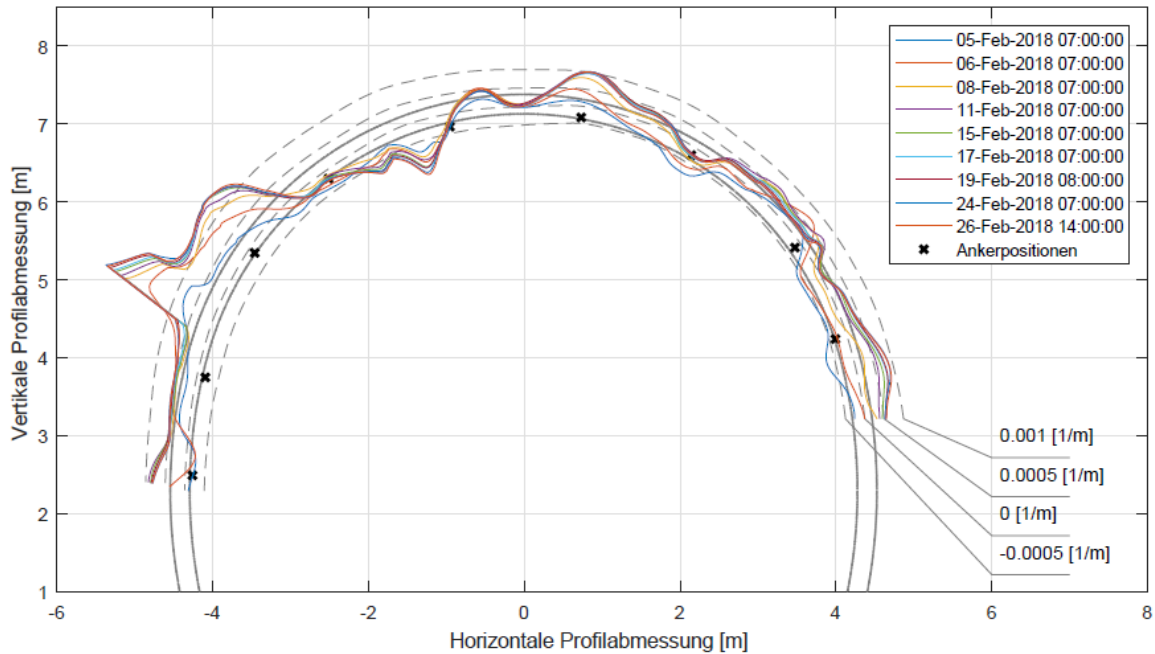


Abbildung 80: Entwicklung der Krümmungsverteilung in der Kalotte (x – Ankerpositionen; negative Werte deuten auf Stauchung der Außenfaser und Dehnung der Innenfaser hin).

2.4.2.4.2 Spannungen in der Außenschale

Anhand der Dehnungsebene lassen sich, unter Zuhilfenahme geeigneter Stoffgesetze, die Spannungen getrennt für das Baustahlgitter und den Spritzbeton ermitteln. Hierfür ist die Kenntnis der Dehnungsebene notwendig. Aus diesem Grund kann diese Prozedur nur für Ebenen mit mindestens zwei Dehnungsmessungen vorgenommen werden. Eine Ermittlung mittels einer Dehnungsmessung ist möglich, jedoch muss hier von einer konstanten Dehnungsverteilung ausgegangen werden. Im Folgenden werden für die faseroptischen Messungen nur jene Bereiche ausgewertet, bei welchen die Dehnungsebene durch zwei Messbahnen bestimmt ist. Die Spannungen gelten hierbei für den Bereich der gemessenen Dehnungen.

Bewehrung

Die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Stahl wurde bis zum Erreichen des Fließmomentes bei 0,275% und 550 MPa elastisch ohne nachfolgende Verfestigung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) angenommen. Da die faseroptischen Dehnungsmessungen

an den Bewehrungsgittern durchgeführt werden, kann diese Dehnung als jeweilige Stahldehnung der äußeren (A) und inneren (I) Lage angenommen werden. Die Stahlspannungen lassen sich durch die Kenntnis des Elastizitätsmoduls gemäß folgender Beziehung ermitteln:

$$\sigma_{Bewehrung} = E_{Bewehrung} \cdot \frac{\epsilon_A + \epsilon_I}{2} \quad (2)$$

Abbildung 81 zeigt die Spannungsentwicklung beider Bewehrungslagen, verteilt über die Kalotte. Wie bereits bei der Dehnungsverteilung, kann hier eine Unstetigkeit im Verlauf an der linken Ulme festgestellt werden. Im beobachteten Zeitraum beträgt die maximale Stahlspannung 377 MPa.

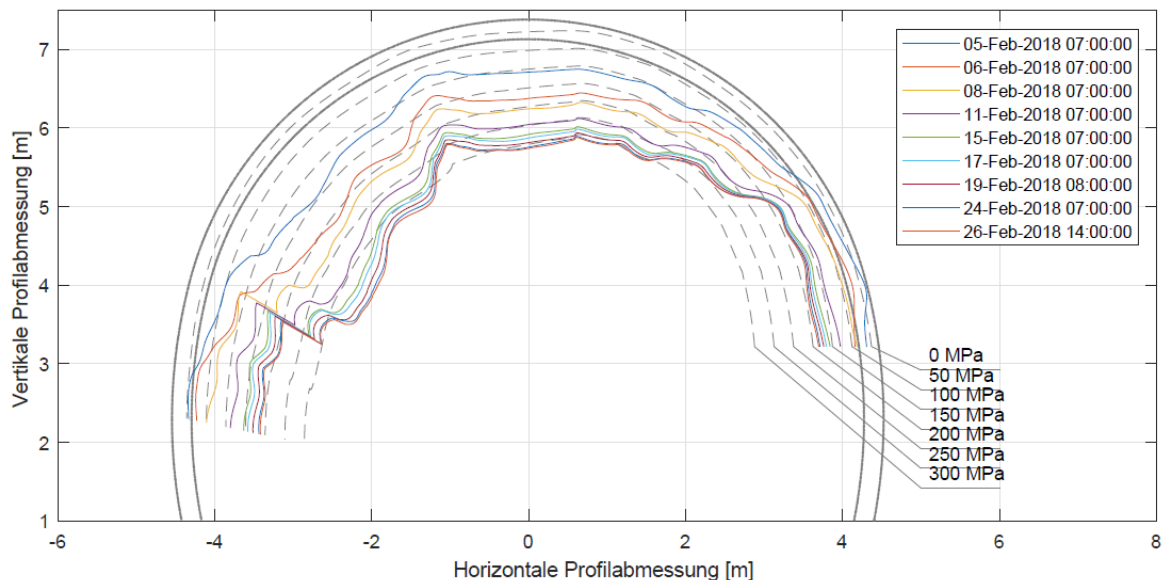


Abbildung 81: Spannungsentwicklung der Bewehrung in der Kalotte.

Spritzbeton

Zur Ermittlung der Spannungen im Spritzbeton ist neben der Dehnungen auch die Nichtlinearität zu berücksichtigen. Der Unterschied zwischen Beton und Spritzbeton ist der Belastungszeitpunkt und das Betrachtungsintervall. Beton wird im Allgemeinen im abgebundenen Zustand belastet. Im Gegensatz dazu ist Spritzbeton unmittelbar nach dem Aufbringen Verformungen ausgesetzt. Die Fließratenmethode wurde adaptiert, um den

Anforderungen von Spritzbeton nachzukommen (Rokahr & Lux, 1987; Schubert, 1988).

Die Fließratenmethode basiert auf einer in Zeitintervalle unterteilten Ermittlung der Spannungs- und Dehnungsinkremente. Somit sind diese nicht nur abhängig vom Anteil des Schwindens, Kriechens, sowie der elastischen Verformung, sondern auch von der Verformungsgeschichte.

Bei bekannter Dehnungsänderung in einem betrachteten Zeitintervall lässt sich die absolute Axialspannung des Spritzbetons wie folgt vereinfacht beschreiben:

$$\sigma_2 = \frac{\epsilon_2 - \epsilon_1 + \frac{\sigma_1}{E_{cm}(t)} + \epsilon_{d,2} \cdot \left\{ 1 - e^{\left(\frac{-\Delta C(t)}{Q}\right)} \right\} - \Delta \epsilon_{sh}}{\frac{1}{E_{cm}(t)} + \Delta C(t) + C_{d\infty} \cdot \left\{ 1 - e^{\left(\frac{-\Delta C(t)}{Q}\right)} \right\}} \quad (3)$$

- mit σ_i ... Axialspannung zum Zeitpunkt i
 ϵ_i ... Axialdehnung zum Zeitpunkt i
 $E_{cm}(t)$... Altersabhängiger E-Modul zum Zeitpunkt i
 $\Delta C(t)$... Altersabhängige Änderung der spezifischen Kriechdehnung
 $\epsilon_{d,i}$... Viskoelastische Dehnung zum Zeitpunkt i
 ϵ_{sh} ... Änderung der Schwinddehnung
 $C_{d\infty}$... Grenzwert der umkehrbaren Kriechverformung
 Q ... Kriechkonstante

Mit bekannter Spannung zu Zeitpunkt $t + 1$, lässt sich das Dehnungsinkrement wie folgt ermitteln:

$$\Delta \epsilon_d = (\sigma_2 \cdot C_{d\infty} - \epsilon_{d,1}) \cdot \left\{ 1 - e^{\left(\frac{-\Delta C(t)}{Q}\right)} \right\} \quad (4)$$

Das Inkrement des altersabhängigen Kriechanteils lässt sich wie folgt mit der Kriechkonstante A ermitteln:

$$\Delta C(t) = A \cdot (t_2 - t_1)^{1/3} \quad (5)$$

Die Schwinddehnung zum Zeitpunkt i ist mittels Kriechkonstante B und der maximalen reversiblen Kriechdehnung $\epsilon_{sh\infty}$ bestimmbar:

$$\epsilon_{sh} = \epsilon_{sh\infty} \cdot \frac{t}{B + t} \quad (6)$$

Zum Aufstellen der dargestellten Gleichungssysteme, sind die Fließratenparameter A , B , Q , C_∞ und ϵ_∞ erforderlich. Da diese nur durch Langzeit in-situ Versuche ermittelt werden können, ist eine Herleitung dieser am aktuellen Vortrieb schwer bzw. nur durch Annahmen von Auslastungsgraden möglich. Die im folgenden herangezogenen Fließparameter (siehe Tabelle 14) wurden Radoncic (2011) entnommen.

Tabelle 14: Fließratenparameter.

Parameter	Einheit	Wert
A	[-]	0,0001
B	[-]	600
Q	[-]	0,0001
C_∞	[-]	0,00009
ϵ_∞	[-]	0,00125

Um die zeitabhängige Entwicklung des Elastizitätsmoduls von Spritzbeton zu berücksichtigen, wurde der Ansatz von Entfellner (2017) welcher auf der ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) basiert herangezogen und erweitert.

Der altersabhängige Beiwert $\beta_{cc}(t)$, zur Bestimmung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls, ist wie folgt definiert:

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot [1 - (\frac{28}{t})^{\alpha_1}]} \quad (7)$$

mit $\beta_{cc}(t)$... Altersabhängiger Beiwert des Betons

s ... Vom Zementtyp abhängiger Beiwert ($s = 0,2$ für CEM 52,5)

t ... Alter des Betons in Tagen

α_1 ... Exponent der Spritzbetonfestigkeit ($\alpha_1 = 0,5$)

Hieraus lässt sich die Druckfestigkeit ermitteln:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (8)$$

mit $f_{cm}(t)$... Altersabhängige mittlere Betondruckfestigkeit

f_{cm} ... Mittlere Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen

Der zeitabhängige Elastizitätsmodul von Spritzbeton kann wie folgt ausgedrückt werden:

$$E_{cm}(t) = \frac{f_{cm}(t)^{\alpha_2}}{f_{cm}} \cdot E_{cm} \cdot \alpha_3 \quad (9)$$

mit $E_{cm}(t)$... Altersabhängige mittlerer Elastizitätsmodul von Beton

E_{cm} ... Mittlerer Elastizitätsmodul von Beton nach 28 Tagen

α_2 ... Exponent für den Elastizitätsmodul von Beton ($\alpha_2 = 0,3$)

α_3 ... Faktor für den Elastizitätsmodul von Beton ($\alpha_3 = 1$)

Auf Basis dieser Ansätze wurden die Parameter s , α_1 , α_2 und α_3 entsprechend den Laborergebnissen (VBE Verein für Baustoffprüfung und -entwicklung, 2016, 2018a,b) angepasst. Die altersabhängige Entwicklung der Druckfestigkeit, des Elastizitätsmoduls, sowie der Laborergebnisse ist jeweils in Abbildung 82 und Abbildung 83 dargestellt. Die gewählten Parameter sind in Tabelle 15 aufgelistet.

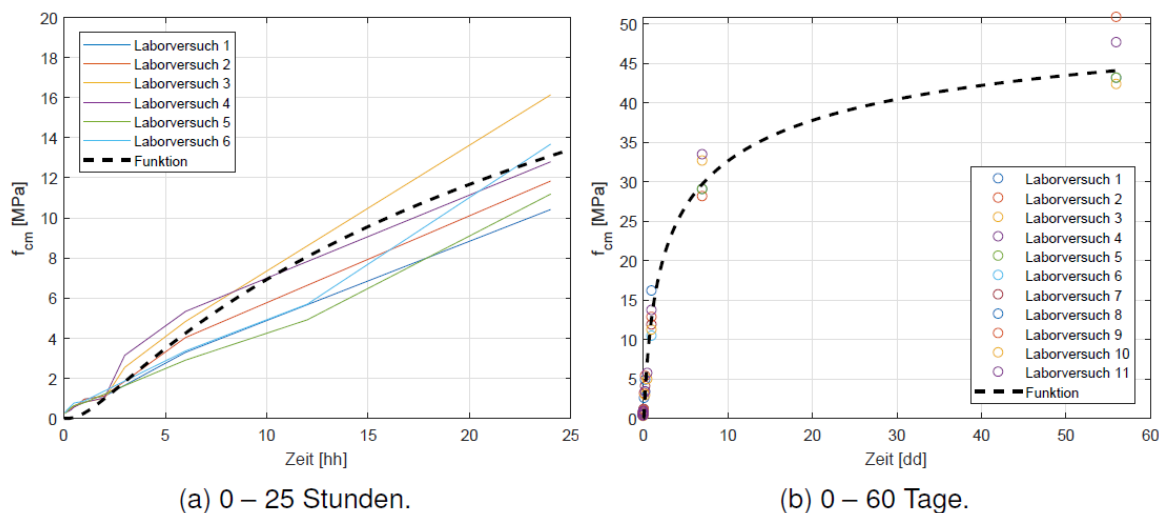


Abbildung 82: Gegenüberstellung der zeitabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit mit den Laborergebnissen.

Tabelle 15: Parameter für die altersabhängige Entwicklung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls.

Parameter	Einheit	Wert
s	[-]	0,4
α_1	[-]	0,4
α_2	[-]	0,2
α_3	[-]	1,1

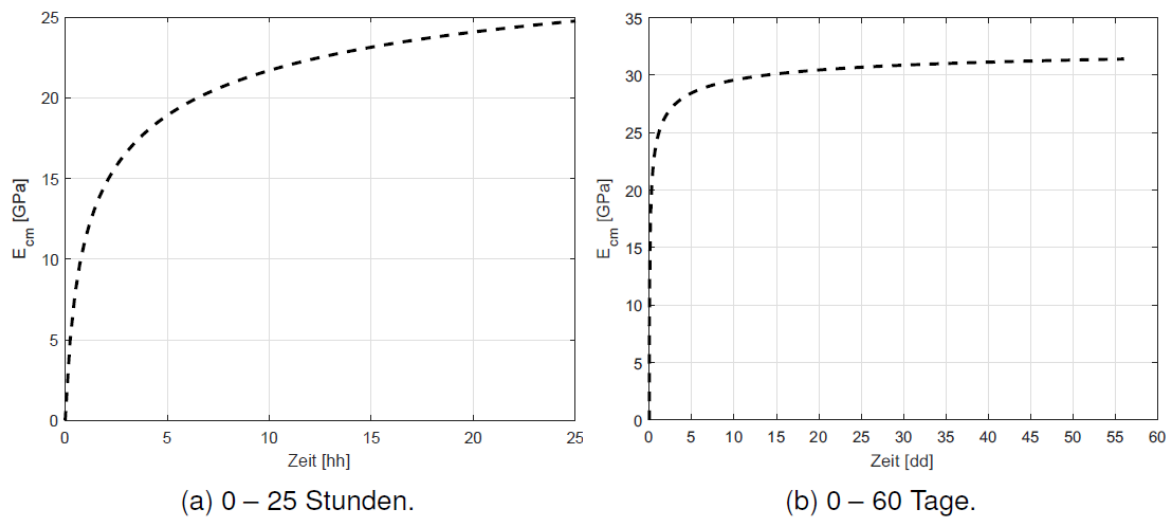


Abbildung 83: Darstellung der zeitabhängigen Entwicklung des Elastizitätsmoduls.

Aus der oben erläuterten Vorgehensweise können die Spannungen im Spritzbeton für die in Abbildung 76 dargestellten Zeitpunkte ermittelt werden (siehe Abbildung 84). Positive Werte deuten auf Druckspannungen hin. Im Gegenzug zu den in der Bewehrungslage ermittelten Spannungen, nehmen diese nach einer abrupten Zunahme auf Grund der Schwind- und Kriechdehnungen kontinuierlich ab. Die maximale Spannung von ca. 6 MPa konnte am 19.02.2018 (15 Tage nach Auffahren des Messquerschnitts) am linken Kämpfer errechnet werden.

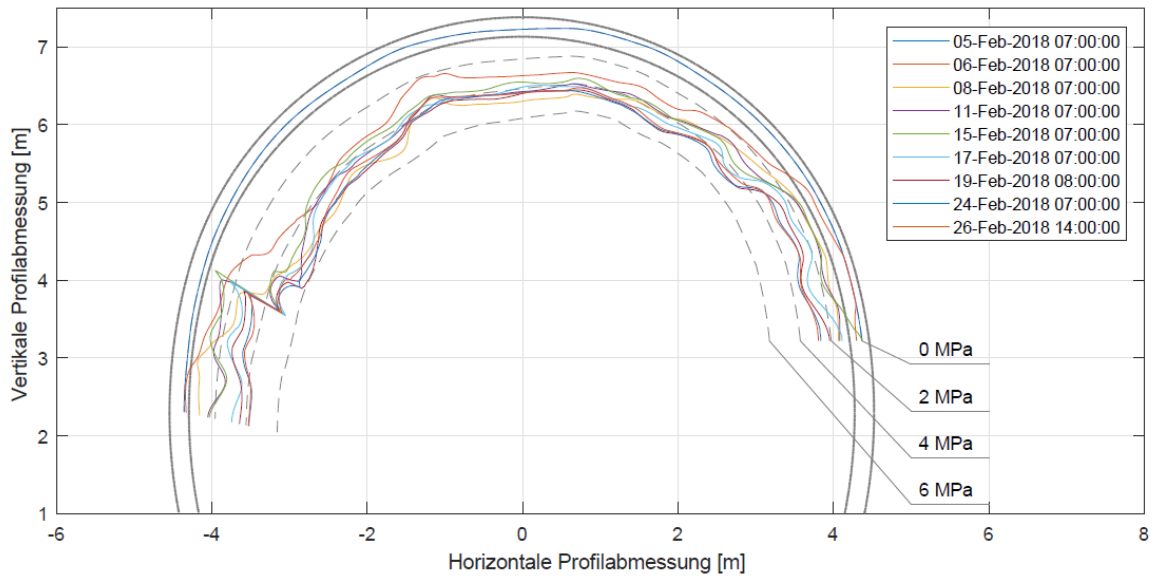


Abbildung 84: Entwicklung der Spannungsverteilung im Spritzbeton der Kalotte.

Abbildung 85 zeigt den Spannungsverlauf gemäß der Dehnungsverteilung zwischen den geodätischen Messpunkten. Auch hier ist die maximale Spannung mit einer Größe von ca. 16 MPa am linken Kämpfer erkennbar.

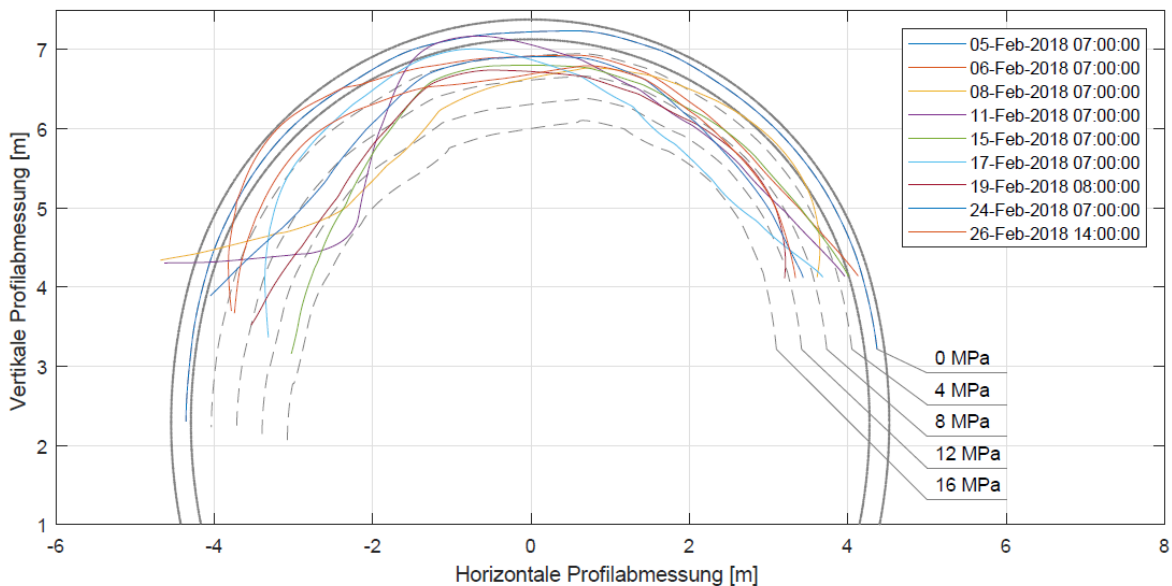


Abbildung 85: Entwicklung der Spannungsverteilung im Spritzbeton der Kalotte. genommen, dass die Spannungsverteilung im Abschlag in dieser Bandbreite liegt.

Durch die Abweichung der Dehnungen zwischen geodätischen und faseroptischen

Messungen, ist hier ebenso eine Abweichung der Ergebnisse erkennbar. Es wird angenommen, dass die Spannungsverteilung im Abschlag in dieser Bandbreite liegt.

2.4.2.5 Bewertung der Versuchsergebnisse

Bei den zum Einsatz gekommenen Messsystemen konnten Umfangsdehnungen erfolgreich mit dem vorgestellten Messkonzept aufgenommen und evaluiert werden. Hierbei haben sich für den Einsatz in der Außenschale vor allem die auf dem Baustahlgitter montierten faseroptischen Kabelstränge als erfolgreiche erwiesen. Mit Hilfe dieser konnten nicht nur die Dehnungen sondern auch die Spannungen der Außenschale ermittelt werden. Vergleiche mit den geodätischen Messungen zeigen abweichende Messergebnisse. Auf Grund des Messfehlers bei den geodätischen Messungen und dem unterschiedlichen Abstand zur Ortsbrust kann hier jedoch keine explizite Aussage über die Vergleichbarkeit der Systeme getroffen werden.

Mit allen Messsystemen konnte qualitativ der Einfluss des Kalotten- bzw Strossen- und Sohlenvortriebs auf die Dehnungsänderung in Umfangsrichtung dargestellt werden. Hinsichtlich der Einsetzbarkeit in der Innenschale zur Messungen von Deformationen auf Grund von Alterungsprozessen in Gebirge und Ausbau erscheinen alle Messsysteme als geeignet.

2.4.3 Literatur

Entfellner, M. (2017). *Prediction of Displacements and Shotcrete Lining Utilization: Decision strategy for a timely application of ductile support systems in conventional tunnelling*. Master Thesis, Graz University of Technology, Graz.

ÖBB-Infrastruktur AG (2018a). *Baugeologische Vortriebsdokumentation: Tunnelmeter: 2172,3*.

ÖBB-Infrastruktur AG (2018b). *Geologische Kurzzeitprognose: VGLO-1 & 2: Subhorizontalschnitt*.

Österreichisches Normungsinstitut (2015). *ÖNORM EN 1992-1-1: 2015-02-15: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*.

Radoncic, N. (2011). *Tunnel design and prediction of system behaviour in weak ground*. Doctoral Thesis, Graz University of Technology, Graz.

Rokahr, R. B. & Lux, K. H. (1987). Einfluss des rheologischen Verhalten des Spritzbetons auf den Ausbauwiderstand. *Felsbau*, 5(1).

Schubert, P. (1988). Beitrag zum rheologischen Verhalten von Spritzbeton. *Felsbau*, 6(3).

VBE Verein für Baustoffprüfung und -entwicklung (2016). *Endprüfbericht: SpC25/30(56)/II/J2/XC4/XF3/RV0,70/GK8/VV180*.

VBE Verein für Baustoffprüfung und -entwicklung (2018a). *Prüfbericht Druckfestigkeiten: SPC20/25 (56) II J2 XC4 RV0,70 GK8*.

VBE Verein für Baustoffprüfung und -entwicklung (2018b). *Prüfbericht Frühfestigkeiten: SPC20/25 (56) II J2 XC4 RV0,70 GK8*.

Wagner, L. (2017). *Concept and realisation of a distributed fibre-optic sensing system for direct and continuous strain measurement in a shotcrete lining*. Master Thesis, Graz University of Technology, Graz.

2.4.4 Anhang Arbeitspaket 4 – Feldversuche

Einbaukonzepte für den Messquerschnitt und die Kabelanschlussbox

Einbaukonzept Kabelanschlussbox 1 (KAB1) in Außenschale

Beteiligte		Einbauort: Gleis 2 zwischen TM 2169 und TM 2179 Abschlag vor Messquerschnitt)		Tätigkeit		(Ein		Dauer		Anmerkungen/Probleme		Vortriebsunterbrechung	
								[min]		[hh mm]		[hh mm]	
AN		1	Ausbrucharbeiten des Abschlags vor dem Messquerschnitt mit Überprofil am Einbauort der Kabelanschlussbox KAB 1 (siehe Planunterlagen)										
AN		2	Schüttern										
AN		3	Transport KAB1, 110 m Multifaserkabel, Messelektronik, optische Sensoren (Messquerschnitt) und 9 Personen (4 x HBM, 3 x IGMS, 2 x FMT) TM 2169 bis TM 2179, Gleis 2										
AN		3	Vorspritzen + Ortsbrustsicherung herstellen										
AN		4	Bergseitige Lage Bewehrungsgitter einbauen. Im Bereich Anschlussbox KAB 1 mit Übermaß herstellen und Baustahlgitter ausschneiden. Gitterbogen aufstellen										
AN		5	Einbau (fixieren, verdübeln...) der Kabelanschlussbox KAB 1 mit XPS Platte (30 cm unterhalb und 40 cm oberhalb) und Verlegen der Kabelschutzrohre: oben 3 x DN50; 1 x D70; unten 2 x DN50					20 min	07:15	07:35	Station KAB1: 2+171		Ja
AN/HBM/IGMS		6	Durchführen der Kabelschutzrohre durch den Ortsbrustseitigen Baustahlgitterträger zur späteren Verbindung des Messquerschnittes mit der KAB1					15 min	07:35	07:50			Ja
AN/HBM		7	Schützen der KAB 1 und der XPS Platten frontseitig mit Holzplatten 1500*600mm damit diese nach dem 2. Einspritzvorgang zugänglich bleibt					25 min	07:50	08:15			Ja
AN/HBM/IGMS/FMT		8	Verlegung Multifaserkabel, Einbau der Messelektronik (Abseits des Vortriebs)					85 min	14:15	15:00	Am Vormittag wurde die Verrohrung zwischen 10:00 und 10:15 provisorisch hergestellt. Um 13:50 wurde das Kabel eingefädelt und von 14:15 bis 15:00 fertig montiert und gedübelt. (2 Mann AN plus Hebebühne beim Dübeln)		Nein
AN		9	Sicherung des Multifaserkabels in unmittelbarer Nähe zur Ortsbrust bis zu den Versorgungsleitungen mittels Spritzbeton								Die Ersten 33m wurden eingespritzt. Verrohrung mit Vließ bedeckt.		Nein
AN		10	Einspritzvorgang							09:00			
AN		11	Markierung der Kabelschutzrohre nach Einspritzvorgang										
AN		12	Ausbrucharbeiten des Mess-Abschlags							10:35		Abschlag danach Ausfahrt	
AN		13	Schüttern										
AN		14	Vorspritzen + Ortsbrustsicherung herstellen										
Fortsetzung Einbaukonzept Kalotte													

Summe Vortriebsunterbrechung: 60 min

Arbeitsgeräte seitens AN:
Transportmöglichkeit für 9 Mitarbeiter (seitens HBM, IGMS und FMT), Messelektronik, Multifaserkabel (110 m), Faseroptische Sensoren zur Ortsbrust

Legende:



- Institut für Felsmechanik und Tunnelbau (FMT)
- Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme (IGMS)
- Höflinger Baldwin Messtechnik (HBM)
- Auftragnehmer (AN, Bauleos SBT1.1)

Einbaukonzept Messquerschnitt Kalotte

Beteiligte		Einbautort: Gleis 2 zwischen TM 2170 und TM 2180		Dauer	Beginn	Ende	Anmerkungen/Probleme	Vortriebsverzögerung
Tätigkeit		[min]	[hh mm]	[min]	[hh mm]	[hh mm]		
Fortsetzung Einbaukonzept Kabelanschlussbox 1 (KAB1) in Außenschale								
AN	1	Bergseitige Lage Bewehrungsgitter einbauen + Gitterbogen aufstellen						
AN	2	Antransport der 3 Messgitterträger Segmente						
	3	Überwachung des Zusammenbaus des Messgitterträgers. Herstellen der Steckverbindung.	115 min	12:50	14:45		Verkabelung dauerte länger als gedacht. Signal konnte erst nach kurzer Fehlersuche hergestellt werden.	Ja
AN / HBM	4	Messgitterbogen aufstellen und am Bewehrungsgitter fixieren	15 min	14:45	15:00			Ja
AN / HBM	5	Installation der bergseitigen Lage der Faseroptischen Leitungen	20 min	15:05	15:25			Ja
IGMS / AN	a	Installation von Strang A (Typ V3) in Umfangsrichtung						
IGMS / AN	b	Installation von Strang B (Temperaturkabel) in Umfangsrichtung						
IGMS / AN		(geradlinig) mittels Kabelbinder an die Bewehrungsmatte						
HBM / AN	6	Einbau der Messkörbe (Dehnungsaufnehmer 11 Uhr 12 Uhr 1 Uhr)	50 min	16:00	16:50			Ja
HBM / AN	7	Fixierung der Messleitungen am Messgitterträger, verbinden der Messleitungen, bis zur Kabelanschlussbox KAB 1, und anschließen						
IGMS	8	Steckseisen zur Positionsmarkierung für Systemmarkierung einbinden	30 min	15:30	16:00			Ja
IGMS / FMT	9	Dokumentation der Lage der Kabelstränge mittels 3D Vermessung	35 min	17:00	17:35		Wurde um einen Arbeitsschritt vorgezogen	Ja
HBM / IGMS	10	Dokumentation der Lage der Kabelstränge mittels Fotografien						
AN	11	Messtechnische Kontrolle, ob alle Kabelstränge der bergseitigen Lage intakt sind und nicht durch den Einbau beschädigt wurden						Ja
AN	12	Erste Lage Spritzbeton aufbringen						
HBM / IGMS	13	Messtechnische Kontrolle ob alle Kabelstränge der bergseitigen Lage intakt sind und nicht durch das Einspritzen beschädigt wurden						
FMT	14	Dokumentation mittels Fotografien	90 min	17:45	19:15			Nein
HBM / IGMS	15	Start der Dauermessung						
AN	16	Steckseisen zur Positionsmarkierung für Systemmarkierung einbinden						
AN	17	Komplette bergseitige Lage der SpB-Schale herstellen						
AN	18	Hohlraumseitige Lage Bewehrungsgitter einbauen						
IGMS / AN	19	Installation der hohlraumseitigen Lage der Faseroptischen Leitungen						
IGMS / AN	a	Installation von Strang A (Typ V3) in Umfangsrichtung (geradlinig)	15 min	19:15	19:30			Ja
IGMS / AN	b	Installation von Strang B (Temperaturkabel) in Umfangsrichtung (geradlinig) mittels Kabelbinder an die Bewehrungsmatte						
IGMS / AN	20	Dokumentation der Lage der Kabelstränge mittels 3D Vermessung						
IGMS / FMT	21	Dokumentation der Lage der Kabelstränge mittels Fotografien						
IGMS	22	Verbinden der Kabelstränge mit dem Zuleitungskabel (Steckverbindung)	75 min	19:30	20:45		Komplikationen: Ein Messstrang hatte bei der messtechnischen Kontrolle eine zu hohe Dämpfung. Fehlersuche und Behebung dauerte ca. 1 h	Ja
IGMS	23	Messtechnische Kontrolle, ob alle Kabelstränge der hohlraumseitigen Lage intakt sind und nicht durch den Einbau beschädigt wurden						
AN	24	Zweite Lage Spritzbeton für beide Abschlüsse aufbringen						
IGMS / HBM	25	Messtechnische Kontrolle, ob alle Kabelstränge der hohlraumseitigen Lage intakt sind und nicht durch das Einspritzen beschädigt wurden		20:45				
IGMS / AG	26	Markierung der Lage der Faserkabel mittels Farbspray auf der hergestellten SpB-Schale						
AG / FMT	27	Dokumentation mittels Fotografien						
IGMS / HBM	28	Weiterführung der Dauermessung						

Summe Vortriebsverzögerung: 6h 15 min

Arbeitsgeräte seitens AN:
Transportmittel für die Messgitterträger (sensibel)
Hebebühne

Legende:



Institut für Fahrzeugmechanik und Tunnelbau (FMT)
Institut für Ingenieurprojekte und Messtechnik (IGMS)
Hilfsarbeiter (HBM)
Auftragnehmer (AN, Bauteil: SBT. 1)

Einbaukonzept Messquerschnitt Sohle

Beteiligte		Einbauort: Gleis 2 zwischen TM 2170 und TM 2180 (Bei Ringschluss)		Tätigkeit		Dauer [min]	Beginn [hh mm]	Ende [hh mm]	Anmerkungen/Probleme	Vortriebsverzögerung
AN				3	Transport Kabelziehröhr und 4 Personen (3 x IGMS, 1 x FMT)					
AN				1	Ausbruchsarbeiten des Abschlags					
AN				2	Schüttern					
AN				3	Bergseitige Lage Bewehrungsgitter einbauen					
AN / IGMS				4	Installation der bergseitigen Lage der Faserkabel:					
AN / IGMS				a.	Installation von Strang A (Typ V3) in Umfangsrichtung (geradlinig) mittels Kabelbinder an die Bewehrungsmatte	25 min	04:00	04:25	AN verrichtet derweil kleinere Arbeiten an den Versorgungsleitungen	Ja
AN / IGMS				b.	Installation von Strang B (Temperaturkabel) in Umfangsrichtung (geradlinig) mittels Kabelbinder an die Bewehrungsmatte					
IGMS				5	Dokumentation der Lage der Kabelstränge mittels 3D Vermessung	30 min	05:30	06:00		Ja
IGMS / FMT					Dokumentation der Lage der Kabelstränge mittels Fotografien					
IGMS / AN				6	Verbinden der Kabelstränge mit dem Zuleitungskabel (Steckverbindung)	90 min	04:00	05:30		Ja
IGMS					Messtechnische Kontrolle, ob alle Kabelstränge der bergseitigen Lage intakt sind und nicht durch den Einbau beschädigt wurden	30 min	05:30	06:00		Ja
AN				7	Erste Lage Spritzbeton aufbringen	25 min	06:00	06:25		Nein
IGMS				8	Messtechnische Kontrolle, ob alle Kabelstränge der bergseitigen Lage intakt sind und nicht durch das Einspritzen beschädigt wurden					
AN				9	Hohraumseitige Lage Bewehrungsgitter einbauen	10 min	06:25	06:35		Nein
IGMS / AN				10	Messkabel für den Einbau der hohraumseitigen Lage bereitlegen					
IGMS / AN				11	Installation der hohraumseitigen Lage der Faserkabel:					
IGMS / AN				a.	Installation von Strang A (Typ V3) in Umfangsrichtung (geradlinig) mittels Kabelbinder					
IGMS / AN					an die Bewehrungsmatte	15 min	06:35	06:50		Ja
IGMS / AN				b.	Installation von Strang B (Temperaturkabel) in Umfangsrichtung (geradlinig) mittels					
IGMS / AN					Kabelbinder an die Bewehrungsmatte					
IGMS				12	Dokumentation der Lage der Kabelstränge mittels 3D Vermessung	20 min	08:25	08:45		Ja
FMT / IGMS				15	Dokumentation der Lage der Kabelstränge mittels Fotografien					
IGMS / AN				16	Verbinden der Kabelstränge mit dem Zuleitungskabel (Steckverbindung)	95 min	06:40	08:15	Ab 07:50 bis 08:15 Vergleichen der Leitungen in KAB1 durch HBM	Ja
IGMS				17	Messtechnische Kontrolle, ob alle Kabelstränge der hohraumseitigen Lage intakt sind und nicht durch den Einbau beschädigt wurden					
AN				18	Zweite Lage Spritzbeton aufbringen					
FMT / IGMS				19	Dokumentation mittels Fotografien					
IGMS					Weiterführung der Dauermessung					

Arbeitsgeräte seitens AN:

Transportmöglichkeit für 4 Mitarbeiter (seitens IGMS und FMT), Messelektronik Hebebühne

Summe Vortriebsverzögerung: 4h 10min

Legende:



Institut für Felsmechanik und Tunnelbau (FMT)
 Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme (IGMS)
 Holtinger Baldwin Messtechnik (HBM)
 Auftragnehmer (AN, Baubö SBT1.1)

2.5 Zusammenfassung der Ergebnisse und Messmethodik Neu (Arbeitspaket 5)

2.5.1 Zusammenfassung der Projekterkenntnisse aus dem Laborversuch (Arbeitspaket 3)

Im Laborversuch (AP3) wurden die faseroptischen Messsysteme von DFOS (IGMS) und FBG (HBM) miteinander verglichen und einer konventionellen Messtechnik (basierend auf Dehnungs- und Verformungsmessung) gegenübergestellt. Hierbei blieben die Abweichungen der verglichenen Systeme für den Belastungszustand I (ohne Rissbildung) stets unter 5%. Die Dehnungen im Zustand II (nach Auftreten der ersten Risse) ließen sich bei den individuellen Positionen nicht mehr exakt ermitteln. Zur Gegenüberstellung der Dehnungsinkremente wurde ein ungerissener Zustand analytisch angenommen. Die hierdurch entstehenden Abweichungen zwischen analytischen und gemessenen Werten sind somit erklärbar, jedoch nicht reproduzierbar.

Die Eignung der faseroptischen Messsysteme lässt sich durch die geringen Abweichungen bestätigen. Des Weiteren haben sich die eingesetzten faseroptischen Messsysteme für die Laborversuche hinsichtlich des Betoniervorgangs als geeignet erwiesen.

Details zum Laborversuch sind im Kapitel 2.3 (Bericht zu Arbeitspaket 3) angeführt.

2.5.2 Zusammenfassung der Projekterkenntnisse aus dem Feldversuch (Arbeitspaket 4)

2.5.2.1 DFOS (Distributed Fiber Optic Sensing)

2.5.2.1.1 Feldtauglichkeit

Die Feldtauglichkeit des verteilten faseroptischen Messsystems (DFOS) konnte beim Einbau der Sensoren am 04.02.2018 und 08.02.2018 im Baulos SBT 1.1 Gleis 2 erfolgreich nachgewiesen werden. Das Dehnmesskabel und Temperaturkabel wurden mit

Kabelbinder an die Bewehrungsgitter montiert und überstanden das Aufbringen des Spritzbetons ohne Probleme. Bereits während der Betonage konnten Messungen mit einer Ortsauflösung von 0,5 m entlang der verlegten Sensorkabel durchgeführt werden.

2.5.2.1.2 Sensormontage

Die Montage der Sensorkabel kann unter Beihilfe der Mineure schnell und effizient erfolgen. Wichtig ist dabei, dass die Bewehrungsgitter so verlegt werden, dass eine Montage entlang eines Gitterstrangs erfolgt (Querverstrebungen außen).

2.5.2.1.3 Steckverbindungen

Das Einführen der Sensorkabel in den Anschlusskasten sowie die Verbindung der einzelnen Sensorkabel mit Steckern erfordert geschultes Personal sowie eine spezielle Ausrüstung. Des Weiteren sollte die Umgebung während des Verbindens mit wenig Staub / Wasser usw. belastet sein. Dazu ist u.U. temporär ein lokaler Schutz (z.B. Plane) zu montieren.

2.5.2.1.4 Messergebnisse

Die faseroptischen Dehnungswerte (Temperatur korrigiert) stimmen qualitativ mit den gerechneten Dehnungen aus den geodätischen Messungen überein. Lediglich kurz nach der Betonage treten, bedingt durch die unterschiedliche Entfernung der zwei Messmethoden zur Ortsbrust sowie der unterschiedlichen Genauigkeit, Differenzen auf.

2.5.2.1.5 Temperaturkompensation

Für eine Dehnungsüberwachung müssen sowohl ein Dehnmesskabel als auch ein Temperaturmesskabel installiert werden. Da das Dehnmesskabel temperatur- und

dehnungssensitiv ist, muss im Nachhinein eine Temperaturkompensation mit den Werten des Temperaturmesskabels erfolgen. Der gewählte Ansatz der Temperaturkompensation (Auswahl geeigneter Kabeltypen) konnte im Laborversuch mittels in einem Betonbalken verbauter Sensorik verifiziert werden.

2.5.2.1.6 Einbauzeit

Vortriebsunterbrechungen durch den Einbau der DFOS Sensorik ergaben sich lediglich durch das Montieren der Sensorkabel an den Bewehrungsgittern und durch das Verbinden der einzelnen Schleifen in der Anschlussbox. Die Montage des Zuleitungskabels sowie das Versorgen des Messsystems im Geräteschrank liefen parallel zum Baubetrieb ab und ergaben dadurch keine Unterbrechungen. Der Einbau der Sensorik in der Kalotte sowie die Kontaktierung und Kontrolle der Stecker dauerten ca. 3 Stunden. In der Strosse/Sohle benötigten diese Arbeitsschritte ca. 4 Stunden.

2.5.2.1.7 Verfügbarkeit des Messsystems während Vortrieb und Betrieb

Ein großer Vorteil von faseroptischen Sensoren ist die Messverfügbarkeit. Sobald die Sensorkabel verlegt und die Stecker verbunden sind, können verteilte faseroptische Messungen durchgeführt werden. Es können entweder ein temporäres Monitoring (Messungen z.B. alle halben Stunden) oder Einzelepochen (jeden Monat eine Epoche) durchgeführt werden. Somit können Messungen ohne eine Einschränkung des Vortriebs bzw. des späteren Betriebs erfolgen.

2.5.2.2 FBG (Faser Bragg Gitter)

2.5.2.2.1 Feldtauglichkeit

Um die Feldtauglichkeit der FBG-Sensorik vor dem Einbau in die Außenschale zu verifizieren wurde unter Realbedingungen am 28.9.2017 direkt an der Ortsbrust ein Einspritzversuch sowohl für die Betondehnungssensoren als auch für die am Gitterträger montierten schweißbaren FBG's durchgeführt.

Sowohl dieser Einspritzversuch als auch der erfolgreiche Sensor-Einbau in der Außenschale belegen die Feldtauglichkeit des Systems. Sämtliche Sensorsignale standen unmittelbar nach dem Einbau zu Verfügung. Die Langzeitstabilität und Empfindlichkeit sind durch Kontrollmessungen bestätigt.

2.5.2.2.2 Sensormontage

Sowohl für die Montage der Betondehnungssensoren als auch für das Aufrichten des Messgitterträgers ist das Mitwirken von geschultem Personal erforderlich. Es ist bei der Verlegung und Führung der Glasfaserleitungen auf Einhaltung der Mindestbiegeradien und der schützenden Verlegetechnik zu achten.

2.5.2.2.3 Steckverbindungen

Die Entfernungen zwischen den verbauten Sensoren (Dehnungskörben) werden durch gesteckte Verlängerungsleitungen überbrückt. Die Einzelsegmente des Gitterträgers werden über optische Kupplungen verbunden. Die Handhabung dieser Steckverbindungen und die Überprüfung der Signalqualität erfordert geschultes Personal sowie spezielle Ausrüstung. Basierend auf diesen Erfahrungen werden für künftige Projekte neue robustere Steckverbinder eingesetzt.

2.5.2.2.4 Messergebnisse

Die faseroptischen Dehnungswerte (Temperatur korrigiert) stimmen qualitativ mit den gerechneten Dehnungen aus den geodätischen Messungen überein. Lediglich kurz nach der Betonage treten, bedingt durch die unterschiedliche Entfernung der zwei Messmethoden zur Ortsbrust sowie der unterschiedlichen Genauigkeit, Differenzen auf. Der Vergleich der Messsysteme zwischen DFOS und FBG zeigt eine sehr gute qualitative Übereinstimmung. Bedingt durch die erhöhte Steifigkeit des Dehnungsmesskorbes wurden im Aushärtezustand der Außenschale differierende quantitative Dehnungsamplituden festgestellt. Nach erfolgter Aushärtung zeigten die beiden Dehnungsmesssysteme DFOS und FBG gleiche Werte. Für künftige Anwendungen wird der Trägerkorb der Dehnungssensoren mit entsprechend geringerer Steifigkeit ausgeführt werden.

2.5.2.2.5 Temperaturkompensation

Eine Temperaturkompensation ist für zuverlässige Dehnungswerte von Beginn der Messungen an essentiell und ermöglicht eine Plausibilitätskontrolle der Messwerte.

(Die Messwerte in °C können leicht verifiziert werden)

2.5.2.2.6 Einbauzeit

Die Vortriebsunterbrechung bedingt durch den Einbau des FBG-Gesamtsystems, bestehend aus 3 Dehnungsmesskörben mit je 2 Betondehnungssensoren und einem Temperatursensor, sowie dem Messgitterträger, bestehend aus 7 Dehnungssensoren und 3 Temperatursensoren aufgeteilt auf 3 Segmente, und den Anschluss an die Verkabelungsbox betrug: ca. 3 Stunden. (Wobei hier darauf hinzuweisen ist, dass durch Optimierung der Steckverbindungen ca. 1 Stunde eingespart werden kann). Das Verlegen des Multifaserkabels und der Einbau des Mess-Schaltchranks liefen parallel zum Vortrieb und erforderten keine Vortriebsunterbrechung.

2.5.2.2.7 Verfügbarkeit des Messsystems während Vortrieb und Betrieb

Das Messsystem ist unmittelbar nach Einbau verfügbar und sofort betriebsfähig. Der dynamische Einspritzvorgang und das Aushärten des Spritzbetons können sofort aufgezeichnet werden.

Fazit: sofern die entsprechende Infrastruktur für den Betrieb der Messtechnik (geeigneter Aufstellungsort für den Messschaltschrank mit 230V-Energieversorgung) zur Verfügung steht, ist ein solches System bereits während des Vortriebes bis hin zum Betrieb des Tunnels unterbrechungsfrei verfügbar.

2.5.2.3 Zusammenfassung gemeinsamer Eigenschaften (DFOS, FBG) und Betrachtung der Systemunterschiede

2.5.2.3.1 Dauermessungen ohne Beeinflussung der Bautätigkeit oder des Verkehrs möglich

Beide im Rahmen dieses Forschungsprojektes eingesetzten Systeme bieten die Möglichkeit einer Dauermessung, ohne die Bautätigkeit während des Vortriebes oder den Verkehr während des Betriebes des Tunnels zu stören.

2.5.2.3.2 Ermittlung lokaler Veränderungen über die Lebensdauer des Tunnels

2.5.2.3.2.1 Verfügbarkeit

Die Langzeitbeständigkeit der Glasfaser wurde in Kapitel 2.1 (Erfassung des Standes der Technik, Arbeitspaket 1) entsprechend dokumentiert. Ein nachträgliches Versagen der Sensoren ist unwahrscheinlich, da keine elektrischen Bauelemente oder mechanisch beweglichen Komponenten am Messort eingesetzt werden.

2.5.2.3.2 Genauigkeit

- Die FGB basierenden Sensoren sind mit einem definierten Empfindlichkeitswert ausgestattet. Technologisch bedingt verändern sich die Empfindlichkeiten nicht, wodurch mit einer sehr hohen Reproduzierbarkeit über Jahrzehnte gerechnet werden kann. Die inkludierten Temperaturmessungen stehen als Messwert zu Verfügung, somit ist die Funktionalität der Messanlage einfach zu kontrollieren.

Die erreichbare Genauigkeit der Dehnungsmessung liegt bei etwa +/- 1 $\mu\text{m}/\text{m}$.

- Die verteilten faseroptischen Sensorkabel (DFOS) bestehen aus einer Glasfaser, welche in einem Stahlmantel eingebettet ist. Um einen besseren Verbund mit dem Beton beim Einbau herzustellen, hat das eingesetzte Kabel eine strukturierte Kunststoffschicht mit einer Dicke von 1,0 bis 1,5 mm (je nach Strukturbereich). Da die faseroptische Sensorik eine junge Messtechnologie ist, gibt es derzeit noch keine Referenzprojekte, welche die Dauerhaftigkeit der Kunststoffschicht im Beton über Jahrzehnte bestätigen. Da das Kabel jedoch vollständig in der Tunnelschale eingebettet ist, kommt es im Falle eines Verlustes der Kraftübertragung zu einer Verschmierung des Signals. Einzelne kleine Risse würden sich nicht mehr auf den Faserkern übertragen. Ein Eindringen der Schale würde sich aber weiterhin auf den Faserkern übertragen.

Die erreichbare Genauigkeit der Dehnungsmessung liegt bei etwa 10 $\mu\text{m}/\text{m}$.

2.5.2.3.2.3 Vergleich, Gemeinsamkeiten, Vorteile + Nachteile, hervorheben der Einsatzsituationen

Beide faseroptischen Messsysteme sind passive Sensoren, die ohne Wartung am Messort über Jahrzehnte verbleiben können. Glasfaser hat gegenüber anderen Messverfahren den Vorteil, unempfindlich gegenüber Feuchtigkeit und elektromagnetischen Störungen zu sein. Im vorliegenden Projekt wurden beide Sensorsysteme über eine gemeinsame Multiglasfaserleitung mit den jeweiligen Auswerteeinheiten verbunden.

- Bei DFOS steht die gesamte optische Faser als Sensor zu Verfügung. Je nach Messverfahren können dabei unterschiedliche räumliche Auflösungen realisiert werden. Die Messungen dauern dabei, je nach Sensorlänge, mehrere Minuten.

Der Einbau der messtechnischen Leitung kann rasch erfolgen: Die Sensorleitung wird mittels Kabelbindern einfach an der äußeren und inneren Lage der Bewehrung befestigt.

- Die FBG-Technologie ist eine punktförmige Messmethode (ähnlich der Messung mit Dehnmessstreifen oder Schwingsaitensensoren), basierend auf optischer Technologie. Die Messung kann dabei sowohl statisch erfolgen als auch dynamische Vorgänge mit hoher zeitlicher Auflösung und hoher Genauigkeit wiedergeben.

Für den Einsatz der FBG-Technologie ist es notwendig, die geeigneten Messpositionen bei der Planung zu definieren. In weiterer Folge gibt es Ansätze, geeignete Dehnungsübertrager, wie zum Beispiel einen bestückten Gitterträger (in diesem Projekt als Messgitterträger beschrieben), sowie andere Verformungskörper (faseroptische Horizontal-Inklinometerrohre) im Tunnel zu platzieren.

2.5.2.4 Interpretation von Simulation (Arbeitspaket 2) und Feldversuchen (Arbeitspaket 4)

2.5.2.4.1 Verwertbarkeit der Messergebnisse aus dem Feldversuch

Bei den zum Einsatz gekommenen Messsystemen und -konzepten konnten Umfangsdehnungen erfolgreich aufgenommen und evaluiert werden. Die Dehnungen der Außenschale wurden v.a. mit den am Baustahlgitter montierten faseroptischen Messsträngen gut erfasst. So konnten nicht nur Dehnungen der Außenschale ermittelt, sondern auch die wirksamen/effektiven Spannungen daraus abgeleitet werden. Hinsichtlich des Einbaus und der Rückrechnung der Messsensorik in der Innenschale wird angemerkt, dass mit geringeren Unsicherheiten zu rechnen ist und eine einfachere Interpretation möglich ist.

Vergleiche mit den geodätischen Messungen zeigen abweichende Messergebnisse. Diese sind einerseits auf Messfehler bei den geodätischen Messungen aber insbesondere auf den unterschiedlichen Abstand der unterschiedlichen Messsensoren zurückzuführen.

Mit allen Messsystemen konnte quantitativ der Einfluss des Kalotten- bzw. Strossen- und Sohlenvortriebs auf die Dehnungsänderung in Umfangsrichtung dargestellt werden.

Hinsichtlich der Erfassung von alterungsbedingten Deformationen der Innenschale scheinen alle angewandten Messsysteme geeignet.

2.5.2.4.2 Auftreten von Umfangsdehnungen bei Verschlechterung von Gebirge und/oder Ausbau

Die Auswertung der Simulationen zur Gebirgsverschlechterung zeigen eine nichtlineare Zunahme der Umfangsdehnung mit zunehmender Reduktion der Festigkeitsparameter. Wichtigstes Merkmal scheint die Gebirgsplastifizierung zu sein. Rein elastische Beanspruchungen erzeugen nur geringe Änderungen in der Umfangsdehnung. Wenn sich bereits vor Einbau der Innenschale eine plastische Zone um den Hohlraum gebildet hat, sind in weiterer Folge mit zunehmender Gebirgsverschlechterung klar zuordenbare Umfangsdehnungen zu erwarten. Dasselbe gilt auch, wenn sich eine plastische Zone während der Gebirgsverschlechterung ausbildet.

Im Zuge der Ausbauverschlechterung konnte gezeigt werden, dass auch diese Dehnungen in Umfangsrichtung verursacht. Um dies numerisch nachzubilden müssen die Festigkeitsparameter jedoch stark herabgesetzt werden. Die Größe der Dehnungsänderung ist wiederum von Plastifizierungsprozessen abhängig. Bei moderaten Überlagerungen ist somit kaum mit einer Dehnungsänderung aufgrund von Materialermüdung des Ausbaus zu rechnen.

Block- bzw. Scherversagen führen zu einer deutlichen Zunahme der Radialverschiebungen. Das Deformationsbild war in beiden Fällen charakteristisch. Somit kann anhand des Deformationsbildes auf den ausgebildeten Lastfall, den Ort von Block- bzw. Scherversagen, sowie die Bewegungsorientierung geschlossen werden.

2.5.2.4.3 Numerische Simulation des Feldversuchs

Der Vergleich der Hohlraumrandverschiebung zeigt, dass sich der Feldversuch gut simulieren lässt. Die Ergebnisse deuten auf einen geringen Auslastungsgrad der Spritzbetonschale hin. Den Deviatordehnungen kann entnommen werden, dass die

stärksten Scherverformungen in den Ulmen im Bereich der Kalottensohle stattfinden. Dies deckt sich mit den Profilverschiebungen in diesem Bereich. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass die Umfangsdehnungen in diesem Bereich auf Grund des relativ großen Ausbruchsradius kleiner sind als an Stellen mit größeren Ausbruchsradien.

2.5.2.4.4 Zusammenfassung

Die derzeitigen Ergebnisse beziehen sich auf die Messung von Umfangsdehnungen in der Außenschale. Mit diesen konnte der fortschreitende Baufortschritt mit guter Übereinstimmung nachgebildet werden. Mit Hilfe der Erkenntnisse aus den numerischen Simulationen kann der Messbereich der Umfangsdehnung bestätigt werden. Des Weiteren ist bei der Ausführung in der Innenschale die Steifigkeit der Messvorrichtung von geringfügigerer Bedeutung.

2.5.2.4.5 Gebirgsdruck

Der Gebirgsdruck ist flächendeckend messtechnisch nur mit hohem Aufwand messbar. Sofern der Gebirgsdruck als aus dem Gebirgsverbund wirkende Radialspannung auf den Ausbau angesehen wird, kann mit Hilfe der Biegelinie die Gleichlast, welche in radialer Richtung auf den Ausbau wirkt, ermittelt werden. Die Grundlage hierfür wurde in Arbeitspaket 3 dargestellt.

Die Durchbiegung ist der zentrale Aspekt der Biegelinie. Diese ist einhergehend mit den Radialverformungen, welche die Grundlage einer Änderung des Gebirgsdrucks darstellen.

Die Biegelinie, der Verlauf der Durchbiegung entlang eines Biegeträgers, lässt sich durch die Differentialgleichung vierter Ordnung beschreiben:

$$E \cdot I \cdot w''''(x) = q(x) \quad (1)$$

Hierbei entspricht E dem Elastizitätsmodul, I dem Flächenträgheitsmoment, w der Durchbiegung und q dem äußeren Lastverlauf. Aus der Auswertung der Dehnungs-

messungen in zwei radial unterschiedlich angeordneten Ebenen lässt sich die Krümmung an jedem Punkt in der Schale ermitteln. Mit der Bedingung

$$\kappa(x) = -w''(x) \quad (2)$$

kann die Differentialgleichung der Biegelinie an jedem Punkt bestimmt werden. Durch entsprechende zweifache Ableitung und Einsetzen von Gleichung 2 in Gleichung 1 ist die Lastverteilung entlang des Umfangs berechenbar.

Es ist zu bemerken, dass zu diesem Zeitpunkt eine Darstellung der Radialspannungsverteilung auf Grund unzureichender Erfahrungswerte unzuweckmäßig erscheint und der Auswertung der Dehnungsebenen und der Spannungen im Spritzbeton nachgereicht werden soll. Dies ist durch die Tatsache, dass für diese Prozedur keine Erfahrungswerte vorhanden sind und es zudem einer Reihe von Annahmen bedarf, begründbar.

2.5.2.5 Empfehlungen

2.5.2.5.1 Geologische und geotechnische Randbedingungen

Die Messbarkeit von Umfangsdehnungen hängt zum einen von der Präzision der Messvorrichtung ab und zum anderen von der Verformbarkeit des Gebirges. Gebirgsverformungen hängen primär von dessen elastischen Eigenschaften ab.

Bei Ausbildung einer plastischen Zone um den Hohlraum gewinnen die Festigkeitsparameter maßgebliche Bedeutung.

Die Anwendbarkeit von Umfangsmessungen in der Innenschale setzt demzufolge eine gewisse Verformbarkeit des Gebirges voraus. In den numerischen Simulationen konnte gezeigt werden, dass durch eine Verschlechterung der Festigkeitsparameter des Gebirges, aus welchen Gründen auch immer, ein ausreichendes Ausmaß von Umfangsdehnungen erzeugt wird. Speziell bei lokalem Versagen im hohlraumnahen Bereich (z.B. Blockversagen, Scherversagen) können Dehnungsmessungen Aufschluss

über Bereich und Art der Belastungszunahme geben, vorausgesetzt, der Bereich wird messtechnisch erfasst.

Hinsichtlich der Gebirgsverhaltenstypen (GVT)⁷ muss beachtet werden, dass die Messungen erst nach Einbau der Innenschale durchgeführt werden. GVT 1 („Standfestes Gebirge“) ist für Dehnungsmessungen nur von untergeordneter Bedeutung. Dies hängt jedoch auch vom zu erwartenden Bergwasser und der Primärspannungssituation ab. Bei GVT2 („Gefügebedingte Ausbrüche“) sind Ausbrüche zumeist während des Bauzustandes zu erwarten. Durch Wasserzutritt bzw. Verwitterung können sich diese jedoch auch während des Betriebes ablösen, wodurch es zu einer zusätzlichen Belastung der Außen- und Innenschale käme. GVT 3 und 4 („Hohlraumnahe Überbeanspruchung“ bzw. „Tiefreichende Überbeanspruchung“) sind durch das Überschreiten der Scherfestigkeit messbar. Hier muss jedoch vor Ort entschieden werden, ob eine messtechnische Erfassung der Gebirgsverschlechterung erforderlich ist. Bei GVT 5 („Bergschlag“) wird davon ausgegangen, dass dieser nach Einbau der Innenschale abgeklungen ist. Der Einbau von faseroptischen Messsystemen erscheint hier nicht sinnvoll. GVT 6 und 7 („Schichtknicken“ und „Firstniederbruch durch Scherversagen“) konnten teilweise numerisch dargestellt werden. GVT 8, 9 und 10 („Rolliges Gebirge“, „Fließendes Gebirge“ und „Quellendes Gebirge“) sind Verhaltenstypen, welche sich während des Tunnelvortriebs äußern, wobei der letztere auch im Betriebszustand andauern kann. Bei GVT 10 kann eine Dehnungsmessung sinnvoll erscheinen, um rechtzeitig Überbeanspruchungen der gesamten Auskleidung zu erkennen. Bei GVT 8 und 9 ist diese jedoch von untergeordneter Bedeutung. Bei GVT 11 („Gebirge mit kleinräumig wechselnden Verformungseigenschaften“) kann Gebirgsverschlechterung zusätzliche Verformungen in der Innenschale hervorrufen. Hierbei ist die Messbarkeit von Umfangsdehnungen grundlegend gegeben.

Das Erfordernis von Dehnungsmessungen in der Innenschale ist von den aktuellen vor Ort angetroffenen geologischen, geotechnischen sowie den projektspezifischen Randbedingungen abhängig, welche im Vorhinein schwer abschätzbar sind. Die Vorteile einer konstanten Überwachung beinhalten nicht nur eine frühzeitige Erkennung von

⁷ ÖGG - Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb. 2008; Österreichische Gesellschaft für Geomechanik.
https://www.oegg.at/upload/Download/Downloads/Geotech_Rili_08_2.1.pdf (20.08.2018)

Versagensmechanismen, sondern auch die Überwachung des Auslastungsgrades der beobachteten Bauteile.

2.5.2.5.2 betriebliche Erfordernisse und Randbedingungen

Für den Betrieb der faseroptischen Systeme DFOS und FBG sind nur wenige Randbedingungen zu erfüllen.

Der Messquerschnitt selbst benötigt keine Energieversorgung.

Im Bereich des Messquerschnittes wird eine Kabelanschlussbox oder ähnliches benötigt, um den Querschnitt über ein Multifaserkabel mit der entfernten Messtechnik (Messverstärker) im Schaltschrank zu verbinden. Hierbei können Längen von mehreren km überbrückt werden. Am Einbauort des Mess-Schaltschranks wird eine 230V-Versorgung benötigt.

Bei Wunsch einer Datenanbindung und Fernwartbarkeit des Systems ist eine funktionierende Internetverbindung (Kunden-LAN/-WLAN, oder zumindest 3G-Funkverbindung) notwendig.

2.5.2.5.3 Faseroptik im Einsatz (DFOS, FBG)

2.5.2.5.3.1 Weiterführung der faseroptischen Messungen

Die Weiterführung der derzeit laufenden Messungen kann, sofern die Messschaltschränke vor Ort eingebaut bleiben, für FBG kontinuierlich erfolgen. Die DFOS Messungen werden epochenweise durchgeführt.

2.5.2.5.3.2 Weiterführung des bestehenden geodätischen Messquerschnitts

Die geodätischen Messungen am Messquerschnitt sollten ebenfalls epochenweise gleichzeitig mit DFOS-Messungen weiterlaufen, um eine Korrelation der Daten zu ermöglichen.

2.5.2.5.3.3 Durchführung der Bündelfaserleitung durch die Dichtung Außenschale/Innenschale

Die Durchführung des Multifaserkabels durch die Dichtebene kann mit am Markt verfügbaren Elementen umgesetzt werden. Es ist angedacht, die Messschranke in einer Nische dauerhaft unterzubringen. Hier kann auch eine später installierte Messtechnik für die Innenschale (im gleichen Querschnitt) angeschlossen werden. Um sich einen besseren Eindruck von dieser Möglichkeit zu verschaffen, ist ein Tunnel-Besuch zum Zeitpunkt einer Innenschalenherstellung geplant.

2.5.2.5.3.4 Vergleich DFOS – FBG technische und Kostentabelle; max. Glasfaserlänge

FBG: Spezifikation HBM-System

Optischer Interrogator:

Messprinzip: Verfolgung einer Reflexionswellenlänge

Wellenlängenbereich: 100 nm
1500 nm bis 1600 nm

Kanalanzahl: 8 mit bis zu 15 Messpunkten (abhängig von Dehnungsamplitude)

Die Anzahl der Messpunkte kann mittels Multiplexer auf bis zu 10.000 Messpunkte je Interrogator erhöht werden. Bei Bedarf einer größeren Anzahl können mehrere Interrogatoren kaskadiert werden. Alle Messpunkte werden gleichzeitig innerhalb der eingestellten Messrate gemessen.

Messrate:	einstellbar je nach Type zwischen 100 Hz und 0,01 Hz
Dynamikbereich:	je nach Type > 50 dB
max. Zuleitungslänge:	mehrere km
Kosten Messgerät:	€ 18.500.- (8 Kanäle; entspricht bis zu 120 Messpunkten)
Kosten 10 Kanal Multiplexer:	€ 5.800,- (weitere 120 Messpunkte)
Kosten 128 Kanal Multiplexer:	€ 30.000,- (weitere 1.500 Messpunkte)
Kosten kalibrierter FBG-Sensor:	~ € 300.- (je nach Type)

DFOS: Spezifikation IGMS-System

FibrisTerre

Messprinzip:	Erfassung des Brillouinfrequenzversatzes (BOFDA)
Messrate:	je nach Messkabellänge mehrere Minuten
Dynamikbereich:	20 dB
Max. Kabellänge:	25 km / 50 km
Örtliche Auflösung:	0,5 m
Kosten Messgerät:	ca. 90.000 €
Kosten Sensormeter:	je nach Robustheit 20 bis 40 €

2.5.2.5.3.5 Erkenntnisse aus Einbau und Betrieb

Um einen guten Vergleich zwischen faseroptischen Messwerten und geodätischen Messergebnissen herstellen zu können, sollten die geodätischen Messpunkte möglichst nahe bei der faseroptischen Installation montiert werden.

Um eine reibungslose Nullmessung zu ermöglichen, sollte auch für zukünftige Installationen das Zuleitungskabel sowie der Messschrank bereits zum Zeitpunkt der Nullmessung montiert sein. Somit kann in einer günstigeren Umgebung (nicht mitten im Baugeschehen) die Nullmessung durchgeführt werden und ein eventuelles Monitoring gestartet werden.

Die Entfernung Messquerschnitt zum optischen Messsystem wurde mittels eines Multifaserkabels überbrückt. Beide Systeme (DFOS und FBG) können mit ein und demselben Multifaserkabel versorgt werden.

2.5.2.5.3.6 Projektziel: kontinuierliche Überwachung.

Für das permanente Monitoring ist der Einsatz der FBG-Sensorik aufgrund der preiswerten Auswertemöglichkeiten gut geeignet. Sollte eine Vielzahl von Messquerschnitten mit örtlich definierten Messstellen geplant sein, kann mit dem Einsatz von sogenannten Multiplexern ein paralleler Betrieb installiert werden. Dadurch ist die für das Monitoring wesentliche Überwachungsaufgabe mittels mehrerer Messstränge (Multifaserkabel) abgesichert. Der Trend von Messwertveränderungen wird laufend verfolgt und mittels Alarmen überwacht.

Im Falle einer parallelen Installation beider Systeme kann mit der DFOS-Methode bei Grenzwertüberschreitungen oder alarmierenden Trendverläufen eine mögliche Störung im Detail untersucht werden. Falls mehrere DFOS Messquerschnitte hergestellt werden, können diese aufgrund der langen Messreichweite der verteilten faseroptischen Messinstrumente mit einem einzigen Instrument von einer zentralen Messstation erfasst werden. Die hohen Instrumentenkosten fallen in einer solchen Situation nicht mehr so stark ins Gewicht.

2.5.2.6 Ausblick

2.5.2.6.1 Einbau der faseroptischen Messsysteme in der Innenschale

Ohne zusätzlichen Träger (Bewehrung) ist keines der beiden Systeme in der Innenschale installierbar. Sollte ein Monitoring der Innenschale nur in Problemzonen angestrebt werden, könnte man davon ausgehen, dass die Innenschale aus Sicherheitsgründen bewehrt ausgeführt wird. In jedem Fall darf der eingesetzte Sensorträger den E-Modul des Betons nicht verfälschen.