



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Bundesamt für Strassen ASTRA

DOKUMENTATION

BASALTFASER-BEWEHRUNG

Sachstandsbericht

Ausgabe 2023 V1.00

ASTRA 82023

Impressum

Autoren / Arbeitsgruppe

Dr. Dimitrios Papastergiou	ASTRA, Vorsitz
Walter Waldis	ASTRA
Dr. Christoph Czaderski	Empa, Dübendorf
Dr. Niloufar Moshiri	Empa, Dübendorf
Dr. Roland Hischer	Empa, St. Gallen

Originalsprache

Deutsch

Herausgeber

Bundesamt für Strassen ASTRA
Abteilung Strassennetze N
Standards und Sicherheit der Infrastruktur SSI
3003 Bern

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von www.astra.admin.ch heruntergeladen werden.

© ASTRA 2023

Abdruck - ausser für kommerzielle Nutzung - unter Angabe der Quelle gestattet.

Vorwort

Bewehrungsstäbe aus Basaltfaser-Verbundwerkstoff sind eine Alternative zu Stahl und Glasfaser-Verbundwerkstoff für die Betonbewehrung. Die aus Vulkangestein hergestellte Basaltfaser-Bewehrung ist härter als Stahlbewehrung und hat eine höhere Zugfestigkeit. Sie ist viel leichter als Stahlbewehrung und lässt sich daher leichter verarbeiten. Zudem ist sie von Natur aus beständig gegen Korrosion und Säuren. In den Beton eingedrungene Feuchtigkeit führt auch in Kombination mit Tausalzen nicht zu Bewehrungskorrosion mit Beton-Abplatzungen. Es wird weniger Bewehrungsüberdeckung benötigt, was zu leichteren Bauteilen führt. Damit stellt sie eine ideale Alternative dar zu Stahlbewehrungen für Elemente, die aggressiven Medien ausgesetzt sind, wie z. B. Konsolköpfe und Randleitmauern von Brücken oder Stützmauern. Mit einem Elastizitätsmodul, das viermal kleiner ist als das von Stahlstäben, und ihrem spröden Verhalten erfordern sie jedoch elastische Bemessungsmethoden und besondere Aufmerksamkeit bei den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit.

Ziel dieses Berichtes ist es, einen Überblick über den aktuellen Stand der weltweiten Normierung für Bewehrungen aus Basaltfaser-Verbundwerkstoff zu geben und nachhaltige Anwendungsempfehlungen durch Ersatz von Stahlbewehrung aufzuzeigen, ohne dabei die Grundsätze des Stahlbetonbaus zu verletzen. Mit diesem Bericht wird das Feld der Vorschriften für die Bemessung von mit Basaltfaser-Stäben bewehrten Betonbauteilen betreten. Die von der Empa durchgeführten Laboruntersuchungen haben es ermöglicht, die Besonderheiten einer solchen Anwendung zu überprüfen und die Bereiche zu definieren, die besondere Aufmerksamkeit erfordern. Auf dieser Grundlage können Pilotanwendungen für eine dauerhaftere und nachhaltigere Gestaltung von Bauteilen unserer Strasseninfrastruktur angestossen werden.

Bundesamt für Strassen

Dr. Dimitrios Papastergiou
Fachverantwortlicher Kunstbauten

Inhaltsverzeichnis

	Impressum	2
	Vorwort.....	3
1	Einleitung	7
1.1	Zweck der Dokumentation	7
1.2	Anwendungsbereich.....	7
1.3	Adressaten	7
1.4	Inkrafttreten und Änderungen	7
2	Überblick faserverstärkte Kunststoffe im Bauwesen.....	8
3	Basaltfaser-Bewehrung	9
3.1	Basaltgestein	9
3.1.1	Entstehung	9
3.1.2	Vorkommen	9
3.1.3	Zusammensetzung.....	10
3.1.4	Verwendung	10
3.1.5	Herstellung von Basalt-Fasern.....	11
3.1.6	Eigenschaften.....	12
3.2	Matrix.....	13
3.3	Basaltfaser-Bewehrung.....	13
3.3.1	Herstellung	13
3.3.2	Eigenschaften.....	14
3.3.3	Oberflächenstrukturen.....	14
3.4	Anwendungen mit Basaltfaser-Bewehrung.....	15
4	Vorhandene Forschung zur Basaltfaser-Bewehrung	19
4.1	Einleitung.....	19
4.2	Kurzzeit-Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul	19
4.3	Alkalibeständigkeit	22
4.4	Dauerstands-Zugfestigkeit (Kriechbruch)	27
4.5	Kombinierte Kriechversuche unter Alkaliauslagerung	30
4.6	Verbundverhalten von Basaltfaser-Bewehrungsstäben.....	32
4.7	Experimente an Betonelementen mit Basaltfaser-Bewehrungen	35
5	Prüfverfahren und Anforderungen für Basaltfaser-Bewehrungen	40
5.1	Übersicht	40
5.2	Ermittlung des Querschnittes	42
5.3	Kurzzeit-Zugfestigkeit, E-Modul	42
5.4	Dauer-Zugfestigkeit	43
5.5	Kurzzeit- und Dauer-Zugfestigkeit von gebogenen Stäben	44
5.6	Kurzzeit- und Dauer-Verbundfestigkeit	45
5.7	Wasseraufnahme	46
5.8	Interlaminare Schubfestigkeit.....	46
6	Bestehende Bemessungskonzepte für mit Basaltfaserstäben bewehrten Beton .	47
6.1	Tragsicherheit.....	47
6.1.1	ACI440.1R-15 [7]	47
6.1.2	Eurocode prEN 1992-1-1 [1]	48
6.1.3	CSA S806.12, [3]	49
6.2	Gebrauchstauglichkeit.....	49
6.3	Konstruktive Aspekte	50

7	Experimente	51
7.1	Basaltfaser-Bewehrung.....	51
7.2	Elementversuche	56
7.2.1	Herstellung der Betonelemente (Platten und Träger).....	56
7.2.2	Statische Bruchversuche an Platten.....	59
7.2.3	Ermüdungsversuche an den Platten.....	62
7.2.4	Statische Bruchversuche an Trägern	65
7.3	Resultate der statischen Bruchversuche an Platten.....	69
7.3.1	Bruchverhalten.....	69
7.3.2	Durchbiegung und Betonstauchung	70
7.3.3	Rissbilder und Rissweiten.....	71
7.3.4	Platte 7 mit Basaltfaser-Bügeln	75
7.4	Resultate der Ermüdungsversuche an Platten	78
7.4.1	Platte 2 mit Stahlbewehrung.....	78
7.4.2	Platte 5 (mit Basaltfaser-Bewehrung).....	80
7.5	Resultate der Trägerversuche	85
7.5.1	Bruchverhalten.....	85
7.5.2	Durchbiegung und Betonstauchung	87
7.5.3	Rissbilder und Rissweiten.....	87
8	Berechnungen und Vergleich mit den Versuchen	92
8.1	Plattenversuche	92
8.1.1	Für die Berechnungen verwendete Materialeigenschaften	92
8.1.2	Resultate der Berechnungen	93
8.1.3	Vergleiche der Berechnungen mit den Versuchsergebnissen.....	96
8.1.4	Rissbreiten und Zugspannungen.....	97
8.1.5	Durchbiegung.....	99
8.1.6	Zusammenfassung Biegebemessung	100
8.1.7	Querkraftnachweis der Plattenversuche.....	101
8.2	Trägerversuche	101
9	Ökobilanz.....	103
9.1	Untersuchungsrahmen.....	103
9.2	Inventardaten	104
9.2.1	Leitmauer	104
9.2.2	Tunnelzischendecke.....	105
9.2.3	Materialien und Prozesse	105
9.3	Resultate	107
9.3.1	Leitmauer	108
9.3.2	Tunnelzischendecke.....	113
9.4	Diskussion und Schlussfolgerung	115
10	Schlussfolgerungen und Empfehlungen.....	116
	Literaturverzeichnis.....	118
	Auflistung der Änderungen	123

1 Einleitung

1.1 Zweck der Dokumentation

Die Stahlbeton-Bauweise – sauber geplant und gut ausgeführt basierend auf aktuellen Vorgaben – ist robust und für Tragwerke der Infrastruktur in der Schweiz der überwiegende Standard. Allerdings ist sie sehr energieintensiv und mit heute üblichen Ausführungsverfahren und Geräten CO₂-intensiv. Die Tragwerke und Bauteile weisen massige Abmessungen auf, primär wegen den einzuhaltenden Betondeckungen und der sicherzustellenden Einbring- und Verdichtbarkeit des Betons vor Ort. Diese Abmessungen und damit der Betonverbrauch lassen sich wesentlich reduzieren, wenn nicht rostende oder nicht metallische Bewehrungen eingesetzt werden. Konventionelle, nichtrostende Bewehrungsstäbe (beispielsweise Top12) sind auf dem Markt erhältlich, mit dem SIA Merkblatt 2029 (20132) im Regelwerk aufgenommen, aber wesentlich teurer.

Faserverbund-Betonbewehrungen wie Basaltfaser-Bewehrungen sind nicht rostend. Diese sind auf dem Markt bereits erhältlich. Allerdings fehlen zurzeit die Grundlagen für die Bemessung, Erfahrungen zum Langzeitverhalten und Schweizer Prüf- und Anwendungsnormen. Das Ziel dieses Sachstandberichtes ist eine Auslegeordnung zum Stand der Normierung und zu Standards weltweit. Zudem sollen empfehlenswerte Anwendungen (Fokus Ersatz Stahl-Bewehrung für Bau wie Instandsetzung) aufgezeigt werden. Diese sollen durch eigene Versuche verifiziert werden. Auf dieser Basis sollen Pilotanwendungen ausgelöst werden, so dass in der Folge der Standardisierungsprozess angestossen werden kann.

Basaltfasern werden zu verschiedensten Produkten (Kurzfasern, Lamellen, Gewebe, Netze, Stäbe, usw.) verarbeitet. Im Rahmen des vorliegenden Projektes wird nur auf Basaltfaser-Bewehrungsstäbe, die für den Einsatz als Betonbewehrung vorgesehen sind, eingegangen. Es werden keine Angaben zu den anderen Produkten aus Basaltfasern gemacht.

1.2 Anwendungsbereich

Der Anwendungsbereich umfasst Kunstbauten der Strasseninfrastruktur aller Klassen.

1.3 Adressaten

Die Dokumentation richtet sich an die Fachleute der Projektierung, der Bauausführung, an die Fachunterstützung und Projektleiter des ASTRA sowie an die Fachleute der übrigen Infrastruktur-Eigentümer.

1.4 Inkrafttreten und Änderungen

Dieses Dokument tritt am 31.10.2023 in Kraft. Die „Auflistung der Änderungen“ ist auf Seite 119 dokumentiert.

2 Überblick faserverstärkte Kunststoffe im Bauwesen

Die ersten Anwendungen von Kunststoffen im Bauwesen waren in den 1970-er Jahren Klebstoffe, mit denen Stahllamellen zur Verstärkung auf Betonteile geklebt wurden [59].

Eine der Pionierinnen von faserverstärkten Kunststoffen war die Empa. Ein führender Mitarbeiter hatte die Vision, eine Brücke über die Strasse von Gibraltar mit Karbon- anstatt Stahlseilen zu bauen, siehe [60]. Der grosse Vorteil von Karbon ist das viel günstigere Verhältnis zwischen Gewicht und Festigkeit, das längere Brückenseile ermöglicht.

Den effektiven Durchbruch in der Praxis hatten die faserverstärkten Kunststoffe aber erst in den 1990-Jahren beim Einsatz zur Verstärkung von Stahlbeton. Karbonfaser-verstärkte Kunststoffe, aber auch Glasfaserverstärkte Kunststoffe in Form von Geweben oder Lamellen wurden zusammen mit Klebstoffen aus kalterhärteten Epoxidharzen verwendet, um Stahlbetonstrukturen zu verstärken, siehe [59]. Obwohl der Preis der Fasern höher ist als Stahl, liegen die totalen Kosten der Verstärkung tiefer, da Handhabung und Verarbeitung auf der Baustelle sehr viel einfacher sind. Die Lamellen können von Hand getragen und vor Ort zugeschnitten werden.

Die ersten Anwendungen von Faserverbund-Bewehrungen als interne Bewehrung für neue Betonstrukturen wurden in den 1990-er Jahren ausgeführt. Die erste vollständig mit Faserverbund-Bewehrungen bewehrte Fussgängerbrücke wurde in England im Jahr 1996 erstellt [21]. Die erste Norm für interne Bewehrung aus Faserverbund-Werkstoff (FRP) wurde im Jahr 2001 durch das American Concrete Institute (ACI) publiziert [21].

Neben dem oben erwähnten Vorteil der einfacheren Verarbeitung haben Faserverbund-Kunststoffe die Vorteile, dass sie nicht korrodieren, eine sehr hohe Ermüdungsfestigkeit aufweisen, elektromagnetisch neutral (Aramid, Glas und Basalt) und einfach zerspanbar sind, d.h. sie können einfach durchbohrt werden bei temporären Anwendungen (z.B. "soft-eyes" im Tunnelbau). Sie weisen darüber hinaus eine gegenüber Stahl wie Glas deutlich geringere Wärmeleitfähigkeit auf.

In Tab. 2.1 können die Grössenordnungen der wichtigsten mechanischen Eigenschaften von faserverstärkten Kunststoffen im Vergleich zu Beton und Stahl entnommen werden. Faserverstärkte Kunststoffe haben eine höhere Zugfestigkeit aber kein Fließplateau und sind deshalb deutlich spröder. Der thermische Ausdehnungskoeffizient von faserverstärkten Kunststoffen ist richtungsabhängig. Faserverstärkte Kunststoffe sind deutlich leichter als Beton und Stahl.

Tab. 2.1 Übliche Eigenschaften (Grössenordnungen), aus [27].

Eigenschaft	FVK*1	Faser*1	Epoxidharz	Beton	Stahl
Druckfestigkeit (MPa)	-	-	55-100	25-150	200-2'000
Zugfestigkeit (MPa)	400-3'000	1800-5'000	9-20	1-6	200-2'000
Elastizitätsmodul (GPa)	35-500	60-800	0.5-20	25-50	≈200
Ausdehnungskoeffizient 10 ⁻⁶ /°C	≈0 (längs) 25-35 (quer)	-6 bis 5	25-30	8-12	≈10
Rohdichte (kg/m ³)	1'300-2'200	1'400-2'600	1'200-1'300	≈2'400	≈7'800
Querdehnungszahl	0.25-0.35	0.25-0.35	≈0.3	0.15-0.2	0.3

FVK*1: Kunststoffe mit Glas-, Karbon- oder Aramidfasern in einer Epoxidmatrix

Im Schweizerischen Normenwerk gibt es die SIA Vornorm 166 (2004) für Klebebewehrung zur Verstärkung von Stahlbeton, Stahl, Mauerwerk und Holz. Sie ist derzeit in Revision und wird voraussichtlich im Jahr 2023 publiziert. Für innenliegende Faserverbund-Bewehrung liegt derzeit keine SIA Norm vor.

3 Basaltfaser-Bewehrung

3.1 Basaltgestein

3.1.1 Entstehung

Der Name Basalt wird erstmals in den Aufzeichnungen des römischen Naturgelehrten Plinius des Älteren (23 bis 79 n.Chr.) erwähnt. In "Naturalis historia" beschreibt Plinius einen Stein aus Äthiopien, dessen Farbe und auch Härte ihn an Eisen erinnern. Da Basalt aufgrund der Härte auch zur Herstellung von Waffen geeignet schien, gab der Römer dem Gestein den aus dem ägyptischen stammenden Namen "Basalt", wortwörtlich übersetzt mit hartem Stein [75].

Basalt ist ein magmatisches Gestein (Ergussgestein, Vulkanit). Es tritt als Magma aus der Erdoberfläche aus und erkaltet zu Basaltlava. Findet die Abkühlung verzögert statt, entstehen durch das Zusammenziehen nicht selten mehreckige meterlange Basaltsäulen, die sich senkrecht zur Abkühlungsfläche bilden. Dabei bilden sich bevorzugt sechseckige Säulen [76], siehe Abb. 3.1.



Abb. 3.1 Typische Basaltsäulen. Svartifoss in Island (Foto Dr. Chr. Czaderski)

3.1.2 Vorkommen

Basalte kommen weltweit vor – an Hot Spots unter kontinentalen oder ozeanischen Platten, an Spreizungszonen mittelozeanischer Rücken (zwischen zwei auseinanderdriftenden ozeanischen Platten) sowie an Subduktionszonen von Platten, aber auch in Gegenden mit aktivem oder historischem Vulkanismus. Bedeutende Basaltvorkommen befinden sich auf Island, Grönland, den Kanarischen Inseln, den Färöer-Inseln, in Irland, Russland, der Ukraine, in China, der Auvergne in Frankreich, in Dekkan/Indien, Karroo/Südafrika, Kamerun, Montana in den USA. In Deutschland sind ebenfalls zahlreiche Basaltvorkommen bekannt, die Zeugnis vulkanischer Aktivitäten in der geologischen Vergangenheit der jeweiligen Region ablegen, z.B. in der Rhön, der Vulkaneifel/Eifel, im Westerwald, usw. [75], [77].

Basalt ist darüber hinaus ein häufiges Gestein auf allen terrestrischen Planeten (Merkur, Venus, Mars) und dem Mond. Auch viele Meteoriten besitzen die gleiche chemische Zusammensetzung wie Basalt [76].

3.1.3 Zusammensetzung

Alle Basalte haben eine basische Zusammensetzung, das heisst, sie sind arm an SiO_2 [76]. Das Aussehen und die Eigenschaften von Basalt werden durch die unterschiedlichen Entstehungsarten des Gesteins und somit auch durch die unterschiedlichen mineralischen Zusammensetzungen bestimmt. Basalt besteht zum grössten Teil aus Eisen- und Magnesium-Silikaten, Feldspat und weiteren verschiedenen mineralischen Bestandteilen. Die chemischen Zusammensetzungen von Basaltfasern im Vergleich zu Glasfasern sind in Tab. 3.1 zusammengestellt. Die Zusammensetzung von Basaltfasern ist jedoch vom verwendeten Rohbasalt abhängig und kann deshalb variieren. Basaltfasern haben eine ähnliche Zusammensetzung wie Glasfasern, sie haben jedoch einen deutlich grösseren Eisen-gehalt. Ihre Farbe reicht deshalb von Dunkelgrau oder Graublau bis zu Schwarz. Das Gefüge von Basalt ist sehr feinkörnig und dicht. Basalt ist ausserdem kaum porös, sehr kompakt und hat eine hohe Dichte. Durch die gleichmässige Struktur lässt sich Basalt sehr gut bearbeiten. Deshalb und auf Grund der hohen Druckfestigkeit ist Basalt ein idealer Baustoff. Auch besitzt Basalt eine hohe Beständigkeit gegen Verwitterung, Frost und Tausalz und ist darum ein sehr beständiges und langlebiges Gestein [75], [78] und [79].

Tab. 3.1 Chemische Zusammensetzungen von Basaltfasern im Vergleich zu Glasfasern, aus [68].

Chemische Zusammensetzung (%)	Basalt Fasern	E-Glas Fasern	S-Glas Fasern
Siliziumdioxid (Kieselsäure), SiO_2	48.8~51.0	52–56	64–66
Aluminiumoxid, Al_2O_3	14.0~15.6	12–16	24–26
Eisenoxid, $\text{FeO} + \text{Fe}_2\text{O}_3$	7.3~13.3	0.05–0.40	0–0.3
Kalziumoxid, CaO	10.0	16–25	0–0.3
Magnesiumoxid, MgO	6.2~16.0	0–5	9–11
Natriumoxid & Kaliumoxid, $\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$	1.9~2.2	0–2	0–0.3
Titanoxid, TiO_2	0.9~1.6	0–0.8	–
Manganoxid, MnO	0.10~0.16	–	–

3.1.4 Verwendung

Als Baustoff findet Basalt beispielsweise für den Unterbau von Strassen und Bahngleisen Verwendung. Bis in die Jahre 1950/1960 wurde Basalt als Mosaik-, Klein- und Grosspflaster im Wege- und Strassenbau verarbeitet. Bis heute wird Basalt im Garten- und Landschaftsbau immer wieder gern verwendet. Als Beispiel sei der Blau- oder Hartbasalt (Foidit-Lava) genannt. In der Nähe von Vulkanen werden auch Häuser aus basaltischem Gestein errichtet, was den Dörfern ein dunkles Gepräge gibt, z. B. Ortschaften in der Eifel (Mendig) und um den Ätna auf Sizilien, [76].

Bis zur Mitte des 20. Jahrhundert wurden viele Brücken, Tunnel, Bahnhöfe, Kirchen, öffentliche Gebäude und Viadukte aus diesem witterungsbeständigen und langlebigen Material erbaut, die ein typisches, für das Erscheinungsbild des Gesteins charakteristisches dunkelgraues Aussehen aufweisen [81]. In Abb. 3.2 ist beispielsweise die Rakotzbrücke in Kromlau in Deutschland dargestellt. Sie wurde in den Jahren 1863 bis 1883 aus Feld- und Basaltsteinen erbaut, die in der Gegend (sächsische Schweiz) abgebaut wurden.



Abb. 3.2 Rakotzbrücke in Kromlau Deutschland gebaut aus Feld- und Basaltsteinen. Foto: Jörg Krause [80].

3.1.5 Herstellung von Basalt-Fasern

Ca. 5 bis 10 cm grosse Basaltsteine (Abb. 3.4a) werden in den Schmelzofen gegeben. Im Inneren herrschen Temperaturen zwischen 1'300°C und 1'450°C. Hier wird Basalt plastifiziert, also aufgeschmolzen und flüssig gemacht. Über den Fliess-Speiser, ein beheiztes Rohr, wird die flüssige, gelb-rot glühende Basaltschmelze nun in die Düsenwanne gepresst. Der Fliess-Speiser baut einen genau definierten Schmelzdruck auf. Durch die Düsen in der Düsenwanne wird die Schmelze abgezogen – die hauchdünnen, haarfeinen Basaltfasern entstehen (Abb. 3.3a). Um eine bessere Verarbeitbarkeit zu gewährleisten, werden die Endlofasern mit einer Schlichte überzogen (Abb. 3.3b), die die textile Verarbeitbarkeit ermöglicht und als Haftvermittler zwischen Faser und Matrix dient. Die Schlichte ist speziell für diesen Prozess entwickelt und muss für die Anwendungen (z.B. Art des Kunststoffes) angepasst werden. Abschliessend werden die Fasern über einen Winder abgezogen und auf einen sogenannten Spinnkuchen aufgewickelt (Abb. 3.3c). Bilder und Text aus [82].

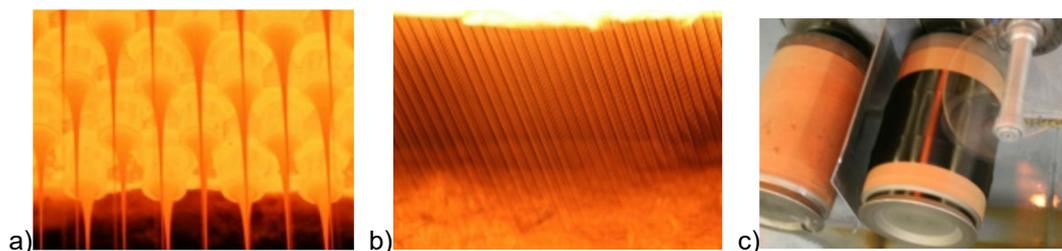


Abb. 3.3 Wie aus Stein ein Faden wird, aus [82]: a) flüssiges Basalt wird durch Düsen gepresst, Basaltfasern entstehen, b) aufbringen der Schlichte auf die Basaltfasern, c) aufwickeln der Fasern.

Basaltfasern haben Durchmesser in der Grössenordnung von 10 bis 15µm. Ein Vergleich der Durchmesser von verschiedenen Fasermaterialien ist in Tab. 3.2 gegeben.

Tab. 3.2 Durchmesser von verschiedenen Fasermaterialien.

durchschnittliches menschliches Haar	50-80µm	[83]
Karbonfaser	ca. 7µm	[84]
Glasfaser	ca. 25-30 µm	[87]
Aramidfaser	ca. 12µm	[26]
Basaltfaser	ca. 10-15µm	[22]



Abb. 3.4 a) Ausgangsmaterial Basaltsteine, b) Basaltfaser-Rovings.

Die Fasern werden schliesslich zu Faserbündeln d.h. Rovings (Abb. 3.4b) zusammengefasst und dienen so als Ausgangsmaterial für die Weiterverarbeitung für die verschiedensten Anwendungen. Je nach Anwendung werden verschieden grosse Faserbündel hergestellt. Die Rovings von [89], die für die Pultrusion der Basaltfaser-Bewehrungen verwendet werden, haben 2'400 tex. Die Einheit tex entspricht dem Gewicht in Gramm pro 1'000 Meter.

3.1.6 Eigenschaften

Basaltfasern haben, wie auch Karbon-, Glas- und Aramidfasern, ein linear elastisches Verhalten bis zum Versagen. Die Elastizitätsmoduln und Zugfestigkeiten von Basaltfasern im Vergleich zu anderen Fasern sind in Tab. 3.3 zusammengestellt. Basaltfasern haben somit ein leicht höheres Elastizitätsmodul als Glasfasern.

Tab. 3.3 Eigenschaften von verschiedenen Fasern (aus [26])

	Elastizitätsmodul GPa	Zugfestigkeit GPa
Karbonfaser	215-235	3.5-4.8
E-Glasfaser	70	1.9-3.0
Aramidfaser	70-80	3.5-4.1
Basaltfaser	80-90	2.5-3.2

Die chemische Beständigkeit von Basaltfasern ist gut, hingegen muss beachtet werden, dass sie sich in alkalischem Milieu (hoher pH-Wert) abbauen können. Eine weitere wichtige, typische Eigenschaft von Basaltfasern ist analog wie bei Glasfasern der Kriechbruch. Das heisst, bei hohen Dauerlasten kann die Basaltfaser nach einer bestimmten Zeit brechen. Zu beiden Eigenschaften siehe die zusätzlichen Informationen dazu in den Kapiteln 4 und 5.

Allenfalls können Schichten (Sizing) eingesetzt werden, die einen speziellen Schutz für Alkaliumgebung bieten.

3.2 Matrix

Die Aufgabe der Matrix ist, die Fasern zusammenzuhalten und zu schützen. Sie gibt den Fasern die Form und den nötigen Halt. Auch schützt sie die Fasern und überträgt die Kräfte zwischen den Fasern. Für Basaltfaser-Bewehrungen werden üblicherweise Epoxidharz, Vinylester oder Polyester eingesetzt, wobei alle drei Duroplast-Kunststoffe sind. Die typischen Eigenschaften dieser Kunststoffe sind in Tab. 3.4 zusammengestellt.

Epoxidharze sind am teuersten, Polyester am günstigsten und Vinylesterharze liegen dazwischen. Umgekehrt proportional zum Preis ist die Leistungsfähigkeit. Die Dauerhaftigkeit, chemische Beständigkeit, Verbund zu den Fasern, Temperaturbeständigkeit ist bei Epoxidharz am besten, Vinylesterharze sind etwas weniger gut und Polyester am schlechtesten. Das Schwinden während der Aushärtung ist bei Epoxidharz deutlich geringer als bei Vinylester und Polyester. Die Erhärtungszeit von Polyester und Vinylester ist deutlich geringer als bei Epoxidharz.

In der Fachliteratur finden sich Beispiele von Basaltfaser-Bewehrungen, die mit Vinylester als auch mit Epoxidharzen erstellt wurden, siehe Kapitel 4.

Tab. 3.4 Typische Eigenschaften von Kunststoffen, die für Faser-Bewehrungen verwendet werden [27].

	Elastizitätsmodul GPa	Zugfestigkeit GPa	Dichte kg/m ³	Erhärtungs- schwinden
Epoxidharz	2.8-4.1	55-130	1'200-1'300	1-5%
Vinylester	3.0-3.5	73-81	1'100-1'300	5-10%
Polyester	2.1-3.5	35-104	1'100-1'400	5-12%

3.3 Basaltfaser-Bewehrung

3.3.1 Herstellung

Aus den Fasern und dem Kunststoff werden im Pultrusionsverfahren (oder auch Strangziehverfahren) Bewehrungsstäbe hergestellt. Dafür werden die Rovings über die Faserführung in das Imprägnierungsbad und danach in das Formgebungswerkzeug geführt. Dieses wird beheizt, sodass sich die Fasern verbinden und einen kompakten Bewehrungsstab bilden.

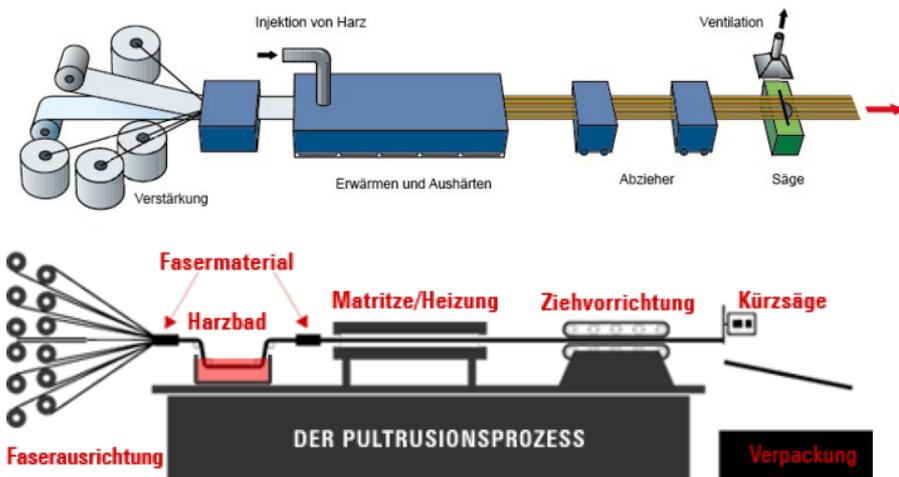


Abb. 3.5 Pultrusions- oder auch Strangziehverfahren zur Herstellung von Basaltfaser-Bewehrungen [85] und [86].

3.3.2 Eigenschaften

Die üblichen Eigenschaften von Basaltfaser-Bewehrungen sind in Tab. 3.5 denjenigen aus Stahl, Glas-, Karbon- und Aramid-Fasern gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass Basaltfaser-Bewehrungen ähnliche Eigenschaften wie Glasfaser-Bewehrungen aufweisen. Sie haben ein deutlich tieferes Elastizitätsmodul als Stahl (etwa $\frac{1}{4}$). Die Zugfestigkeit von Basaltfaser-Bewehrung ist etwas doppelt so gross wie bei Stahlbewehrung. Die Raumdichte von Basaltfaser-Bewehrungen ist etwas grösser als die der anderen Faser-Bewehrungen, beträgt aber nur etwa $\frac{1}{4}$ derjenigen von Stahlbewehrungen.

Tab. 3.5 Übliche mechanische Eigenschaften von Stahlbewehrungen im Vergleich zu Faser-Bewehrungen mit Faservolumengehalten von etwa 0.5 bis 0.7, nach [29].

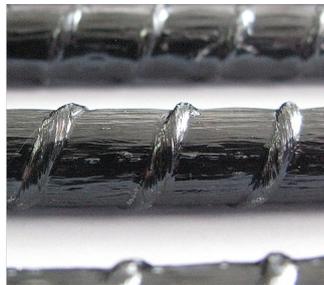
Beschreibung	Stahl	Glas FVK*	Karbon FVK	Aramid FVK	Basalt FVK
Norm. Fließgrenze (MPa)	276-517	-	-	-	-
Zugfestigkeit (MPa)	483-690	483-1'600	600-3'690	1'720-2'540	930-1'380
Elastizitätsmodul (GPa)	200	35-51	120-580	41-125	41-49
Bruchdehnung (%)	6-12	1.2-3.1	0.5-1.7	1.9-4.4	2.5-3.0
Raumdicke (kg/m ³), aus [58]	7'850	1'250-2'100	1'500-1'600	1'250-1'400	1'900-2'100

*FVK: Faserverstärkter Kunststoff

3.3.3 Oberflächenstrukturen

Je nach gewünschter Oberfläche kann der Stab im Pultrusionsprozess kurz vor der Heizung noch mit Bändern oder Rovings umwickelt werden und/oder besandet werden. Die Rillen und die gesandete Oberfläche dienen zur Erhöhung des Verbundes zwischen der Bewehrung und dem Beton. Einige Beispiele sind in Abb. 3.6 dargestellt.

[90]



[91]



[92]



[93]



[94]



[95]



Abb. 3.6 Verschiedene Oberflächenstrukturen von Basaltfaser-Bewehrungen auf dem Markt.

3.4 Anwendungen mit Basaltfaser-Bewehrung

In diesem Abschnitt werden einige Anwendungen von Basaltfaser-Bewehrungen dargestellt.

Stützmauersanierung mit Basaltfaser-Bewehrung in Grindelwald, Bern

Die Stützmauer "Rubi" an der Kantonsstrasse nach Grindelwald musste wegen Schäden durch starke Alkali-Aggregat-Reaktion im Beton saniert werden. Sie wurde im Juni 2021 mit einem Beton-Vorsatz und Basaltfaser-Bewehrungsnetzen instand gestellt (siehe Abb. 3.7 bis Abb. 3.9).



Abb. 3.7 Basaltfaser-Bewehrungsnetze zur Sanierung einer Stützmauer in Grindelwald, Bern. Fotos von Basalt Fibertec GmbH.



Abb. 3.8 Links: Basaltfaser-Bewehrungsnetze liegen für den Einsatz bereit. Rechts: Basaltfaserbügel. Fotos von Basalt Fibertec GmbH.



Abb. 3.9 Links: Basaltfaser-Bewehrungsnetze eingebaut. Rechts: fertige Stützmauer. Fotos von Basalt Fibertec GmbH.

Instandsetzung der Unterführung Fischermätteli im Autobahnanschluss Bümplitz der N12

Die Unterführung aus 1977 wies Schäden an verschiedenen Bauteilen auf. Das ASTRA hat bereits 2021 entschieden, im Sinn einer Pilotanwendung die Konsolköpfe in basaltbewehrtem Beton mit auf 20 mm reduzierter Betondeckung zu ersetzen. Damit kann die Dauerhaftigkeit dieser Bauteile erhöht und die Betonmenge reduziert werden. Die Ausführung erfolgte 2023.



Abb. 3.10 Links: Bauwerk vor der Instandsetzung. Rechts: Montage Bewehrung. Bild Basalt Fibertec GmbH

Neubau einer Stützmauer mit Basaltfaser-Bewehrung in Miami, Florida, USA [63]

Im Rahmen eines Demonstrationsprojektes wurden im Jahr 2014 Basaltfaser-Bewehrungen mit Durchmessern von 8 und 12 mm für eine Stützmauer in Miami in Florida (USA) verwendet, siehe Abb. 3.11. In Abb. 3.12 ist der Bewehrungsplan dargestellt. Ursprünglich war normaler Bewehrungsstahl geplant. Der Unternehmer offerierte eine Variante mit Basaltfaser-Bewehrung, die schliesslich ausgeführt wurde [72].



Abb. 3.11 Beispiel Stützmauer, Wand 5 und 6 mit Basaltfaser-Bewehrungen in Miami, Florida, (USA), aus [63].

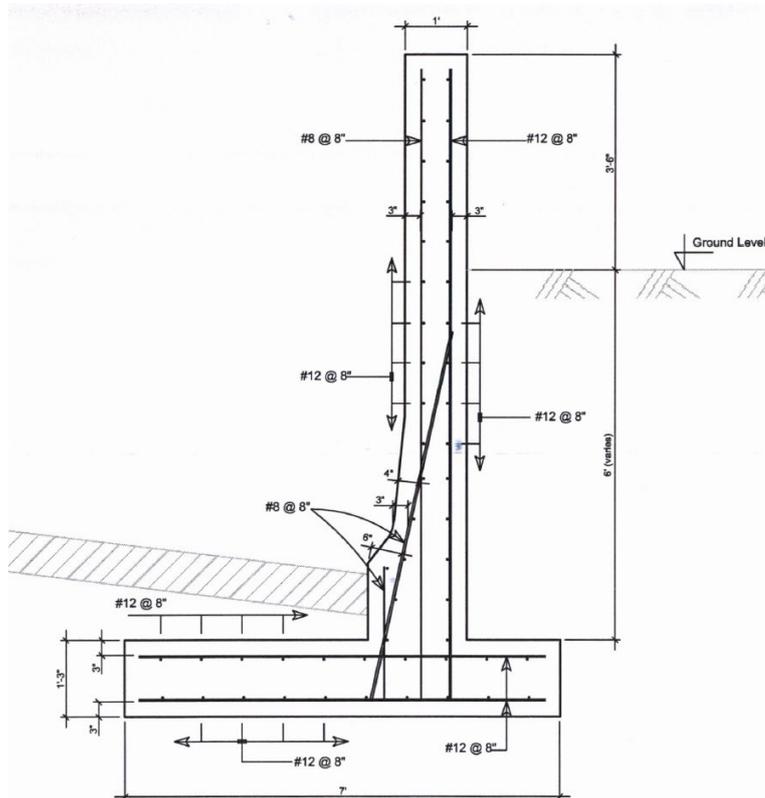


Abb. 3.12 Bewehrungsplan der Stützmauer mit Basaltfaser-Bewehrungen in Miami, Florida, (USA), aus [63].

Verstärkung der Nanjing Yangtze River Bridge mit Basaltfaser-Bewehrung [64]

Die Nanjing Yangtze Bridge (Abb. 3.13 und Abb. 3.14, die über den Yangtze Fluss in China führt, wurde im Jahr 1968 eröffnet. Da die Brücke starke Schäden, wie Risse, Abplatzungen und Korrosion der innenliegenden Bewehrung aufwies, siehe Abb. 3.13, wurde sie im Jahr 2018 verstärkt.

Die Verstärkungsmethode ist in Abb. 3.14 dargestellt. Neben neuen Stahl-Bewehrungsstäben wurden auch Basaltfaser-Netze (Grids) in die Bewehrungsüberdeckung eingelegt. Die Überdeckung A (Abb. 3.14) der 20 mm Stahlstäbe war 50 mm. Die Basaltfaser-Netze bestanden aus einer Maschenweite von 50 mal 50 mm und bestanden aus Stäben 10 mal 2 mm und hatten eine Überdeckung B von 15 mm (Abb. 3.14). Sie verbesserten das Rissverhalten in der grossen Bewehrungsüberdeckung und somit deren Dauerhaftigkeit. Mit dieser Verstärkungsmethode konnte die Steifigkeit der Träger deutlich verbessert werden.

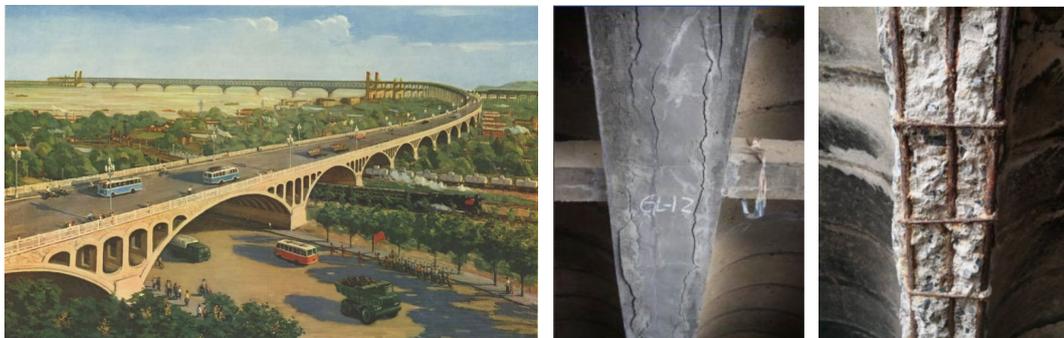


Abb. 3.13 Links: Historisches Bild der Nanjing Yangtze River Bridge, aus [88]. Mitte: Spalt-risse in Bewehrungsüberdeckung. Rechts: Bewehrungskorrosion. Aus [64].

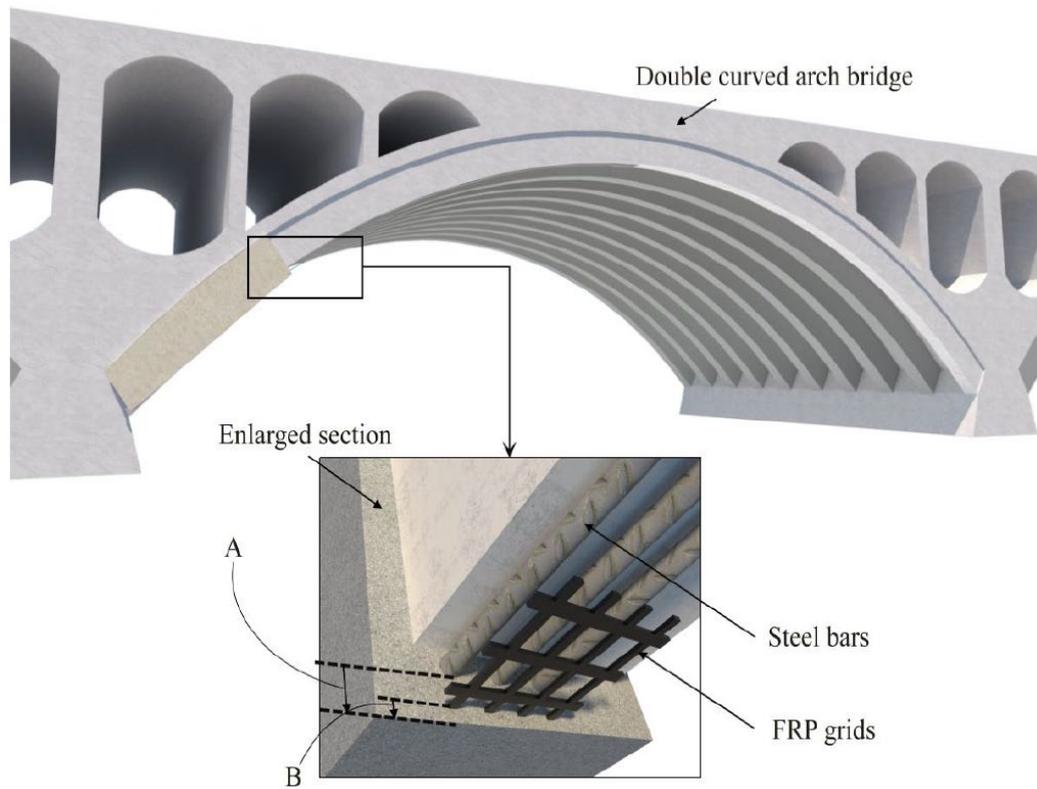


Abb. 3.14 Verstärkung der Nanjing Yangtze River Bridge, aus [64].

4 Vorhandene Forschung zur Basaltfaser-Bewehrung

4.1 Einleitung

Wie in den vorigen Kapiteln bereits teilweise beschrieben, müssen für den Einsatz von Basaltfaser-Bewehrungen im Stahlbeton folgende Punkte berücksichtigt werden:

- Linear-elastisches Verhalten, kein Fließplateau
- Tiefes Elastizitätsmodul ($\frac{1}{4}$ von Stahl)
- Festigkeitsreduktion durch alkalische Umgebung im Beton
- Kriechbruch unter hoher Dauerlast → Dauerzugfestigkeit $f_{tk,100a}$ ist deutlich tiefer als die Kurzzeitzugfestigkeit
- Verbundverhalten (Kurz- und Langzeit), bestimmt durch die Oberfläche der Stäbe

Im vorliegenden Kapitel wird vorhandene Forschung speziell zu diesen Punkten zusammengestellt. Es werden wissenschaftlichen Zeitschriftenartikel (Journal Papers) und auch durch persönliche Kontakte erhaltene wissenschaftliche Forschungsberichte beschrieben.

4.2 Kurzzeit-Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul

Die Ermittlung der Kurzzeit-Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls von Glas- und Basaltfaser-Bewehrungsstäben ist nicht so problemlos wie bei Stahlstäben, da die Enden nicht in der Prüfmaschine geklemmt werden können. Siehe dazu auch Kapitel 5.3.

Die Florida State University (FSU) in Tallahassee in Florida (USA) beschäftigt sich seit einigen Jahren mit der Ermittlung der Kurzzeit-Zugfestigkeit von Glas- und Basaltfaser-Bewehrungsstäben. Sie entwickelte ein Verfahren für die Endverankerung und Prüfung, so dass die Brüche in der freien Länge auftreten. Die Enden der Faser-Bewehrungsstäbe werden mit 300 mm langen Stahlrohren versehen und mit einem expandierenden Mörtel verfüllt, siehe Abb. 4.1. Die entsprechende Versuchseinrichtung für die Zugversuche ist in Abb. 4.2 dargestellt. Die Stahlrohre werden nicht geklemmt, sondern übertragen die Kräfte über Druck an der Vorderseite der Stahlrohre.

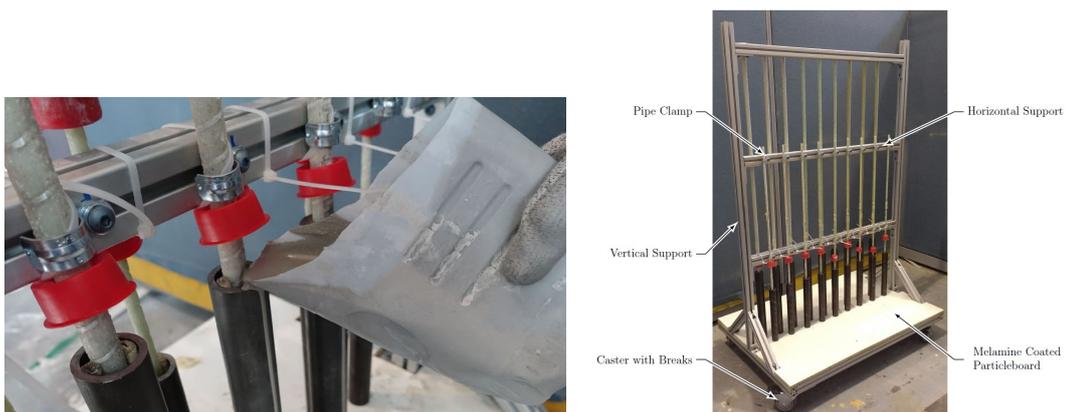


Abb. 4.1 Konzept der Endverankerung der Basaltfaserstäbe gemäss [69].

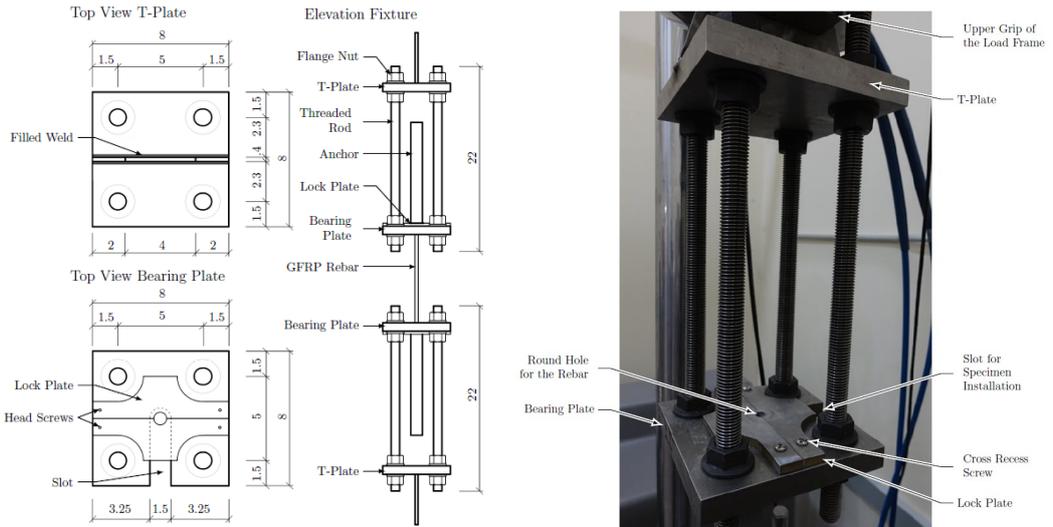


Abb. 4.2 Konzept der Zugversuche der Basaltfaserstäbe gemäss [69].

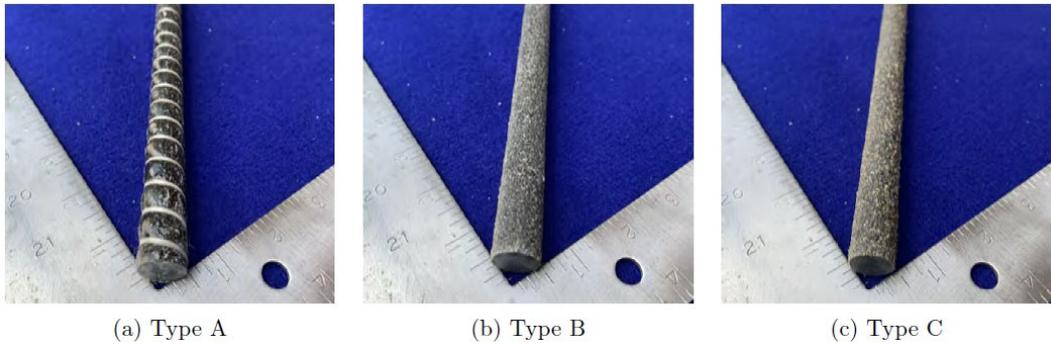


Abb. 4.3 Verschiedene Basaltfaserstäbe, die in [67] untersucht wurden.

Name	Cross Section	Surface Enhancement	Resin Type
A	Round (solid)	Sand coat and helical wrap	Epoxy
B	Round (solid)	Sand coat	Epoxy
C	Round (solid)	Sand coat	Vinyl-ester

Abb. 4.4 Übersicht der Basaltfaserstäbe von Abb. 4.3.

Tab. 4.1 Übersicht über die Versuchsergebnisse der Zugversuche gemäss [67].

Hersteller	Resin Typ	Durchmesser [mm]	Batch	Zugfestigkeit			Elastizitätsmodul		
				Min MPa	Max MPa	Mittelwert MPa	Min MPa	Max MPa	Mittelwert MPa
Rebar A	Epoxy	10	1	819	883	839	46'484	53'331	49'904
Rebar A	Epoxy	16	1	881	951	925	52'669	55'089	53'455
Rebar B	Vinylester	10	1	1'302	1'371	1'353	52'000	55'151	53'834
Rebar B	Vinylester	16	1	1'116	1'263	1'189	53'848	57'233	54'786
Rebar C	Epoxy	10	1	1'229	1'305	1'268	37'128	52'807	49'325
Rebar C	Epoxy	16	1	963	1'185	1'111	50'649	54'696	52'676
Rebar C	Epoxy	10	2	1'112	1'207	1'167	45'030	54'338	49'642
Rebar C	Epoxy	16	2	992	1'058	1'018	48'711	56'110	51'566

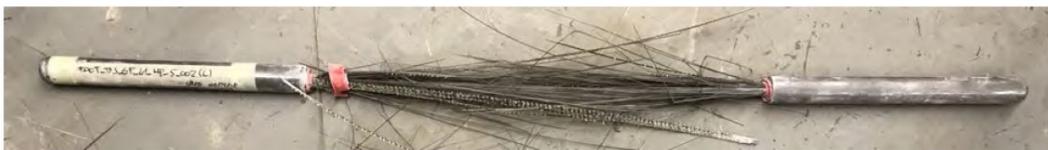
In der Studie [67] wurden von der Florida State University Basaltfaser-Bewehrungsstäbe von verschiedenen Herstellern mit verschiedenen Durchmessern sowie mit Epoxidharz resp. Vinylester untersucht, siehe Abb. 4.3 und Abb. 4.4. Die Resultate der Zugversuche sind in Tab. 4.1 ersichtlich. Es wurden pro Stabdurchmesser und Stab-Typ jeweils 5 Versuche, also insgesamt 40 Zugversuche durchgeführt. Die tiefsten, höchsten und Mittelwerte sind in der Tabelle angegeben. Die ermittelten Werte für die verschiedenen Basaltfaser-Bewehrungsstab-Typen in der Grössenordnung von etwa 1'000 MPa für die Zugfestigkeit und 50'000 MPa für die Elastizitätsmoduln entsprechen den Erwartungen. Bei allen Proben wurde Zugversagen in der freien Länge beobachtet, siehe Abb. 4.5.



(a) Type A



(b) Type B



(c) Type C

Abb. 4.5 Bruchbilder von im statischen Zugversuch getesteten Basaltfaser-Bewehrungen an der Florida State University, USA, aus [67].

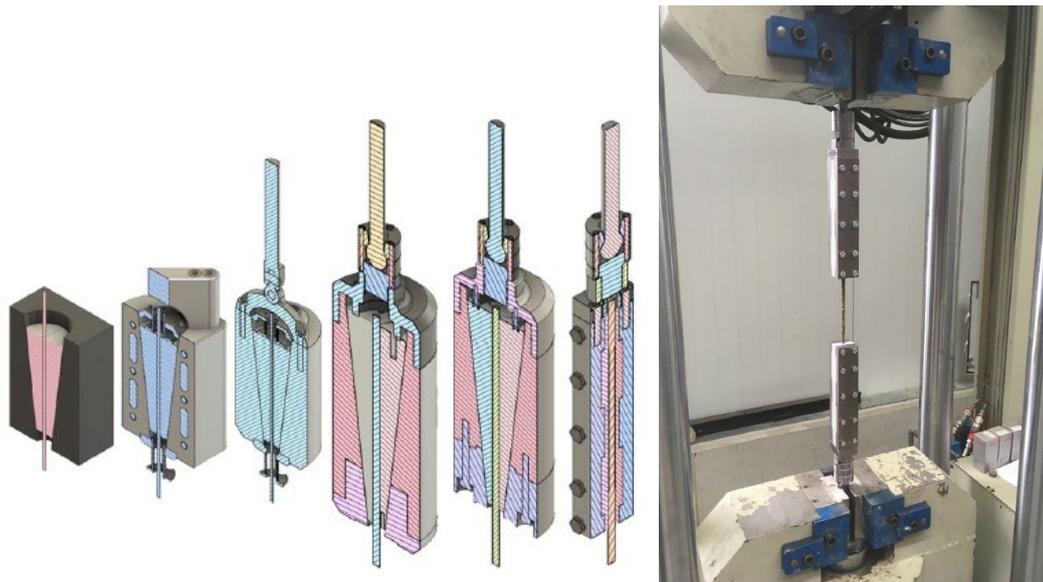


Abb. 4.6 Entwicklungsschritte der Endverankerung für Basaltfaser-Bewehrungen an der Hochschule München, aus [70].

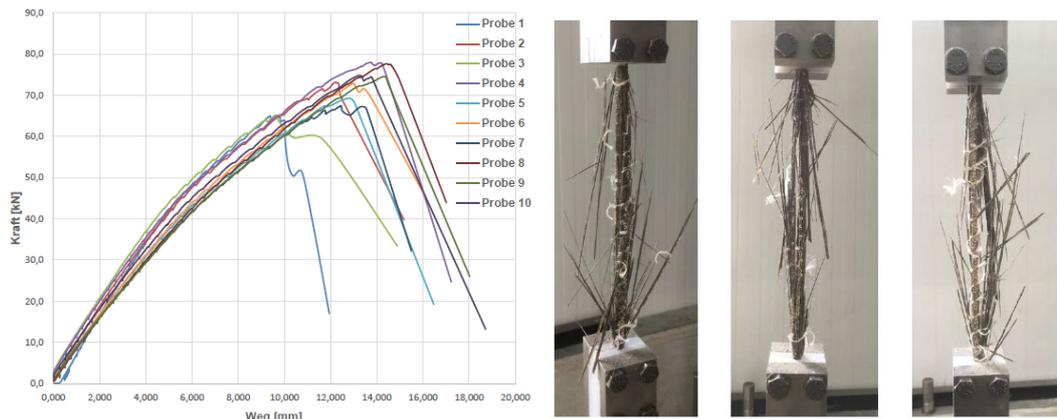


Abb. 4.7 Links: Kraft-Maschinenweg der Zugversuche der Hochschule München an Basaltfaser-Bewehrungsstäben. Rechts: die Bruchbilder der ersten drei Proben, aus [70].

In der Arbeit [70] der Hochschule für angewandte Wissenschaften in München wurde eine neue Endverankerung für Basaltfaser-Bewehrungen entwickelt. Die verschiedenen Entwicklungsschritte (im Bild von links bis rechts) und die schliesslich erfolgreich entwickelte Endverankerung sind in Abb. 4.6 ersichtlich. Diese ist frei von Biegespannungen in der Einspannung und durch Variation der Drehmomente der Schrauben (nimmt zu gegen hinten) werden Spannungsspitzen vermieden. Die Bruchbilder in Abb. 4.6 zeigen, dass die Brüche in der freien Länge aufgetreten sind und somit diese Endverankerung gut funktioniert.

Das Kraft-Maschinenweg Diagramm von zehn Zugversuchen an Basaltfaserstäben mit einem Durchmesser von 8.9 mm sind in Abb. 4.7 dargestellt. Die nicht-Linearität der Kurven stammt von der Verformung der Prüfmaschine und nicht von den Basaltfaser-Bewehrungsstäben (die Spannungs-Dehnungsdiagramme sind linear). Die Auswertung der Versuche ergab ein mittleres Elastizitätsmodul von 52'065 N/mm² mit einer Standardabweichung von 747 N/mm² und eine mittlere Zugfestigkeit von 1'152 N/mm² mit einer Standardabweichung von 73 N/mm².

Beide oben beschriebene Untersuchungen, eine aus den USA und eine aus Deutschland, zeigen obwohl mit sehr unterschiedlichen Versuchseinrichtungen durchgeführt, ähnliche Werte für die Kurzzeit-Zugfestigkeit (etwa 1'000 N/mm²) und das Elastizitätsmodul (etwa 50'000 N/mm²).

4.3 Alkalibeständigkeit

In [30] wurde der Alkaliwiderstand von verschiedenen Fasern, unter anderem auch Basaltfasern, untersucht. Einzelfasern wurden in Zementlösungen mit einem pH-Wert von 13.4 eingelegt. Die chemische Zusammensetzung der Fasern, von denen nachfolgend berichtet wird, ist in Tab. 4.2 beschrieben. Neben üblichen E-Glasfasern (Aluminiumborsilikat-Glas mit weniger als 2% Alkalioxiden) wurden auch speziell alkalibeständige Glasfasern mit einem hohen Zirkoniumoxid-Gehalt untersucht. Die Fasern wurden nach 30 Tagen Lagerung in der Zementlösung mit einem Rasterelektronenmikroskop untersucht. Gemäss den Autoren von [30] befällt Alkali das Siliziumdioxid und löst das E-Glas an der Oberfläche auf. In Abb. 4.8 ist der Angriff auf die E-Glasfaser nach 30 Tagen in der Zementlösung mit einem pH-Wert von 13.4 deutlich zu sehen. Beim alkalibeständigen Glas sind dagegen keine Angriffsspuren sichtbar. Das Zirkoniumoxid verhindert den Alkaliangriff. Analog verbessern gemäss [30] die Bestandteile Titanoxid, Manganoxid, Eisenoxid und Aluminiumoxid im Basalt die Alkalibeständigkeit. Die Aufnahmen im Rasterelektronenmikroskop in Abb. 4.9 bestätigen diese Feststellung. Es sind auch nach 180 Tagen Lagerung in Zementlösung keine Angriffsspuren sichtbar.

Zusätzlich zu den Aufnahmen mit dem Rasterelektronenmikroskop wurden in der Studie [30] die mechanischen Eigenschaften von Einzelfasern mit Zugversuchen vor und nach der Lagerung bestimmt. Die Resultate sind in Tab. 4.3 ersichtlich. Wiederum sind die Basaltfasern deutlich besser als E-Glas.

Tab. 4.2 Chemische Zusammensetzung von in [30] untersuchten Fasern.

Chemische Zusammensetzung (Gewicht %)	Basalt Fasern	E-Glas Fasern	Alkalibeständiges Glas
Siliziumdioxid (Kieselsäure), SiO ₂	49.1	52.4	71.0
Aluminiumoxid, Al ₂ O ₃	13.8	14.4	1.0
Eisenoxid, FeO + Fe ₂ O ₃	14.0	-	-
Kalziumoxid, CaO	9.4	16.6	-
Magnesiumoxid, MgO	5.3	5.2	-
Natriumoxid & Kaliumoxid, Na ₂ O + K ₂ O	4.0	0.8	11.0
Titanoxid, TiO ₂	3.2	-	-
Manganoxid, MnO	0.2	-	-
Bortrioxid B ₂ O ₃	-	10.4	-
Zirkoniumoxid ZrO ₂	-	-	16

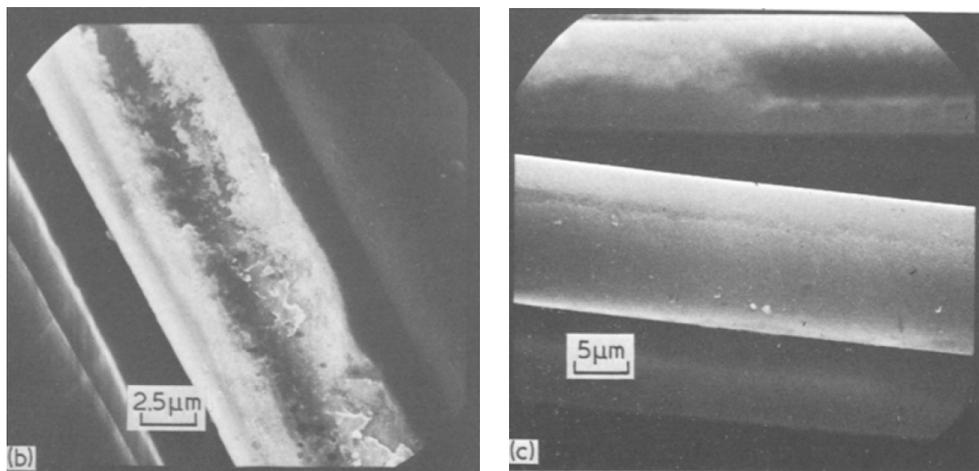


Abb. 4.8 Bilder von Glasfasern mit dem Rasterelektronenmikroskop, b) E-Glas nach 30 Tagen in Zementlösung gelagert, c) alkalibeständiges Glas nach 140 Tagen in Zementlösung gelagert.

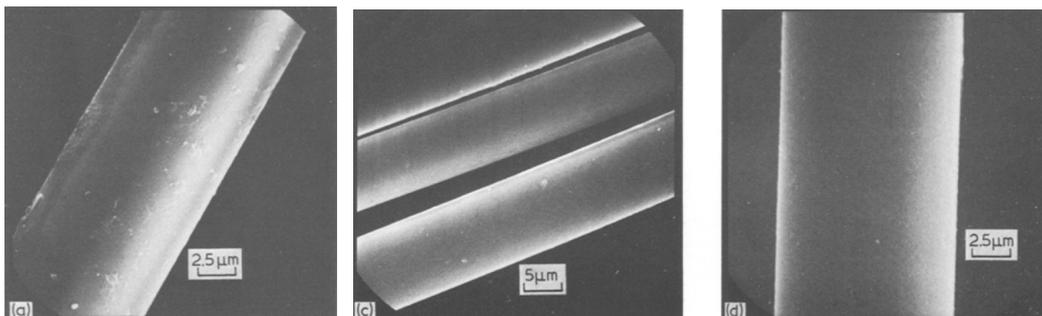


Abb. 4.9 Bilder von Basaltfasern mit dem Rasterelektronenmikroskop, a) unbehandelt, c) nach 30 Tagen in Zementlösung gelagert, d) nach 180 Tagen in Zementlösung gelagert.

Tab. 4.3 Mechanische Eigenschaften der untersuchten Fasern vor und nach 30 Tagen Lagerung in Zementlösung, gemäss [30].

	Durchmesser [µm]	Zugfestigkeit (MPa)		Elastizitätsmodul (GPa)	
		vorher	nachher	vorher	nachher
Basalt Fasern	11-13	1'310	1'172 (89%)	48-55	48-55 (100%)
E-Glas Fasern	9-10	1'551	1'213 (78%)	62-69	34-48 (56-70%)
Alkalibeständiges Glas	12-14	1'931	1'793 (93%)	55-62	55-62 (100%)

An der Universität Sherbrooke in Kanada wird seit über 20 Jahren im Gebiet der Faserverbund-Bewehrungen geforscht. In der Studie [34] wurde beispielsweise die Alkalibeständigkeit von Basaltfaser-Bewehrungen untersucht. Die untersuchten Stäbe sind in Abb. 4.10 abgebildet. Sie hatten einen Durchmesser von 7 mm (Typ A) und 8 mm (Typ B und C) und bestanden aus Basaltfasern in einer Vinylester Matrix. Die Typen B und C entsprechen zwei verschiedenen Festigkeitsklassen.

Um eine Betonumgebung zu simulieren, wurden die drei Typen von Basaltfaser-Bewehrungen in eine 60°C warme alkalische Lösung mit einem pH-Wert von 12.6-13.0 eingelegt. Die Zugfestigkeiten und Elastizitätsmoduln wurden vor und nach der Einlagerung ermittelt. Die Resultate sind in Tab. 4.4 dargestellt, wobei die angegebenen Werte für die Zugfestigkeiten von etwa 1'600 MPa ungewöhnlich hoch sind. Ebenfalls wurden die interlaminaren Schubfestigkeiten ermittelt. Diese wurden gemäss ASTM D4475 [19] mit der "Short-Beam" Prüfmethode ermittelt. Die Versuchseinrichtung ist in Abb. 4.11 dargestellt.

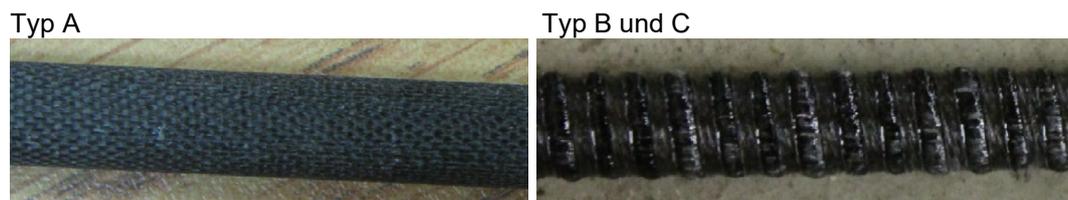


Abb. 4.10 In der Studie [34] untersuchte Basaltfaser-Stäbe.

Tab. 4.4 Mechanische Eigenschaften der untersuchten Basaltfaser-Bewehrungen gemäss Abb. 4.10, aus [34] ("Retention" ist das Verhältnis zwischen "vorher" und "nachher").

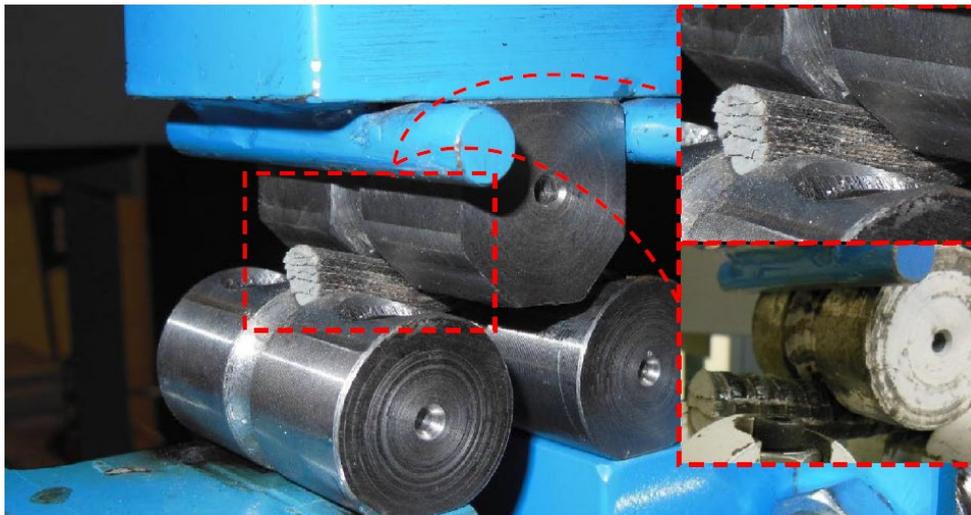
Stab Typ	Zugfestigkeit vorher (MPa)	Elastizitätsmodul vorher (GPa)	Einlagerung (h)	Zugfestigkeit nachher (MPa)	Retention (%)	Elastizitätsmodul nachher (GPa)	Retention (%)
A	1'680 ± 133	69.0 ± 0.7	1'000	1'012 ± 47.3	60	70.8 ± 1.2	103
			3'000	1'023 ± 177.0	61	69.1 ± 0.4	100
B	1'655 ± 95	64.6 ± 1.4	720	1'429 ± 52.6	86	60.1 ± 0.7	93
			2'160	1'275 ± 4.0	77	61.5 ± 0.9	95
C	1'567 ± 115	59.5 ± 3.3	720	1'409 ± 91.7	90	59.7 ± 1.6	100
			2'160	1'198 ± 31.7	77	56.6 ± 0.9	95

Tab. 4.5 Interlaminare Schubfestigkeiten der untersuchten Basaltfaser-Bewehrungen gemäss Abb. 4.10, aus [34].

Stab Typ	Interlaminare Schubfestigkeit vorher (MPa)	Einlagerung (h)	Interlaminare Schubfestigkeit nachher (MPa)	Retention (%)
A	63 ± 2.7	1'000	55.3 ± 2.8	88
		3'000	43.3 ± 1.3	69
B	72 ± 2.9	720	69.0 ± 3.0	95
		2'160	65.0 ± 5.1	90
C	60 ± 2.4	720	56.2 ± 2.7	94
		2'160	35.8 ± 7.0	60

Wie bereits die oben beschriebene Studie [30] für Einzelfasern gezeigt hat, nimmt auch in der Untersuchung [34] die Zugfestigkeit von Basaltfaser-Bewehrungsstäben durch alkalische Einlagerung deutlich ab. Die Grössenordnung der Festigkeitsabnahme liegt im Bereich von 20-40%. Es zeigte sich hingegen, dass das Elastizitätsmodul unwesentlich beeinflusst wird.

Die Autoren der Untersuchung [34] vermuten die Abnahme der Zug-Festigkeitsen der Stäbe nicht in der Abnahme der Festigkeiten der Basaltfasern und/oder des Kunststoffes, sondern in der Abnahme der Haftung, das heisst der interlaminaren Schubfestigkeit (siehe Tab. 4.5), zwischen den beiden Komponenten. Sie empfehlen bei der Entwicklung von dauerhaften Basaltfaser-Bewehrungen auf diesen Aspekt spezielles Augenmerk zu legen.



(a) Test setup for the short-beam shear test



Abb. 4.11 Ermittlung der interlaminaren Schubfestigkeit mit der "Short beam" Prüfmethode aus [34].

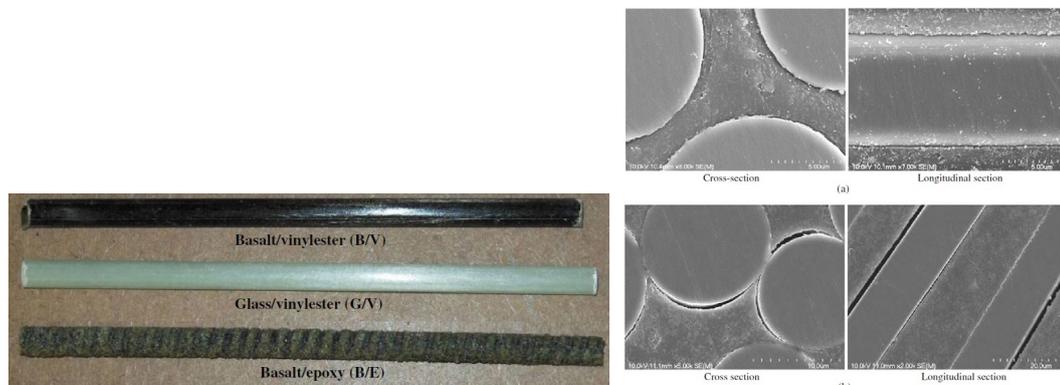


Abb. 4.12 Links: Untersuchte Basalt- und Glasfaser-Bewehrungen in der Studie [31]. Rechts: Aufnahmen mit dem Rasterelektronenmikroskop der Basalt/Vinylester Bewehrung, oben: vor der Einlagerung, unten: nach der Einlagerung.

In einer ähnlichen Studie der Universität Sherbrooke in Kanada wurden Basaltfaser-Bewehrungen, die mit Vinylester resp. Epoxidharz hergestellt waren, und Glasfaser-Bewehrungen, die mit Vinylester hergestellt waren, verglichen [31], Abb. 4.12 links.

Die wichtigste Erkenntnis der Untersuchung war, dass die Glasfaser-Bewehrung die beste Leistungsfähigkeit bezüglich Dauerhaftigkeit in alkalischem Milieu hatte. Analog wie in der oben beschriebenen Arbeit [34] argumentieren die Autoren, dass die Abnahme der Festigkeiten nicht durch die Materialien Glas, Basalt oder Kunststoff, sondern durch die Abnahme der interlaminaren Schubfestigkeit, das heisst der Haftung zwischen Faser und Kunststoff resultierte. Die Rasterelektronenmikroskop Aufnahme in Abb. 4.12 rechts bestätigt diese Aussage, da die Ablösungen deutlich sichtbar sind. Die Haftung ist massgeblich durch die Schlichte (Sizing) der Faser beeinflusst. Die Autoren sind der Meinung, dass die Schlichte der beiden untersuchten Basaltfaser-Bewehrungen nicht gut auf den Kunststoff abgestimmt war.

In einer weiteren Studie, [32], untersuchte die gleiche Forschungsstelle den Einfluss von verschiedenen Fasern (u.a. auch Basalt), Schichten, Kunststoffen (Vinylester, Polyurethan, Epoxidharz), Zusätze für den Kunststoff und verschiedene Hersteller der Fasern und Kunststoffe. Siehe die Übersicht in Tab. 4.6.

Da zu viele Parameter variiert wurden, lässt die Studie leider keine Rückschlüsse auf die Einflüsse von einzelnen Parametern (beispielsweise Einfluss Vinylester oder Epoxidharz) auf die mechanischen Festigkeiten zu. Ganz generell kann aber festgestellt werden, dass die Auslagerung für 3 Monate in Alkalilösung mit pH=13 und bei 60° die Festigkeit etwa 20-40% reduzierte. Auch hat die gewählte Kombination von Art der Faser, Schlichte, Kunststoff und Zusätze im Kunststoff einen entscheidenden Einfluss auf die Kurzzeit- und Langzeitfestigkeit.

Tab. 4.6 Übersicht der verschiedenen Parameter der in der Studie [32] untersuchten Basaltfaser-Bewehrungsstäben.

Bar ID	Faser, Hersteller, Schlichte			Kunststoff, Hersteller, und Zusätze			Faser-volumen-gelalt (%)	Glasübergangs-temperatur Tg (°C)	Feuch-tigkeits-gehalt (%)
	F	H	S	K	H	Z			
BB-13	BF1	D	PS1	VE1	1	PC1	78.5	109	0.3
BB-14	BF4	E	PS	VE1	1	PC1	79.8	113	0.2
BB-15	BF1	D	PS1	VE6	1	PC3	84.2	127	0.2
BB-16	BF2	D	PS	PU4	4	PC	79.8	94	0.3
BB-17	BF3	D	PS	PU4	4	PC	78.7	96	0.2
BB-18	BF2	D	PS2	EPX5	3	PC	77.0	97	0.4
BB-19	BF3	D	PS	EPX5	3	PC	78.2	102	0.3

Bemerkung: VE=Vinylester; PU=Polyurethane; und EPX=Epoxidharz.

Tab. 4.7 Festigkeiten von in Tab. 4.6 zusammengestellten Basaltfaser-Bewehrungsstäben vor und nach Auslagerung für 3 Monaten in Alkalilösung mit pH=13 bei 60 °C, [32]

Bar ID	Kunst-stoff	Zugfestigkeit (MPa)		% Re-tention	Interlaminare Schubfestigkeit (MPa)		% Re-tention
		vorher	nachher		vorher	nachher	
BB-13	VE1	1'641	937	57	57.2	45.6	80
BB-14	VE1	1'481	896	60	60.9	38.4	63
BB-15	VE6	1'510	926	61	41.7	29.7	71
BB-16	PU4	1'317	1'138	86	49.9	35.4	71
BB-17	PU4	1'458	1'073	74	73.6	55.8	76
BB-18	EPX5	1'278	1'087	85	51.6	37.4	72
BB-19	EPX5	1'427	1'167	82	67.3	50.3	75

Im Bundesstaat Florida (USA) sind Infrastrukturbauten wie zum Beispiel Strassen-Brücken wegen der Nähe zum Meer oft einer sehr aggressiven Umgebung ausgesetzt. Das "Florida Department of Transportation" hat deshalb die Florida State University (FSU) in Tallahassee beauftragt, umfangreiche Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit von Basaltfaser-Bewehrungen durchzuführen [66] und [67]. Siehe dazu die Beschreibung der Versuche zur Ermittlung der Kurzzeit-Zugfestigkeit in Kapitel 4.2.

Die Basaltfaser-Bewehrungen wie auch die Einzelkomponenten Fasern und Kunststoffe wurden verschiedenen aggressiven Lösungen mit pH-Werten 4, 7 und 13 und zusätzlichen Salzgehalten von 0 mg Cl⁻/L, 200 mg Cl⁻/L, 20'000 mg Cl⁻/L und Meerwasser für 300 Tage (7'200 Stunden) und 600 Tage (14'400 Stunden) bei konstanten 60°C ausgesetzt. Die Proben, die pH-Werten von 4 und 7 ausgesetzt waren, wiesen nur noch 60-80% der ursprünglichen Zugfestigkeiten auf. Dem pH-Wert von 13 ausgesetzte Proben hatten nach 300 Tagen nur noch 20-60% der ursprünglichen Zugfestigkeit. Nach 600 Tagen konnten die Proben nicht mehr getestet werden, da sie vollständig zersetzt waren.

Die Autoren der Studie benutzen das *fib* Bulletin 40 [21] Modell um aufgrund der Versuchsergebnisse die 100 Jahre Dauerzugfestigkeit zu berechnen. Ihr Modell prognostiziert für Basaltfaser-Bewehrungen eine 100 Jahre Dauerzugfestigkeit bei pH-Werten von 4 und 7 in Kombination mit allen untersuchten Chlorid Varianten von 70-85% und beim pH-Wert von 13 eine 100 Jahre Dauerzugfestigkeit von 25% der Kurzzeitzugfestigkeit.

In einer anderen Studie, untersuchten Serbescu et al. [42] den Einfluss von pH-Wert und Temperatur auf die Dauerhaftigkeit von Basaltfaser-Bewehrungen separat. Die Autoren fanden, dass die erhöhte Temperatur einen grösseren Einfluss als der erhöhte pH-Wert hat, siehe Abb. 4.13. Die Autoren stellen auch in Frage, ob es wirklich nötig ist, zusätzlich zu erhöhter Temperatur und pH-Wert, die Basaltfaser-Bewehrungen auch gleichzeitig einer konstanten Zugspannung auszusetzen. Sie präsentieren schliesslich eine Berechnung der 100-jährigen Dauerfestigkeit unter der Berücksichtigung von verschiedenen "Degradation Parameters" wie beispielsweise Feuchtigkeit, pH, Zeit oder Temperatur, stellen aber in Frage, dass die Höhe der Zugspannung einen Einfluss hat. Die vorgestellte Methode ist eine Erweiterung derjenigen aus *fib* Bulletin 40 [21].

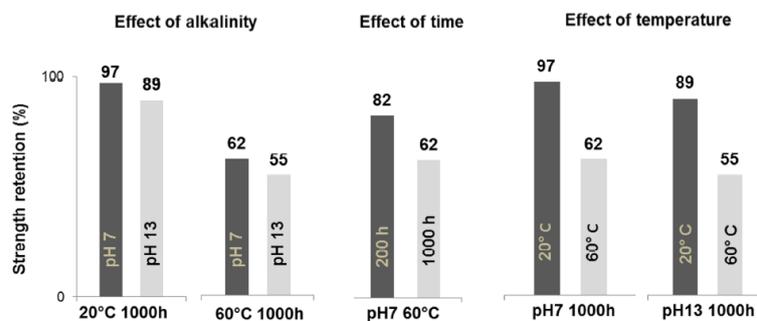


Abb. 4.13 Ergebnisse der Studie [42]. Einfluss der verschiedenen Einflussparameter auf die Dauerhaftigkeit (Retension: verbliebene Zugfestigkeit nach Auslagerung).

4.4 Dauerstands-Zugfestigkeit (Kriechbruch)

Es ist seit langem bekannt, dass bei Faserverbund-Bewehrungen Kriechbrüche auftreten können. Bereits im Jahr 1997 wurde Kriechversuche an 6 mm Stäben mit Aramid, Karbon und Glasfasern mit einem Faservolumengehalt von 55% durchgeführt, siehe Yamaguchi et al. [65]. Die Kurzzeit-Zugfestigkeiten betragen für Karbonfaserstäbe 1'362 MPa und für Glasfaserstäbe 1'655 MPa. Bei Karbonfaserstäben wurden Spannungsniveaus für die Kriechversuche von 106%, 101% und 96% untersucht und bei Glasfaserstäben 85% bis 60% in 5%-Schritten. Die Zeit bis zum Bruch wurde gemessen und als Punkte in Abb. 4.14 eingetragen. Für die nach 1'000h noch nicht zerstörten Prüfkörper wurden die Versuche gestoppt und die Werte mit Pfeilen eingetragen. Die Resultate zeigen das Problem "Kriechbruch" eindrücklich; die Dauer-Zugfestigkeit ist deutlich tiefer als die Kurzzeit-Zugfestigkeit

Aus diesem Grund müssen die Dauerzugspannungen, die in den Stäben in den Bauwerken vorhanden sind, tiefer als die Dauerstands-Zugfestigkeit sein. Deswegen wurde beispielsweise in der Bemessungsnorm ACI 440.1R-15 [7], die in Tab. 4.8 abgebildeten (sehr konservativen) Zugspannungsgrenzen definiert. Glasfasern haben die tiefsten Werte.

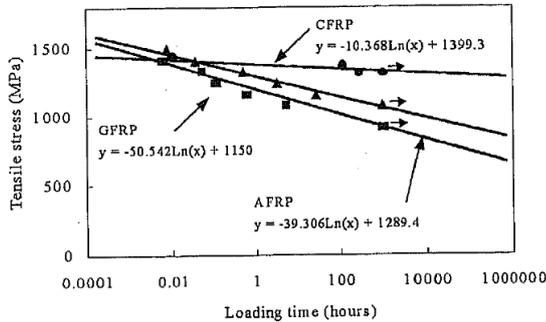


Abb. 4.14 Ergebnisse der Kriechversuche [65], die im Jahr 1997 publiziert wurden.

Tab. 4.8 Zugspannungsgrenzen wegen Kriechbruch für Faserverbund-Bewehrungen nach [7]. (f_{td} = Bemessungswert der charakteristischen Zugfestigkeit)

Fasertyp	Glas	Aramid	Karbon
Zugspannungsgrenzen unter Dauerlasten	0.20 f_{td}	0.30 f_{td}	0.55 f_{td}

Weber [53] erklärt das Phänomen "Kriechbruch" anschaulich:

"In einem unidirektionalen Komposit sind in der Regel mehrere Hunderttausend Einzelfasern weitgehend parallel im Einsatz. Alle Faser besitzen eine statisch verteilte Festigkeit und je nach Verarbeitung eine statisch enger oder breiter verteilte unterschiedliche Ausrichtung im Stab. Nun kommt es je nach Belastung und Temperatur zu einer unterschiedlichen Bruchwahrscheinlichkeit für die Einzelfaser. Solche Einzelbrüche können innerhalb von sehr kurzen Strecken von Nachbarfasern kompensiert und die frei gewordene Kraft wieder auf die ursprüngliche Faser geleitet werden. Dieser Mechanismus funktioniert je nach Faser-Matrix-Haftung unterschiedlich gut und beeinflusst damit unterschiedlich grosse Bereiche in die Längsrichtung der Bewehrungselemente. Temperatur, Feuchte und Alkalinität können die Faser-Matrix-Haftung in unterschiedlicher Weise über die Zeit beeinflussen. Treten lokal gehäuft Fehlstellen der Einzelfasern auf, werden die ungeschädigten durchlaufenden Fasern durch die notwendigen Umlagerungen überproportional belastet, wodurch ihrerseits die Bruchwahrscheinlichkeit steigt. Dieses führt zu einem lokal akkumulierten beschleunigten Schadensfortschritt, welcher schlussendlich in einem progressiven Versagen des gesamten Bewehrungselements mündet."

Das Kriech-(Bruch-)verhalten von Basaltfaser-Bewehrungen wurde in verschiedenen Studien untersucht. Beispielsweise untersucht Wang et al. [43] das Kriechverhalten von Basaltfaser-Bewehrungsstäbe mit 6 mm Durchmesser (Abb. 4.15). Der Faservolumengehalt betrug 60% und der Kunststoff war Vinyloester. Die mittlere Kurzzeit-Zugfestigkeit betrug 1'255 MPa und der Elastizitätsmodul 50.3 GPa.

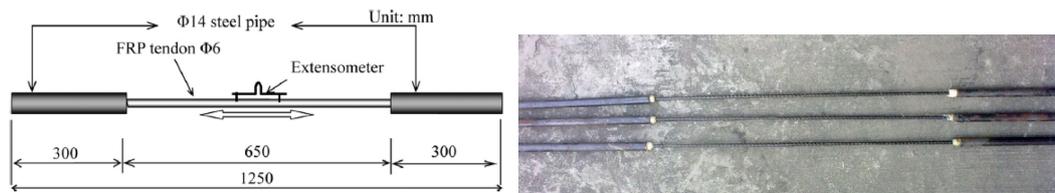


Abb. 4.15 In der Studie [43] untersuchte Basaltfaser-Bewehrungen.

Es wurden fünf verschiedene Dauerspannungen (50%, 60%, 65%, 68% und 70% der Kurzzeit-Zugfestigkeit) mit jeweils drei Versuchen untersucht. Die Kriechversuche wurden mit der Hilfe von entsprechenden Prüfmaschinen durchgeführt. Die Versuche mit 65%, 68% und 70% zeigten einen Kriechbruch innerhalb von 1'000 Stunden, die Zeit bis zum Bruch

ist in Abb. 4.16 links eingetragen. Die Kriechdehnungen sind in Abb. 4.16 rechts dargestellt. Sie zeigen die drei typischen Phasen von Kriechversuchen: das primäre, sekundäre und tertiäre Kriechen, das schliesslich zum Bruch führt.

Die Versuche mit 50% und 60% Dauerspannung wurden nach 1'000 Stunden gestoppt, siehe die Kriechdehnungen in Abb. 4.16 rechts. Anschliessend wurden die Restfestigkeiten ermittelt. Sie betragen 95.0% der Kurzzeitfestigkeit bei 50% Dauerlast und 93.8% der Kurzzeitfestigkeit bei 60% Dauerlast.

Mit Hilfe einer linearen Regressionsanalyse im semi-logarithmischen Diagramm wurde der 1 Millionen Stunden Wert (114 Jahre) extrapoliert. Mit der in Abb. 4.16 dargestellten Regressionsgeraden wurde in Wang et al. [43] eine 100-jährige Dauerfestigkeit von 59% der Kurzzeit-Zugfestigkeit festgestellt, das heisst, bleibt die Dauerzugspannung während 100 Jahren unter 59% der Kurzzeit-Zugfestigkeit, wird kein Kriechbruch auftreten.

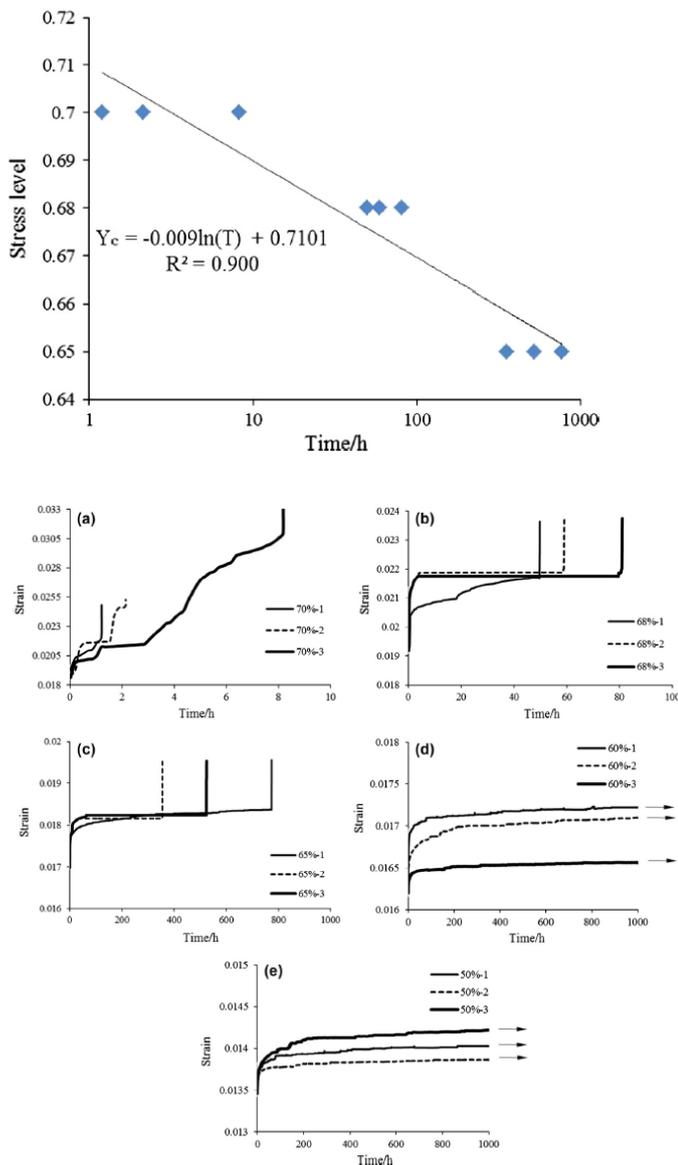


Abb. 4.16 Oben: Zeit bis zum Kriechbruch und lineare Regressionsanalyse. Unten: Kriechdehnungen der Kriechversuche. Aus [43].

In einer anderen Studie untersuchten Sokairge et al. [44] Basaltfaser-Bewehrungen mit 6 mm Durchmesser und einem Faservolumengehalt von 75% und mit 10 mm Durchmesser und einem Faservolumengehalt von 50%. Als Kunststoff wurde Vinylester verwendet. Die mittlere Kurzzeit-Zugfestigkeit der 6 mm Stäbe betrug 1570 MPa und der Elastizitätsmodul

60.3 GPa. Die mittlere Kurzzeit-Zugfestigkeit der 10 mm Stäbe betrug 987 MPa und der Elastizitätsmodul 39.2 GPa.

Die Kriechversuche wurden in einer mechanischen Versuchseinrichtung durchgeführt, siehe Abb. 4.17. Die Last wird darin durch verschiedene Hebelarme um den Faktor 100 vergrößert. Pro Stabdurchmesser wurden fünf Dauerspannungen mit jeweils drei Versuchen untersucht, somit total 30 Versuche. Analog wie in der Studie Wang et al. [43] wurden die Versuche, die innerhalb der 1'000 Stunden keinen Bruch aufwiesen gestoppt und die Restfestigkeit bestimmt. Die Restfestigkeit der 6 mm Stäbe betrug 95.5% der Kurzzeit-Zugfestigkeit, diejenige der 10 mm Stäbe 95.1%.

Die Zeiten bis zum Bruch derjenigen Versuche, die Kriechbrüche aufwiesen sind in Abb. 4.18 dargestellt. Wiederum wurde eine lineare Regressionsanalyse durchgeführt und die 100-jährige Dauerfestigkeit extrapoliert. Für die 6 mm Stäbe wurde eine 100-jährige Dauerfestigkeit von 62.3% der Kurzzeit-Zugfestigkeit festgestellt, für die 10 mm Stäbe eine 100-jährige Dauerfestigkeit von 57.7% der Kurzzeit-Zugfestigkeit.

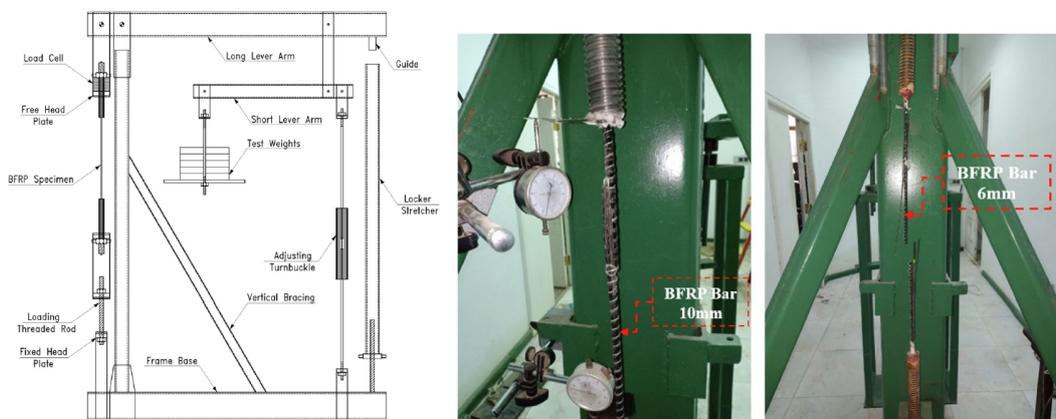


Abb. 4.17 Links: Versuchseinrichtung für Kriechversuche an Basaltfaser-Bewehrungen. Rechts: Typische Brucharten der Basaltfaser-Bewehrungen während der Kriechversuche. Aus [44].

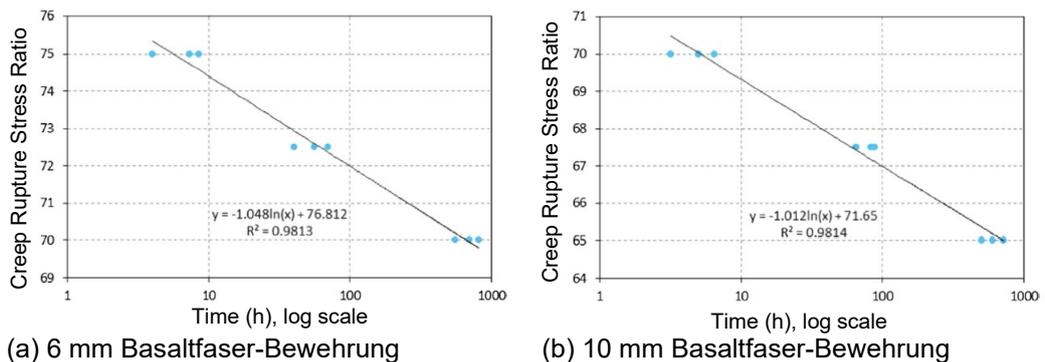


Abb. 4.18 Zeit bis zum Kriechbruch und lineare Regressionsanalyse. Beide Diagramme aus [44].

4.5 Kombinierte Kriechversuche unter Alkaliauslagerung

Die Alkalibeständigkeit und die Dauerstandfestigkeit von Basaltfaser-Bewehrungen wurden oben separat diskutiert. Die Frage stellt sich, wie die Kombination dieser beiden Beanspruchungen funktioniert. In den Normen, beispielsweise im Eurocode (siehe Kapitel 5.4) werden beide Effekte mit zwei Faktoren berücksichtigt, die miteinander multipliziert werden.

In der Übersichtsstudie [61] wird erklärt, dass vorhandene Zugspannungen in der Basaltfaser-Bewehrungen Mikrorisse in der Matrix bewirken können und diese dann Angriffspunkte für das Alkali oder andere Medien sein können (Abb. 4.19). Sehr entscheidend scheint aber die Höhe der Zugspannung zu sein, was mit der schematischen Darstellung in der Abbildung auch erklärt wird.

Das Diagramm in Abb. 4.20, das die Autoren in [61] aus Versuchen aus der Literatur zusammengestellt haben, zeigt den Einfluss der Zugspannung auf die Restfestigkeit bzw. Retention (d.h. verbliebende Zugfestigkeit nach Auslagerung) eindrücklich. Gemäss [61] scheint aber das Elastizitätsmodul nicht gross beeinflusst zu sein. Der Grund dafür ist, dass das Elastizitätsmodul nur durch die Fasereigenschaft und weniger durch den Kunststoff oder den Verbund zwischen Kunststoff und Faser beeinflusst ist.

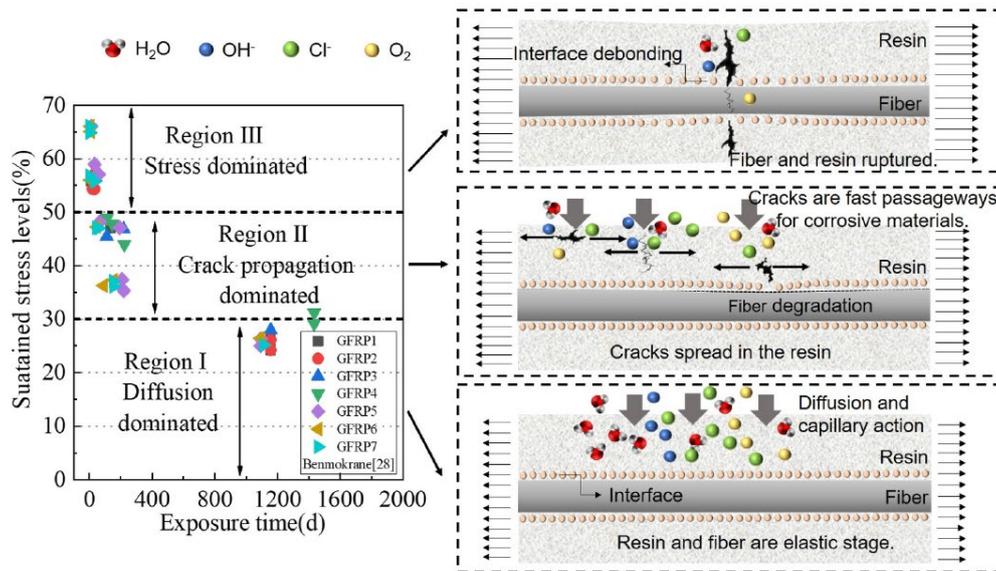


Abb. 4.19 Schematische Darstellung des Abbaumechanismus von Faserverbund-Bewehrungen unter kombinierter Dauerzugspannung und Alkalibeanspruchung. Aus [61].

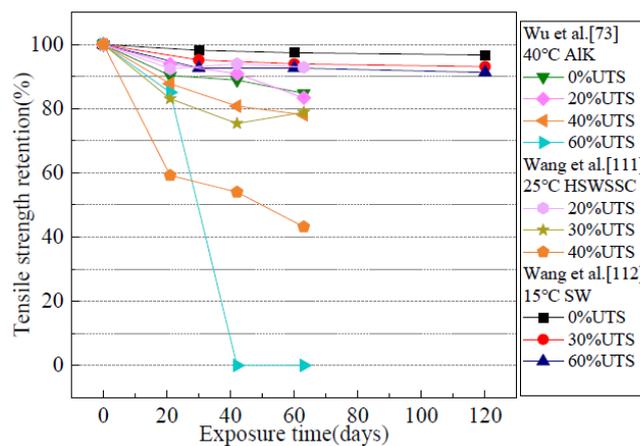


Abb. 4.20 Abbau der Zugfestigkeit von Basaltfaser-Bewehrungen unter kombinierter Beanspruchung Zugspannung und Alkali oder andere aggressive Medien. Aus [61].

In Weber [53] wird ein kombiniertes Konzept für die Ermittlung der Dauerstand-Festigkeit von Glasfaser-Bewehrungen vorgelegt. Dieses Prüfkonzept wurde vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) im Zulassungsverfahren für Glasfaser-Bewehrungsstäbe akzeptiert.

Die Glasfaser-Bewehrungsstäbe werden gemäss Abb. 4.21 in einen Betonzylinder einbetoniert und einer konstanten Last ausgesetzt. Diese soll so hoch sein, dass der Beton gerissen ist. Dadurch wird in diesem Versuchsaufbau der Verbund aktiviert und es entsteht in der Rippe beziehungsweise in der Nähe der Betonrisse ein praxisnaher mehrdimensionaler Spannungszustand [53]. Der Betonzylinder soll in temperiertem Wasser (40°C) eingelegt sein. Analog wie bei den im Kapitel 4.4 Dauerstands-Zugfestigkeit vorgestellten Studien, werden diverse Versuche mit verschiedenen Zugspannungen durchgeführt und die Zeit bis zum Bruch aufgetragen, siehe Abb. 4.22 links. Mittels linearer Regressionsanalyse kann die 100-jährige Dauerzugfestigkeit extrapoliert werden. Die Prüfzeiten sollten bis zu einem Jahr sein und es sollten genügend Anzahl Versuchspunkten in diesem Zeitraum vorhanden sein. Um die Linearität auch für höhere Standzeiten (bis zur effektiven Dauerzugfestigkeit) zu zeigen, wurde vom DIBt eine zweite Versuchsreihe bei 60°C gefordert. Siehe dazu Abb. 4.22.

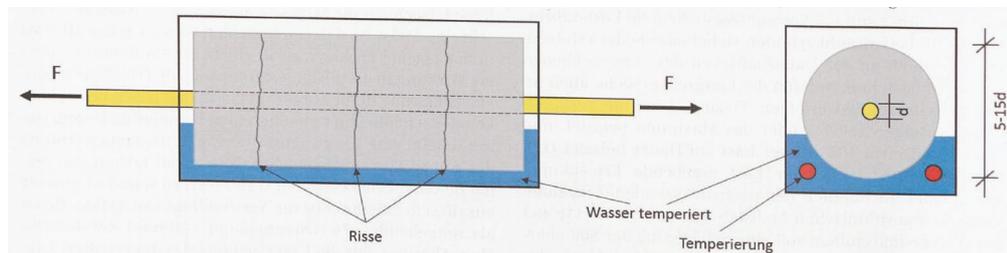


Abb. 4.21 In [53] vorgeschlagenes Prüfkonzept für Glasfaser-Bewehrungsstäbe zur Ermittlung der Dauerzugfestigkeit.

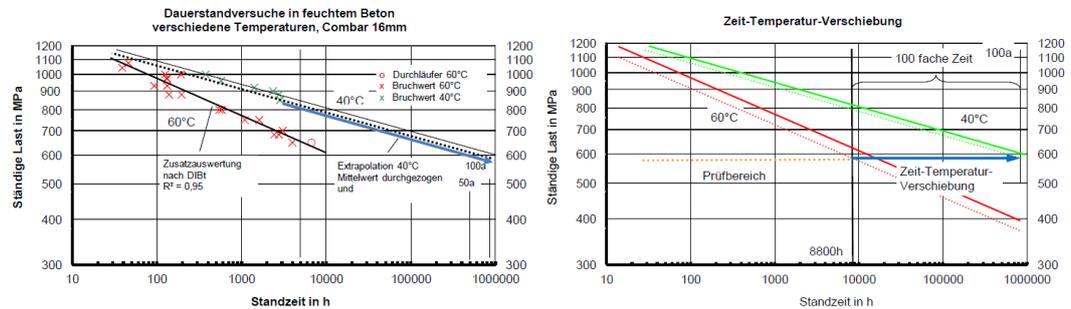


Abb. 4.22 Links: Extrapolationsverfahren für 40°C unterstützt durch zusätzliche Standzeit-Gerade bei 60°C. Rechts: Zeit-Temperatur-Verschiebung zur Vorhersage der 100 Jahre Dauerzugfestigkeit. Aus [53].

4.6 Verbundverhalten von Basaltfaser-Bewehrungsstäben

Mit den Basaltfaser-Bewehrungsstäben der Studie [34] (siehe Abb. 4.10) wurden auch Auszugsversuche zur Ermittlung des Verbundverhaltens durchgeführt. Die Versuche wurden wie ein typischer Rilem-Test mit einer Verbundlänge von 5d durchgeführt (Abb. 4.23 links). Es wurde gemäss [34] ein Beton mit einer Festigkeit von 35 MPa verwendet, wobei nicht erklärt wird, ob dieser Wert der Zylinder- oder Würfeldruckfestigkeit entspricht.

Das Verbundschubspannungs-Schlupf Verhalten der drei verschiedenen Basaltfaserstäbe ist in Abb. 4.23 rechts zu sehen. Der Typ A ohne eigentliche Rippen hat eine maximale Verbundschubspannung von 7.0 MPa, der Typ B und C mit Rippen eine maximale Verbundschubspannung von 25.4 MPa und 27.2 MPa. Rippen vergrössern die Verbundspannungsleistung stark. Die Bruchart war ein Ausziehen aus dem Beton, was auch gut im Verbundschubspannungs-Schlupf ersichtlich ist.

Die Verbundschubspannungen der Basaltfaserstäbe vom Typ B und C ist deutlich höher als Stahl, welcher gemäss *fib* Model Code [28] eine maximale Verbundschubspannung von etwa 15 MPa erreicht. Gemäss [28] sind bei guten Verbundeigenschaften Schlüpfе von etwa 1 bis 2 mm bei Höchstlast zu erwarten. Die Basaltfaserstäbe hatten in dieser Studie somit etwas tiefere Schlüpfе als bei Stahl zu erwarten wäre.

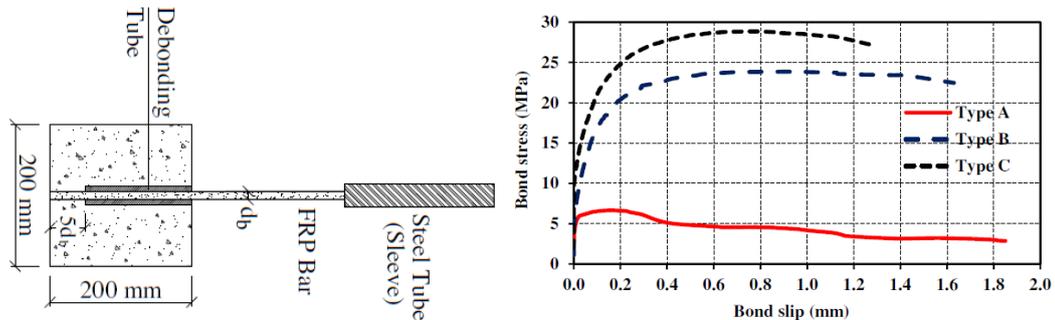


Abb. 4.23 Links: Prinzip der Auszugsversuche der Basaltfaser-Bewehrungsstäbe gemäss Abb. 4.10. Rechts: Resultate der Auszugsversuche. Aus [34].

Wang et al. [46] führten auch Auszugsversuche mit Basaltfaser-Bewehrungsstäben durch (Abb. 4.24). Die Stäbe hatten einen Durchmesser von 12 mm. Zusätzlich wurden auch Stahlstäbe untersucht. Im Artikel [46] wurde kein Bild der Oberfläche der Basaltfaser-Bewehrungsstäben gegeben, es wird nur im Text erwähnt, dass sowohl die Stahl- als auch die Basaltstäbe Rippen aufweisen. Die mechanischen Eigenschaften sind in Tab. 4.9 zusammengestellt. Die Betonfestigkeiten lagen bei 27.2 und 47.7 MPa. Die Autoren haben anscheinend die Verbundschubspannungen mit einem Faktor korrigiert um die unterschiedlichen Betonfestigkeiten zu berücksichtigen. Das Verbundschubspannungs-Schlüpf Diagramm ist in Abb. 4.24 rechts gegeben. Die maximalen Verbundschubspannungen und Schlüpfе sind ausserdem in Tab. 4.9 zusammengestellt. Die Brucharten waren meistens ein Ausziehen. Generell kann ein ähnliches Verbundverhalten der Stahl- und Basalt-Bewehrungsstäbe beobachtet werden, wobei die Basaltfaser-Bewehrungsstäbe eine leicht höhere maximale Verbundschubspannung aufweisen.

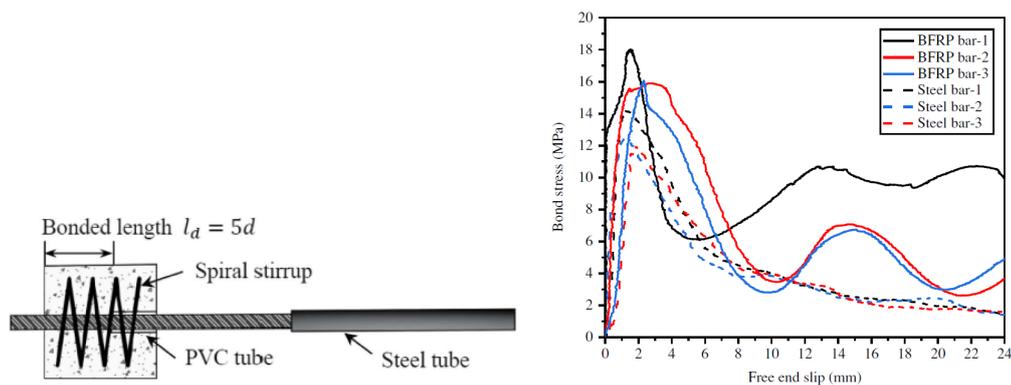


Abb. 4.24 Links: Prinzip der Auszugsversuche. Rechts: Resultate der Auszugsversuche. Aus [46].

Tab. 4.9 Mechanische Eigenschaften von in [46] verwendeten Bewehrungsstäben.

Stab	Durchmesser (mm)	Fließspannung (MPa)	Zugfestigkeit (MPa)	Elastizitätsmodul (GPa)
Basalt	12	–	1'077	50.0
Stahl	12	495	597	202.7

Resultate der Auszugsversuche;

Probe	Verbundschubspannung Einzelwert (MPa)	Verbundschubspannung Mittelwert (MPa)	Schlupf Einzelwert (mm)	Schlupf Mittelwert (mm)	Bruchart
Basalt 1	18.05		1.53		Betonspalten
Basalt 2	15.95	16.70	2.72	2.19	Auszug
Basalt 3	16.11		2.32		Auszug
Stahl 1	14.17		1.26		Auszug
Stahl 2	12.39	12.83	1.10	1.41	Auszug
Stahl 3	11.92		1.88		Auszug

In der Studie [66] der Florida State University (FSU) wurden auch Verbundversuche durchgeführt. Das Prüfkonzept ist in Abb. 4.25 abgebildet. Die noch nicht ausgelagerten Proben hatten eine Verbundschubspannung zwischen 15.2 und 22.1 MPa (Basaltfaserstäbe mit 10 mm Durchmesser) und zwischen 19.3 und 22.8 MPa (Basaltfaserstäbe mit 16 mm Durchmesser). Die bei pH-Werten 4 und 7 ausgelagerten Proben wiesen noch mehr als 80% Restverbundschubfestigkeit auf. (Die Stäbe wurden ohne Beton ausgelagert. Sie wurde erst nach dem Auslagern in die Betonwürfel einbetoniert und dann geprüft). Die bei pH-Werten von 13 ausgelagerten Proben konnten nicht mehr getestet werden, da sie vollständig zersetzt waren (siehe Kapitel 4.3 Alkalibeständigkeit).

Die Schlussfolgerung von [66] war, dass das Verbundverhalten der Basaltfaser-Bewehrungen ähnlich wie bei Glasfaser-Bewehrungen ist. Der Grund dafür ist, dass das Verbundverhalten hauptsächlich von der Form der Oberfläche abhängt und somit ähnlich funktioniert. Das Elastizitätsmodul eines Stabes hat auch einen Einfluss auf dessen Verbundverhalten. Glasfaser- und Basaltfaser-Bewehrungsstäbe haben aber ähnliche Elastizitätsmoduln und verhalten sich somit auch wieder ähnlich.

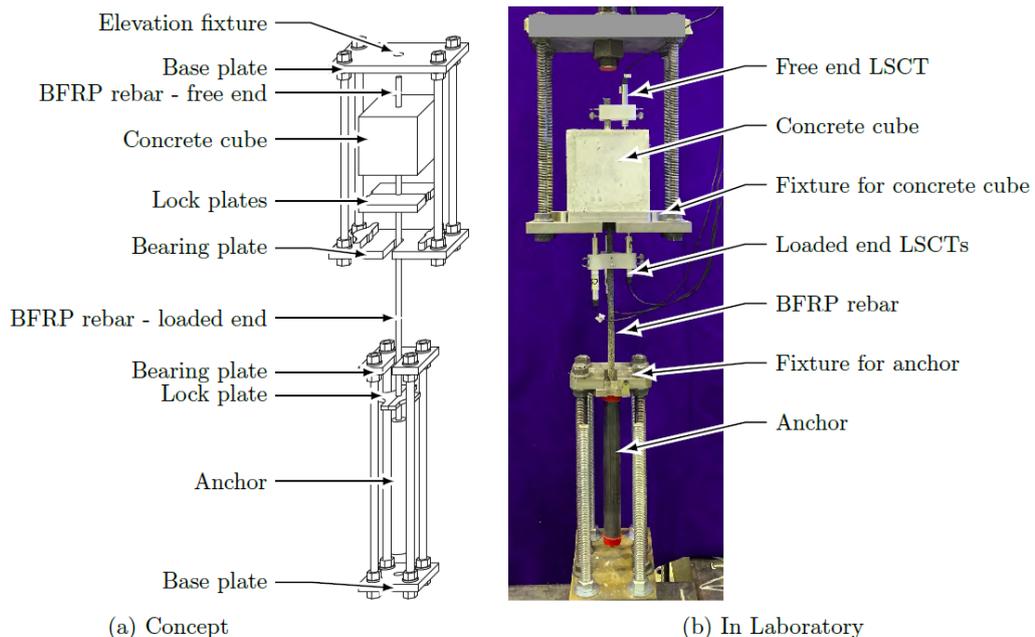


Abb. 4.25 Konzept der Auszugsversuche der Basaltfaserstäbe der Florida State University. Aus [67].

Die Dauerhaftigkeit von Verbund zwischen Glasfaser-Bewehrungsstäben und Beton wird in Weber [53] diskutiert. Wegen der Ähnlichkeit von Glas- und Basaltfaser-Bewehrung, wird hier angenommen, dass die Aussagen auch für Basaltfaser-Bewehrungen gelten.

Beton hat ein ausgeprägtes zeitabhängiges Verhalten (Schwinden und Kriechen). Da bei Faser-Bewehrungen nun auch Kunststoff im Spiel ist, hat ein weiteres Material das am Verbundverhalten beteiligt ist, ein zeitabhängiges Verhalten. Dies zeigt, dass das Langzeitverbundverhalten untersucht werden sollte. Weber [53] meint: "Hierbei sind sowohl der zunehmende Schlupf durch Kriechen als auch der zeitabhängig reduzierte Bruchwiderstand des Kunststoffes gegen Abscheren zwischen Staboberfläche und des Kerndurchmessers zu berücksichtigen. Insbesondere letzteres kann zum Versagen eines Bauteils durch Herausziehen des Kernquerschnittes im Verankerungsbereich führen." Weber [53] zitiert eine Studie, in der Stäbe ein akzeptables Verbundverhalten im Kurzzeitversuch aufwiesen aber signifikant reduzierte Verbundwerte im Langzeitversuch zeigten.

Aus diesen Gründen forderte das DIBt die Durchführung von Verbundversuchen gemäss Abb. 4.26 rechts zur Ermittlung der maximalen Dauerverbundfestigkeit. Diese Versuche bestehen aus einem durch ständige Lasten, Temperatur, Alkalität und Feuchte belasteten Verbundkörper. Es sollten höherfeste Betone verwendet werden, da die möglichen Verbundversagensmechanismen von Glasfaser-Bewehrungsstäben hier deutlich von Betonstahl abweichen. Angestrebte Brucharten sind ein Abscheren der Rippung, der Besandung oder der ganzen Oberfläche. Verschiedene Oberflächengestaltungen von Glasfaser-Bewehrungen sind in Abb. 4.26 links dargestellt.

Die Versuche werden analog wie die Dauerstandversuche durchgeführt. Das heisst, es werden konstante Lasten aufgebracht und das Kriechen gemessen.



Abb. 4.26 Links: verschiedene Oberflächengestaltungen bei GFK-Bewehrungsstäben [53]. Rechts: In [53] vorgeschlagener Versuchsaufbau für praxisnahe medienbelastete Langzeitverbundversuche.

4.7 Experimente an Betonelementen mit Basaltfaser-Bewehrungen

Wie die Resultate der Verbundversuche zeigen (siehe obiges Kapitel), haben Basaltfaser-Bewehrungen ähnliche Verbundschubspannungen wie Stahlbewehrungen, wenn die Rippen entsprechend vorhanden sind. Somit kann ein ähnliches Verhalten in Betonelementen betreffend Verbundverhalten erwartet werden. Wie bereits im Kapitel 4.1 beschrieben, bestehen bei Basaltfaser-Bewehrungen jedoch wichtige Unterschiede, die auch auf das Elementverhalten einen grossen Einfluss haben, so beträgt erstens das Elastizitätsmodul von Basaltfaser-Bewehrungen nur etwa 25% desjenigen von Stahlbewehrungen. Dadurch sind die Durchbiegungen und Rissweiten deutlich grösser. Die tiefere Steifigkeit kann aber natürlich durch mehr Querschnitt (d.h. grössere Querschnitte oder mehr Stäbe) kompensiert werden. Zweitens weisen Basaltfaser-Bewehrungen im Vergleich zu Stahlbewehrungen kein Fließen auf, so dass ein linear elastisches Verhalten bis zum Bruch zu erwarten ist. Typische Biegebrucharten sind dann Betonstauchen oder Zugversagen der Basaltfaser-Bewehrung.

In der Forschungsliteratur finden sich verschiedene Ansätze für die Berücksichtigung des tiefen Elastizitätsmoduls von Basaltfaser-Bewehrungen. Nachfolgend werden zwei grundsätzlich verschiedene Untersuchungen präsentiert. Zuerst wird eine Studie aus dem Jahr 2017 vorgestellt, in der eine Reihe von Biegebalken mit Basaltfaser-Bewehrungen mit $E_f A_f = 12-100\% E_s A_s$ im Vergleich zu Biegebalken mit Stahlstäben getestet werden. Anschliessend wird eine Studie aus dem Jahr 2022 vorgestellt, in der eine Reihe von mit Basaltstäben bewehrter Biegebalken untersucht wurden, die alle $100\% E_s A_s$ aufweisen.

In der ersten Studie von Elgabbas et al. [50] wurden Basaltfaser-Bewehrungen mit Vinylester verwendet. Die mechanischen Eigenschaften können Tab. 4.10 entnommen werden und Fotos der verschiedenen Stäbe sind in Abb. 4.27 links ersichtlich. Es wurden 3.1 Meter lange, 0.2 Meter breite und 0.3 Meter hohe Betonbalken untersucht (siehe Abb. 4.27 rechts). Es wurde Beton mit Zylinderfestigkeiten von 45 bis 53 MPa und Spaltzugfestigkeiten von 4.2 bis 4.7 MPa verwendet. Die gewählten untenliegenden Bewehrungen der verschiedenen Biegebalken sind in Tab. 4.11 angegeben.

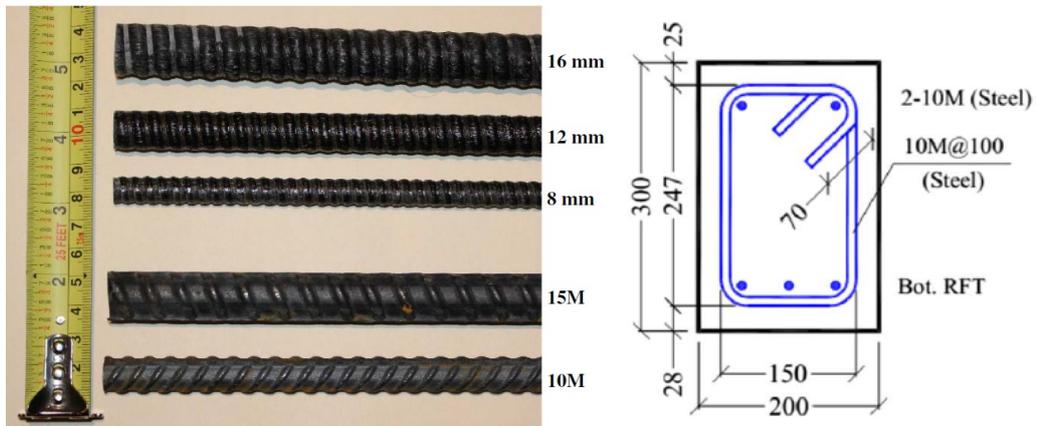


Abb. 4.27 Links: In der Studie [50] verwendete Basaltfaser- und Stahlbewehrungen. Rechts: Querschnitt der untersuchten Biegebalken. Die unteren Bewehrungen der verschiedenen Biegebalken sind in Tab. 4.10 tabelliert.

Tab. 4.10 Mechanische Eigenschaften von in [50] verwendeten Bewehrungsstäben.

Stab	Durchmesser (mm)	Fliessspannung (MPa)	Zugfestigkeit (MPa)	Elastizitätsmodul (GPa)
Basalt	8	-	1'655	64.6
	12	-	1'760	69.3
	16	-	1'724	64.8
Stahl	10	450	-	200
	15	450	-	200

Tab. 4.11 Gewählte Bewehrungen der in [50] untersuchten Biegebalken.

Stab	Steifigkeit $E_f A_f$ der Bewehrung [MN]	Prozent im Vergleich zu B-2#15M [%]	Bruchart im Bruchversuch
B-3#8	9.75	12.2	Betonstauchen
B-5#8	16.24	20.3	Betonstauchen
B-2#12	15.68	19.6	Betonstauchen
B-3#12	23.55	29.4	Betonstauchen
B-2#16	26.07	32.6	Betonstauchen
B-3#16	39.10	48.9	Betonstauchen
B-2#10M	40.00	50	Betonstauchen während Stahlfliessen
B-2#15M	80.00	100	Betonstauchen während Stahlfliessen

Die Biegebalken wurden im Vier-Punkt-Belastungsversuch bis zum Bruch belastet. Bei allen Versuchen war die Bruchart ein Betonstauchen, wobei bei den beiden Stahlbetonträ-

gern die Stahlbewehrung während dem Betonstauchen floss (Tab. 4.11). Das bei Stahlbetonträgern übliche Fließplateau ist sowohl im Last-Durchbiegungsdiagramm (Abb. 4.28 rechts) als auch im Last-Dehnungsdiagramm (Abb. 4.29 links) ersichtlich.

Die Grafik der gemessenen Betonstauchung, deren Maximum im erwarteten Bereich von 0.3% für Betonstauchen liegt, ist in Abb. 4.29 links ersichtlich. Die maximal gemessenen Dehnungen in der Basaltfaser-Bewehrung der beiden Träger B-3#8 und B-5#8 gemäss Abb. 4.29 von etwa 1.5-1.8% liegen deutlich unter der Bruchdehnung der Basaltfaser-Bewehrung von etwa 2.5%.

Wie zu erwarten war, zeigte das Last-Durchbiegungsdiagramm (Abb. 4.28 rechts) eine deutlich tiefere Anfangssteifigkeit (oder auch elastische Steifigkeit) der mit Basaltfaser-Stäben bewehrten Biegebalken im Vergleich zu den mit Stahlstäben bewehrten Biegebalken. Die axialen Steifigkeiten $E_r A_r$ der gewählten Biegebewehrungen in Relation zur Steifigkeit $E_s A_s$ der Stahlbewehrung [%] ist in Tab. 4.11 zusammengestellt. Sie korrespondiert sehr genau mit der Neigung der Last-Durchbiegungskurve in (Abb. 4.28 rechts). Das bedeutet, je grösser die Zahl in % für die Steifigkeit in Tab. 4.11 desto steiler die Neigung in Abb. 4.28 rechts. Träger B-5#8 und B-2#12, welche etwa die gleiche Steifigkeit hatten, zeigten auch praktisch identische Last-Durchbiegungskurven. Analog wie bei der Last-Durchbiegung sieht das Last-Rissweiten Verhalten aus: je steifer die Bewehrung war, desto kleiner waren die Rissweiten (Abb. 4.29 rechts). Zu beachten ist, dass bei der Rissbildung neben der axialen Steifigkeiten $E_r A_r$ auch die Anzahl der Stäbe eine Rolle spielt. Je kleiner der Stabdurchmesser, desto kleiner ist der Rissabstand.

Die hier präsentierten Resultate zeigen, dass bezüglich Bemessung die Tragsicherheit keine Probleme zu erwarten sind. Die Gebrauchstauglichkeit bezüglich zulässiger Durchbiegungen und zulässiger Rissweiten wird massgebend.

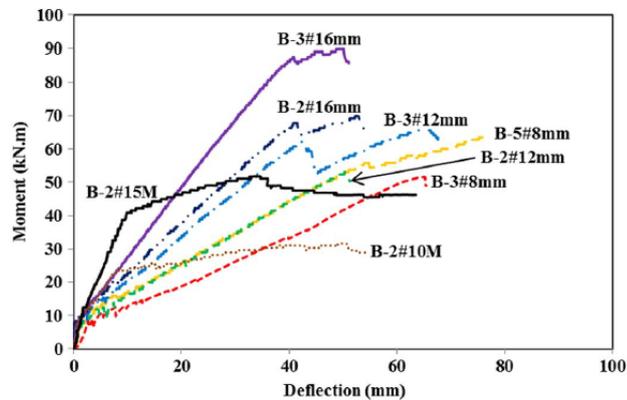


Abb. 4.28 Links: Versuchseinrichtung zur Prüfung der verschiedenen Biegebalken. Rechts: Diagramm des aufgebracht Biegemomentes und die gemessenen Durchbiegungen der Versuche. Foto und Diagramm aus [50].

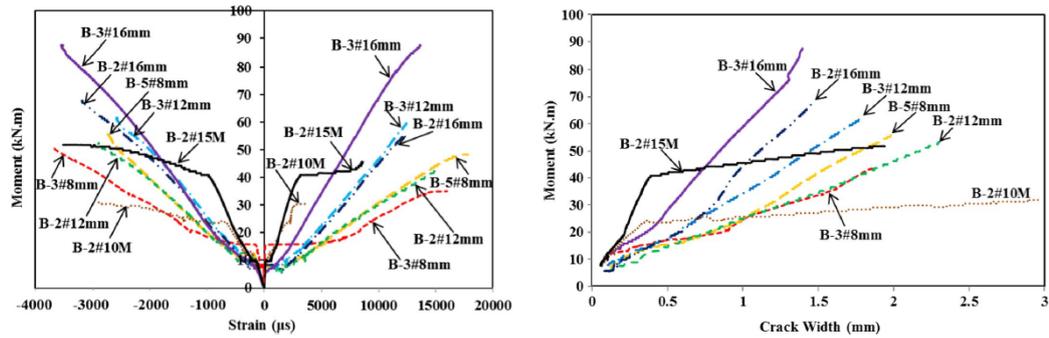


Abb. 4.29 Links: Diagramm des aufgetragten Biegemomentes, die gemessene Betonstauchung und die Dehnung in der Biegebewehrung. Rechts: Diagramm des aufgetragten Biegemomentes und die Rissweiten. Beide Diagramme aus [50].

In der zweiten Studie Wang et al. [46] die hier präsentiert wird, wurden verschiedene Bewehrungsgehalte untersucht, die alle die gleiche Steifigkeit aufweisen, wobei Basaltfaser-Bewehrungen mit Stahlbewehrungen kombiniert wurden (hybride Bewehrung). Die Abmessungen der Biegebalken ist in Abb. 4.30 dargestellt, die Bewehrungsgehalte der verschiedenen Balken ist in Tab. 4.12 zusammengestellt. Die axiale Steifigkeit der Bewehrung $E_s A_s$ bzw. $E_s A_s$ lag bei allen Balken im Bereich von etwa 33-37 MN.

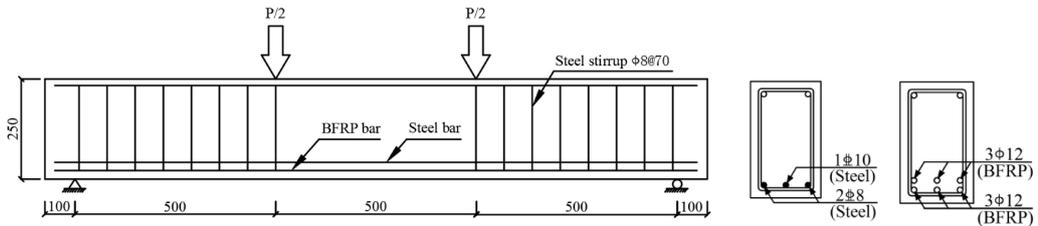


Abb. 4.30 Abmessungen und Bewehrung der Biegebalken aus [46]. Querschnitt der Biegebalken mit verschiedenen Stahl- und Basaltfaser-Bewehrungsgehalten.

Tab. 4.12 Bewehrungen der in [46] untersuchten Biegebalken.

Balken	Stahl-Bewehrung	Basalt-Bewehrung	Steifigkeit der Biegebewehrung $E_s A_s$ bzw. $E_f A_f$ [MN]	Verhältnis Stahl/Basalt-Bewehrung
B2.35	-	6Ø12	33.93	0.00
B1.09-S0.25	1Ø10	3Ø12	32.92	0.23
B0.75-S0.36	1Ø12	3Ø10	35.01	0.48
B0.55-S0.53	3Ø8	2Ø10	37.48	0.96
B0.52-S0.52	3Ø8	3Ø8	37.19	1.00
B0.35-S0.54	2Ø10	2Ø8	37.10	1.56
S0.56	1Ø10, 2Ø8	-	35.57	∞

Das Last-Durchbiegungsverhalten der Balkenversuche kann Abb. 4.31 links entnommen werden. Die Bruchart war immer ein Betonstauchen während Stahlfließen bei Stahlbewehrung. Zugversagen der Basaltfaser-Bewehrung trat nicht auf. Das Kraft-Rissweiten Diagramm ist in Abb. 4.31 abgebildet. Die mit Basaltfaser-Bewehrungen armierten Balken wiesen deutlich kleinere Rissweiten auf, weil bei diesen Balken mehr Stäbe vorhanden waren. Neben der absoluten axialen Steifigkeit der Bewehrung spielt bezüglich der Rissabstände, Anzahl Risse und Rissweiten auch eine Rolle wieviel Stäbe und welche Durchmesser diese haben.

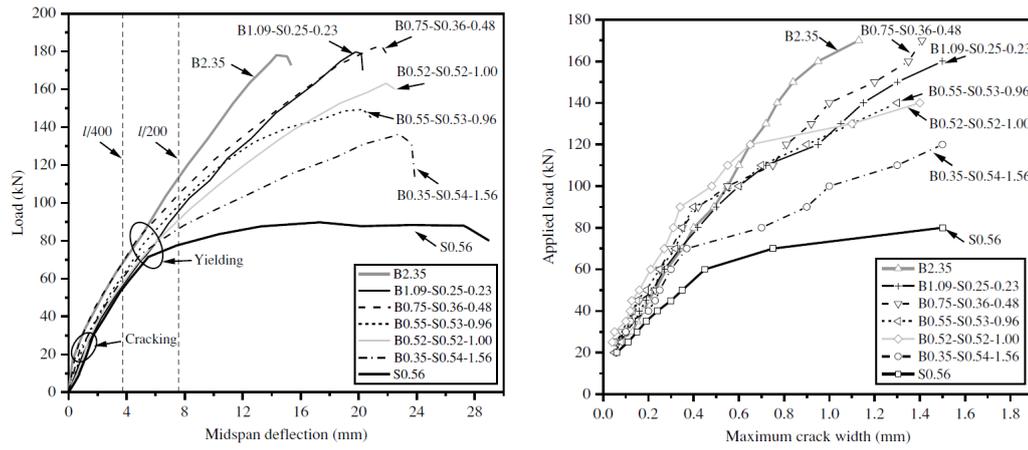


Abb. 4.31 Links: Last-Durchbiegungs-Diagramm. Rechts: Last-Rissweiten-Diagramm. Beide Diagramme aus [46].

5 Prüfverfahren und Anforderungen für Basaltfaser-Bewehrungen

Prüfverfahren und die Festlegung der minimalen Anforderungen für Faserverbund-Bewehrung sind zurzeit in verschiedenen Ländern in Entwicklung. In Europa ist derzeit (Herbst 2022) die zweite Generation des Eurocode in Vernehmlassung. Im Anhang R und Anhang BD-D dieses Eurocodes sind die Prüfverfahren, die Definition der minimalen Anforderungen und die Bemessung von Faserverbund-Kunststoff-Bewehrung mit Glas und Karbon geregelt, [1] und [2]. Basaltfasern werden nicht erwähnt.

Am weitesten entwickelt sind die Prüfverfahren und die Festlegung der minimalen Anforderungen in Kanada, [3] und [4]. Diese gelten für die Fasern E-CR Glas, Karbon, Aramid, Basalt und für die Kunststoffe isophthalische Polyester, Vinylester und Epoxidharz.

Weitere interessante Dokumente, die aber hier nicht weiter besprochen werden, sind die amerikanischen Richtlinien für die Prüfverfahren für Faserverbund-Bewehrungen von ACI [8] und ASTM [14] bis [18]. Basaltfasern werden in diesen Dokumenten allerdings nicht erwähnt (nur Karbon, Glas und Aramid).

5.1 Übersicht

In Tab. 5.1 ist eine Übersicht der massgebenden Prüfverfahren und Normen nach Eurocode [1] und [2] und nach den kanadischen Normen [3] und [4] zusammengestellt. Zusätzlich sind in der Tabelle die minimalen Anforderungen (falls vorhanden) gegeben.

Gemäss den kanadischen Normen [3] und [4] werden die Faserverbund-Bewehrungen aufgrund des Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit in drei verschiedene Klassen (Grades) eingeteilt. Beispielsweise sollte ein Basaltfaserstab mit einem Durchmesser von 13 mm der Klasse 1 eine minimale Zugfestigkeit des geraden Stabes von 650 N/mm², ein minimales Elastizitätsmodul von 50 GPa und eine minimale Zugfestigkeit des gebogenen Basaltfaserstabes (bei Bügeln) von 300 N/mm² aufweisen. Für die Klasse 3 gelten die entsprechenden Werte 1'000 N/mm², 70 GPa und 450 N/mm².

Die Faserverbund-Bewehrungen werden aufgrund der Ergebnisse der Prüfverfahren wie folgt klassiert:

Xa-Eb-Dc

X = Art der Faser, A: Aramid, B: Basalt, C: Karbon, G: Glas

a = Zugfestigkeit

E = Elastizitätsmodul, GPa

b = Klasse (Grade) des Faserverbundes

Dc = Dauerhaftigkeit (D1 oder D2)

Für die Dauerhaftigkeitsklassen D1 und D2 gemäss den kanadischen Normen [3] und [4] werden verschiedene minimale Anforderungen an die Alkalibeständigkeit, Kriechbruch, Wasseraufnahme und Glasübergangstemperatur gefordert, siehe Tab. 5.1. Beispielsweise soll die Restfestigkeit von Proben, die drei Monate in einer Lösung mit einem hohen pH-Wert eingelegt wurden, grösser als 85% für D1 und grösser als 70% für D2 Proben sein, siehe Alkalibeständigkeit (ohne Last).

Tab. 5.1 Übersicht über wichtigste Prüfverfahren und minimale Anforderung im Eurocode und in kanadischen Normen ($UTS=f_{tk0}$).

	Bezeichnung nach Eurocode	Eurocode [1] [2] (nur für Glas und Karbon)		Kanada (für Glas, Karbon, Aramid und Basalt) [3]	
		Prüfnorm	Minimale Anforderung	Prüfnorm	Minimale Anforderung
Ermittlung des Querschnitts	∅	ISO 10406-1 Kapitel 5, [5]	-	CSA S806:17 [3] Annex A	Tabelle 1 in CSA S807:19 [4]
Charakteristische Kurzzeit-Zugfestigkeit Längsbewehrung (gerade Stäbe)	f_{tk0}	ISO 10406-1 Kapitel 6, [5]	-	CSA S806:17 Annex C	Tabelle 2 in CSA S807:19
Elastizitätsmodul Längsbewehrung	E_{FR}	ISO 10406-1 Kapitel 6, [5] und Annex BD-D Kapitel D.6, [2]	$\geq 40'000$ MPa	CSA S806:17 Annex C	Tabelle 5 in CSA S807:19
Charakteristische Dauer-Zugfestigkeit Längsbewehrung (gerade Stäbe)	$f_{tk,100a}$	Annex BD-D Kapitel D.3, [2]	$\geq 0.005 E_{FR}$ (= 200 MPa)	-	-
Alkalibeständigkeit (ohne Last)		ISO 10406-1 Kapitel 11, [5]	Restfestigkeit $\geq 70\% f_{tk0}$	CSA S806:17 Annex M (3 Monate)	Restfestigkeit $\geq 85\%$ UTS* (für hohe Dauerhaftigkeit D1)
Alkalibeständigkeit (mit Last)		ISO 10406-1 Kapitel 11, [5]	-	CSA S806:17 Annex M (3 Monate Dehnung 3‰)	Restfestigkeit $\geq 75\%$ UTS (für hohe Dauerhaftigkeit D1)
Kriechbruch		-	-	CSA S806:17 Annex H	Kriechbruch: $\geq 35\%$ UTS für Basalt
Kriechen		-	-	CSA S806:17 Annex H	Deklaration der Kriechdehnung nach 10'000h
Zugfestigkeit Bügelbewehrung	f_{fwk}	-	-	CSA S807:19 Annex E	Tabelle 4 in CSA S807:19
Charakteristische Dauer-Zugfestigkeit Bügelbewehrung	$f_{fwk,100a}$	Annex BD-D Kapitel D.4	unklar formuliert	-	-
Elastizitätsmodul Bügelbewehrung	E_{fWR}	ISO 10406-1 Kapitel 6 und Annex BD-D Kapitel D.6	$\geq 40'000$ MPa	-	Tabelle 6 in CSA S807:19
Charakteristische Dauer-Verbundfestigkeit Längsbewehrung	$f_{bd,100a}$	Annex BD-D Kapitel D.8.2	≥ 1.5 MPa	ASTM D7913 (nur Kurzzeit-Versuche)	≥ 10 MPa, auf der Lastseite sollte der Schlupf kleiner als 0.5 mm bei 10 MPa sein
Interlaminare Schubfestigkeit		-	-	ASTM D4475 [19]	Tabelle 7 in CSA S807:19 [4], ≥ 35 MPa für Klasse 1
Minimale Bewehrungsüberdeckung	$c_{min,b}$		2∅		2∅ und 30mm
Ermüdungswiderstand				CSA S806:17 Annex J	Nach 1 Million Lastwechsel $\geq 35\%$ UTS für Basalt
Temperaturausdehnungskoeffizient	α	Annex BD-D Kapitel D.7.4	Glas: 5×10^{-6} 1/K Karbon: 0	ASTM E831 oder ASTM D696	-
Wasseraufnahme		-	-	ASTM D570 [10]	%-Werte für verschiedene Dauerhaftigkeitsklassen gegeben
Glasübergangstemperatur	Tg	EN12614	Deklaration der minimale und maximale Gebrauchstemperaturen	ASTM E1356, D3418 oder E1640	Werte für verschiedene Dauerhaftigkeitsklassen gegeben

*UTS (ultimate tensile strength) entspricht f_{tk0}

5.2 Ermittlung des Querschnittes

Die Ermittlung des Querschnittes der Faserverbund-Bewehrungsstäbe für die Ermittlung der Festigkeiten und Steifigkeiten erforderlich. Das Vorgehen ist in ISO 10406-1 [5] beschrieben und basiert, wie auch gemäss den kanadischen Standards [3] und [4], auf der Messung des Volumens durch Eintauchen in Wasser in einem Wasserrohr. Der nominelle Querschnitt des Bewehrungsstabes ergibt sich aus der Division des Volumens durch die Länge der Probe.

5.3 Kurzzeit-Zugfestigkeit, E-Modul

Die Ermittlung der Kurzzeit-Zugfestigkeit ist in ISO 10406-1 [5] beschrieben, siehe Abb. 5.1 links. Die Abbildung zeigt die Herausforderung bei diesen Versuchen. Faserverbundstäbe haben sehr grosse Zug-Festigkeiten in Längsrichtung, in Querrichtung sind sie dagegen sehr druckempfindlich. Deshalb müssen die Enden der Proben entsprechend präpariert werden, um die Querkräfte aufnehmen zu können. Beispielsweise können die Faserverbund-Bewehrungen in Stahlrohre eingeklebt werden. Die Erfahrungen der Empa im Rahmen dieses Projektes haben gezeigt (siehe Kapitel 7), dass noch einige Entwicklungen nötig sind, um diese Versuche korrekt durchführen zu können. Bei der Anordnung gemäss Abb. 5.1 links können Zwängungen im Bereich der Klemmen entstehen, so dass neben den Zug- auch Biegespannungen auftreten können. In der Untersuchung [66] und [67] wurden die Endverankerungen nicht geklemmt, sondern an der Vorderseite abgestützt, siehe Abb. 4.25. Die Versuchsergebnisse (Abb. 4.5) zeigten, dass mit dieser Art der Verankerung Zugbrüche in der freien Länge möglich sind.

Das Elastizitätsmodul wird gemäss ISO 10406-1 [5] als Sekantenmodul zwischen 20% und 50% der Zugfestigkeit bestimmt.

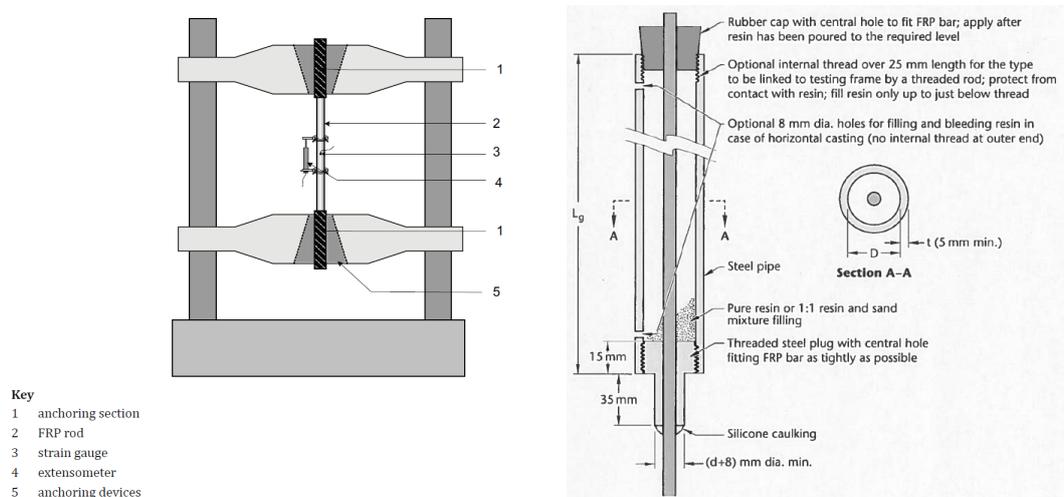


Abb. 5.1 Links: Ermittlung der Kurzzeit-Zugfestigkeit gemäss ISO 10406-1 [5]. Rechts: Detail aus [3], mit Hinweisen zur Endverankerung.

In den kanadischen Normen [3] und [4] werden verschiedene Hinweise zur Endverankerung der Faserverbund-Stäbe beschrieben (beispielsweise Abb. 5.1 rechts). Die Zugversuche werden ähnlich wie in ISO 10406-1 [5] beschrieben durchgeführt. Das Elastizitätsmodul wird als Sekantenmodul zwischen 25% und 50% der Zugfestigkeit bestimmt.

5.4 Dauer-Zugfestigkeit

Wie in Kapitel 4 beschrieben, sind Basaltfaser-Bewehrungen wie auch Glasfaser-Bewehrungen nicht vollständig alkalibeständig. Auch sogenannte Kriechbrüche unter hohen Dauerlasten können auftreten. Die Dauerzugfestigkeiten von Glasfaser- und Basaltfaser-Bewehrungen sind deshalb deutlich tiefer als die Kurzzeit-Zugfestigkeiten.

Im Anhang R des sich zurzeit in Vernehmlassung befindlichen Eurocodes [1] kann die 100-jährige Dauerzugfestigkeit $f_{fk,100a}$ deshalb mit Hilfe folgenden Gleichungen abgeschätzt werden:

$$f_{fd} = \frac{f_{fk,100a}}{\gamma_{FRP}} \quad (1)$$

$$f_{fk,100a} = C_t \cdot C_C \cdot C_e \cdot f_{fk0} \quad (2)$$

wobei

$C_t = 1.0$ (bei Innen-Anwendungen) und $C_t = 0.8$ (bei Aussen-Anwendungen, wenn Erhitzung durch Sonneneinstrahlung möglich ist).

$C_C =$ Verhältnis Langzeit zu Kurzzeit-Zugfestigkeit. Dieses kann mittels Kapitel 12 "Test method for creep failure" in ISO 10406-1 [5] ermittelt werden. Sind keine weiteren Informationen verfügbar, können für Glasfasern $C_C = 0.35$ und für Karbonfasern $C_C = 0.8$ eingesetzt werden.

$C_e =$ Verhältnis der Zugfestigkeit vor und nach der Alterung. Dieses Verhältnis gemäss Kapitel 11 "Test method for alkali resistance" in ISO 10406-1 [5] ermittelt werden. Sind keine weiteren Informationen verfügbar, kann $C_e = 0.7$ eingesetzt werden.

Mit dieser sehr vereinfachten Berechnung reduziert sich bei Glasfasern die Dauerzugfestigkeit auf 20% der Kurzzeit-Zugfestigkeit. Zu Basaltfaser-Bewehrungen gibt es keine Angaben.

Die 100-jährige Dauerzugfestigkeit $f_{fk,100a}$ kann gemäss dem Anhang BD-D [2] des Eurocodes auch direkt mittels Langzeitversuchen gemessen werden. Der Bewehrungsstab wird dabei in einen hoch alkalischen Betonzylinder einbetoniert und einer Dauerlast ausgesetzt. Das Prinzip der in [2] vorgeschlagenen Versuchseinrichtung ist in Abb. 4.21 dargestellt. Die Zugkräfte sollten so hoch sein, dass im Betonzylinder Risse vorhanden sind. Die Wassertemperatur soll während der Versuche konstant entweder bei 60°C (Methode A) oder 40°C (Methode B) gehalten werden. Die Zeiten bis zum Bruch werden anschliessend im halblogarithmischen Massstab gemäss Abb. 5.2 aufgetragen. Es wird angenommen, dass der Wert der Dauerzugfestigkeit bei 8'800 h und 60 °C der 100-jährigen Dauerzugfestigkeit bei Normaltemperaturen entspricht. Alternativ kann mit den nach Methode B erreichten Werten der Langzeit-Zugversuche die Dauerzugfestigkeit für 100 Jahre extrapoliert werden. Siehe das Konzept in Abb. 5.2.

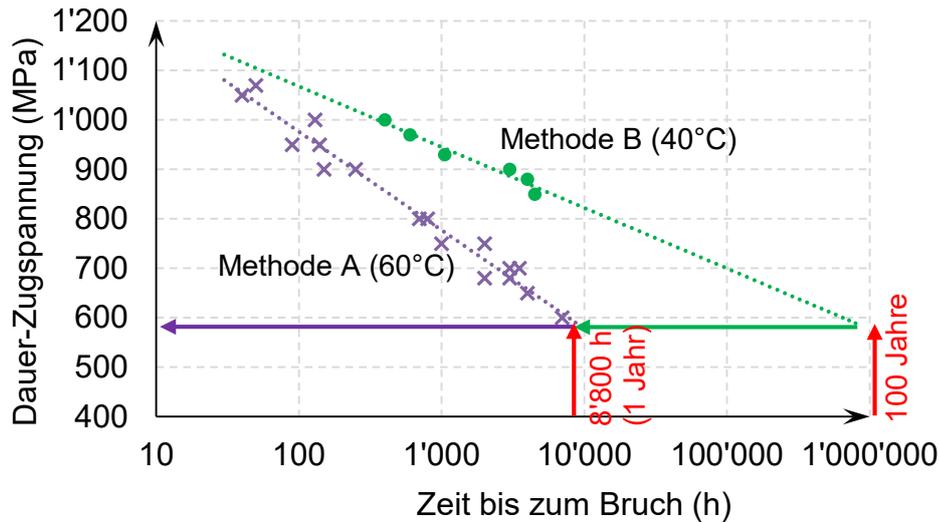


Abb. 5.2 Konzept der Langzeitversuche zur Ermittlung der 100-jährigen Dauerzugfestigkeit gemäss [2].

In Anhang BD-D [2] wird eine weitere Methode C beschrieben, in der die Versuche eine Zeit von 5'000 h überstehen müssen, um damit die Dauerfestigkeit zu ermitteln und diese im Rahmen von zehn Versuchen zu bestätigen.

In den kanadischen Normen [3] und [4] werden die Zugfestigkeiten der Faserverbund-Bewehrungsstäbe vor und nach einer Lagerung von 3 Monaten in einer alkalischen Lösung oder in einem Betonzylinder eingegossen ermittelt. Die "Retention" (verbliebene Festigkeit), d.h. das Verhältnis der Zugfestigkeiten vor und nach der Lagerung, muss einen gewissen Wert erreichen, siehe die angegebenen Werte in Tab. 5.1. Die Versuche können auch mit einer Dauerlast durchgeführt werden. Diese Dauerlast soll eine Dehnung von 3'000 $\mu\text{m}/\text{m}$ erzeugen. Es können auch andere Dauerlasten geprüft werden. Diese Methode ist ähnlich der Methode C des Eurocodes.

5.5 Kurzzeit- und Dauer-Zugfestigkeit von gebogenen Stäben

Die Zugfestigkeit von Basaltfaser-Bewehrungen im Bereich der Abbiegungen ist wegen der lokalen Biegung der Fasern deutlich tiefer als diejenige von geraden Stäben. Wie bereits oben erwähnt, beträgt gemäss [4] die minimale Zugfestigkeit des gebogenen Basaltfaserstabes (bei Bügeln) 300 N/mm^2 , und somit weniger als 50% der minimalen Zugfestigkeit des geraden Stabes von 650 N/mm^2 . Die Kurzzeit- und Langzeitfestigkeiten von gebogenen Stäben sind deshalb wie bei den geraden Stäben auch in Versuchen zu ermitteln.

Mit der in ACI440-1R [7] dargestellten Gleichung kann die Abminderung der Zugfestigkeit in Abhängigkeit des Abbiegeradius (Innenradius) abgeschätzt werden.

$$f_{fid} = \left(0.05 \frac{r_f}{d_f} + 0.3 \right) f_{fid} \leq f_{fid} \quad (3)$$

Die in [2] vorgeschlagene Versuchseinrichtung zur Ermittlung der 100-jährigen Dauerzugfestigkeit von gebogenen Stäben ist in Abb. 5.3 links dargestellt. Die Dauerzugfestigkeit kann anschliessend analog wie in Abb. 5.2 für gerade Stäben ermittelt werden.

In der kanadischen Norm [4] wird ein gleichartiges Verfahren wie in [2] beschrieben, wobei es hier aber hauptsächlich um die Ermittlung der Kurzzeit-Zugfestigkeit geht (siehe Abb. 5.3 rechts). Auch hier wird die Faserverbund-Bewehrung in einen Block einbetoniert. Der Bruch der Faserverbund-Bewehrung soll im Bereich der Abbiegung auftreten (siehe "Test length" in Abb. 5.3 rechts).

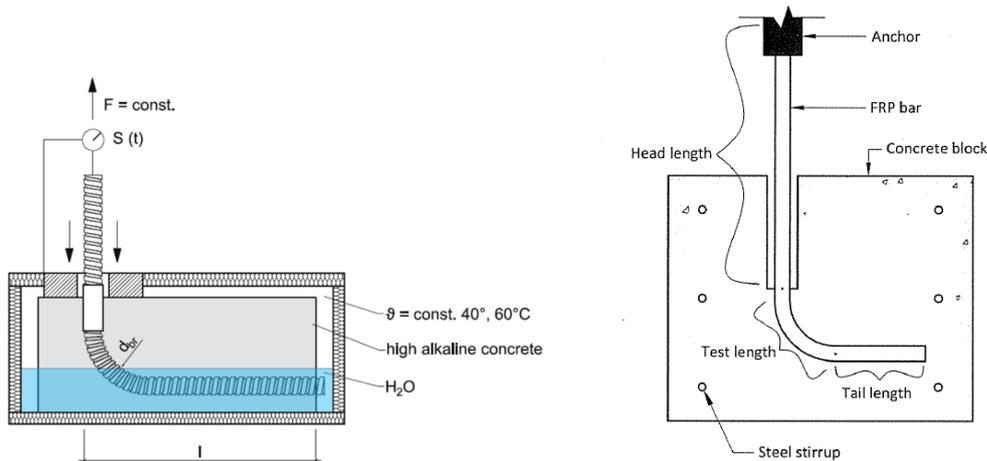


Abb. 5.3 Links: In [2] vorgeschlagene Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Dauerzugfestigkeit von gebogenen Stäben. Rechts: in [4] gegebene Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Zugfestigkeit von gebogenen Stäben.

5.6 Kurzzeit- und Dauer-Verbundfestigkeit

Die Ermittlung der minimalen Bewehrungsüberdeckung kann gemäss [2] mit einem angepassten Ausziehversuch gemäss EN 10080 [12] nach Abb. 5.4 links durchgeführt werden.

Die Kurzzeit-Verbundfestigkeit kann gemäss EN 10080 [12] ermittelt werden. Für die Ermittlung der Dauerverbundfestigkeit wird in [2] vorgeschlagen, die gleiche Versuchseinrichtung zu verwenden. Jedoch wird ähnlich wie bei den Versuchseinrichtungen zur Ermittlung der Dauerzugfestigkeiten der Betonblock in erwärmtes Wasser (40°C oder 60°C) gestellt (siehe Abb. 5.4 rechts). Die Dauerverbundfestigkeit kann anschliessend analog wie in Abb. 5.2 für gerade wie abgeogene Stäbe ermittelt werden.

In der kanadischen Norm [4] wird auf ASTM 7913 [18] verwiesen. Die dort beschriebenen Versuche sind ähnlich derjenigen in EN 10080 [12]. Die Verbundfestigkeit sollte grösser als 10 MPa sein und der korrespondierende Schlupf sollte kleiner als 0.5 mm sein.

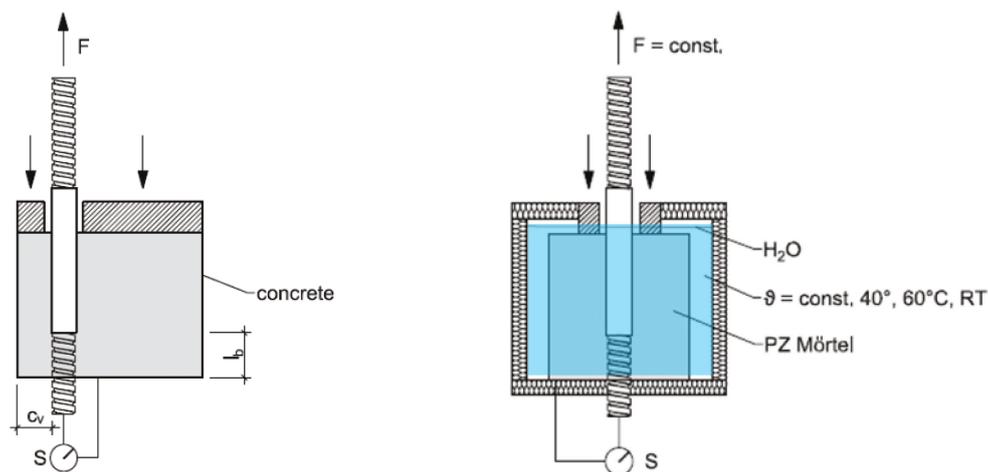


Abb. 5.4 Links: in [2] vorgeschlagene Versuchseinrichtung zur Ermittlung der minimalen Bewehrungsüberdeckung. Rechts: in [2] vorgeschlagene Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Dauerverbundfestigkeit.

5.7 Wasseraufnahme

Die Wasseraufnahmefähigkeit ist ein Mass für die Porosität des Kunststoffes und somit auch für die Aufnahme von aggressiven Medien. Die Autoren der Studie [66] beschrieben einen Zusammenhang zwischen der Wasseraufnahmefähigkeit der Basaltfaser-Bewehrungen gemäss ASTM D570 [10] und der Reduktion der Zugfestigkeit. Siehe dazu auch [62].

Bei der Wasseraufnahme wird unterschieden zwischen vollständiger Wasseraufnahme und Wasseraufnahme nach einer Woche, um die Versuchszeiten zu verkürzen.

Nach [4] wird gefordert:

Vollständige Wasseraufnahme (bis Messwerte konstant bleiben):

≤ 1% für Stäbe mit Dauerhaftigkeitsklasse D2

< 0.75% für Stäbe mit Dauerhaftigkeitsklasse D1 mit Durchmesser 15 mm und grösser,

< 0.9% für Stäbe mit Dauerhaftigkeitsklasse D1 mit Durchmesser 13 mm und kleiner

Wasseraufnahme nach 1 Woche:

≤ 0.45% für alle Stäbe

5.8 Interlaminare Schubfestigkeit

Mit der "Short-beam" Prüfmethode kann die interlaminare Schubfestigkeit bestimmt werden. Die in der Literatur dazu vorhandene Forschung (siehe Kapitel 4) hat gezeigt, dass die Haftung zwischen den Fasern und dem Kunststoff sehr entscheidend sein kann für die Kurzzeit und de Langzeit-Leistungsfähigkeit der Basaltfaser-Bewehrungen. Die interlaminare Schubfestigkeit kann Hinweise zur effektiven Haftung zwischen den Fasern und dem Kunststoff geben. Abb. 5.5 zeigt das Prinzip des Versuches, wie es in ASTM D4475 [19] dargestellt ist. In Abb. 4.11 wurde die Prüfeinrichtung der Universität Sherbrooke mit Prüfergebnissen aus [34] gezeigt.

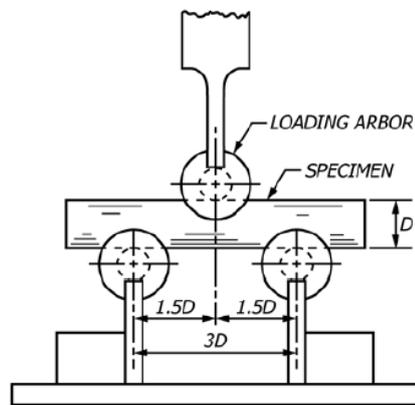
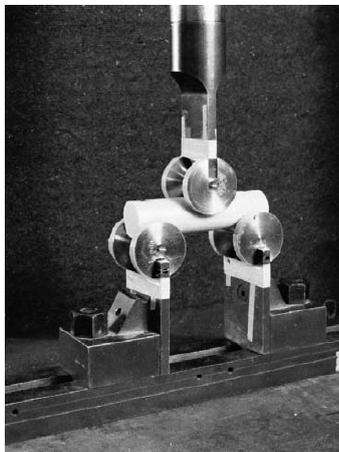


FIG. 2 Span Configuration for a Span of L Units

Abb. 5.5 Bestimmung der interlaminaren Schubfestigkeit nach ASTM D4475 [19].

In Tabelle 7 in CSA S807:19 [4] werden Anforderungen für die interlaminare Schubfestigkeit genannt:

≥35 MPa für Klasse 1 Bewehrungsstäbe

≥40 MPa für Klasse 2 Bewehrungsstäbe

≥45 MPa für Klasse 3 Bewehrungsstäbe

6 Bestehende Bemessungskonzepte für mit Basaltfaserstäben bewehrten Beton

6.1 Tragsicherheit

6.1.1 ACI440.1R-15 [7]

Das Konzept für die Biegebemessung von Faserverbund-Stäben für die Betonbewehrung gemäss der US-Richtlinie ACI440-1R-15 [7] besteht in Querschnittsanalysen analog wie bei konventionellem Stahlbeton. Die möglichen Brucharten sind Betonstauchen oder Zugversagen der Faserverbundbewehrung. Da kein Fließen wie bei Stahlbeton auftritt, wird die Sicherheit durch Einführung eines zusätzlichen Sicherheitsfaktors gemäss Gleichung (4) erhöht. Der zusätzliche Sicherheitsfaktor beträgt bei der Bruchart Betonstauchen $\phi = 0.65$ und bei der Bruchart Zugversagen der Faserverbundbewehrung $\phi = 0.55$ (siehe auch Abb. 6.1). Es wird postuliert, dass Betonstauchen ein etwas duktileres Bruchverhalten zeigt als Zugversagen der Faserverbundbewehrung. Grundsätzlich treten beide Brucharten aber plötzlich und ohne Vorwarnung auf, so dass diese zusätzliche Sicherheit gemäss ACI440-1R-15 [7] gerechtfertigt ist:

$$M_d = \phi M_{Rd} \tag{4}$$

mit M_d = Bemessungswert der Biegemomenten-Beanspruchung und M_{Rd} = Bemessungswert des Biege widerstandes. In diesem Zusammenhang spielt der ausbalancierte (oder ausgeglichener) Bewehrungsgehalt ρ_{fb} (der Bewehrungsgehalt, bei dem gleichzeitig Betonstauchen und Zugversagen der Faserverbund-Bewehrung auftritt), eine wichtige Rolle. Die Berechnung dieses ausbalancierten Bewehrungsgehaltes wird in ACI440-1R-15 [7] hergeleitet. Typische Werte werden darin angegeben. So beträgt der ausbalancierte Bewehrungsgehalt ρ_{fb} für Glasfaser-Bewehrung 0.78% (für Betonfestigkeit 34.5 MPa, Zugfestigkeit 552 MPa und E-Modul 41.4 GPa). Basaltfaser-Bewehrung ist in ACI440-1R-15 [7] nicht geregelt.

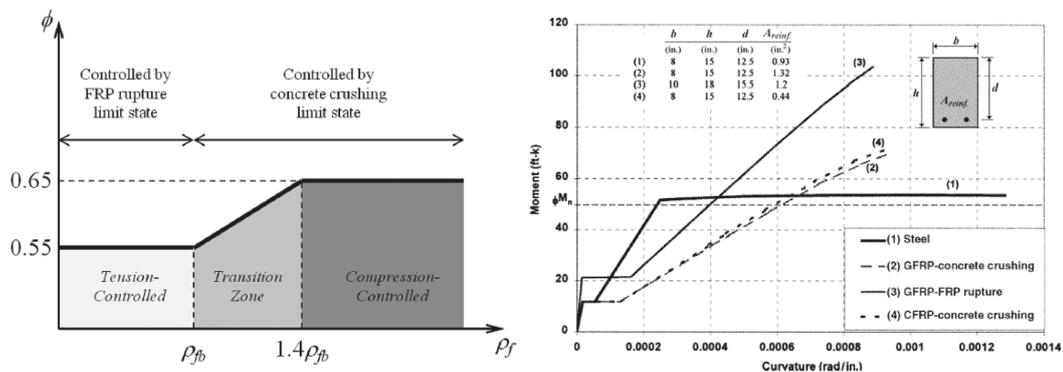


Abb. 6.1 Links: Sicherheitsfaktor ϕ zur Berücksichtigung der spröden Brucharten Betonstauchen und Zugversagen der Faserverbund-Bewehrung in Funktion des Bewehrungsgehaltes ρ_f . Rechts: Beispiel von theoretischen Momenten-Krümmungskurven für verschiedene Bewehrungstypen. Aus ACI440-1R-15 [7].

Zur Berücksichtigung der Umwelteinflüsse muss für die Berechnung des Bemessungswertes des Biege widerstandes die Zugfestigkeit der Faserverbund-Stäbe nach Gleichung (5) reduziert werden:

$$f_{fd} = C_E f_{fk} \tag{5}$$

mit f_{fk} = charakteristische Zugfestigkeit (Mittelwert minus dreimal die Standardabweichung) und C_E = Umweltreduktionsfaktor nach Tab. 6.1. Warum gemäss ACI440-1R-15 [7] kein

Widerstandsfaktor γ_m berücksichtigt wird, konnte nicht ermittelt werden.

Tab. 6.1 Umweltreduktionsfaktor nach ACI440-1R-15 [7].

Umweltbedingungen	Faser	Umweltreduktionsfaktor C_E
Beton <u>nicht</u> Erde oder Wetter ausgesetzt	Karbon	1.0
	Glas	0.8
	Aramid	0.9
Beton Erde oder Wetter ausgesetzt	Karbon	0.9
	Glas	0.7
	Aramid	0.8

6.1.2 Eurocode prEN 1992-1-1 [1]

Die minimalen Anforderungen an Faserverbund-Betonbewehrung gemäss dem informativen Annex R des sich zurzeit in Vernehmlassung befindlichen Eurocodes prEN 1992-1-1 [1] sind in Tab. 5.1 dargestellt. Der maximale Bewehrungsgehalt beträgt ausserdem 5%.

Für die Bemessung ist eine Querschnittsanalyse durchzuführen. Der Bemessungswert der Zugfestigkeit der Faserverbund-Bewehrung f_{fd} kann gemäss Gleichung (1) oder mit Versuchen (siehe Kapitel 5.4) ermittelt werden. Es sind die Widerstandsfaktoren gemäss Tab. 6.2 zu verwenden. Das Prinzip der Abminderung von Kurz- (f_{fko}) zu Langzeit-Zugfestigkeit ($f_{fk,100a}$) und zum Bemessungswert (f_{fd}) von prEN 1992-1-1 [1] ist in Abb. 6.2 dargestellt. Das Elastizitätsmodul wird unabhängig von Umwelteinflüssen dargestellt.

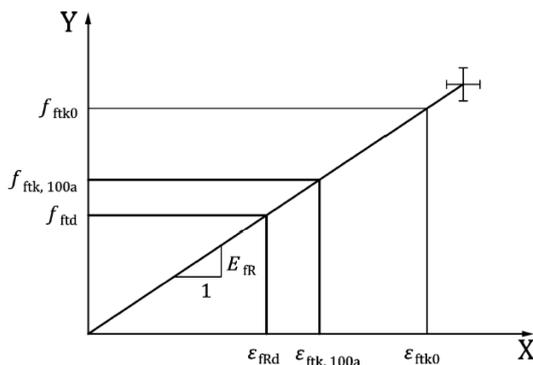


Abb. 6.2 Spannungs-Dehnungsdiagramm von Faserverbund-Betonbewehrung gemäss prEN 1992-1-1 [1]. Prinzip der Abminderung von Kurzzeit-Zugfestigkeit f_{fko} zu Dauerzugfestigkeit $f_{fk,100a}$ und zu Bemessungswert der Zugfestigkeit f_{fd} .

Tab. 6.2 Widerstandsfaktoren für Faserverbund-Betonbewehrungen gemäss prEN 1992-1-1 [1].

Bemessungssituation	γ_{FRP}
Tragsicherheit (ständig und veränderlich)	1.5
Aussergewöhnliche Einwirkung	1.1
Gebrauchstauglichkeit	1.0

6.1.3 CSA S806.12, [3]

Die minimalen Anforderungen an die Faserverbund-Betonbewehrungen gemäss der kanadischen Bemessungsrichtlinie CSA S806.12 [3] sind in Tab. 5.1 zusammengestellt.

Für die Biegebemessung ist eine Querschnittsanalyse durchzuführen. Die charakteristische Zugfestigkeit f_{tk} der Faserverbund-Bewehrung wird aus dem Mittelwert der ermittelten mittleren Zugfestigkeit minus dreimal der Standardabweichung aus den Zugversuchen ermittelt. Der Widerstandsfaktor beträgt 0.75. Die Betonstauchung liegt bei 0.35%.

Es sind Angaben zum minimalen Bewehrungsgehalt ($A_f \geq 0.25\% A_c$) und zu minimalen Stababständen (≤ 300 mm) enthalten.

6.2 Gebrauchstauglichkeit

Die Prinzipien der Nachweise der Gebrauchstauglichkeit gemäss Eurocode prEN 1992-1-1 [1], CSA S806.12, [3] und ACI440-1R-15 [7] sind in Tab. 6.3 zusammengestellt.

Tab. 6.3 Vergleich der Begrenzungen von Rissbreiten, Verformungen, Zugspannungen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit in verschiedenen Normen.

	ACI440-1R-15 [7]	CSA S806.12, [3]	Eurocode prEN 1992-1-1 [1]
Rissbreiten	Indirekte Rissbreitenbegrenzung durch Begrenzung der Stababstände Zur Sicherstellung der Ästhetik: Rissbreiten ≤ 0.4 - 0.7 mm	Indirekte Rissbreitenbegrenzung durch Begrenzung der Stababstände und Definition der Minimalbewehrung	Zur Sicherstellung der Ästhetik: Rissbreiten ≤ 0.4 mm
Verformungen	Minimale Bauteildicken gemäss Tab. 6.4 Für Stahlbeton übliche Begrenzung der maximalen Durchbiegungen gemäss ACI318	Begrenzung der Durchbiegungen gemäss Tabelle 6 der CSA S806.12	Keine Begrenzungen der Durchbiegungen
Zugspannungen	Begrenzung der Dauerzugspannungen unter Gebrauchslasten gemäss Tab. 4.8: Glas ($0.2f_{td}$) Aramid ($0.3 f_{td}$), Karbon ($0.55 f_{td}$)	Begrenzung der Zugspannungen unter Gebrauchslasten: Glas ($0.25f_{ft}$), Aramid ($0.35f_{ft}$), Karbon ($0.65f_{ft}$), Basalt ($0.25f_{ft}$)*	Begrenzung der Zugspannungen unter Dauergebrauchslasten: $\leq f_{ftd}$

*Dieser Wert für Basalt ist nicht in CSA S806.12 [3] angegeben, da Basalt in diesem Dokument noch nicht erwähnt wird. In dem etwas neueren Zusatzdokument [4] wird aber Basalt bereits erwähnt. In diesem Dokument wird für die Kriechbruchfestigkeit von Basalt eine Anforderung von $\geq 35\%$ gefordert. Diese ist analog wie bei Glas und es kann angenommen werden, dass somit auch die Limitierung der Zugspannung gleich ist wie bei Glas.

Tab. 6.4 Minimale Bauteildicken h von Balken und Decken gemäss ACI440-1R-15 [7]. Diese Werte wurden mit Bewehrungsgehalt $2\rho_{fb}$ für Decken und $3\rho_{fb}$ für Balken und maximalen Durchbiegungen von $l/240$ unter Gebrauchslasten ermittelt.

Bauteil	Minimale Bauteildicke h			
	Einfacher Balken	Randfeld Durchlaufträger	Innenfeld Durchlaufträger	Kragarm
Decke	$l/13$	$l/17$	$l/22$	$l/5.5$
Balken	$l/10$	$l/12$	$l/16$	$l/4$

Es ist anzunehmen, dass die relativ tiefen zulässigen Zugspannungen unter Gebrauchslasten gemäss ACI440-1R-15 [7] und CSA S806.12 [3] und nicht die Tragsicherheitsnachweise massgebend für die Bemessung werden. Beim Bemessungsansatz des Eurocodes ist es schwieriger zu beurteilen, ob Tragsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit massgebend wird.

6.3 Konstruktive Aspekte

Beim Einsatz von Basaltfaser-Bewehrungen sind einige konstruktive Aspekte zu beachten. So ist die Formgebung (z.B. Bügel) mit der Produktion der Stäbe abgeschlossen. Minimale Abbiegeradien, minimale Stababstände und weitere sind in den verschiedenen bereits vorhandenen Richtlinien (z.B. [1], [3] und [7]) teilweise geregelt. Für Zusatzinformationen wird auf die verschiedenen Dokumente verwiesen.

7 Experimente

7.1 Basaltfaser-Bewehrung

Die für diese Versuche benötigten Basaltfaser-Bewehrungen wurden von [89] und [96] zur Verfügung gestellt. Dabei importierte [89] die Basaltfaser Rovings von China und [96] produzierte damit die Bewehrungsstäbe im Pultrusionsverfahren.

Um die Versuche an Basaltfaserstab-bewehrten Betonplatten planen zu können, wurden mit Zugversuchen Elastizitätsmodule und Zugfestigkeiten dieser Basaltfaser-Bewehrung bestimmt. Es wurden sechs von [96] und zwei in China produzierte und von [89] importierte Stäbe getestet (Abb. 7.1).



Abb. 7.1 Links: Basaltfaser-Bewehrungsstäbe mit Endverankerung für die Einspannung in der Zugprüfmaschine. Rechts: Grossaufnahme der Stäbe mit Nummerierung und Rippenbild. Der Unterschied des Rippenbildes zwischen der von [96] hergestellten Stäbe (Nr. 1 bis 6) und der aus China importieren Stäbe (Nr. 7 und 8) ist sichtbar.

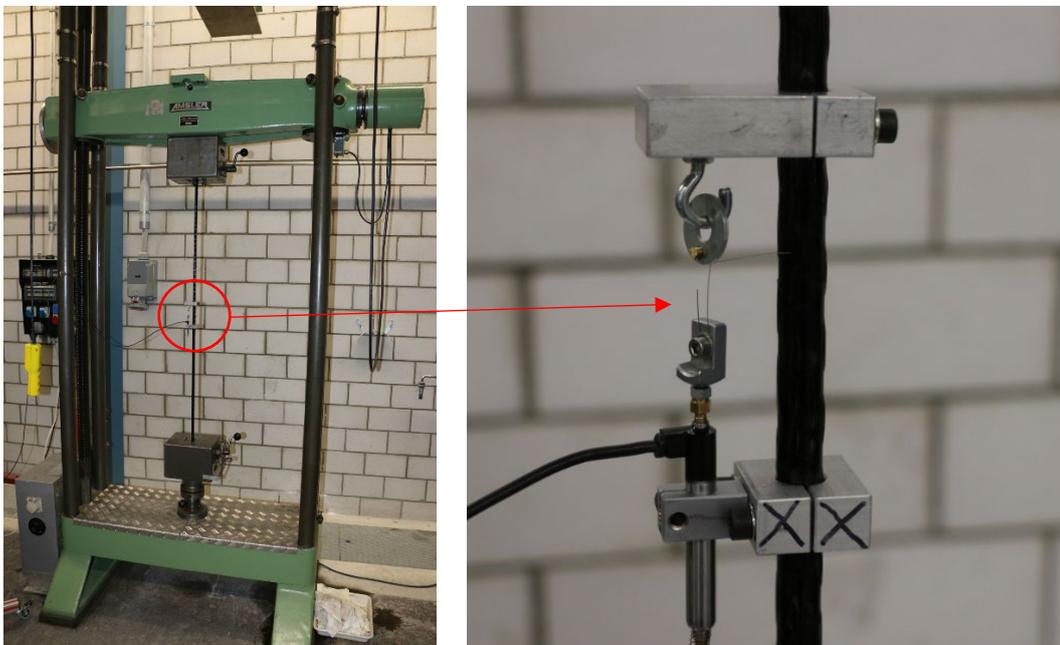


Abb. 7.2 Links: 200kN-Zugprüfmaschine der Empa. Rechts: Grossaufnahme der Befestigung des 5 mm Wegaufnehmers. Die Verformung wurde über eine Länge von 100 mm gemessen.

Um die Stäbe in der Prüfmaschine einspannen zu können, wurden die Enden der Stäbe mit 8 cm langen Hülse versehen (siehe Abb. 7.1), die von [96] mit einem Epoxidharz gefüllt waren.

Vor den Versuchen wurde der Durchmesser der Stäbe an drei Stellen mit einer Schublehre gemessen. Für die Berechnung der Zugspannung wurde der minimale Querschnitt verwendet. Der minimale Durchmesser der Stäbe 1 bis 6 lag im Bereich von 12.5 bis 12.7 mm, derjenige der Stäbe 7 und 8 im Bereich von 11.9 bis 12.2 mm.

Die Zugversuche wurden in der 200 kN Zugprüfmaschine der Empa (LOG Nr. 60.180, siehe Abb. 7.2) durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 0.15 mm/s (Maschinenweg). Die Versuche wurden angelehnt an ISO 10406-1 [5] durchgeführt.

Der erste Versuch zeigte ein Ausziehen des Stabes aus der Endverankerung bereits bei einer tiefen Kraft von 55.9 kN (Tab. 7.1). Um den Weggeber bei den weiteren Versuchen zu schützen, wurde dieser bei den weiteren Versuchen bei etwa 40 kN respektive 50 kN entfernt. Die Last wurde nach dem Erreichen dieser Kräfte leicht reduziert, der Versuch kurz angehalten, der Weggeber entfernt, der Versuch wieder gestartet und bis zum Bruch weitergeführt.

Tab. 7.1 Übersicht über die Versuchsergebnisse der Zugversuche (F_{low} , F_{high} : untere und obere Kraft zur Bestimmung des Sekantenmoduls).

Versuch Nr.	F_u kN	Bruchart	Querschnitt mm ²	f_{tu} N/mm ²	F_{low} kN	f_{low} N/mm ²	ϵ_{low}	F_{high} kN	f_{high} N/mm ²	ϵ_{high}	$\Delta\sigma$ N/mm ²	$\Delta\epsilon$ %	E N/mm ²
1	55.9	1	122.7	455	10.02	82	0.0014	55.86	455	0.0091	374	0.008	48'969
2	91.9	2	126.7	725	10.02	79	0.0018	41.03	324	0.0070	245	0.005	46'967
3	87.2	2	124.7	699	10.03	80	0.0017	51.08	410	0.0086	329	0.007	47'525
4	92.7	1	124.7	744	10.05	81	0.0018	50.45	405	0.0087	324	0.007	46'888
5	90.9	2	124.7	729	10.06	81	0.0019	51.15	410	0.0085	330	0.007	49'576
6	80.6	1	122.7	657	10.08	82	0.0012	51.33	418	0.0079	336	0.007	50'483
Mittelwert			124	668							Mittelwert		48'401
7	75.2	2	111.2	676	10.05	90	0.0014	50.53	454	0.0089	364	0.007	48'621
8	75.3	2	116.9	644	10.06	86	0.0015	45.94	393	0.0078	307	0.006	49'086
Mittelwert			114	660							Mittelwert		48'853

Es wurden zwei verschiedene Brucharten beobachtet:

1. Auszug des Stabes aus der Endverankerung (Hülse), siehe Abb. 7.3.
2. Zugbruch des Stabes am Ende der Endverankerung, siehe Abb. 7.4.

Die erzielten Bruchfestigkeiten von etwa 660 bis 670 N/mm² waren deutlich tiefer als erwartet. Gemäss [89] sollten die Zugfestigkeiten höher als 1'000 N/mm² liegen. Die beobachteten Brucharten deuten darauf hin, dass durch die steife Einspannung der Endverankerungen zusätzlich zu den Zugspannungen lokale Biegespannungen auftraten und dadurch zu tiefe Zugfestigkeiten resultierten. Das Kraft-Maschinenweg Diagramm in Abb. 7.5 zeigt bei hohen Kräften ein Auf und Ab. Dieses Verhalten kann so erklärt werden, dass nach einem lokalen (hörbaren) Faserbruch die Kraft kurzfristig abfällt. Bei der weiteren Belastung kann die Kraft erhöht werden bis zum nächsten lokalen Faser-Bruch.

Das Elastizitätsmodul muss nach ISO 10406-1 [5] als Sekantenmodul zwischen 20 und 50% der maximalen Bruchlast ermittelt werden. Da aber die ermittelten Zugfestigkeiten zu tief waren, wurde entschieden den Sekantenmodul zwischen den Kräften 10 und 50 kN zu bestimmen. Siehe die detaillierten Berechnungen in Tab. 7.1. Die ermittelten Elastizitätsmodule betragen etwas 48'500 N/mm². Die Spannungs-Dehnungsdiagramme aller acht Zugversuche sind in Abb. 7.6 dargestellt.

Es konnte kein Unterschied zwischen den Eigenschaften Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul der von [96] und der in China gefertigten Stäbe festgestellt werden (siehe Tab. 7.1).



Abb. 7.3 Bruchart 1: Auszug des Stabes aus der Endverankerung. Links: Versuch Nr. 1. Rechts: Versuch Nr. 4.

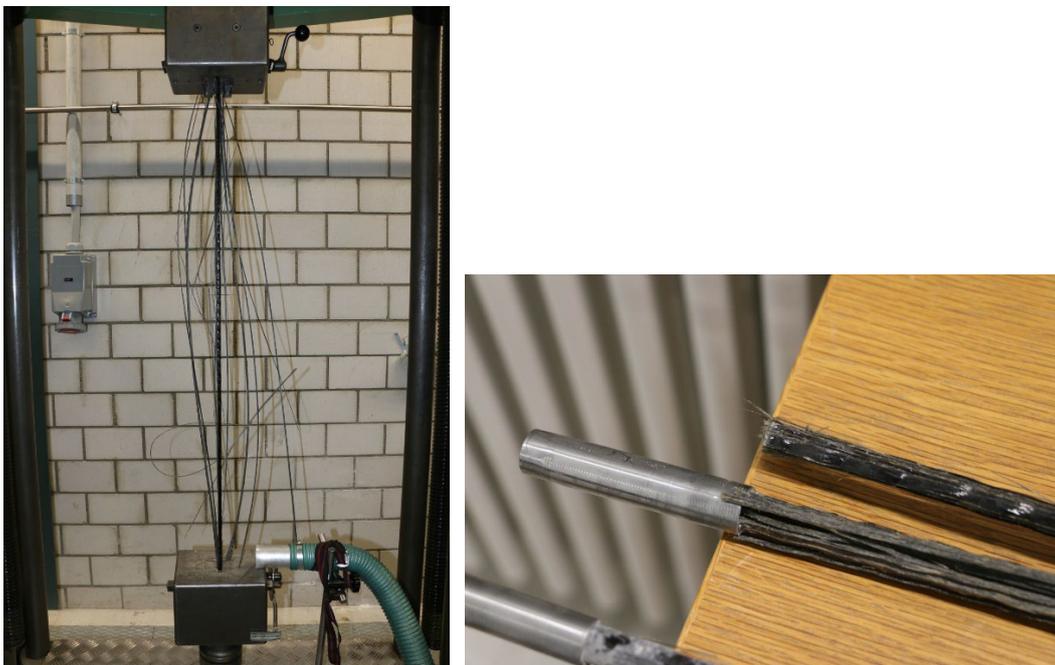


Abb. 7.4 Bruchart 2: Zugversagen des Stabes am Ende der Endverankerung (Versuch Nr. 5). Links: Übersicht ganzer Stab. Rechts: Detailfoto, auf dem sichtbar ist, dass die Basaltfasern am Ausgang der Hülse gebrochen sind, was auf zusätzliche Biegespannungen an dieser Stelle hindeutet.

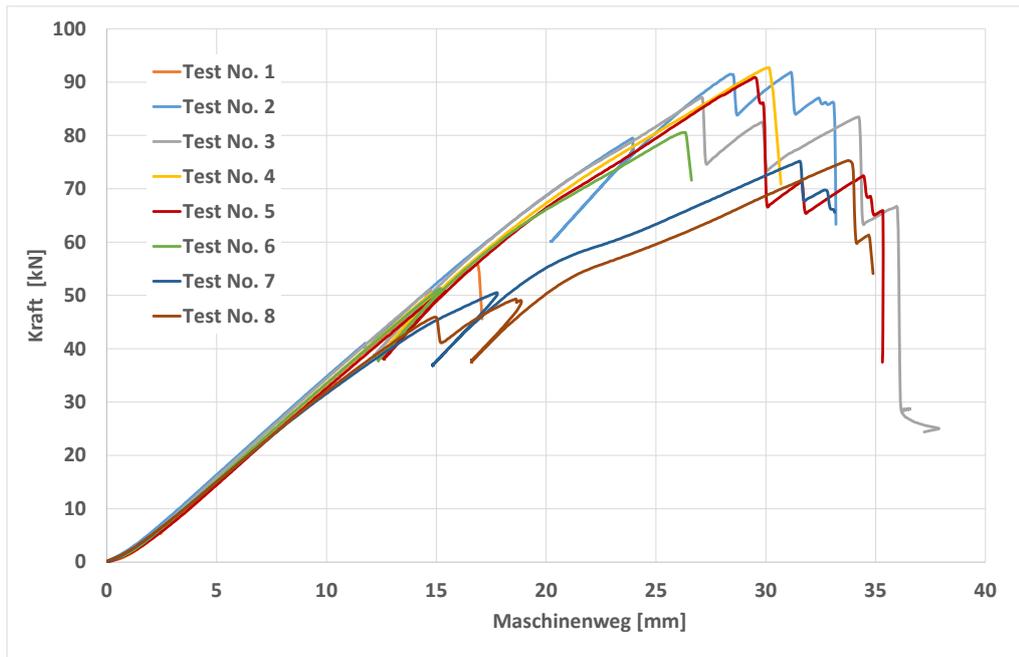


Abb. 7.5 Kraft-Maschinenweg der acht Zugversuche.

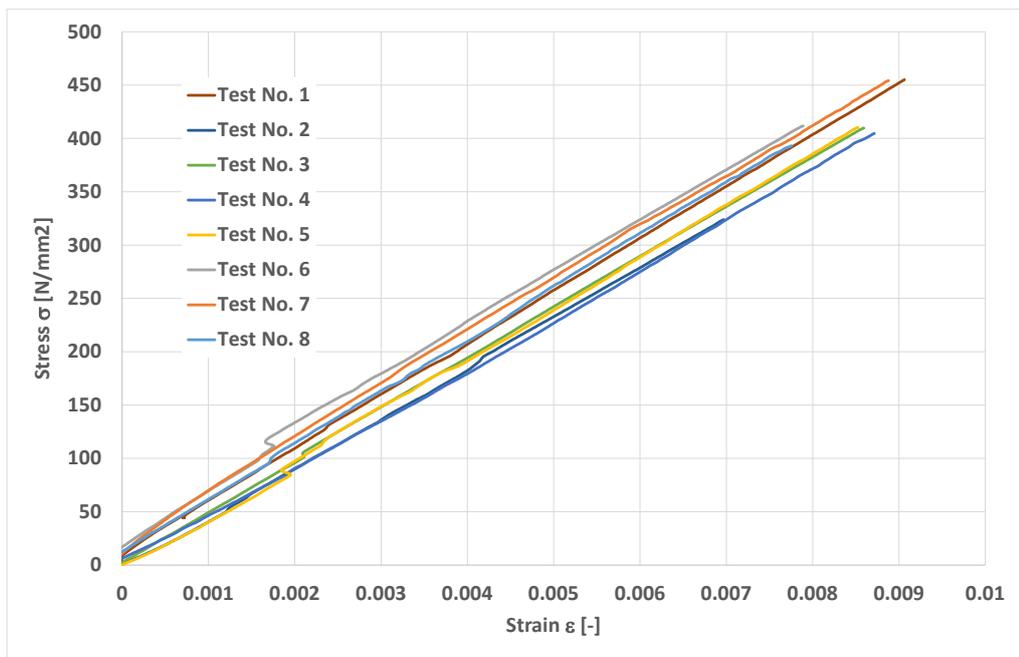


Abb. 7.6 Spannungs-Dehnungsdiagramme der acht Zugversuche.

Die Basaltfaser-Bügel wurden auch von [96] hergestellt. Sie wurden nicht getestet. Fotos der Bügel sind in Abb. 7.7 und Abb. 7.8 abgebildet.

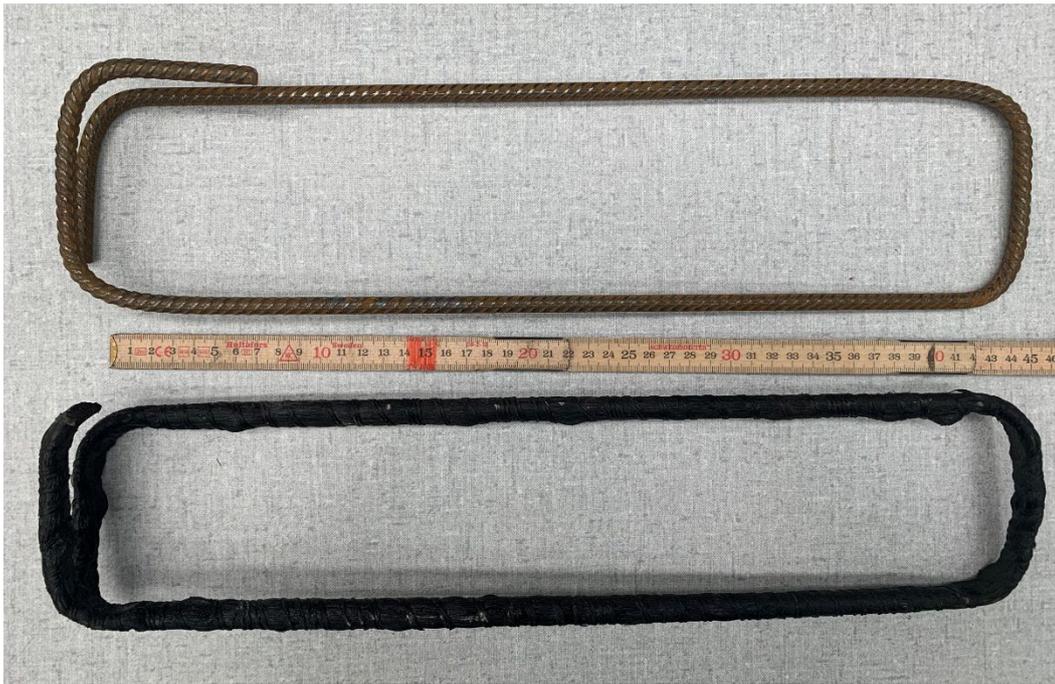


Abb. 7.7 Fotos eines der Stahlbügel für Balken 1 oben und eines Basaltbügels für Balken 2 unten.

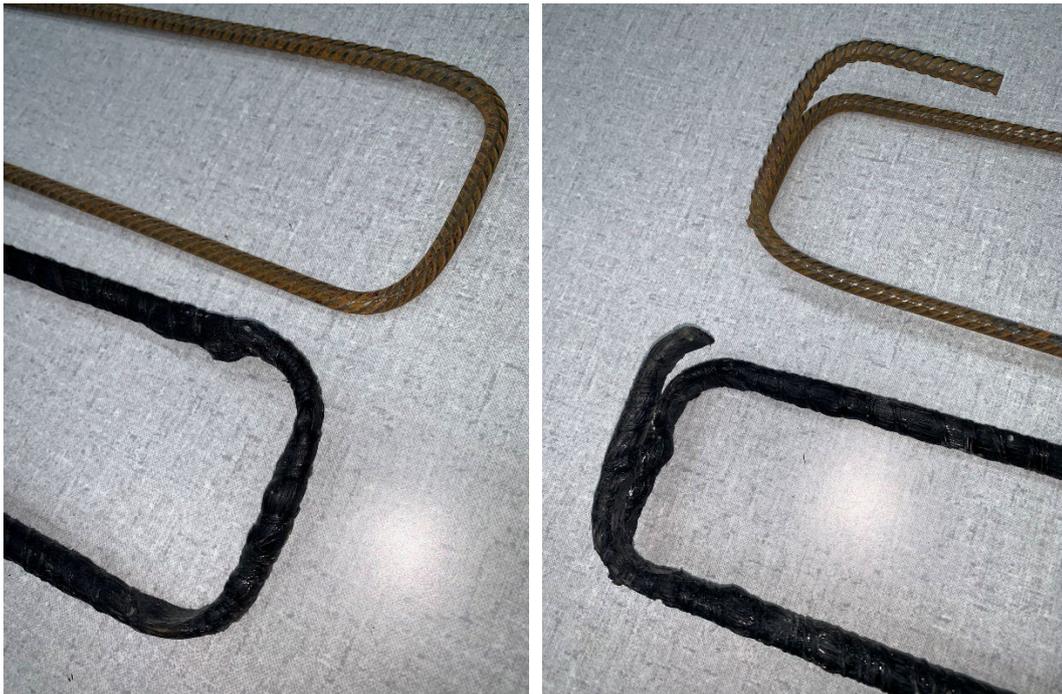


Abb. 7.8 Detailaufnahmen der Bügel.

7.2 Elementversuche

Eine Übersicht aller durchgeführten Elementversuche kann Tab. 7.2 entnommen werden. Zuerst wurde das statische Biegeverhalten von Bauteilen mit Basaltfaserbewehrung untersucht (Platte 1, 3, 4, 6). Dafür wurden Biegeversuche mit Platten, welche nur Längsbewehrung und keine Bügelbewehrung haben, durchgeführt.

Zwei weitere (gleiche) Platten wurden einer Ermüdungsbelastung ausgesetzt (Platte 2 und 5).

Da in den Platten Schubbrüche beobachtet wurden, wurde das Prüfprogramm durch eine weitere Platte mit Basaltbügelbewehrung erweitert (Platte 7). Es wurden Basalt-Bügel mit einem Durchmesser von 12mm verwendet. Zwischen Auflager und Belastung wurden sie mit einem Abstand von 100mm versetzt.

Um das Tragverhalten von Basaltfaser-Bügelbewehrungen untersuchen zu können, wurden nach den Plattenversuchen auch noch zwei Balkenversuche durchgeführt.

Tab. 7.2 Übersicht über die durchgeführten Elementversuche.

Bezeichnung	Biegebewehrung	Schubbewehrung	Versuch
Platte 1	Stahlbewehrung 4 Ø 12 mm (100%EA)	Keine Bügel	Statisch belastet bis zum Bruch
Platte 2	Stahlbewehrung 4 Ø 12 mm (100%EA)	Keine Bügel	Ermüdungsbelastung bis zum Bruch
Platte 3	Basaltfaser-Bewehrung 9 Ø 16 mm (≈100%EA)	Keine Bügel	Statisch belastet bis zum Bruch
Platte 4	Basaltfaser-Bewehrung 3Ø16, 3Ø12 (≈50%EA)	Keine Bügel	Statisch belastet bis zum Bruch
Platte 5	Basaltfaser-Bewehrung 3Ø16, 3Ø12 (≈50%EA)	Keine Bügel	Ermüdungsbelastung bis zum Bruch
Platte 6	Basaltfaser-Bewehrung 4 Ø 12 mm (≈25%EA)	Keine Bügel	Statisch belastet bis zum Bruch
Platte 7	Basaltfaser-Bewehrung 3Ø16, 3Ø12 (≈50%EA)	Basaltbügel	Statisch belastet bis zum Bruch
Träger 1	Stahlbewehrung 4 Ø 26 mm	Stahlbügel Ø 8 mm s = 150mm (100%EA)	Statisch belastet bis zum Bruch
Träger 2	Stahlbewehrung 4 Ø 26 mm	Basaltbügel Ø12 mm s=150mm (≈50%EA)	Statisch belastet bis zum Bruch

7.2.1 Herstellung der Betonelemente (Platten und Träger)

Die Probekörper wurden von [97] hergestellt. Die Schalung und die eingebauten Basaltfaser-Bewehrungen der Platte 3 mit nur unterer Basaltfaserbewehrung sind in Abb. 7.9 ersichtlich. Die vollständige Basaltfaser-Bewehrung mit Bügel und Längsstäben der Platte 7 ist in Abb. 7.10 und Abb. 7.11 dokumentiert und diejenige des Trägers 2 in Abb. 7.12 und Abb. 7.13.



Abb. 7.9 Links: Schalung und Basaltfaser-Bewehrung der Platte 3 vor dem Betonieren. Rechts: Grossaufnahme der Basaltfaserstäbe in der Schalung eingebaut.

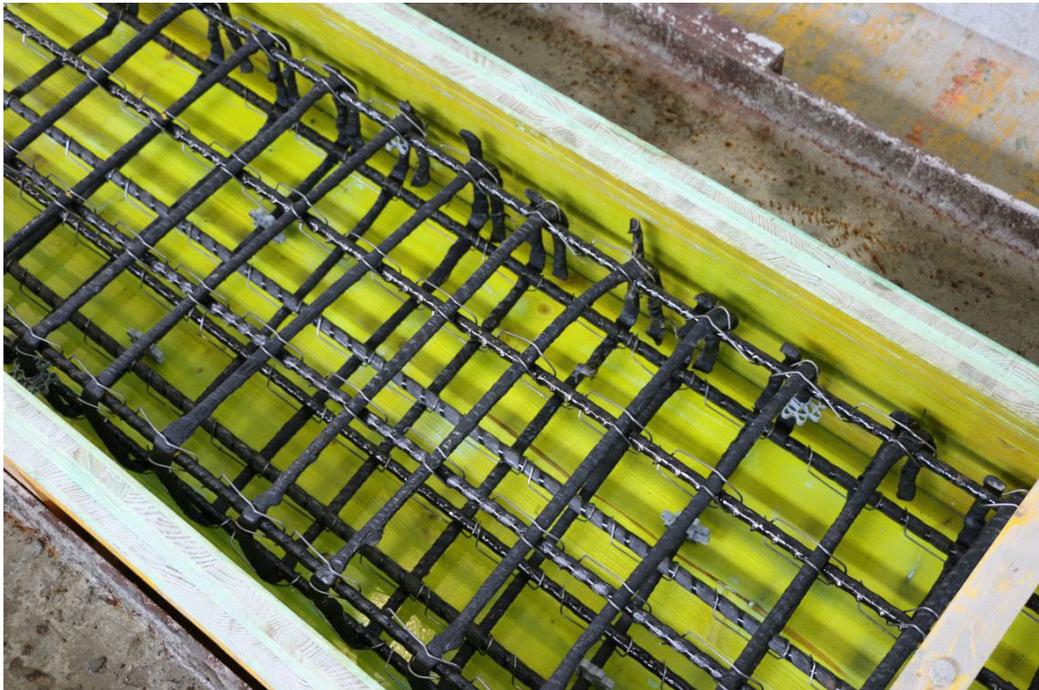


Abb. 7.10 Schalung und Basaltfaser-Bewehrung der Platte 7 vor dem Betonieren. Längsstäbe und Bügel aus Basalt.

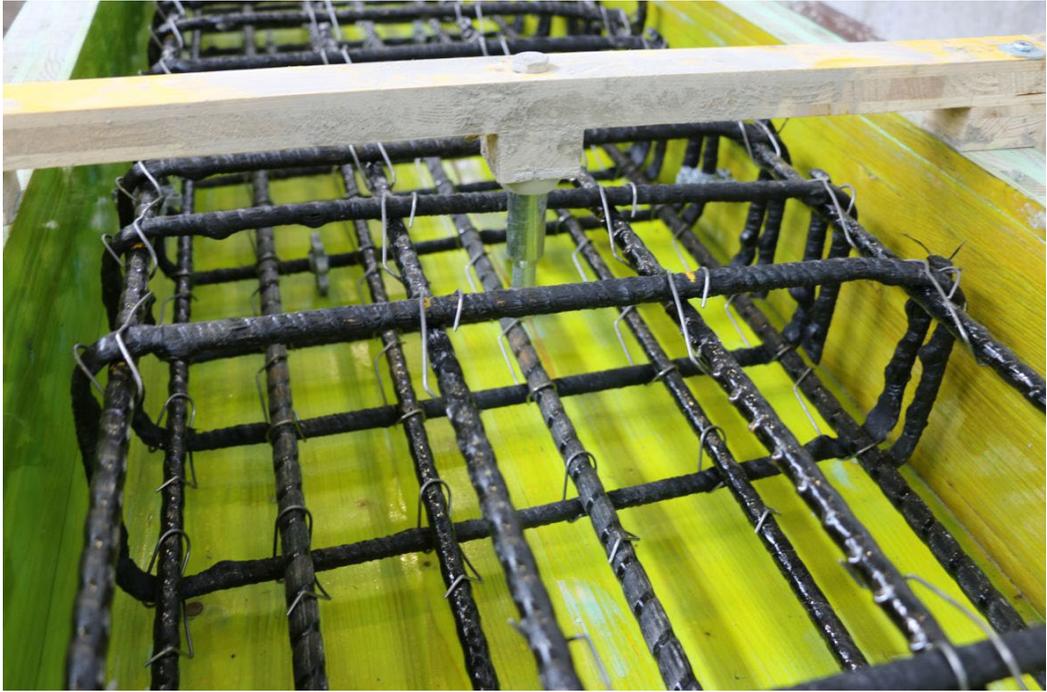


Abb. 7.11 Schalung und Basaltfaser-Bewehrung der Platte 7 vor dem Betonieren. Längsstäbe und Bügel aus Basalt.

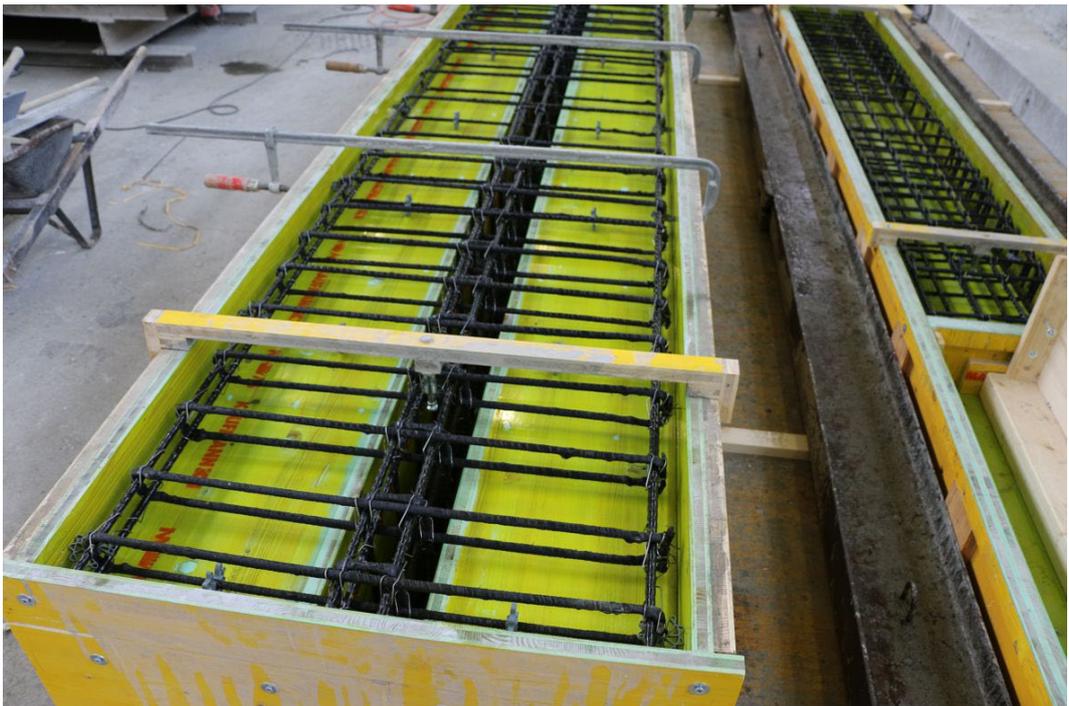


Abb. 7.12 Schalung und Basaltfaser-Bügel von Träger 2 vor dem Betonieren. Rechts im Bild ist noch Platte 7 sichtbar.



Abb. 7.13 Detailaufnahme der Basaltfaser-Bügel von Träger 2. Verdreht eingebaute Bügel sind erkennbar (Schlaufe unten, siehe Kapitel 7.5.1).

7.2.2 Statische Bruchversuche an Platten

Die Platten wiesen die Abmessungen von 3.60 m x 0.50 m x 0.20 m auf (Abb. 7.14). Die Platte 1 war mit Bewehrungsstäben aus Stahl bewehrt und diente als Referenz zu den Platten mit Basaltfaserbewehrung. Die Platten 3, 4 und 6 wurden mit Basaltfaserbewehrung hergestellt. Wie im vorherigen Kapitel beschrieben, haben Basaltfaser-Bewehrungen einen sehr viel tieferen Elastizitätsmodul als Stahl-Bewehrung (etwa 25% von Stahl). Deshalb wurden die drei Platten mit etwa 100% (Platte 3), 50% (Platte 4) und 25% (Platte 6) der Steifigkeit der Bewehrung im Vergleich zur Platte 1 ausgestattet (siehe auch Tab. 7.2).

Bei der Bemessung von Betonbauteilen mit Stahlbewehrung ist meist die Tragsicherheit massgebend. Das heisst, dass die Grenzen der Gebrauchstauglichkeit nicht zu 100 Prozent ausgeschöpft sind. Da Bauteile mit Basaltfaser-Bewehrung eine höhere Durchbiegung haben, gilt es zu untersuchen, wie sich diese verhalten und ob bei ihnen die Gebrauchstauglichkeit für die Bemessung massgebend wird. Auch hat Basalt eine deutlich höhere (Kurzzeit)-Zugfestigkeit als Stahl. Deshalb benötigt es weniger Basaltfaserbewehrung um die gleichen Lasten wie mit Stahlbewehrung aufzunehmen.

Die Versuche wurden als vier Punkt Biegung durchgeführt, siehe Abb. 7.14 und Abb. 7.15. Es wurden zwei 150 kN Hydrel-Zylindern (LOG Nr. 50.100) verwendet. Unter dem rechten Zylinder war eine 150 kN Kraftmessdose angeordnet (LOG Nr. 303.40.765), siehe Abb. 7.16. In der Balkenmitte wurde die Durchbiegung mit zwei 200 mm Weggebern (LOG Nr. 30.632 und 30.693) gemessen. In Balkenmitte war ausserdem ein Dehnmessstreifen (DMS) auf der Plattenoberseite angeordnet, um die Betonstauchung zu messen. Am rechten Zylinder war ein zusätzlicher Weggeber montiert, mit dem die Belastungsgeschwindigkeit (Maschinenweggeschwindigkeit) kontrolliert wurde. Die Versuche wurden mit einer Maschinenweggeschwindigkeit von 0.6 mm/min durchgeführt. Es wurden jeweils drei Belastungszyklen auf 10 kN, 20 kN und 30 kN absolviert, bevor die Belastung bis zum Bruch erhöht wurde.

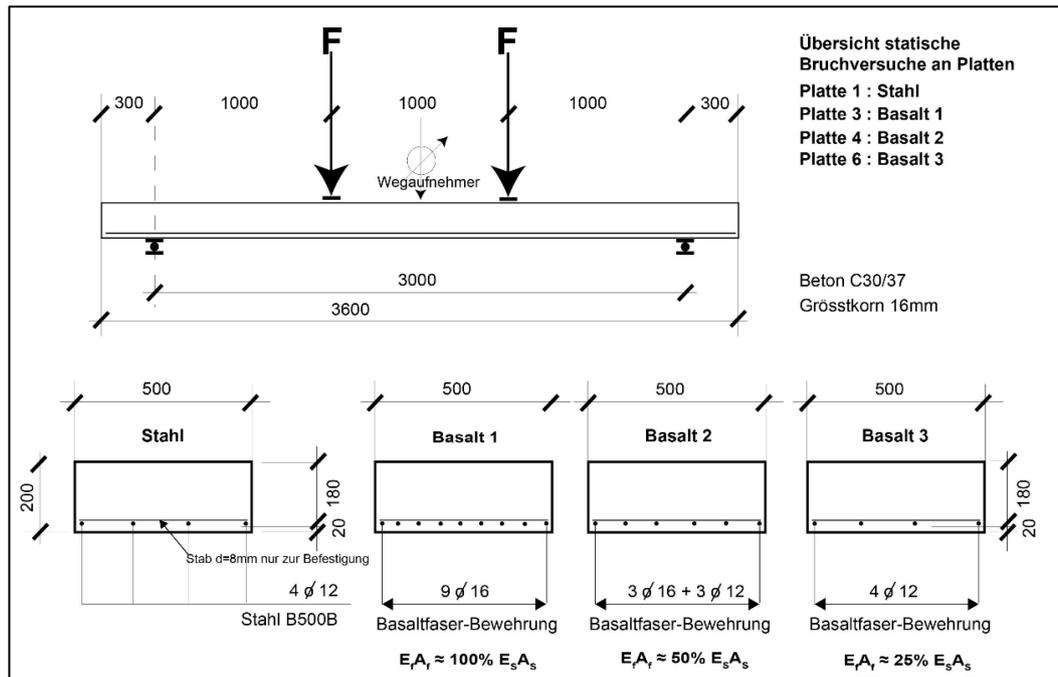


Abb. 7.14 Abmessungen, Bewehrungen, Querschnitte und Versuchsprogramm der statischen Bruchversuche an Platten.

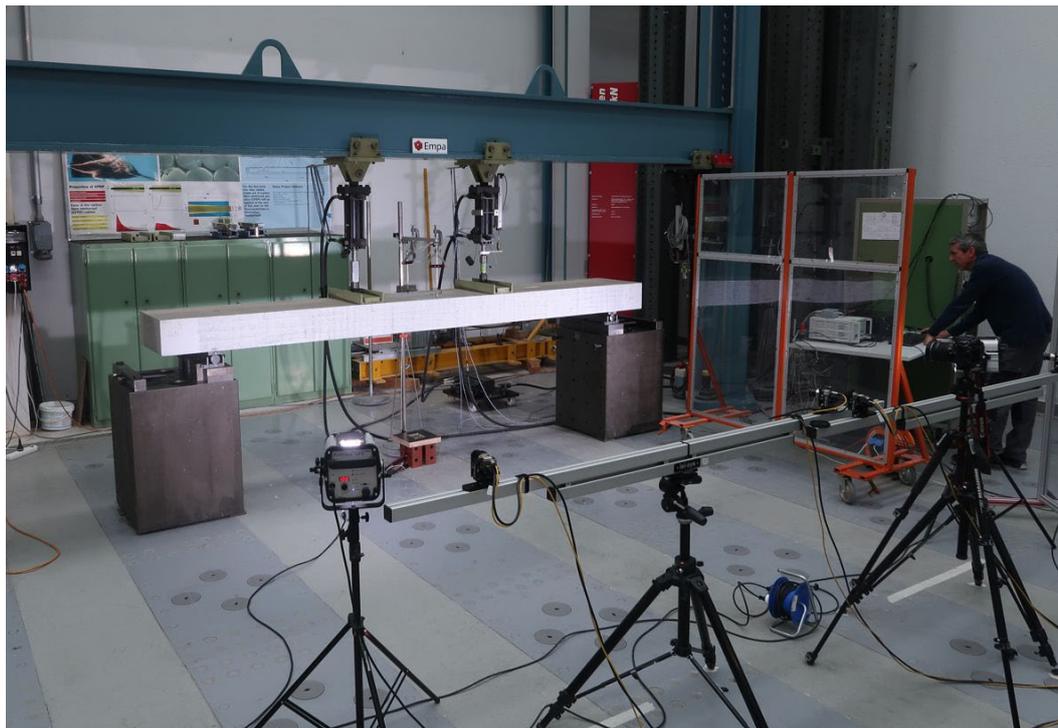


Abb. 7.15 Foto der Versuchseinrichtung der statischen Belastungsversuche an den Platten 1, 3, 4, 6 und 7 in der Prüfhalle der Empa. Sichtbar sind die Lager, Ölhydraulikzylinder und die Stative der vier Fotokameras der Bildkorrelationsmessungen.



Abb. 7.16 Links: Prüfzylinder mit Stahlteilen zur Kraftverteilung, Kraftmessdose unter rechtem Prüfzylinder, Weggeber in Plattenmitte. Rechts: Kalibration eines Messfeldes für die Bildkorrelationsmessungen.

Mit einem Bildkorrelationsmessgerät wurden ausserdem die 3D Verformungen der Plattenvorderseite kontinuierlich aufgenommen. Dazu wurde auf die Plattenvorderseite jeweils ein schwarz-weisses Muster aufgebracht, siehe Abb. 7.16. In Abb. 7.15 ist ersichtlich, dass zwei Messfelder (mit vier Kameras) verwendet wurden, um die gesamte Vordersicht aufzunehmen. Die Kalibration des Bildkorrelationsmessgerätes ist in Abb. 7.16 ersichtlich. Mit Hilfe dieser Messungen wurden die Verformungen, Rissbilder, Rissweiten und Rissabstände gemessen.

Von den verwendeten Bewehrungsstäben aus Basalt wurden die effektiven Durchmesser bestimmt. Die Bewehrung der Platte 3 wurde nach dem Versuch freigelegt. Auch von dieser konnten die effektiven Stab-Durchmesser gemessen und der Mittelwert bestimmt werden (siehe Tab. 7.3).

Tab. 7.3 Messung Durchmesser von Basaltfaser-Bewehrung

Messung Nr.	Ø12 Bewehrung Nr. 1	Ø12 Bewehrung Nr. 2	Ø16 Bewehrung Nr. 1	Ø16 Bewehrung Nr. 2
1	12.9	12.5	15.1	15.5
2	13.0	12.4	15.1	15.6
3	12.7	12.4	15.0	15.4
4	12.9		15.5	15.7
5	12.9		15.3	15.4
6	12.8		15.4	15.6
Mittelwert	12.9	12.4	15.2	15.5

Anhand der bestimmten Elastizitätsmodule und der gemessenen Durchmesser zeigte sich, dass die effektive Steifigkeit der Platte 3 mit 87 Prozent tiefer war als erwünscht. Die Steifigkeiten der Platten 4 und 6 lagen dagegen mit ein und zwei Prozent Abweichung im gewünschten Bereich (Tab. 7.4).

Tab. 7.4 Übersicht der Steifigkeiten der Bewehrungen in den Platten.

Platte Nr.	Bewehrung	Stabdurchmesser [mm]	Querschnitt, A_s or A_f [mm ²]	Emodul [GPa]	Steifigkeit EA
Platte 1 (und 2)	Stahl	4 Stück 12	452	205	$E_s A_s$
Platte 3	Basalt 1	9 Stück 15.3	1'655	48.5	$E_f A_f = 87\% E_s A_s$
Platte 4 (und 5 und 7)	Basalt 2	je 3 Stück 15.3 und 12.6	926	48.5	$E_f A_f = 48\% E_s A_s$
Platte 6	Basalt 3	4 Stück 12.5	491	48.5	$E_f A_f = 26\% E_s A_s$

Vom Produktionslos der verwendeten Bewehrungsstäben aus Stahl mit Durchmesser 12 mm für die Platten 1 und 2 (Abb. 7.14) wurden durch die Empa Zugversuche nach EN ISO 6892-1:2019 durchgeführt und so die effektiven Materialkennwerte bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tab. 7.5 und die Spannungs-Dehnungsdiagramme sind in Abb. 7.17 ersichtlich.

Tab. 7.5 Prüfergebnisse der Zugversuche an der Stahlbewehrung für Platten 1 und 2 (d=12mm) und Träger 1 (Bügel d=8mm).

Probenbez.	d	S _n	Probengew.	Probenlg.	F _{p0.2}	R _{p0.2}	F _m	R _m	R _m /R _{p0.2}	A _{gt}	A _{gt} nach ISO 15630-1	A _{gt,manuell}	Bemerkungen
	mm	mm ²	g	mm	kN	MPa	kN	MPa		%	%	%	
ZV_1	12	113.1	435.5	499.4	59.5	526	68.1	602	1.14	7.1	8.2	6.6	Bruch innerhalb Le
ZV_2	12	113.1	442.4	497.0	61.1	540	69.8	617	1.14	6.6	8.1	8.9	Bruch innerhalb Le
ZV_3	12	113.1	442.7	499.1	59.0	522	68.0	601	1.15	6.9	8.4	8.7	Bruch innerhalb Le
Mittelwert	12	113.1	440.2	498.5	59.9	529	68.6	607	1.15	6.9	8.2	8.1	-
M1/ZV1	8	50.3	158.2	401.0	26.7	531	31.0	617	1.16	8	9.2	7.5	Bruch innerhalb Le
M1/ZV2	8	50.3	156.8	399.6	26.7	532	30.6	608	1.14	7.9	9.1	7.5	Bruch innerhalb Le
M1/ZV3	8	50.3	158.2	400.9	26.7	531	30.9	614	1.16	8.9	10.8	9.5	Bruch innerhalb Le
Mittelwert	8	50.3	157.7	400.5	26.7	531	30.8	613	1.2	8.3	9.7	8.2	

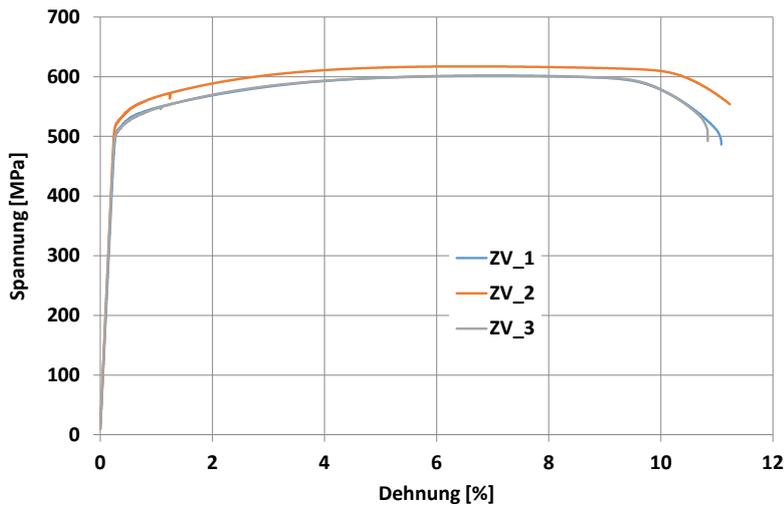


Abb. 7.17 Spannungs-Dehnungsdiagramm der Stahlbewehrung d=12mm für die Platten 1 und 2.

Die Betonfestigkeiten wurden von der Empa gemäss EN 12390-3:2009 (Betonwürfeldruckfestigkeit) und EN 12390-6:2009 (Betonspaltzugfestigkeit) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tab. 7.6 dargestellt. Die Würfeldruckfestigkeiten wurden am gleichen Tag ermittelt an denen die Bruchversuche durchgeführt wurden (Platte 1, 3, 4, 6). Die Würfeldruckfestigkeiten der Platten 2 und 5 wurden während der Ermüdungsversuche ermittelt.

Tab. 7.6 Ermittelte Betonfestigkeiten (jeweils Mittelwert von drei Versuchen an Betonwürfeln). $f_{ck,cube}$ und f_{ct} entsprechen der Betonwürfeldruckfestigkeit und Betonspaltzugfestigkeit, beide an Betonwürfeln ermittelt.

Platte	Alter (Tage)	$f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]	
1	26	45.9	3.35	Am Tag des Bruchversuches
2	70	52.3	-	
3	22	51.9	3.85	Am Tag des Bruchversuches
4	21	47.4	3.05	Am Tag des Bruchversuches
5	67	53.5		
5	151	53.4		
6	16	37.3	2.75	Am Tag des Bruchversuches
7	51	52.7	3.4	Am Tag des Bruchversuches

Bestellt wurde eigentlich ein Beton C30/37 mit einem Grösstkorn von 16 mm (nach SIA 262 [9]: $f_{c,cube} = 37$ N/mm² und $f_{ctm} = 2.9$ N/mm²). Die effektiven Festigkeiten in Tab. 7.6 zeigen, dass die Betonfestigkeiten deutlich höher waren. Einzig die Platte 6 war im gewünschten Bereich, was aber darauf zurückzuführen ist, dass die Platte bereits 16 Tage nach der Herstellung geprüft wurde.

7.2.3 Ermüdungsversuche an den Platten

Wie in der Übersicht in Tab. 7.2 bereits dargestellt, wurden mit zwei Platten Ermüdungsversuche durchgeführt. Es wurden baugleiche Platten wie bei den statischen Bruchversuchen (Platte 2 wie Platte 1 mit Stahlbewehrung und Platte 5 wie Platte 4 mit Basaltfaser-Bewehrung) untersucht. Die Abmessungen der Versuchseinrichtung sind in Abb. 7.19 und Fotos sind in Abb. 7.19 und Abb. 7.20 dargestellt.

Es wurden 100 kN-Ölhydraulikzylinder (LOG Nr. 50.240) zusammen mit einem Pulsator (LOG Nr. 60.360) verwendet, um die statischen und Ermüdungslasten aufzubringen (Abb. 7.19). Die Kräfte wurden mit zwei Kraftmessdosen (LOG Nr. 40.133 und 40.136), die unter den Zylindern angeordnet waren, gemessen (Abb. 7.19 rechts). Die Durchbiegungen in Plattenmitte wurden mit zwei Laser-Weggebern (LOG Nr. 30.330 und 30.332) registriert (Abb. 7.19 rechts). Ausserdem war in Balkenmitte ein DMS auf der Plattenoberseite angeordnet, um die Betonstauchung zu messen.

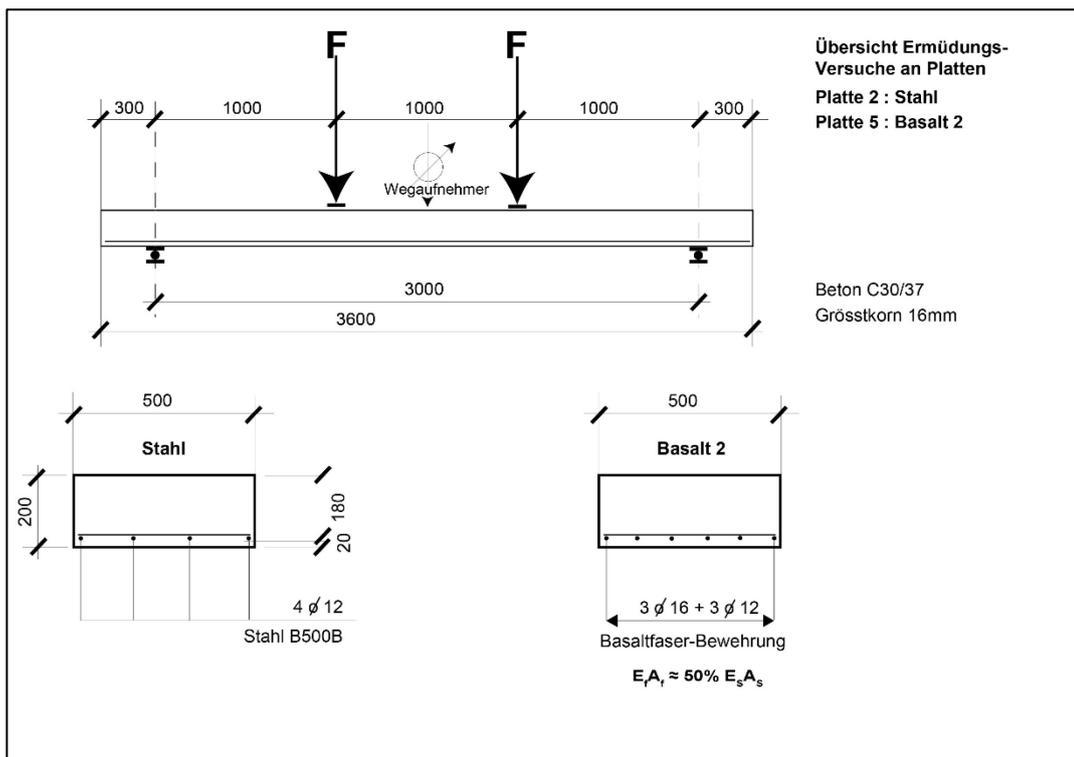


Abb. 7.18 Abmessungen, Bewehrungen, Querschnitte und Versuchsprogramm der Ermüdungsversuche.



Abb. 7.19 Links: Versuchseinrichtung der Ermüdungsversuche von hinten. Der linke grüne Kasten ist der Pulsator, der rechte grüne Kasten ist das Steuerpult. Rechts: Kraftmessdosen zur Kraftmessung und Laser-Weggeber in Balkenmitte.

Die Ermüdungsversuche liefen 24h, auch über das Wochenende. Deshalb wurden Endschalter angeordnet, die bei grösseren Zunahmen der Durchbiegungen den Versuch automatisch abstellten.

Zu Beginn der Versuche wurden die Platten dreimal statisch auf 20 kN belastet, um die üblichen Betonrisse zu erhalten. Anschliessend wurde die Ermüdungsbelastung mit einer oberen Last von 20 kN und einer unteren Last von 5 kN gestartet. Zu Beginn wurde das Einspielen der Ermüdungsbelastung mit 200 Hz gemessen. Während der Ermüdungsphase wurden jede Minute die maximalen und minimalen Werte pro Messminute registriert.



Abb. 7.20 Die gesamte Versuchseinrichtung der Ermüdungsversuche von vorne. Platte 5 unter statischer Belastung.

Die Ober- und Unterlasten wurden so gewählt, dass beim Stahl ein Ermüdungsbruch auftritt. Gemäss SIA 262 muss die Zugspannungsamplitude in der Stahlbewehrung kleiner als 145 MPa sein, so dass kein Ermüdungsbruch auftritt. Mit Hilfe einer Querschnittsanalyse wurden die Zugspannungen berechnet, siehe Abb. 7.21. Details der Berechnung sind im Kapitel 8.1 erklärt. Es ist ersichtlich, dass bei Ober- und Unterlasten von 20 und 5 kN eine Zugspannungsamplitude in der Stahlbewehrung von etwa 205 MPa entsteht. Bei der Platte 5 liegt diese wegen dem doppelten Querschnitt der Basaltfaser-Bewehrung bei nur rund

100 MPa. Somit ist ein Ermüdungsbruch der Stahlbewehrung zu erwarten. Wegen dem deutlich tieferen Elastizitätsmodul ist hingegen zu beachten, dass die Durchbiegungen von Platte 5 doppelt so gross sind wie bei Platte 2.

Die ermittelten Betonfestigkeiten sind in Tab. 7.6 zusammengestellt. Die Platten 1 und 2 (Stahl) und Platten 4 und 5 (Basalt) weisen eine ähnliche Betonfestigkeit im Bereich von 46 bis 54 MPa auf.

Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche sind in Kapitel 7.4 dargestellt. Da die Platte 5 im Ermüdungsversuch nicht versagte, wurde die Platte ausgebaut und in der Versuchseinrichtung für statische Versuche (siehe Beschreibung in Kapitel 7.2.2) bis zum Bruch belastet.

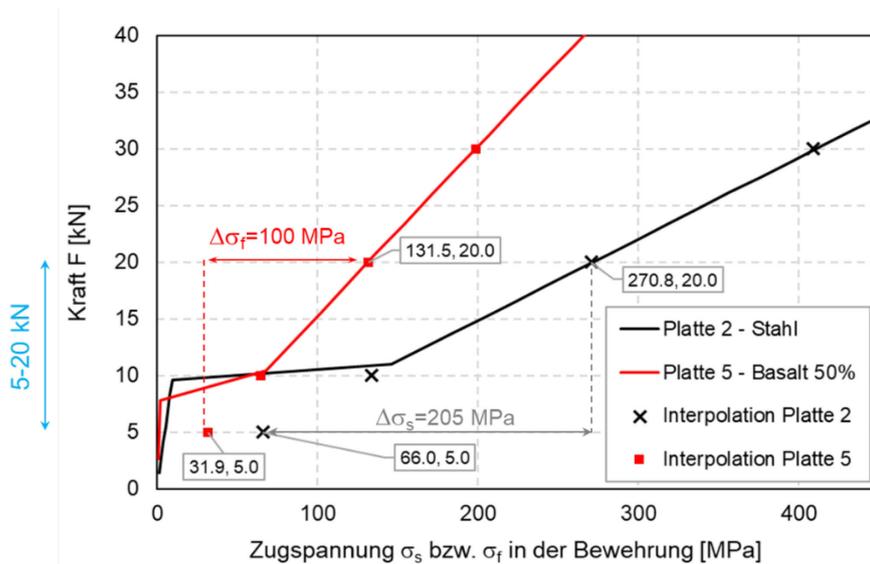


Abb. 7.21 Mit Hilfe einer Querschnittsanalyse berechnete Zugspannungen in der Bewehrung der Platten 2 und 5. Siehe Tab. 8.3.

7.2.4 Statische Bruchversuche an Trägern

Wie in der Übersicht in Tab. 7.2 bereits beschrieben, wurden neben den Plattenversuchen auch Trägerversuche durchgeführt. Das Ziel dieser Versuche war, das Verhalten von mit Basaltfaser-Bügel bewehrten Bauteilen unter Schubbeanspruchung zu ermitteln. Auch der Einfluss des sehr viel tieferen Elastizitätsmoduls auf das Schubtragverhalten sollte untersucht werden. Die Träger wurden so bemessen, dass ein Schubbruch unter maximaler Beanspruchung der Bügel erwartet werden durfte. Als Referenz wurde ein Träger mit Stahl-Bügelbewehrung geprüft. In diesem Träger 1 waren Stahl-Bewehrungsbügel mit einem Durchmesser von 8 mm, im Träger 2 Basalt-Bewehrungsbügel mit einem Durchmesser von etwa 12 mm angeordnet. Somit betrug die Steifigkeit der Bügel bei Träger 2 etwa 53% der Bügel des Trägers 1 (siehe Tab. 7.7). Von den verwendeten Stahlbügeln mit einem Durchmesser von 8 mm für Träger 1 wurden Zugversuche durchgeführt und so die effektiven Materialwerte bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tab. 7.5 dargestellt. Fotos der Bügel können Abb. 7.7 und Abb. 7.8 entnommen werden.

Tab. 7.7 Übersicht der Steifigkeiten der Bewehrungen in der Platten

Platte Nr.	Bewehrung	Bügeldurchmesser [mm]	Querschnitt, zwei-schnittig A_s or A_f [mm ²]	E-Modul [GPa]	Steifigkeit EA
Träger 1	Stahl	8	101	205	$E_s A_s$
Träger 2	Basalt	12	226	48.5	$E_f A_f \approx 53\% E_s A_s$

Die Bewehrungen der beiden Träger sind in Abb. 7.22 in der Längsansicht und im Querschnitt in Abb. 7.23 dargestellt. Fotos der Basalt-Bewehrung des Trägers 2 sind ausserdem in Abb. 7.12 und Abb. 7.13 abgebildet. In Abb. 7.7 sind Fotos der Stahl- und Basaltbügel dargestellt.

Um einen genügend grossen Biege widerstand zu erzielen, wurden in beiden Trägern 4 Stahlstäbe TOP700 mit 26 mm Durchmesser verwendet (Abb. 7.22 und Abb. 7.23). Die Festigkeit dieser Stäbe wurde nicht geprüft, gemäss SIA 262 [9] haben sie eine Fließgrenze von 700 MPa. Die Stahlstäbe mit 26 mm Durchmesser wiesen an den Enden jeweils eine mit Muttern an diese verschraubte Rundplatte auf, die als Endverankerung diente.

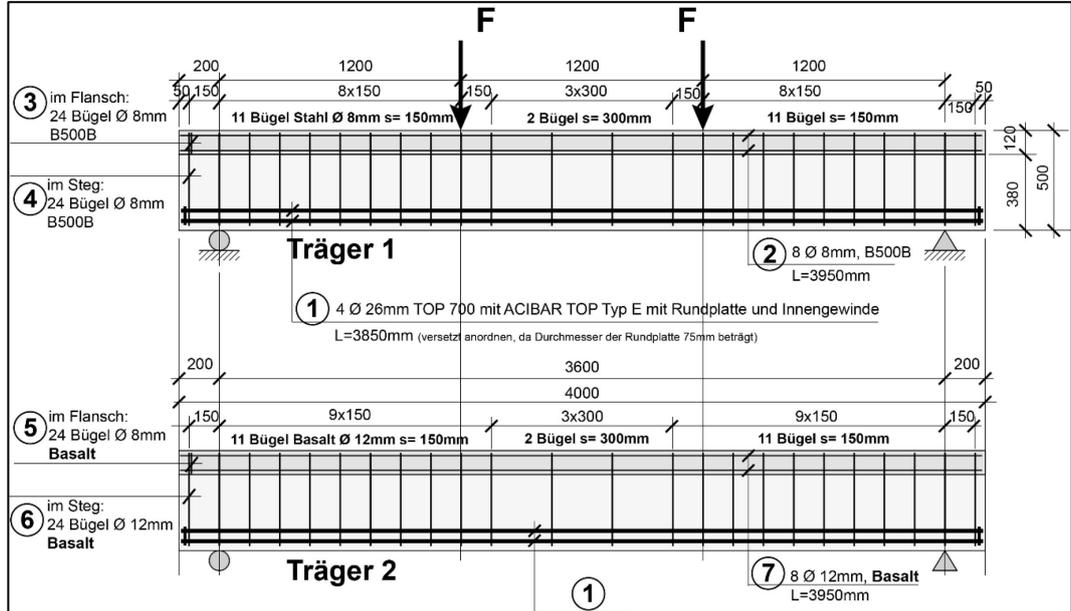


Abb. 7.22 Die Abmessungen und die Bewehrungen der beiden Träger 1 und 2.

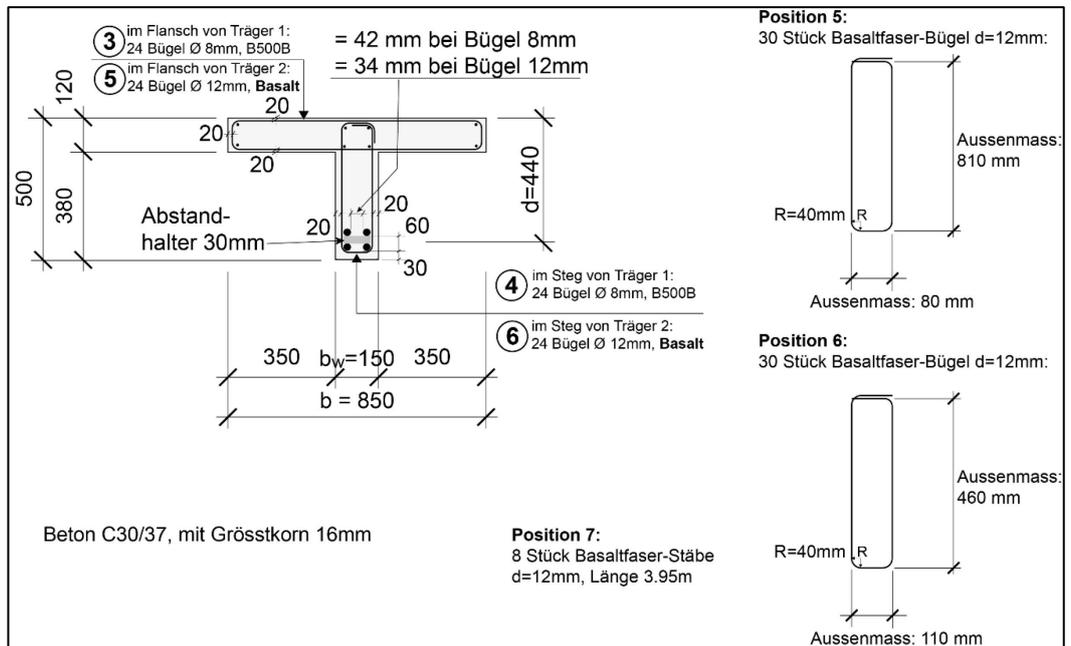


Abb. 7.23 Die Abmessungen und die Bewehrungen der beiden Träger 1 und 2 im Querschnitt. Ausserdem sind die Abmessungen der Basalt-Bügel dargestellt.

Die Betonfestigkeiten wurden von der Empa gemäss EN 12390-3:2009 (Betonwürfeldruckfestigkeit) und EN 12390-6:2009 (Betonspaltzugfestigkeit) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tab. 7.8 dargestellt. Die Würfeldruckfestigkeiten wurden am gleichen Tag ermittelt an denen die Bruchversuche durchgeführt wurden. Bestellt wurde wie für die Platten ein Beton C30/37 mit einem Grösstkorn von 16 mm (nach SIA 262 [9]: $f_{c,cube} = 37 \text{ N/mm}^2$ und $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$). Es sind wieder deutlich höhere Betonfestigkeiten gemessen worden als erforderlich.

Tab. 7.8 Ermittelte Betonfestigkeiten (jeweils Mittelwert von drei Versuchen an Betonwürfeln).

Träger	Alter (Tage)	$f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]	Bemerkung
1	61	56.3	4.0	Am Tag des Bruchversuches
2	87	50.7	3.3	Am Tag des Bruchversuches

Diese Bruchversuche wurden als Vier-Punkt-Biegeversuche durchgeführt, siehe Abb. 7.24 und Abb. 7.26. Die Auflager sind in Abb. 7.25 rechts gut ersichtlich. Es wurden zwei 700 kN Hydrel-Zylinder (LOG Nr. 50.140) verwendet. Unter dem rechten Zylinder war eine 500 kN Kraftmessdose angeordnet (LOG Nr. 40.620), siehe Abb. 7.27. In der Balkenmitte wurde die Durchbiegung mit zwei 100 mm Weggebern (LOG Nr. 30.672 und 30.675) gemessen. In Trägermitte war ausserdem ein 150 mm langer DMS auf der Oberseite angeordnet um die Betonstauchung zu messen (Abb. 7.25 links). Zusätzlich waren an der Trägerunterseite zwei 10 mm Wegaufnehmer befestigt, um die Dehnung über eine Länge von 300 mm aufzunehmen (Abb. 7.24 und Abb. 7.27 rechts). Am rechten Zylinder war ein zusätzlicher Weggeber montiert, mit dem die Belastungsgeschwindigkeit (Maschinenweg-Geschwindigkeit) kontrolliert wurde. Die Versuche wurden mit einer Zylinderweggeschwindigkeit von 0.6 mm/min durchgeführt.

Mit einem Bildkorrelationsmessgerät wurden ausserdem die 3D Verformungen der Schubfelder (zwischen Auflager und Belastungspunkt) kontinuierlich aufgenommen. Dazu wurde auf den Steg ein schwarz-weisses Muster aufgebracht, siehe Abb. 7.27 rechts. In Abb. 7.26 ist ersichtlich, dass zwei Messfelder mit insgesamt vier Kameras verwendet wurden, um beide Schubfelder aufzunehmen. Mit Hilfe dieser Messungen wurden Verformungen, Rissbilder, Rissweiten und Rissabstände bestimmt.

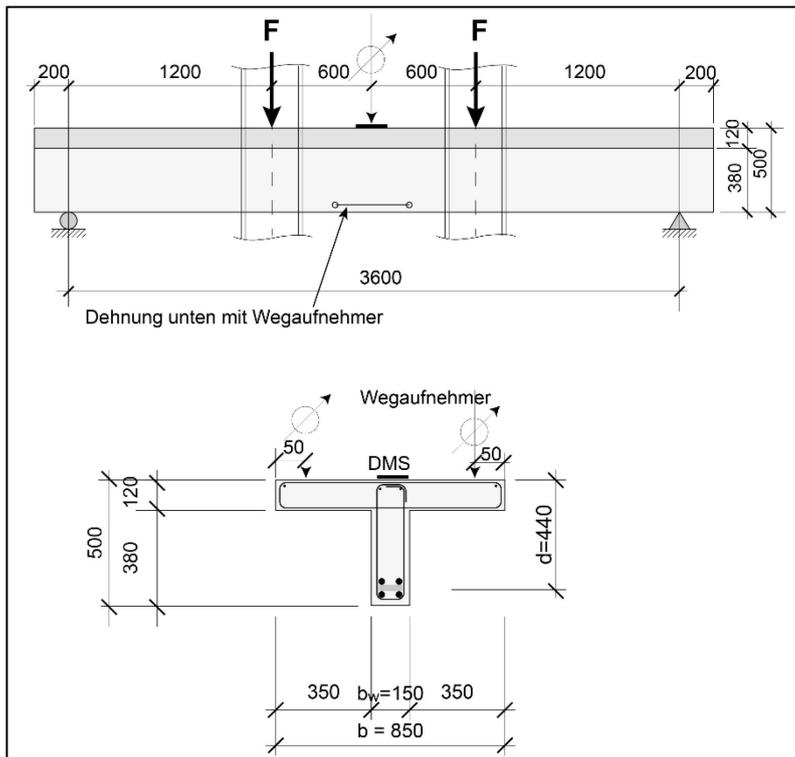


Abb. 7.24 Versuchs- und Messeinrichtung der statischen Belastungsversuche an den Trägern 1 und 2.

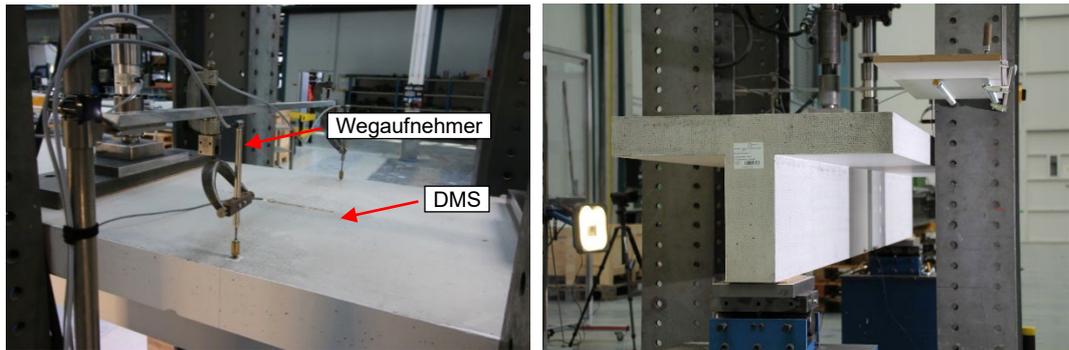


Abb. 7.25 Links: Trägermitte mit Wegaufnehmer und DMS. Rechts: Träger 2 vor dem Versuch.



Abb. 7.26 Versuchseinrichtung der statischen Belastungsversuche an den Trägern 1 und 2. Stative der Bildkorrelationsmessungen an den beiden Schubfeldern (Bereich zwischen Auflager und Belastung).

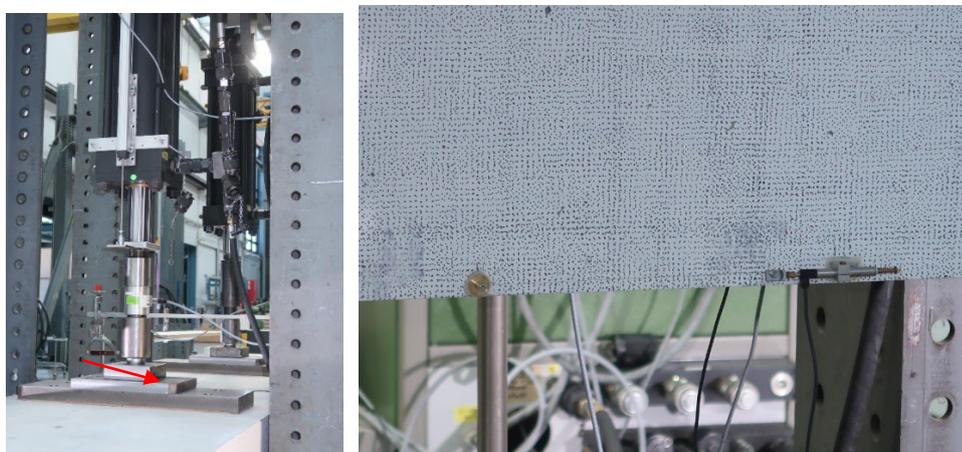


Abb. 7.27 Links: Kraftmessdose unter dem Prüfzylinder (Pfeil). Rechts: Wegaufnehmer an der Balkenunterseite zur Messung der Dehnung in Balkenmitte.

7.3 Resultate der statischen Bruchversuche an Platten

7.3.1 Bruchverhalten

In Platte 1 trat die für Stahlbeton typische Bruchart "Betonstauchen während Stahlfließen" auf, siehe Abb. 7.28 und Abb. 7.29. Bei den Basaltfaser-bewehrten Platten 3, 4 und 6 wurde hingegen jeweils ein Schubbruch beobachtet, siehe Abb. 7.28, Abb. 7.29, Abb. 7.30 und Abb. 7.31. Die Platte 3 brach in zwei Teile und fiel deshalb auf den Boden (Abb. 7.29). Für die weiteren Versuche wurden deshalb Unterstüztungen angeordnet.



Abb. 7.28 Platten 1, 3, 4 und 6 nach dem Bruch.

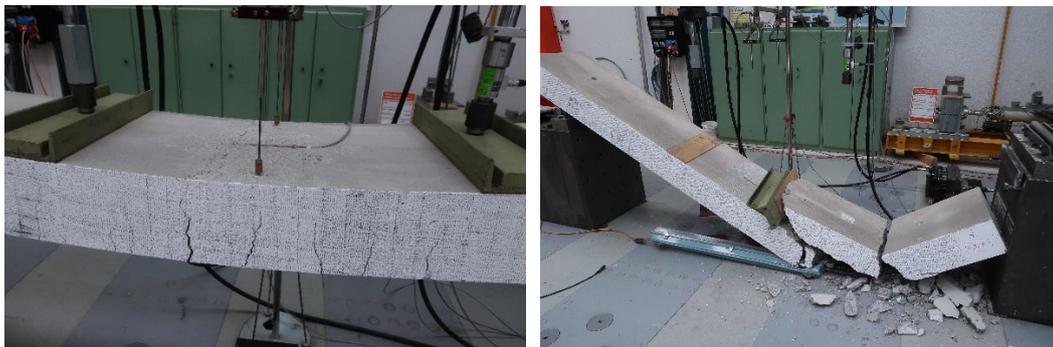


Abb. 7.29 Links: Betonstauchen in Plattenmitte bei Platte 1. Rechts: vollständiger Schubbruch der Platte 3.



Abb. 7.30 Links: Detailfoto des Schubbruches in Platte 4. Rechts: Detailfoto des Schubbruches an der Rückseite der Platte.



Abb. 7.31 Links: Detailfoto des Schubbruches in Platte 6. Rechts: Detailfoto des Schubbruches an der Rückseite der Platte.

7.3.2 Durchbiegung und Betonstauchung

Das Kraft-Durchbiegungsverhalten der vier Platten ist in Abb. 7.32 und das Kraft-Betonstauchungsverhalten in Abb. 7.33 dargestellt.

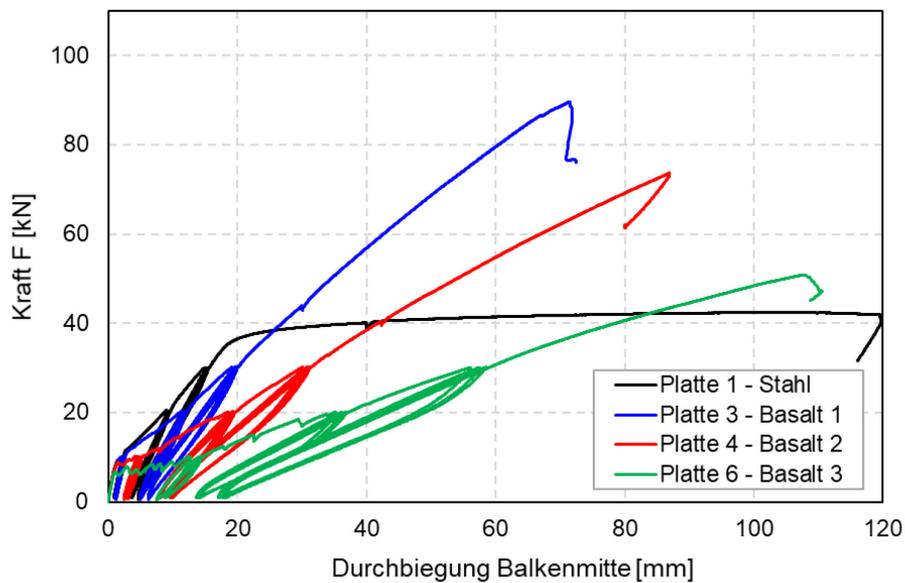


Abb. 7.32 Kraft F – Durchbiegung in Plattenmitte der vier statischen Bruchversuche an den Platten.

Die Anfangssteifigkeiten in Abb. 7.32 sind verschieden, wie bereits in Kapitel 7.2.2 und mit Tab. 7.4 thematisiert. Für Platte 3 war die gleiche Steifigkeit wie Platte 1 geplant. Da die Durchmesser der Basaltfaser-Bewehrungen geringer waren als vorgesehen, resultierte eine etwas tiefere Steifigkeit für Platte 3 gegenüber Platte 1.

In Abb. 7.33 ist das Kraft-Betonstauchungsverhalten der vier Platten dargestellt. Die Betonstauchung betrug bei der Platte 1 fast 5 ‰. Auch die anderen Platten wiesen höhere Werte als 3 ‰ auf. Dieser Wert wird nach SIA 262 [9] üblicherweise als Bemessungswert angesetzt.

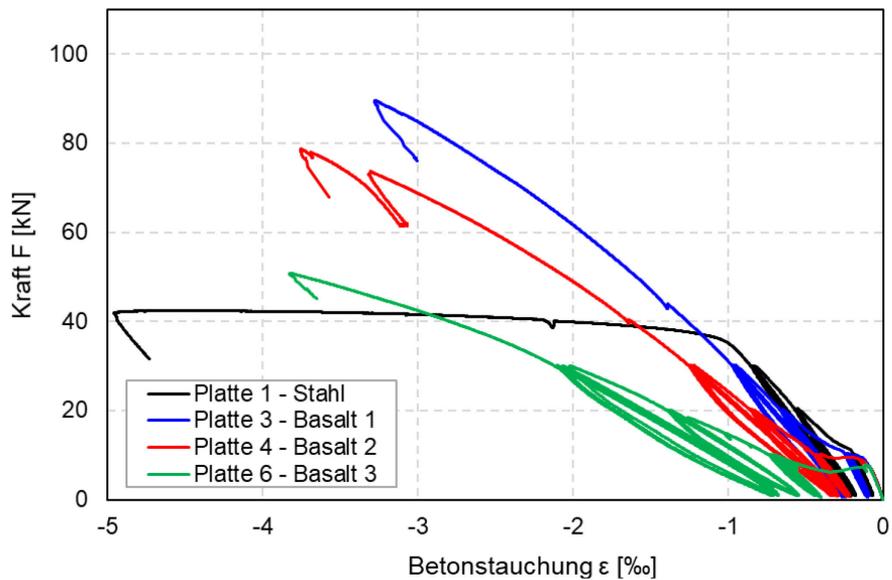


Abb. 7.33 Kraft F – Betonstauchung in Plattenmitte der vier statischen Bruchversuche an den Platten.

7.3.3 Rissbilder und Rissweiten

Mit Hilfe der Bildkorrelationsmessungen konnten die Rissbilder, Rissweiten und Rissabstände bestimmt werden. In Abb. 7.34 sind die Rissbilder der vier Platten bei einer Belastung von 20 kN dargestellt. Die Rissweiten der vier Platten während den verschiedenen Belastungszyklen sind in Abb. 7.35 ersichtlich, die direkten Vergleiche der vier Platten in Abb. 7.36.

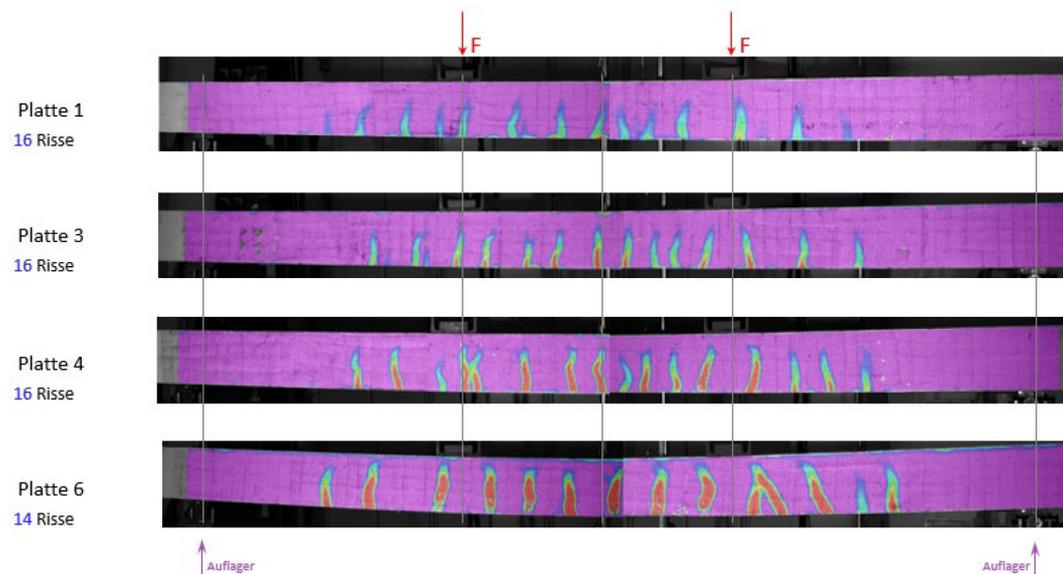
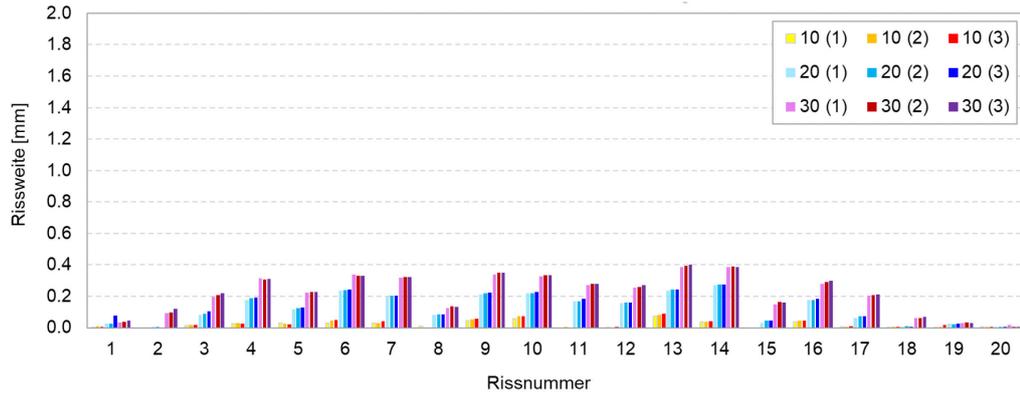
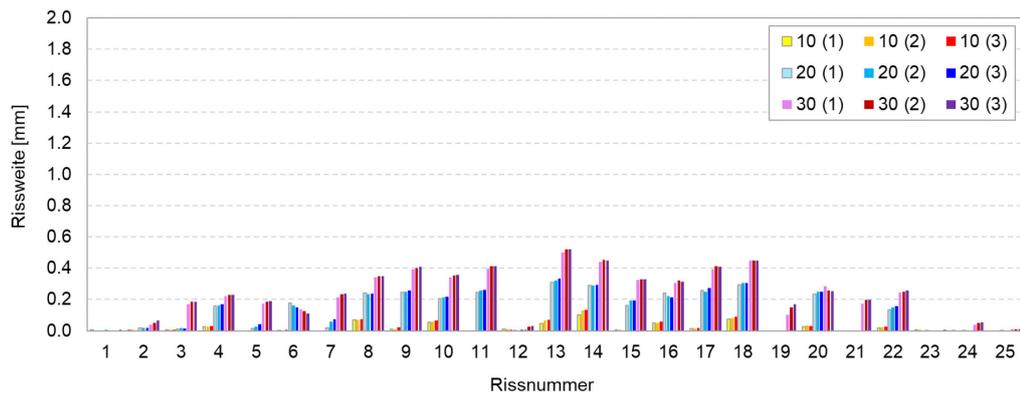


Abb. 7.34 Ergebnisse der Bildkorrelationsmessungen. Vergleich der Rissbilder der vier Plattenversuche bei einer Belastung von 20 kN. Breite Rissöffnungen erscheinen in roter Farbe, geringe in dunkelblauer Farbe.

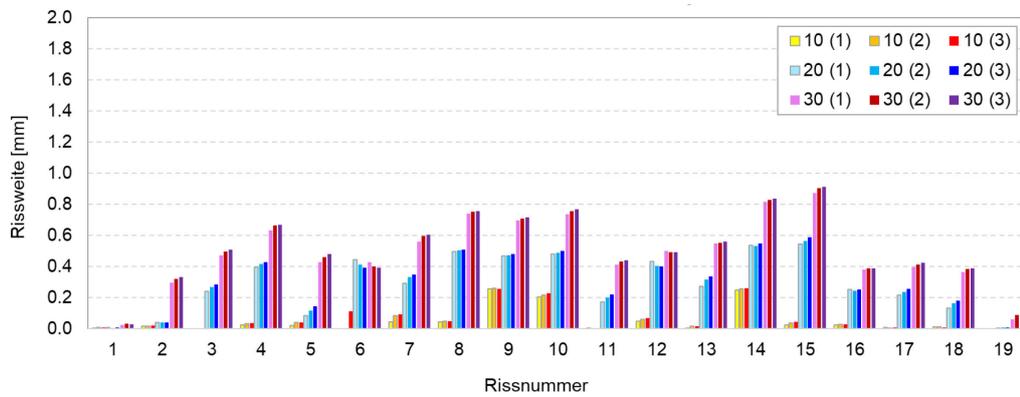
Platte 1



Platte 3



Platte 4



Platte 6

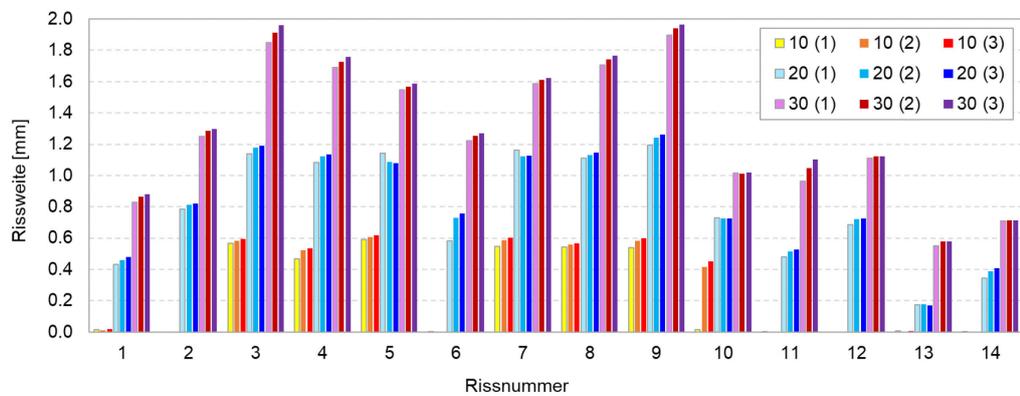
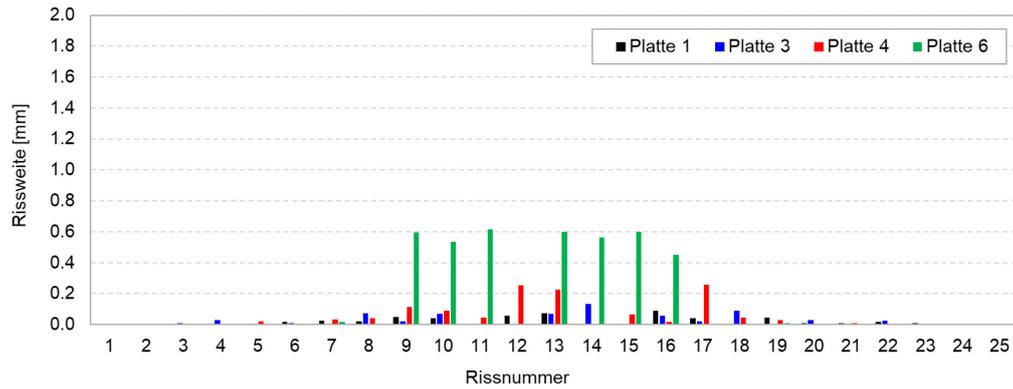
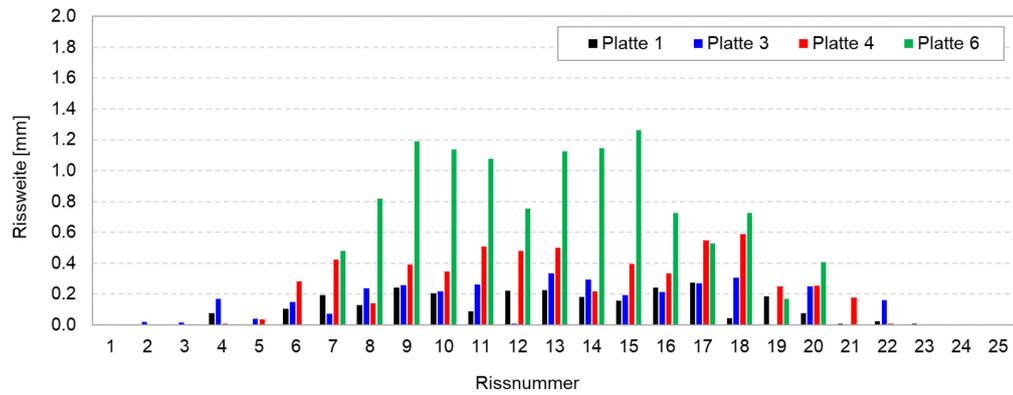


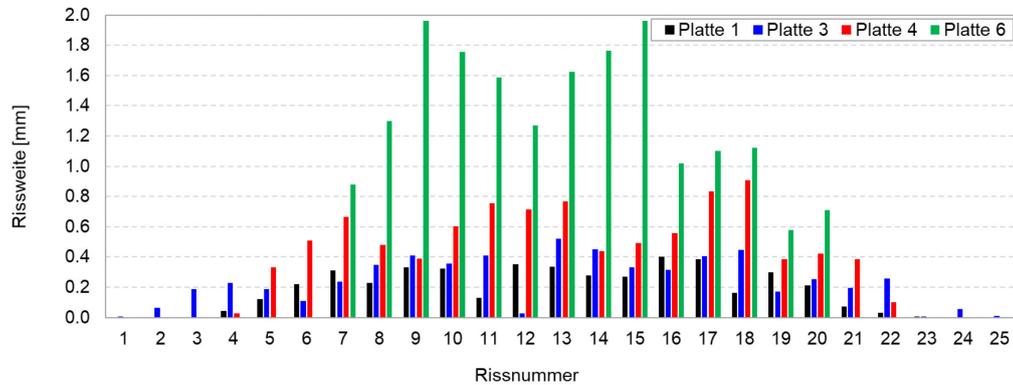
Abb. 7.35 Rissweiten der vier Platten.



(a) Bei 10 kN



(b) Bei 20 kN



(c) Bei 30 kN

Abb. 7.36 Rissweiten der drei Belastungszyklen.

Zusätzlich zu den Bildkorrelationsmessungen wurden bei bestimmten Lastzyklen Fotos der Plattenunterseite gemacht. Diese sind in Abb. 7.37 und Abb. 7.40 gezeigt.

Die Summe und die Mittelwerte der Rissweiten sind in Abb. 7.38 und Abb. 7.39 ,die Anzahl der Risse in Abb. 7.41 dargestellt.

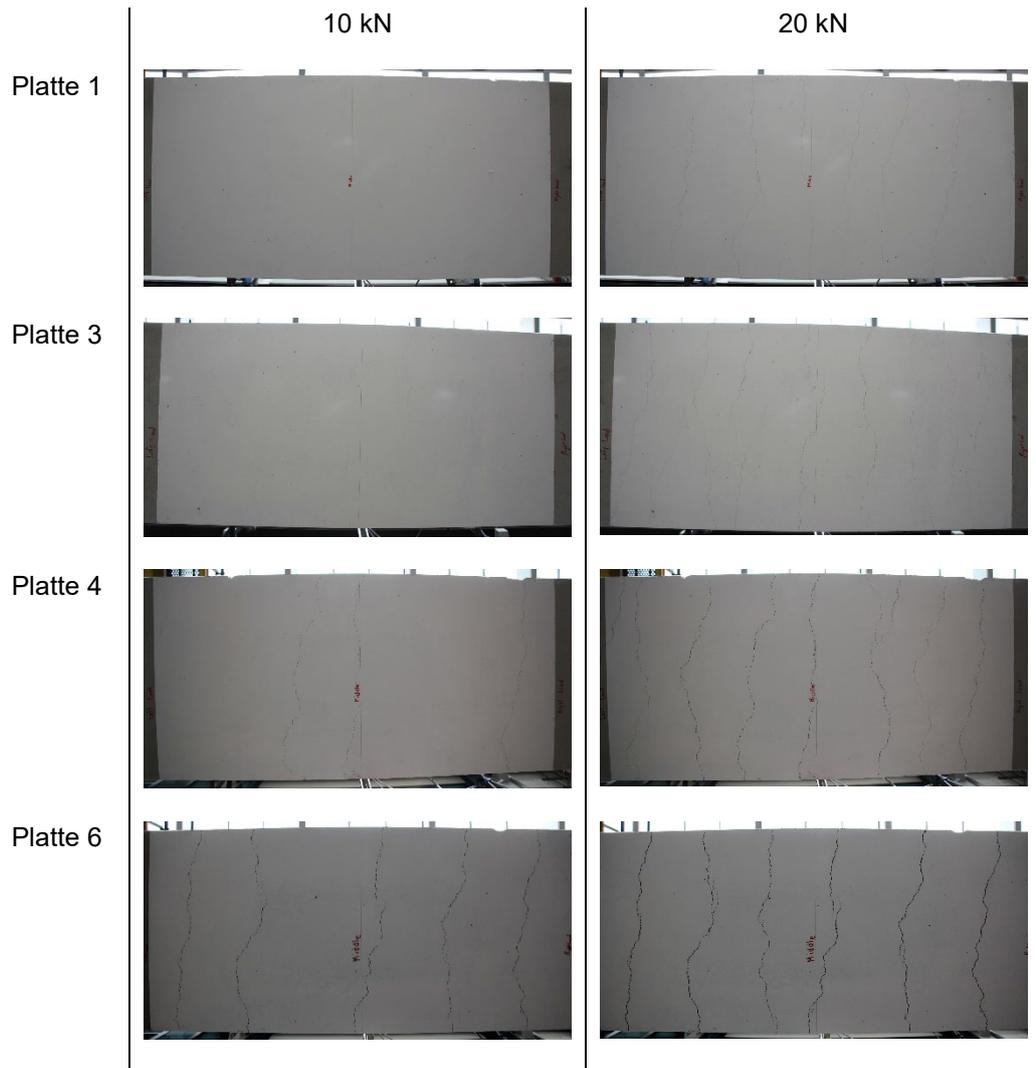


Abb. 7.37 Fotos der Risse an der Plattenunterseite in Plattenmitte (middle: Plattenmitte).

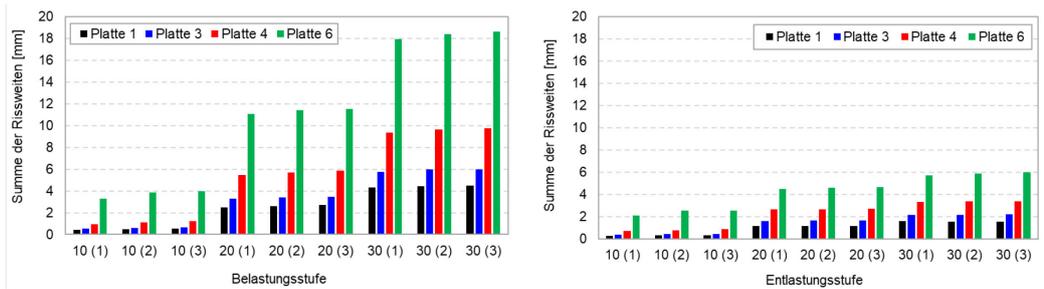


Abb. 7.38 Summe der Rissweiten. Links beim Belasten, Rechts: nach der Entlastung.

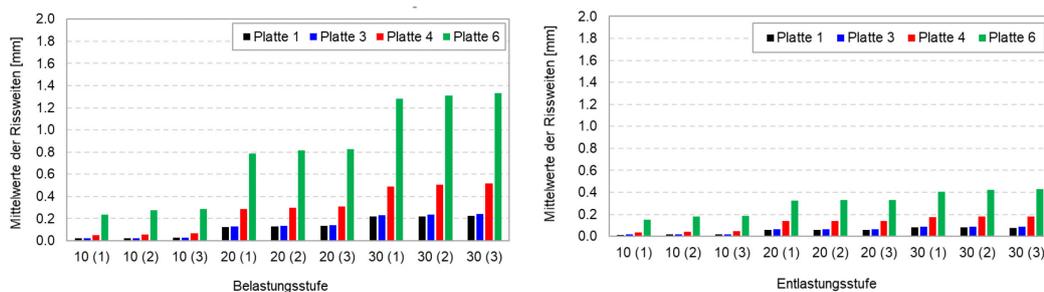


Abb. 7.39 Mittelwerte der Rissweiten.

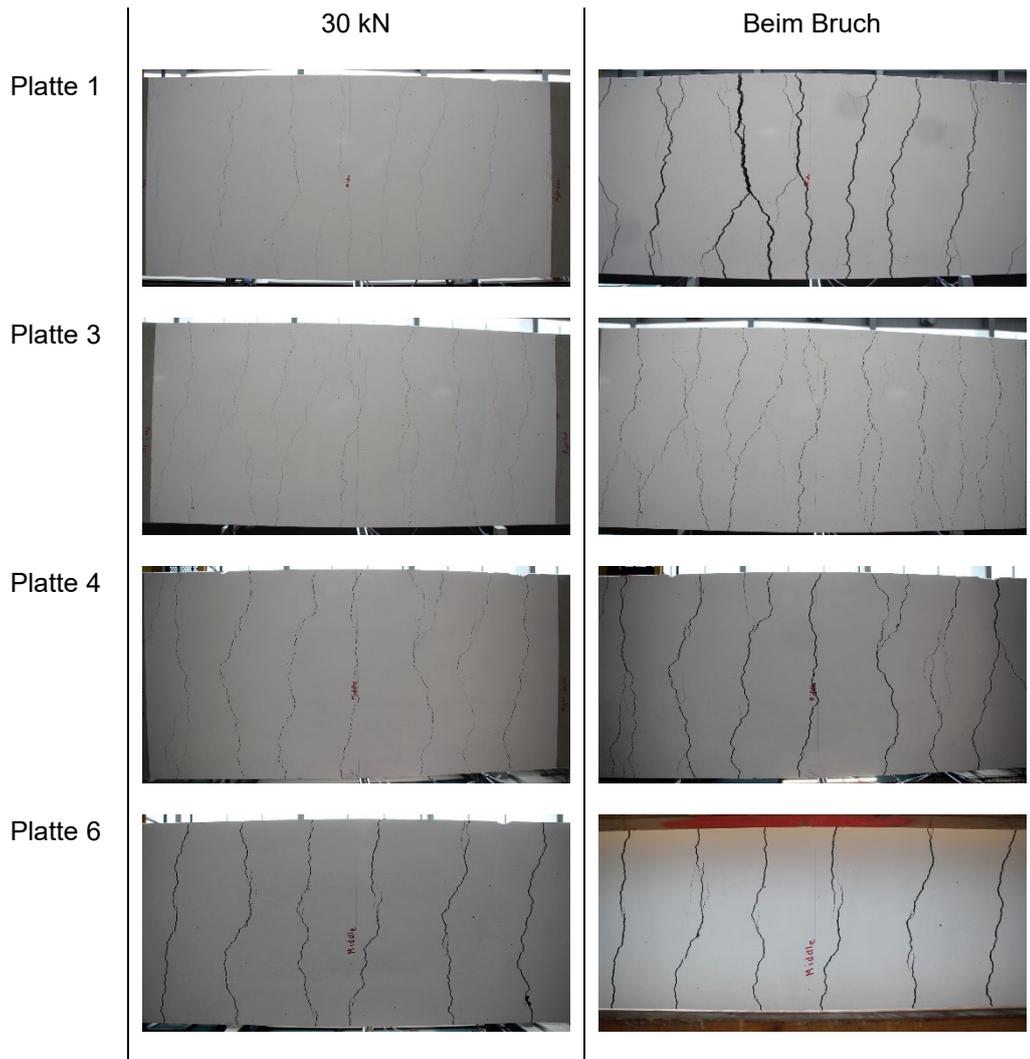


Abb. 7.40 Fotos der Risse an der Plattenunterseite in Plattenmitte (middle: Plattenmitte).

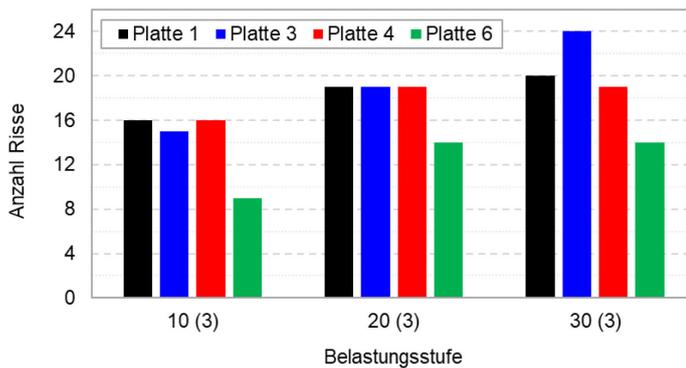


Abb. 7.41 Anzahl der Risse nach drittem Belastungszyklus.

Die Rissweiten sind für die mit Stahl bewehrte Platte 1 insgesamt am geringsten. Sie nehmen mit abnehmender Steifigkeit zu.

Die Rissverteilung ist für die Platten 1 (Stahlbewehrung), 3 und 4 praktisch identisch, für die Platte 6 resultieren deutlich weniger Risse.

7.3.4 Platte 7 mit Basaltfaser-Bügeln

Wie oben beschrieben wurde das Prüfprogramm durch eine Platte mit Basaltbügelbewehrung erweitert (Platte 7), welche den gleichen Biegebewehrungsgehalt aufwies wie

Platte 4. Das Kraft-Durchbiegungsverhalten und das Kraft-Betonstauchungsverhalten dieser Platte 7 im Vergleich zu den anderen Platten ist in Abb. 7.42 und Abb. 7.43 abgebildet. Der Versuch wurde gestoppt, als deutlich sichtbares Betonstauchen auftrat, obwohl die Kraft noch nicht abfiel (siehe Abb. 7.42 und 7.45).

Die Biegesteifigkeit der Platte 7 ist etwas tiefer als die der Platte 4. Der Grund dafür ist unklar. Möglicherweise hatten die Basaltfaser-Bewehrungen etwas andere Querschnitte und/oder Elastizitätsmodule, da sie in einer anderen Charge hergestellt wurden. Die Versagensart war ein Betonstauchen. Fotos des Betonstauchens sind in Abb. 7.44 bis Abb. 7.46 ersichtlich. Es sind auch deutliche Biegeschubrisse sichtbar.

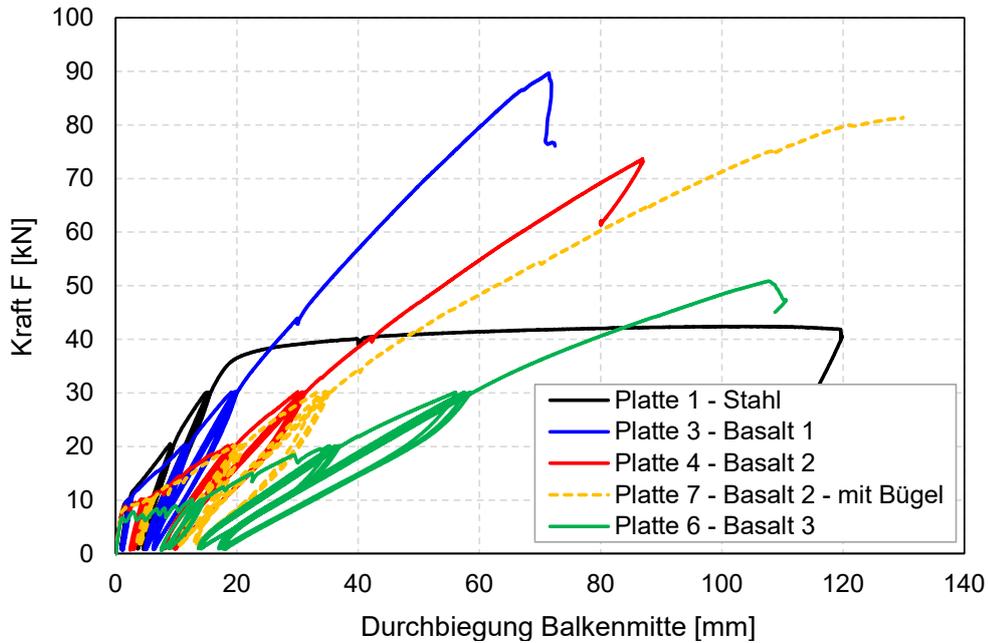


Abb. 7.42 Kraft F – Durchbiegung in Plattenmitte der Platte 7 mit Basaltfaser-Bügel im Vergleich zu den ersten vier statischen Bruchversuchen ohne Bügelbewehrung.

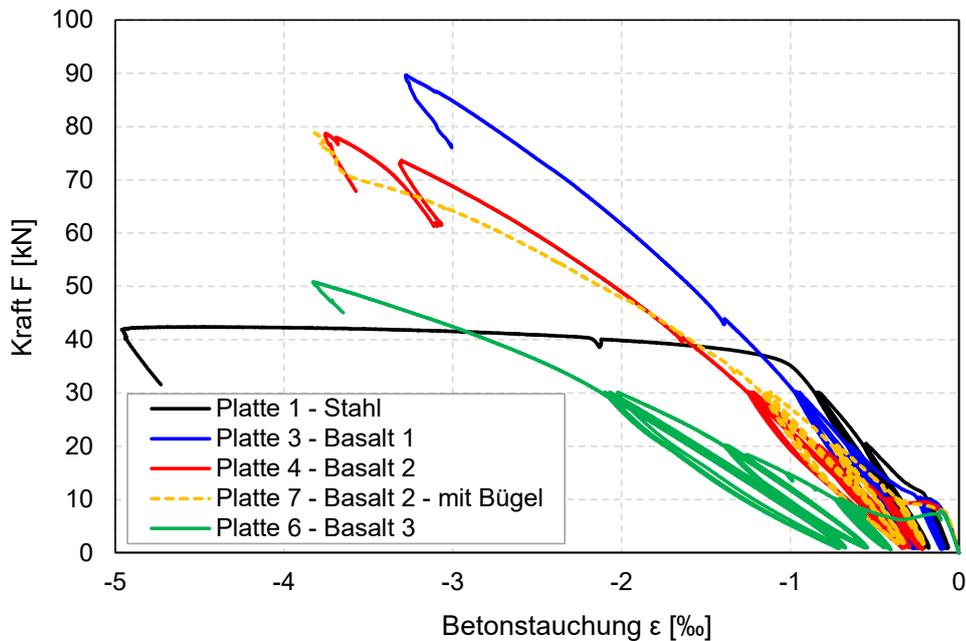


Abb. 7.43 Kraft F – Betonstauchung in Plattenmitte der Platte 7 mit Basaltfaser-Bügel im Vergleich zu den ersten vier statischen Bruchversuchen ohne Bügelbewehrung.



Abb. 7.44 Frontansicht Platte 7 am Ende des Versuches.

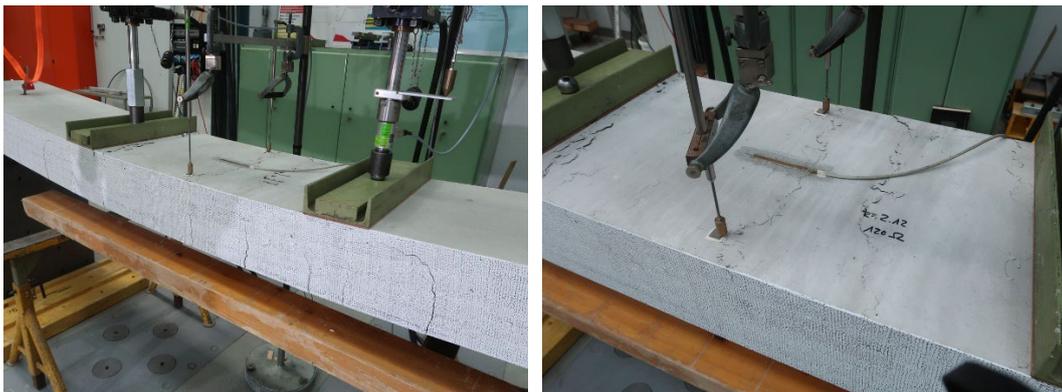


Abb. 7.45 Links: Betonstauchen der Platte 7 am Ende des Versuches. Rechts: Nahaufnahme des Betonstauchens.

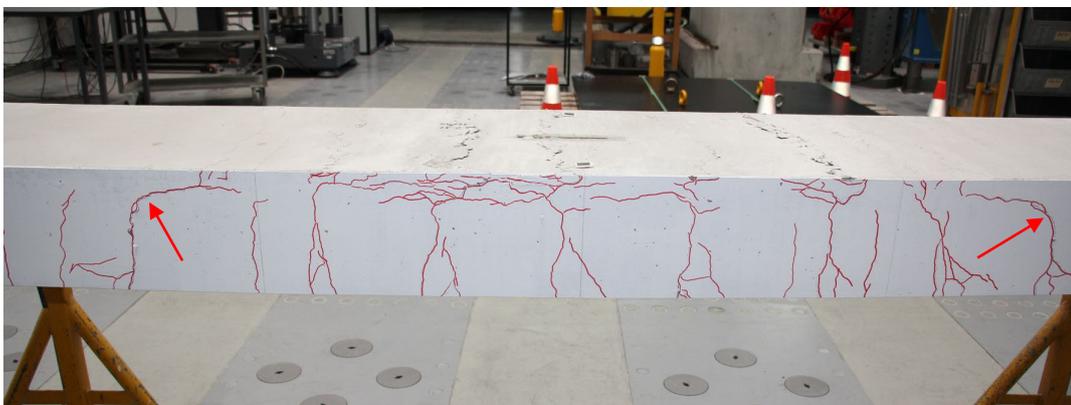


Abb. 7.46 Angezeigte Risse nach dem Versuch. Gut sichtbar sind die Biegeschubrisse, die in die Druckzone laufen (Pfeile) und das Betonstauchen.

7.4 Resultate der Ermüdungsversuche an Platten

7.4.1 Platte 2 mit Stahlbewehrung

Wie oben beschrieben, wurde die Platte 2 vor dem Starten der Ermüdungsbeanspruchung statisch auf 20 kN belastet. In Abb. 7.47 sind Fotos der Risse nach den drei Belastungszyklen dargestellt. Das Kraft-Durchbiegungsverhalten der drei Belastungszyklen im Vergleich zur ebenfalls mit Stahl bewehrten Platte 1 ist in Abb. 7.48 links dargestellt.

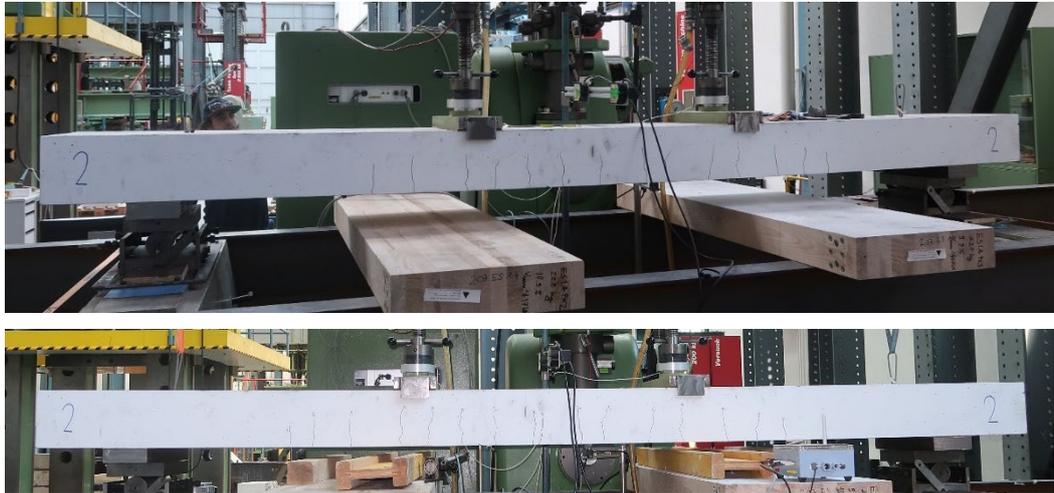


Abb. 7.47 Risse nach den ersten drei statischen Belastungszyklen der Platte 2.

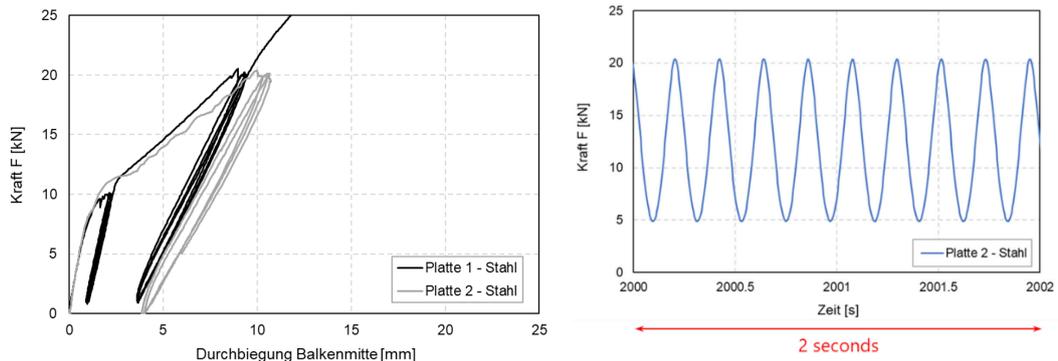


Abb. 7.48 Links: Kraft F – Durchbiegung der Platte 2 in Plattenmitte während den ersten drei statischen Belastungszyklen im Vergleich zur statischen Belastung der ebenfalls mit Stahl bewehrten Platte 1. Rechts: Typische Belastungsphase der Platte 2 während dem Ermüdungsversuch über eine Zeitdauer von 2 Sekunden.

In Abb. 7.48 rechts ist die gemessene Kraft während der Ermüdungsphase über eine Zeitdauer von 2 Sekunden beispielhaft dargestellt. Die Frequenz betrug 4.6 Hz.

In Abb. 7.49 ist die Übersicht über den gesamten Ermüdungsversuch an Platte 2 gezeigt. Links sind die maximalen und minimalen Kraftwerte und rechts die maximalen und minimalen Durchbiegungen pro Minute gegeben. Es ist ersichtlich, dass nach etwas 648'000 Lastzyklen Ermüdungsbrüche der Stahlbewehrungen auftraten. Bei der verwendeten Versuchseinrichtung mit Pulsatoren werden die Kräfte mit Öldruck manuell angepasst. Die Brüche traten in der Nacht auf, so dass die Steifigkeit der Platte kleiner wurde und somit auch die Ermüdungskräfte etwa abnahmen. Beim dritten Ermüdungsbruch stellte die Maschine dann den Ermüdungsversuch ganz ab. In Abb. 7.50 sind Fotos der Ermüdungsbrüche gegeben.

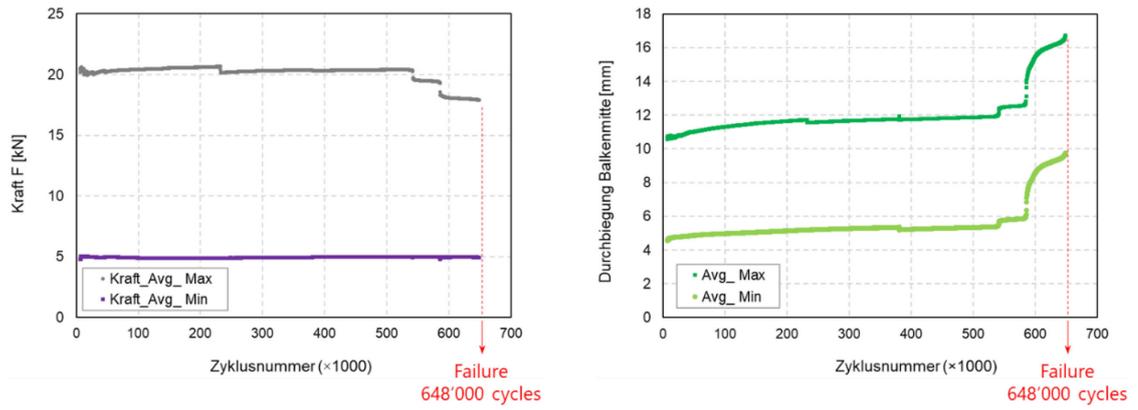
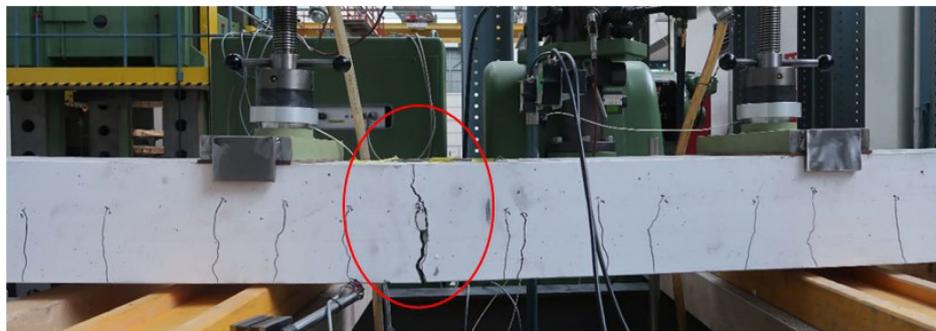
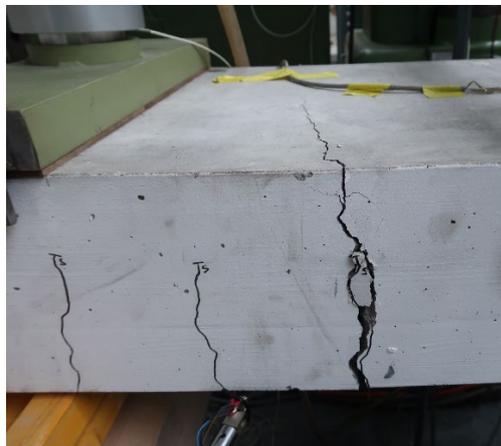


Abb. 7.49 Bruch nach 648'000 Zyklen der Platte 2. Links: Kraft F - Lastzyklen. Rechts: Durchbiegung-Lastzyklen.



(a) Seitenansicht



(b) Haupttriss



(c) Unterseite



(d) Ermüdungsbruch der Stahlbewehrung.

Abb. 7.50 Ermüdungsbrüche nach 648'000 Lastzyklen der Platte 2.

7.4.2 Platte 5 (mit Basaltfaser-Bewehrung)

Analog wie bei Platte 2 wurden die Platte 5 vor dem Starten der Ermüdungslasten statisch auf 20 kN belastet. In Abb. 7.51 ist ein Foto der Risse nach den drei Belastungszyklen dargestellt. Das Kraft-Durchbiegungsverhalten der drei Belastungszyklen im Vergleich zur ebenfalls mit Basaltfaserstäben bewehrten, statisch belasteten Platte 4 ist in Abb. 7.52 links gegeben.

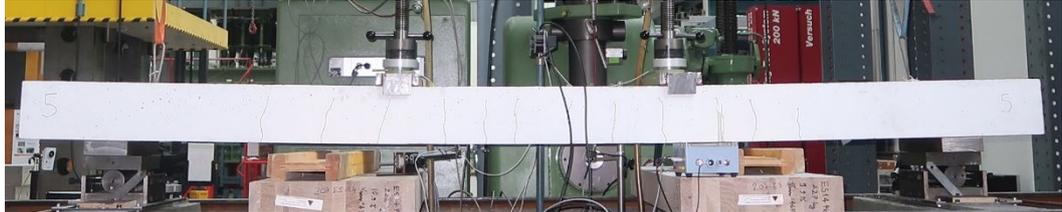


Abb. 7.51 Risse nach den ersten drei statischen Belastungszyklen der Platte 5.

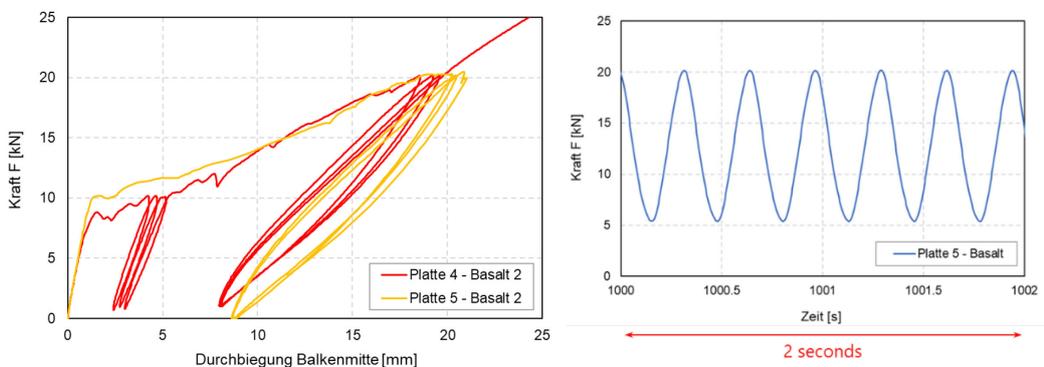


Abb. 7.52 Kraft F – Durchbiegung in Plattenmitte der ersten drei statischen Belastungszyklen der Platte 5 im Vergleich zur statischen Belastung der Platte 4. Rechts: Typische Belastungsphase der Platte 5 während der ersten zwei Millionen Lastzyklen über eine Zeitdauer von 2 Sekunden.

In Abb. 7.52 rechts ist die gemessene Kraft während der Ermüdungsphase über eine Zeitdauer von 2 Sekunden beispielhaft dargestellt. Die Frequenz betrug während der ersten 2 Millionen Lastwechsel 3.1 Hz. Da sich zeigte, dass es keinerlei Probleme mit der Ermüdungsbelastung gab, wurde die Frequenz nach 2.1 Millionen auf 4.7 Hz erhöht, wie bei Platte 2.

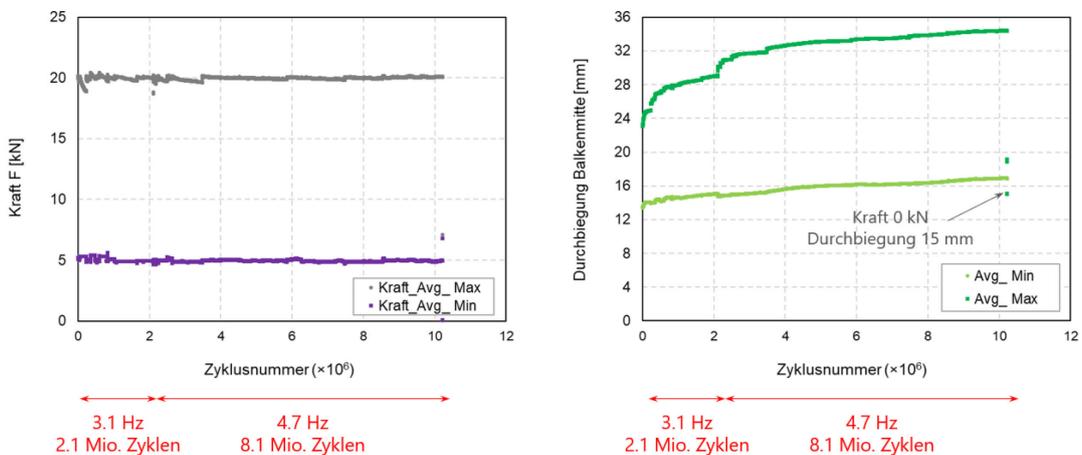


Abb. 7.53 10 Millionen Lastzyklen der Platte 5. Links: Kraft F - Lastzyklen. Rechts: Durchbiegung-Lastzyklen.

In Abb. 7.53 ist die Übersicht über den gesamten Ermüdungsversuch an Platte 5 gezeigt. Links sind die maximalen und minimalen Kraftwerte und rechts die maximalen und minimalen Durchbiegungen pro Minute gegeben. Es ist ersichtlich, dass keine Ermüdungsbrüche auftraten. Die Durchbiegung erhöhte sich aber deutlich.

Die in während der Ermüdungsphase neu aufgetretenen Risse sind in Abb. 7.54 und Abb. 7.55 dargestellt. Die schwarz nachgezeichneten Risse sind diejenigen, die sich während der ersten statischen Belastungszyklen (siehe Abb. 7.51) gebildet haben. Die rot nachgezeichneten Risse haben sich während der Ermüdungsphase neu gebildet.

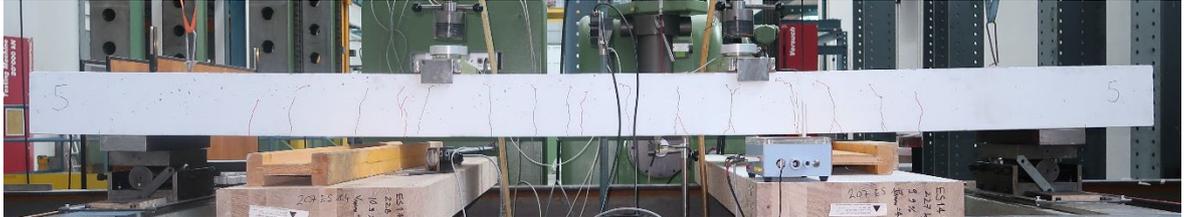
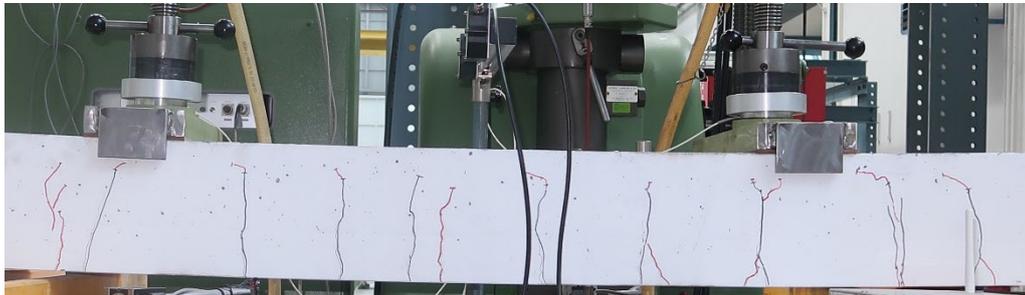


Abb. 7.54 Risse in Platte 5 nach dem Ermüdungsversuch mit 10 Millionen Lastwechsel.



(a) Linkes Schubfeld.



(b) Plattenmitte.



(c) Rechtes Schubfeld.

Abb. 7.55 Detailaufnahmen der nachgezeichneten Risse der Platte 5.

Die bleibende Durchbiegung in Balkenmitte nach dem Ende der Ermüdungsphase betrug etwa 15.0 mm. Diese Durchbiegung reduzierte sich nach 3 Wochen auf 14.1 mm, siehe die Langzeitmessung in Abb. 7.56. Anschliessend wurde in der Ermüdungsversuchseinrichtung nochmals eine statische Belastung auf 20 kN durchgeführt. Das Kraft F - Durchbiegung- und das Kraft F -Betondehnungsverhalten im Vergleich zur Platte 4 und zu den ersten Belastungszyklen (siehe Abb. 7.52) der Platte 5 ist in Abb. 7.57 gegeben.

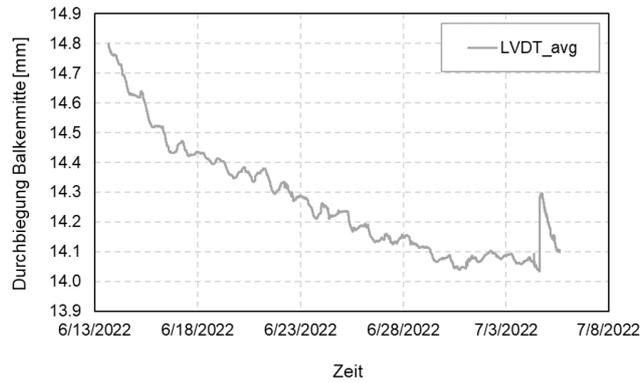
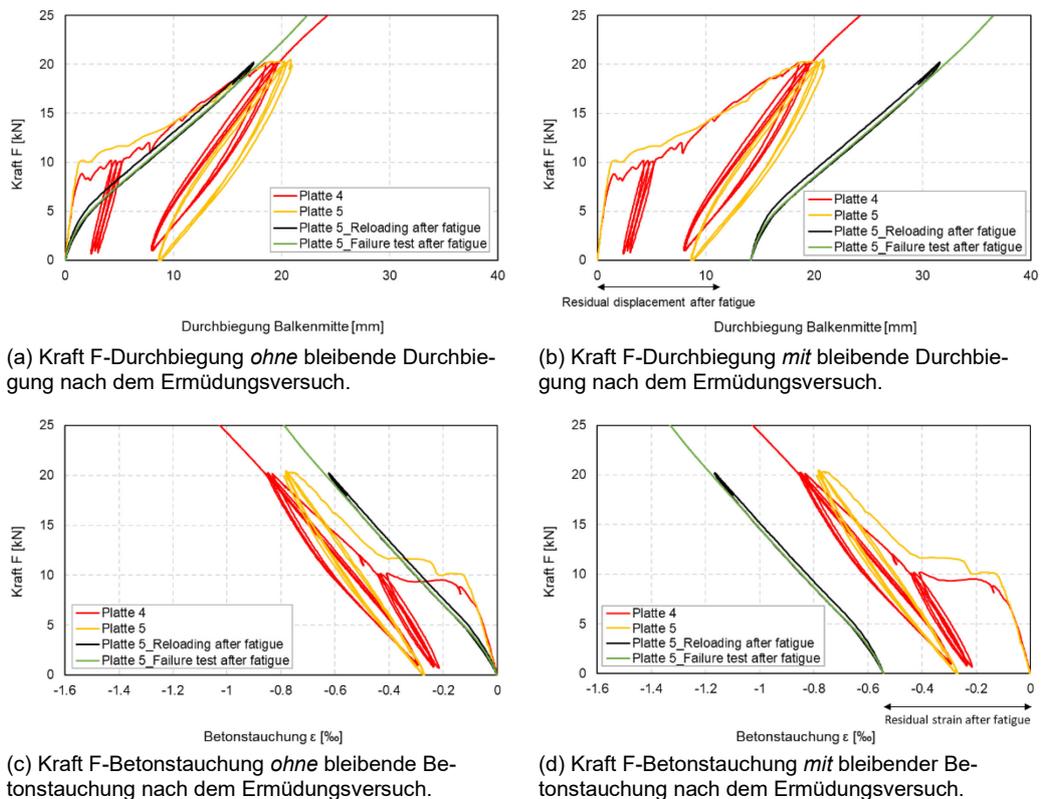


Abb. 7.56 Langzeitmessung der bleibenden Durchbiegung in Balkenmitte der Platte 5 nach dem Ermüdungsversuch.



(a) Kraft F-Durchbiegung *ohne* bleibende Durchbiegung nach dem Ermüdungsversuch.

(b) Kraft F-Durchbiegung *mit* bleibende Durchbiegung nach dem Ermüdungsversuch.

(c) Kraft F-Betonstauchung *ohne* bleibende Betonstauchung nach dem Ermüdungsversuch.

(d) Kraft F-Betonstauchung *mit* bleibender Betonstauchung nach dem Ermüdungsversuch.

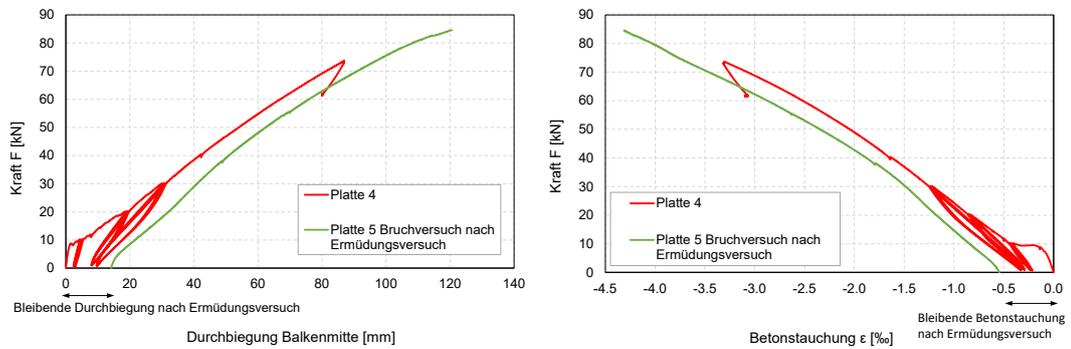
Abb. 7.57 Wiederbelastung der Platte 5 nach dem Ermüdungsversuch (schwarze Linie: Wiederbelastung in der Ermüdungsversuchseinrichtung, grüne Linie: Wiederbelastung in der Versuchseinrichtung für die statischen Belastungsversuche.

Für den abschliessenden Bruchversuch wurde die Platte 5 in die Versuchseinrichtung für die statischen Belastungsversuche (siehe Abb. 7.15) transportiert. Der Bruchversuch fand etwa acht Wochen nach Beendigung des Ermüdungsversuches statt (Abb. 7.59). Die Messkurven dieser nochmaligen Belastung sind ebenfalls in Abb. 7.57 mit schwarzer Farbe dargestellt. Die Kurven bis zum Bruch können Abb. 7.58 entnommen werden.

Die Bruchart war gleich wie bei Platte 4 ein Schubversagen, siehe Abb. 7.60. Die Lage des Schubbruches war dieses Mal nahe beim Auflager (Abb. 7.60) und nicht wie bei der Platte 4 nahe der Lasteinleitung (Abb. 7.28). Die Bruchlast war ausserdem deutlich höher als bei Platte 4, welche die gleiche Bewehrung (Durchmesser, Anzahl) aufwies und keiner Ermüdung ausgesetzt war. Die Betonfestigkeit der Platte 5 war etwas höher als Platte 4 (siehe die Übersicht in Tab. 7.6), was einer der Gründe für die deutlich höhere Bruchlast ist.

Das Versagen der Basaltfaser-Bewehrung kann beim letzten Schubriss auf der linken Seite lokalisiert werden (Abb. 7.61, Abb. 7.62 und Abb. 7.63). An dieser Stelle ist die Basaltfaser-Bewehrung gleichzeitig einer hohen Quer- und Zugkraft ausgesetzt.

Die Betonstauchung erreichte mit gut 4.25 ‰ einen sehr hohen Wert (Abb. 7.58 rechts). Nach dem Bruch waren Betonabplatzungen im Bereich der Lasteinleitung sichtbar (Abb. 7.63).



(a) Kraft F-Durchbiegung der Platte 4 und der Platte 5 mit Berücksichtigung der bleibenden Durchbiegung nach dem Ermüdungsversuch.

(b) Kraft F-Betonstauchung der Platte 4 und der Platte 5 mit Berücksichtigung der bleibenden Betonstauchung nach dem Ermüdungsversuch.

Abb. 7.58 Ergebnisse des Bruchversuches der Platte 5 nach dem Ermüdungsversuch mit 10 Millionen Lastwechsel in Vergleich zur Platte 4.



Abb. 7.59 Frontansicht Platte 5 während des statischen Bruchversuches.



Abb. 7.60 Links: Platte 5 während des statischen Bruchversuches, kurz vor dem Bruch. Rechts: Kurz nach dem Bruch.

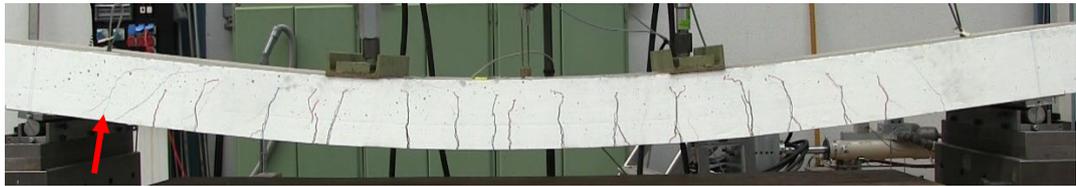


Abb. 7.61 Platte 5 während des statischen Bruchversuches kurz vor dem Bruch. Der rote Pfeil zeigt die Stelle des Bruches der Basaltfaserstäbe.



Abb. 7.62 Links: Platte 5, Bruch von hinten. Rechts: Platte 5, Bruch von vorne.



Abb. 7.63 Links: Platte 5, Betonstauchen sichtbar (roter Pfeil). Rechts: Platte 5, Bruch der Basaltfaser-Bewehrung an der Stelle des letzten Schubrisses.

7.5 Resultate der Trägerversuche

7.5.1 Bruchverhalten

Die Bruchart des Trägers 1 mit Stahlbügeln ist in den beiden Fotos in Abb. 7.64 ersichtlich. Nachdem sich stark ausgeprägte Schubrisse gebildet hatten, versagte schliesslich die Endverankerung der Biegebewehrung hinter dem Auflager. Die Stahlbügel waren stark verformt, siehe Abb. 7.65, aber nicht gerissen. Es kann angenommen werden, dass die Stahlbügel ins Fließen gekommen sind. Die Zugkraft in der Biegebewehrung beim Auflager war so gross, dass die Endverankerung versagte, das heisst der Beton im Bereich der Rundplatte (Abb. 7.22) platzte ab, siehe Abb. 7.65. Ausserdem wurde ein Stauchen der Betondruckdiagonalen beobachtet.

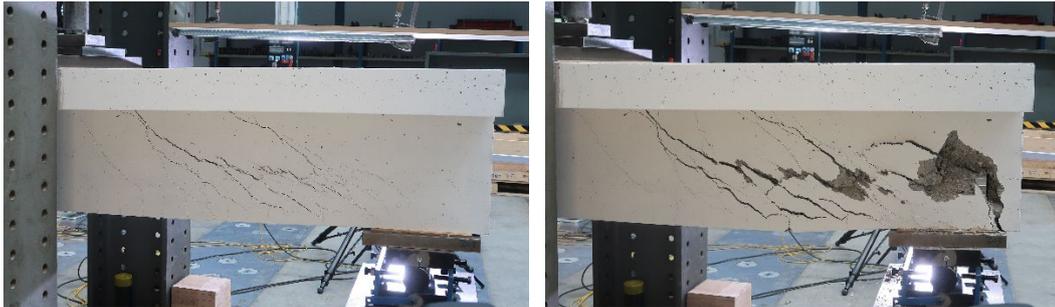


Abb. 7.64 Links: Träger 1 kurz vor dem Bruch. Rechts: Träger 1 kurz nach dem Bruch.

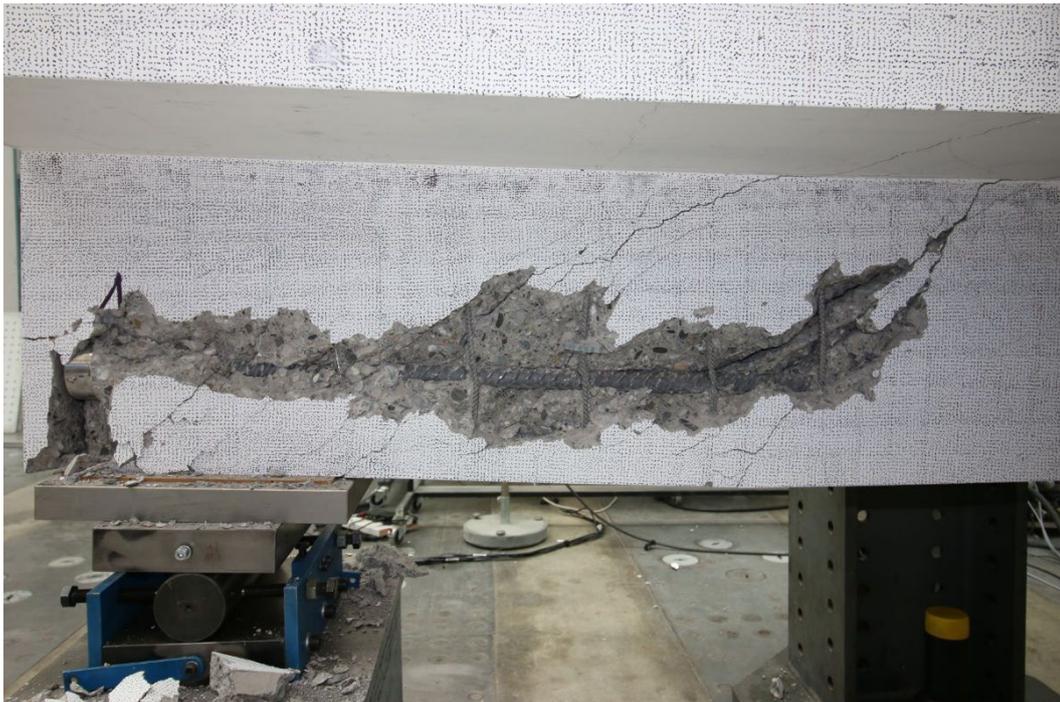


Abb. 7.65 Träger 1 nach dem Bruch und nach dem Entfernen von losen Betonteilen. Sichtbar ist, dass die Bügel zwar stark verformt, aber nicht gerissen sind. Im Bereich der Endverankerung ist der Beton abgeplatzt, was auf einen Endverankerungsbruch hindeutet.

Die bei schubweichen Trägern üblichen lokalen Biegerisse an der Trägersoberseite sind in Abb. 7.66 ersichtlich.

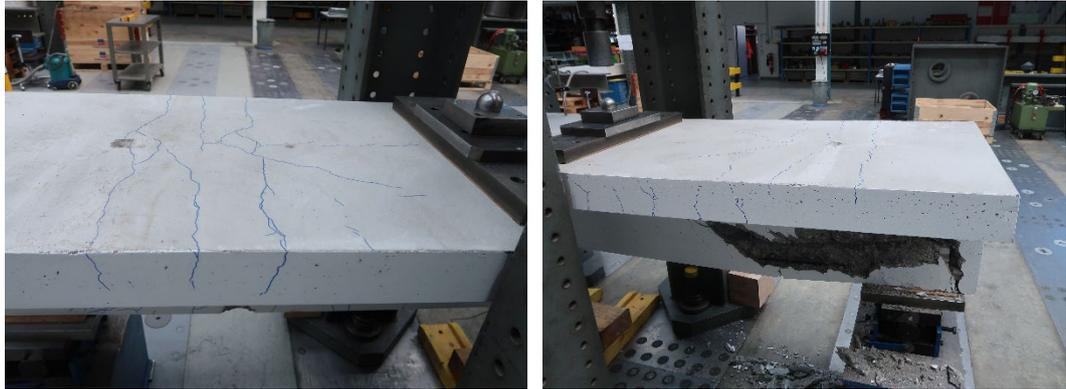


Abb. 7.66 Träger 1 mit nach dem Bruchversuch eingezeichneten Rissen an der Trägeroberseite. Links: linkes Schubfeld. Rechts: rechtes Schubfeld.

Die Brucharten des Trägers 2 mit Basaltbügeln ist in den Fotos in Abb. 7.67 und Abb. 7.68 ersichtlich. Bei der Herstellung des Trägers, wurden die Basaltbügel aus Versehen falsch herum verlegt, so dass die Bügelverankerung in der Biegezugzone des Trägers zu liegen kam. Mit dem Öffnen der ersten Schub- und Biegerisse war eine ausreichende Verankerung nicht mehr gegeben und die Bügel versagten frühzeitig.

Wie beim Träger 1 waren auch beim Träger 2 Risse an der Trägeroberseite sichtbar (siehe Abb. 7.68 rechts).

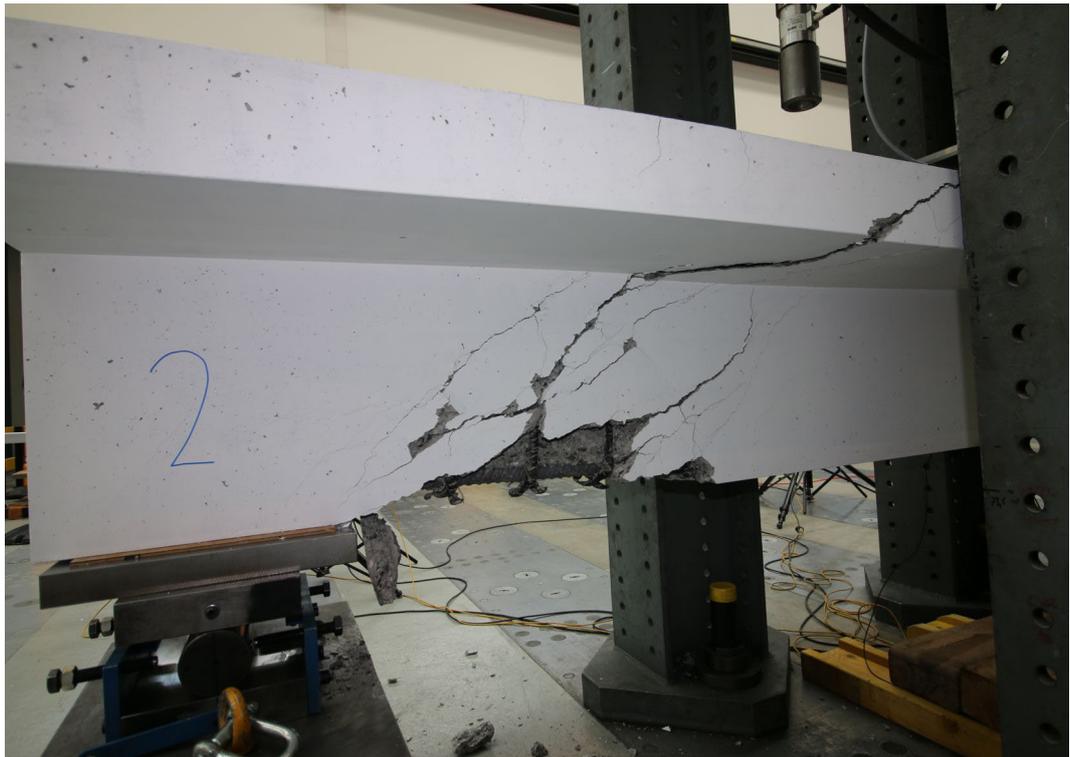


Abb. 7.67 Träger 2 nach dem Bruch. Schubversagen durch Versagen der Bügel an der Trägerunterseite.



Abb. 7.68 Träger 2 nach dem Bruch. Links: Detailansicht der offenen Bügel. Rechts: angezeichnete Risse an der Trägeroberseite.

7.5.2 Durchbiegung und Betonstauchung

Das Kraft-Durchbiegungsverhalten und das Kraft-Betonstauchungsverhalten der beiden Träger sind in Abb. 7.69 dargestellt.

Wie in Tab. 7.7 beschrieben beträgt die Steifigkeit der Bügel des Trägers 2 nur etwa die Hälfte des Trägers 1. Der Einfluss dieser reduzierten Steifigkeit auf das Kraft-Durchbiegungsverhalten ist jedoch sehr gering, wie in Abb. 7.69 sichtbar (Neigung der roten Kurve ist etwas kleiner). Die Bruchlast ist etwas tiefer. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass bei korrekt eingebauten Basaltfaser-Bügel eine höhere Bruchlast erreicht worden wäre.

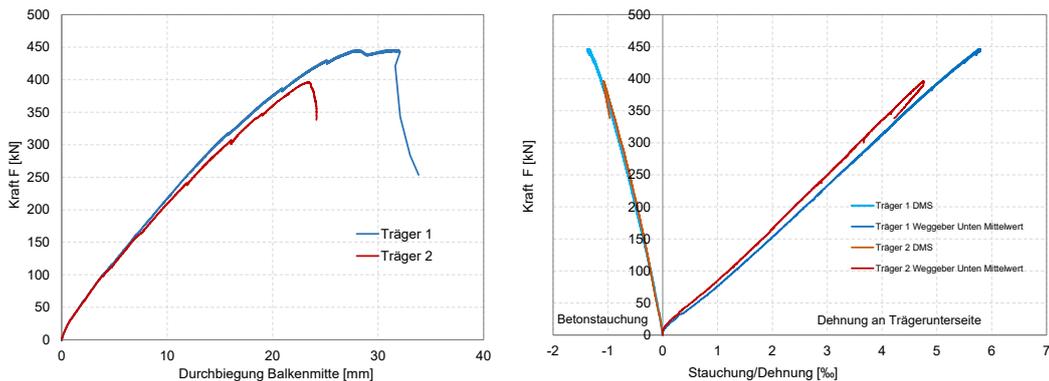


Abb. 7.69 Links: Kraft F – Durchbiegung in Trägermitte der beiden statischen Bruchversuche an beiden Trägern 1 und 2. Rechts: Kraft F - Betonstauchung und Dehnung an Trägerunterseite in Trägermitte der beiden Trägern 1 und 2.

7.5.3 Rissbilder und Rissweiten

Die Entwicklung der Rissbilder im linken Schubfeld ist in Abb. 7.70, im rechten Schubfeld in Abb. 7.73 dargestellt. In der linken Spalte ist jeweils der Träger 1 mit Stahlbügel, in der rechten Spalte der Träger 2 mit Basaltbügel abgebildet. Mit digitaler Bild-Korrelations-Software ([54] und [55]) konnten die Rissbilder grafisch so aufbereitet werden, dass die Risse mit den grössten Öffnungen besser sichtbar wurden, siehe die Darstellungen in Abb. 7.71 und Abb. 7.74. Im linken Schubfeld zeigen sowohl beim Träger 1 als auch beim Träger 2 zwei Risse die deutlich grössten Rissöffnungen. Das Kraft-Rissöffnung-Diagramm dieser Risse wurde ausserdem in Abb. 7.72 dargestellt. Im rechten Schubfeld des Trägers 1 zeigt hauptsächlich ein Riss eine ausgeprägte Rissöffnung, beim Träger 2 sind es hingegen mehrere Risse. In Abb. 7.75 wurde das Kraft-Rissöffnung-Diagramm dieser Risse dargestellt.

Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass das Verhalten der beiden Träger 1 und 2 sehr ähnlich ist. Es kann kein signifikanter Unterschied zwischen Rissbildern, Rissweiten und Rissabständen der beiden Träger beobachtet werden. Das Kraft-Rissöffnungs-Verhalten

verläuft in beiden Fällen nach dem Auftreten der Risse mehr oder weniger linear mit der Erhöhung der Kraft. Dieses Verhalten deutet daraufhin, dass das bei der Bemessung von Querkraftbewehrung üblicherweise eingesetzte Fachwerkmodell auch bei Basaltbügelbewehrung eingesetzt werden kann.

Linkes Schubfeld

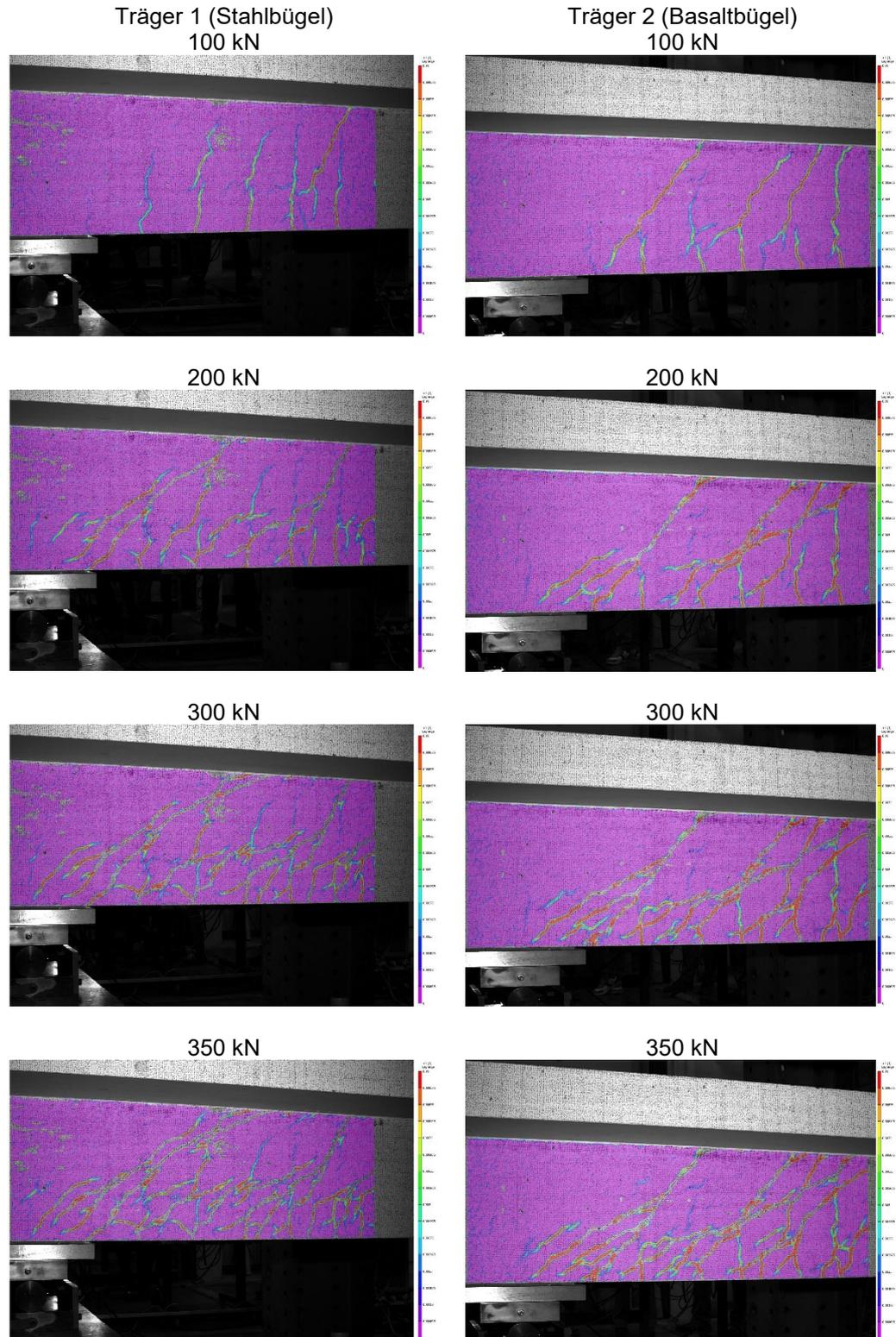


Abb. 7.70 Entwicklung der Risse im linken Schubfeld beim Träger 1 (Stahlbügel) und Träger 2 (Basaltbügel).

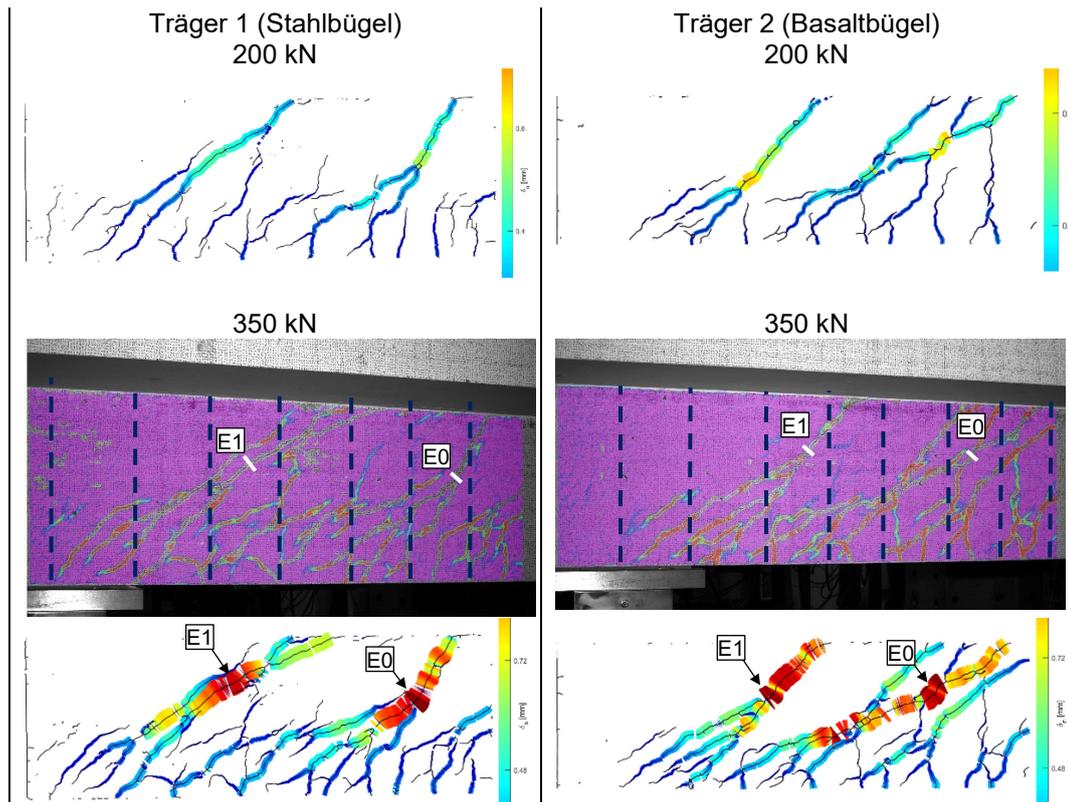


Abb. 7.71 Entwicklung der Risse im linken Schubfeld beim Träger 1 (Stahlbügel) und Träger 2 (Basaltbügel).

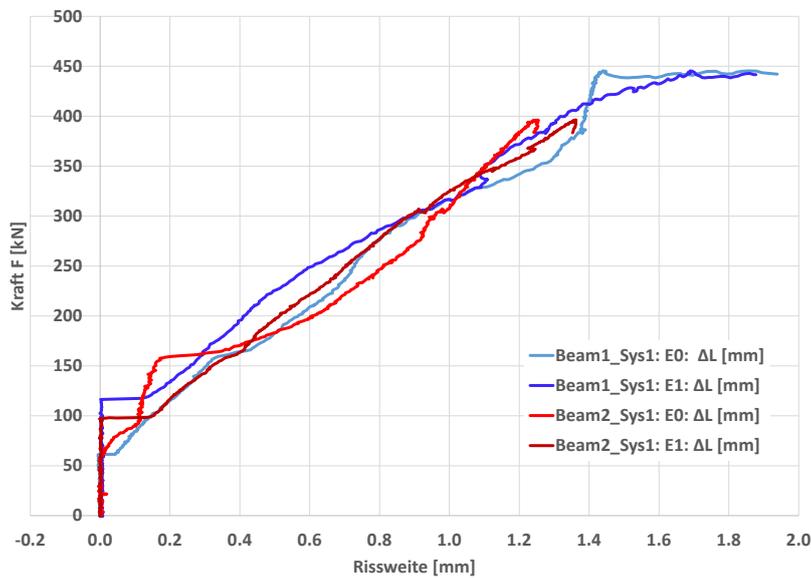


Abb. 7.72 Kraft F – Rissweiten der beiden Träger ungefähr an den Orten der grössten Rissweiten im linken Schubfeld. Die Lage der Extensometer E0 und E1 sind in Abb. 7.71 dargestellt.

Rechtes Schubfeld

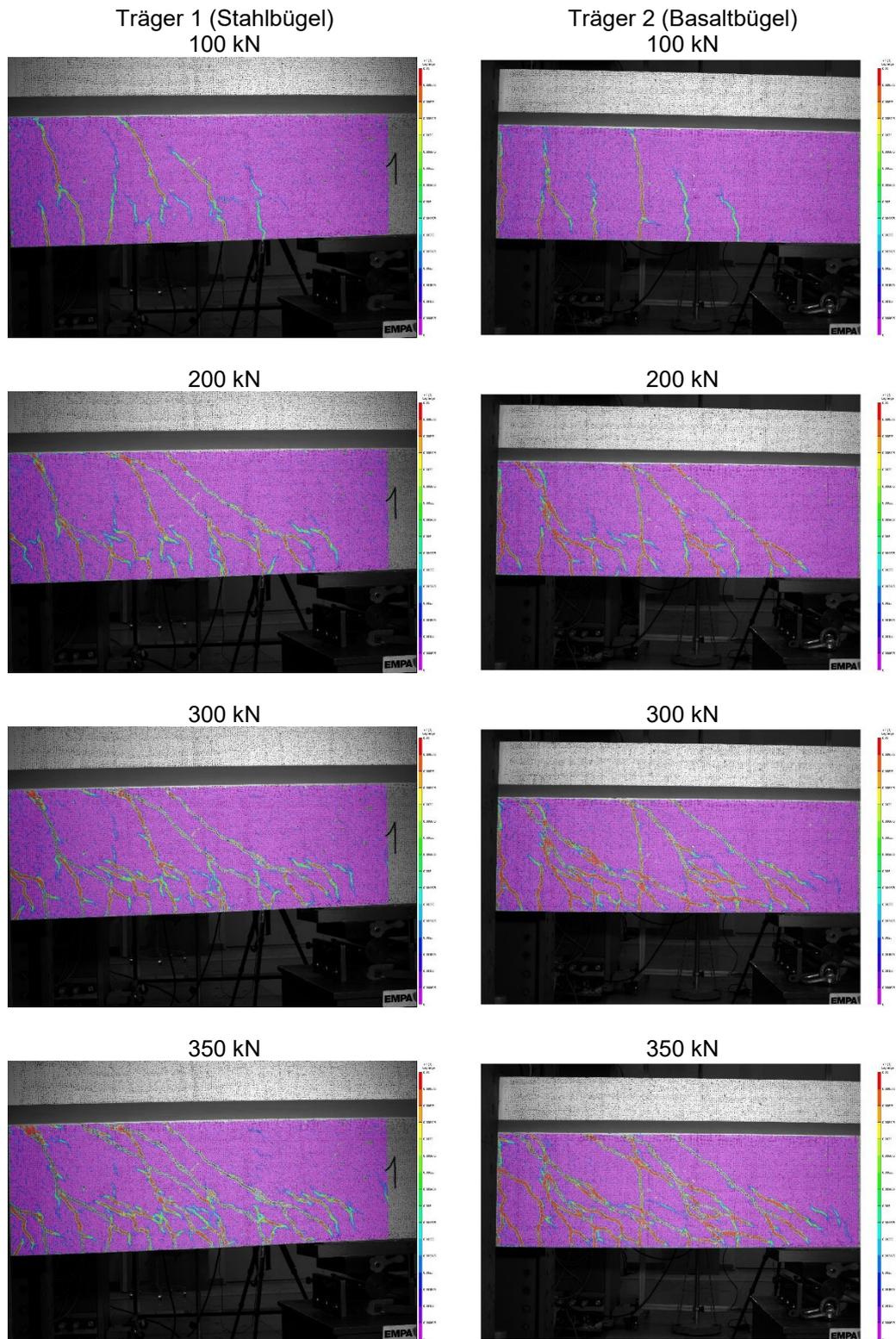


Abb. 7.73 Entwicklung der Risse im rechten Schubfeld beim Träger 1 (Stahlbügel) und Träger 2 (Basaltbügel).

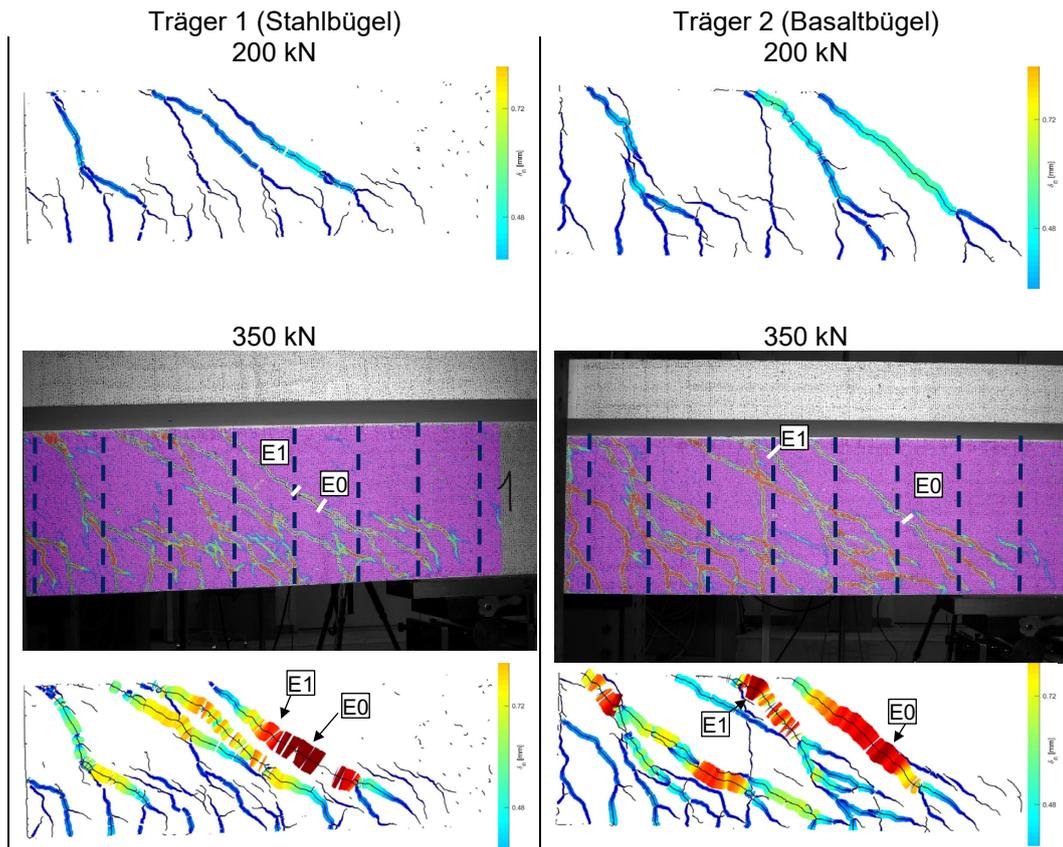


Abb. 7.74 Entwicklung der Risse im rechten Schubfeld beim Träger 1 (Stahlbügel) und Träger 2 (Basaltbügel).

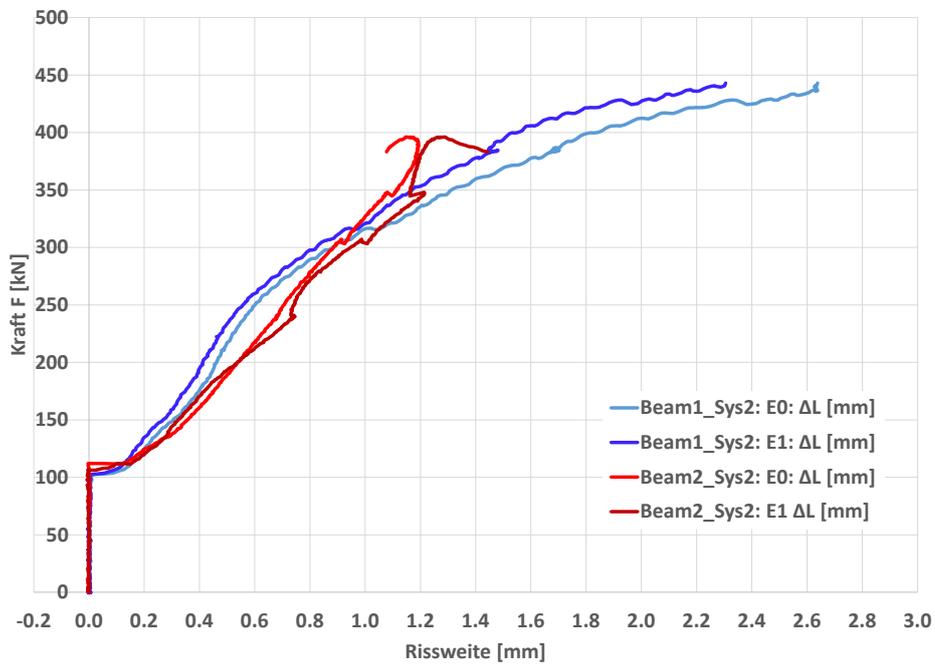


Abb. 7.75 Kraft F – Rissweiten der beiden Träger an den Orten der grössten Rissweiten im rechten Schubfeld. Die Lage der Extensometer E0 und E1 sind in Abb. 7.74 dargestellt.

8 Berechnungen und Vergleich mit den Versuchen

Im Kapitel 8 werden mit einfachen Querschnittsanalysen die Versuche nachgerechnet und mit den Messungen verglichen. Die Übereinstimmung kann als gut beurteilt werden. Aufgrund dieser Untersuchungen wird in Abschnitt 8.1.6 das Bemessungskonzept von Betonquerschnitten mit Stahl-Bewehrung dem von Betonquerschnitten mit Basaltfaser-Bewehrung gegenübergestellt und daraus abgeleitet ein Vorschlag für die Biegebemessung präsentiert.

8.1 Plattenversuche

Mit Querschnittsanalysen wurden die Momenten-Krümmungsverläufe der untersuchten Plattenquerschnitte (siehe Kapitel 7.3) berechnet. Für die Querschnittsanalysen wurde die Software FAGUS der Firma Cubus verwendet. Die Sicherheitsfaktoren wurden auf 1.0 gesetzt. Mit diesen Berechnungen konnten die Zugspannungen in den Bewehrungen ermittelt werden. Ausserdem konnten die Durchbiegungen mittels einer Näherungsgleichung berechnet werden, so dass die Berechnungen mit den Versuchen verglichen werden konnten. Die Abmessungen und Bewehrungen der Plattenversuche können Abb. 7.14 entnommen werden.

Die Berechnungen wurden im Rahmen einer Projektarbeit an der Ostschweizer Fachhochschule OST durchgeführt [74].

8.1.1 Für die Berechnungen verwendete Materialeigenschaften

Auf Grund der Messungen der effektiven Durchmesser (siehe Tab. 7.3) wurden für die Berechnungen folgende Durchmesser für die Basaltfaserbewehrung verwendet. Siehe auch die Übersicht der Steifigkeiten der Bewehrungen in den Platten in Tab. 7.4.

Platte 1: Ø 12 mm

Platte 3: Ø 15.3 mm

Platte 4: Ø 15.3 mm und Ø 12.6 mm

Platte 6: Ø 12.5 mm

Die für die Berechnungen verwendeten Materialeigenschaften wurden aus den durchgeführten Zugversuchen übernommen, siehe Tab. 7.1 (Basaltfaser-Bewehrungen) und Tab. 7.5 (Stahlbewehrung). Die Zugfestigkeit der Basaltfaser-Bewehrungen wurde hingegen generell mit 1'100 MPa festgelegt. Die in den Zugversuchen ermittelte Zugfestigkeit von 668 MPa war zu tief, wegen den Brüchen in der Einspannung (dazu die Erklärungen im Kapitel 7.1).

Tab. 8.1 Verwendete Materialeigenschaften der Bewehrungen für die Berechnungen.

	$-f_{sk}$ [N/mm ²]	f_{sk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	ϵ_{ud} [%]	E_{s1}, E_f [kN/mm ²]	E_{s2} [kN/mm ²]
Platte 1	-529	529	607	69.0	205	1.174
Platte 3	-1'100	1'100	1'100	22.7	48.5	-
Platte 4	-1'100	1'100	1'100	22.7	48.5	-
Platte 6	-1'100	1'100	1'100	22.7	48.5	-

Tab. 8.2 Betonfestigkeiten der Plattenversuche.

Platte	Im Versuch ermittelt, siehe auch Tab. 7.6			In der Querschnittsanalyse verwendete Betoneigenschaften				
	Alter (Tage)	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]	Betonsorte	$f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	E_{cm} [kN/mm ²]	$-\eta_{fc} \cdot f_{ck}$ [N/mm ²]
1	26	45.9	3.35	C35/45	45.0	3.2	35.0	-33.2
3	22	51.9	3.85	C40/50	50.0	3.5	36.4	-36.3
4	21	47.4	3.05	C35/45	45.0	3.2	35.0	-33.2
6	16	37.3	2.75	C30/37	37.0	2.9	33.6	-30.0

Mit

$f_{ck,cube}$ = charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit,

$\eta_{fc} f_{ck}$ = charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit reduziert mit Umrechnungsfaktor η_{fc} zur Berücksichtigung des spröderen Bruchverhaltens von Betonen höherer Festigkeit,

f_{ctm} = Mittelwert der Betonzugfestigkeit,

E_{cm} = Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons.

Betonstauchen wurde bei einer Stauchung von $\varepsilon_c = 0.003$ angenommen. Die Betonfestigkeiten wurden zur Vereinfachung ähnlich denjenigen aus den Versuchen definiert. Siehe die verwendeten Betoneigenschaften in Tab. 8.2.

8.1.2 Resultate der Berechnungen

Die berechneten Biegemomenten-Krümmungs-Diagramme der vier untersuchten Platten (ohne Querkraftbewehrung) sind in Abb. 8.1 links dargestellt. Die Zugdehnungen in den entsprechenden Bewehrungen sind in Abb. 8.1 rechts, die entsprechenden Zugspannungen in Abb. 8.2 rechts und die Betonstauchungen in Abb. 8.2 links gegeben. Abb. 8.2 zeigt, dass rechnerisch die gewünschte Versagensform Betonstauchen beim Fließen der Bewehrung bei der Stahlbetonplatte (Platte 1) zu erwarten ist. Bei den basaltbewehrten Platten hingegen wird ein Betonstauchen erwartet, ohne dass die Zugfestigkeit der Basaltbewehrung erreicht wird. Effektiv trat bei allen basaltbewehrten Platten jedoch ein Querkraftversagen auf, wie in Abschnitt 7.3.1 bereits erläutert wurde.

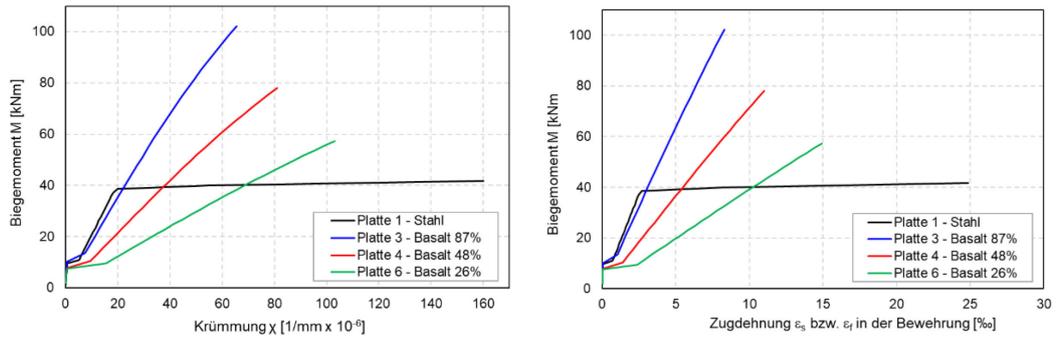


Abb. 8.1 Links: berechnete Biegemomente – Krümmungsdiagramme der vier Platten. Rechts: berechnete Biegemomente – Zugdehnungsdiagramme in den Bewehrungen.

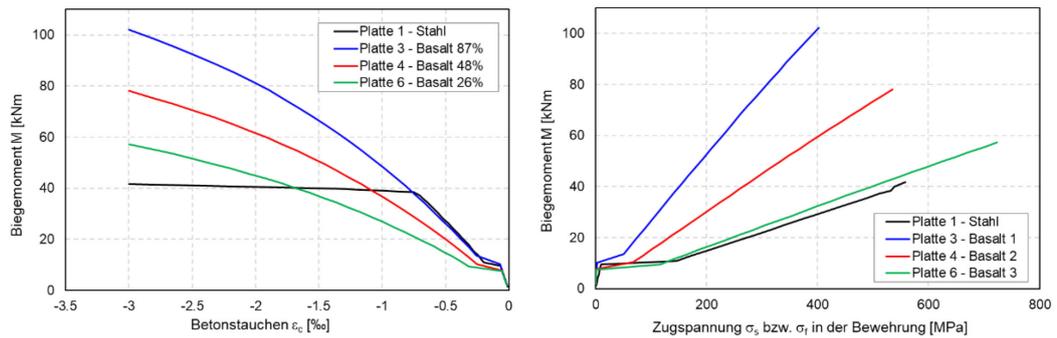


Abb. 8.2 Links: Biegemomenten-Betonstauchen-Diagramme. Rechts: Biegemomenten – Zugspannungsdiagramme in den Bewehrungen.

Um das Verhalten im Gebrauchszustand zu untersuchen, wurden die berechneten Zugspannungen zusätzlich für die drei Lasten 10, 20 und 30 kN in Tab. 8.3 tabelliert. Auch werden in Abb. 8.3 beispielhaft die Querschnittsanalysen der verschiedenen Querschnitte beim Biegemoment 20 kNm dargestellt. Es sind jeweils die inneren Kräfte, die Dehnungen und Spannungen dargestellt.

Tab. 8.3 Berechnete Zugspannungen in den innenliegenden Bewehrungen der verschiedenen Plattenversuche bei verschiedenen Lasten.

Kraft [kN]	Platte 1 (und 2) σ_s [N/mm ²]	Platte 3 σ_t [N/mm ²]	Platte 4 (und 5) σ_t [N/mm ²]	Platte 6 σ_t [N/mm ²]
5	66	18	32	60
10	134	36	65	121
20	271	74	132	245
30	409	113	199	371
$\Delta\sigma$ (5 -> 20 kN)	205	56	100	186

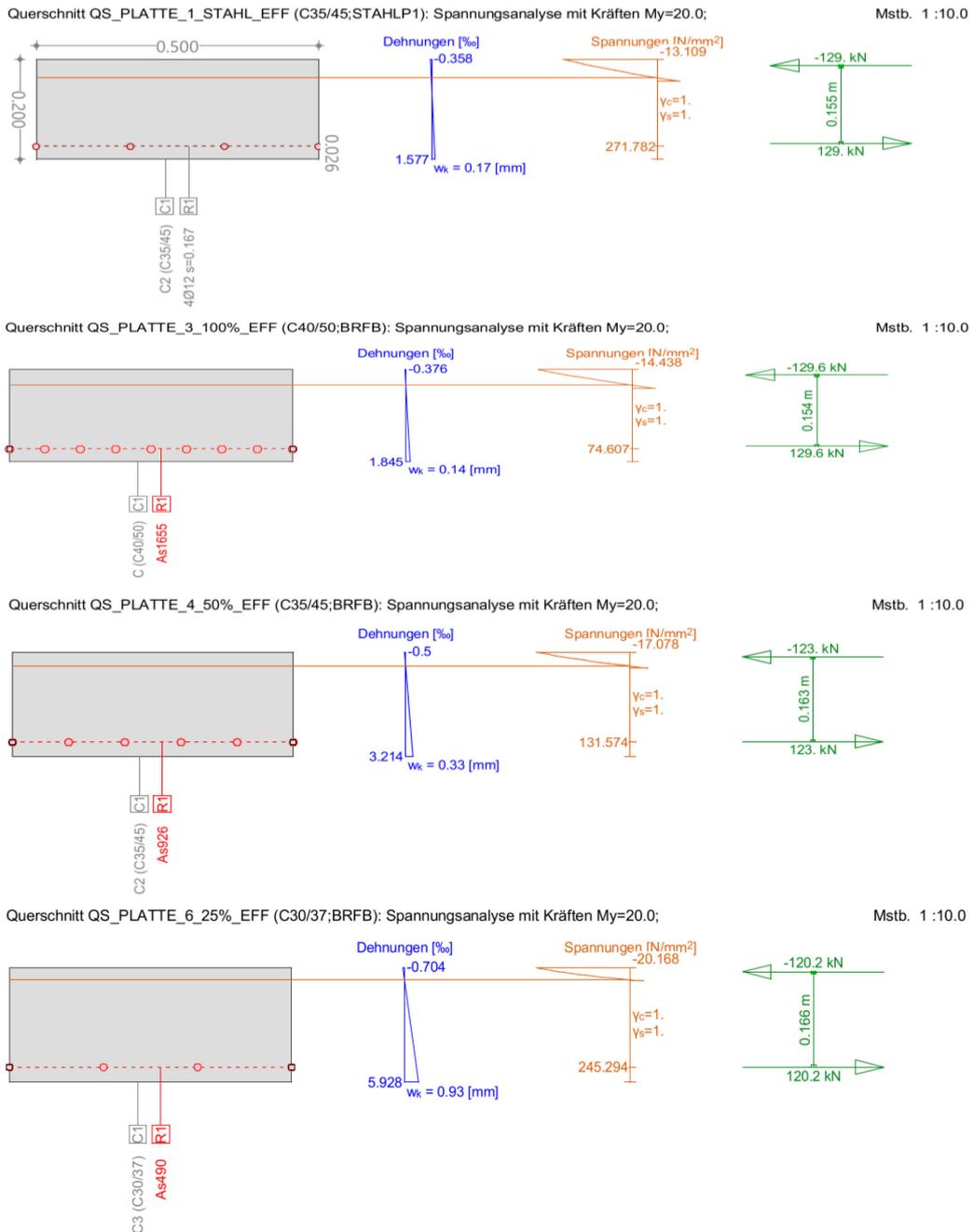


Abb. 8.3 Querschnittsanalyse der vier verschiedenen Querschnitte (Platte 1, 3, 4, 6) mit FAGUS beim Biegemoment 20 kNm.

Die berechneten Zugspannungen helfen beispielsweise bei der Festlegung der Lasten für die Ermüdungsversuche (siehe Kapitel 7.2.3 und Abb. 7.21).

Die Kraft-Durchbiegungskurve kann mit Hilfe der Näherungsgleichung

$$w_m = l^2 \chi_m \left(\frac{1}{8} - \frac{\alpha^2}{6} \right) \tag{6}$$

aus [71] berechnet werden, wobei $\alpha = a/l$ mit a = Abstand Auflager zu Belastung, χ_m die Krümmung in der Mitte der Spannweite und l die Länge der Spannweite sind. Diese Näherungsgleichung wurde aus der Krümmung durch Lösen der Differentialgleichung der Biegelinie mit entsprechenden Randbedingungen für vier-Punkt -Biegebalken und durch Vereinfachen hergeleitet [71]. Die auf diese Art berechneten Kraft-Durchbiegungskurven der vier Plattenversuche sind in Abb. 8.4 dargestellt.

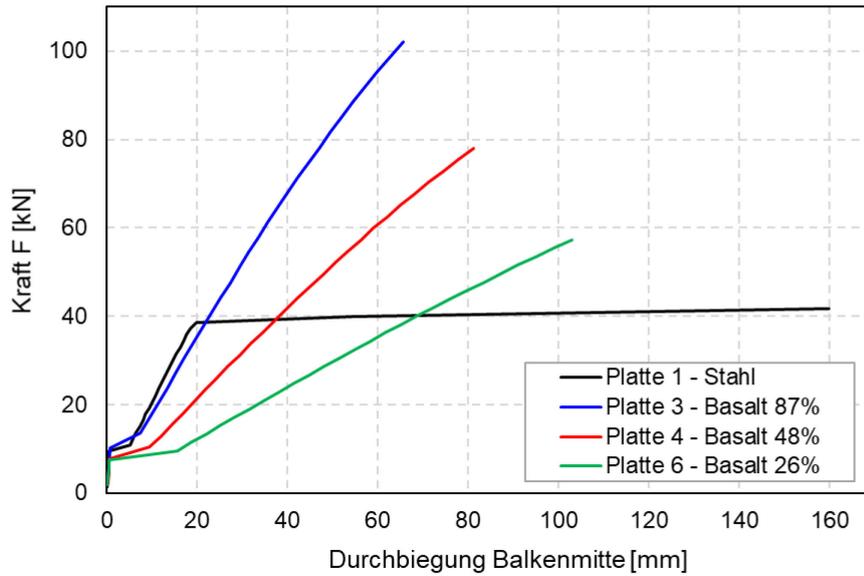


Abb. 8.4 Berechnete Kraft – Durchbiegungsdiagramme in Balkenmitte der vier Platten.

8.1.3 Vergleiche der Berechnungen mit den Versuchsergebnissen

In Abb. 8.5 bis Abb. 8.8 sind die berechneten Kraft-Durchbiegungskurven und Kraft-Betonstauchungskurven denjenigen der in den Experimenten gemessenen Kurven gegenübergestellt. Die gemessenen Kurven wurden bereits im Kapitel 7.3.2 in Abb. 7.32 und Abb. 7.33 präsentiert.

Die Übereinstimmung kann als recht gut beurteilt werden. Die Steifigkeiten, d.h. die Neigung der berechneten und gemessenen Kraft-Verformungskurven für alle drei mit Basaltfaser-Stäben bewehrten Platten weichen leicht voneinander ab. Der Grund dafür ist wahrscheinlich, dass die bei der Berechnung verwendeten Durchmesser ungenau waren (schwierig zu messen, Rippen). Auch könnte der Elastizitätsmodul der verwendeten Basaltfaser-Bewehrung leicht anders sein als in den Zugversuchen ermittelt (siehe Kapitel 7.1), da sie aus einem anderen Produktionslos stammen und nicht geprüft wurden.

Die Referenzplatte mit Stahlbewehrung wurde so dimensioniert, dass ein Betonbruch beim Fließen der Bewehrung eintreten sollte. Diese Versagensform ist auch tatsächlich aufgetreten, wobei der rechnerische Biege­widerstand mit 39.9 kNm und das maximal erzeugte Moment in den Versuchen annähernd gleich waren. Bei allen Platten mit Basaltbewehrung ist mit dem gewählten Bewehrungsgehalt in Bezug auf die Referenzplatte ein Versagen der Betondruckzone bei $\epsilon_c = 0.003$ zu erwarten, da der Bewehrungsgehalt oberhalb des so genannten ausgewogenen Bewehrungs­gehaltes liegt, bei dem die Kraft bei Erreichen der Basaltzugfestigkeit noch von der Betondruckzone aufgenommen werden kann. Tatsächlich trat jedoch bei allen Platten ein frühzeitiger Schubbruch ein.

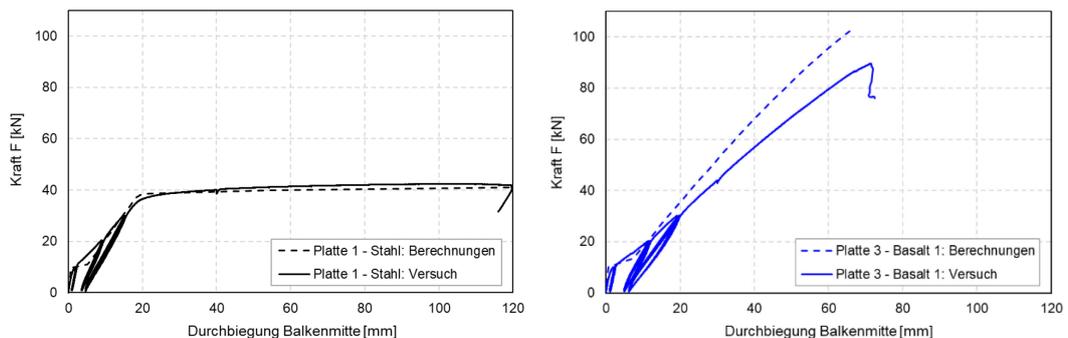


Abb. 8.5 Vergleich der berechneten mit den gemessenen Kraft – Durchbiegungskurven. Links: Platte 1. Rechts: Platte 3.

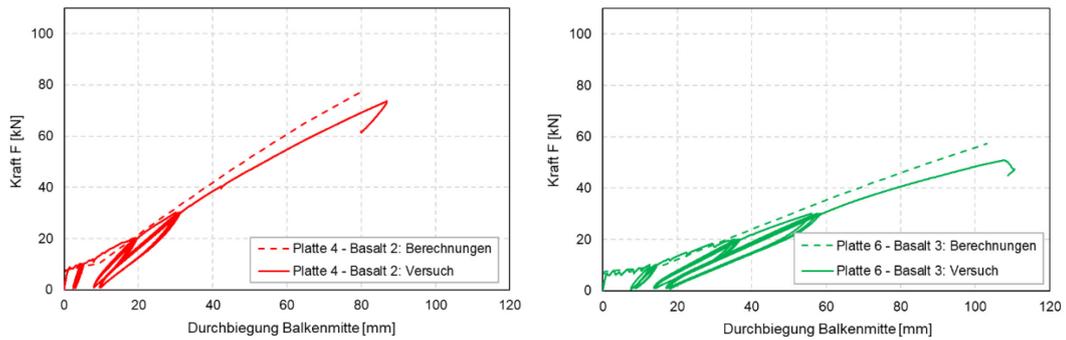


Abb. 8.6 Vergleich der berechneten mit den gemessenen Kraft – Durchbiegungskurven. Links: Platte 4. Rechts: Platte 6.

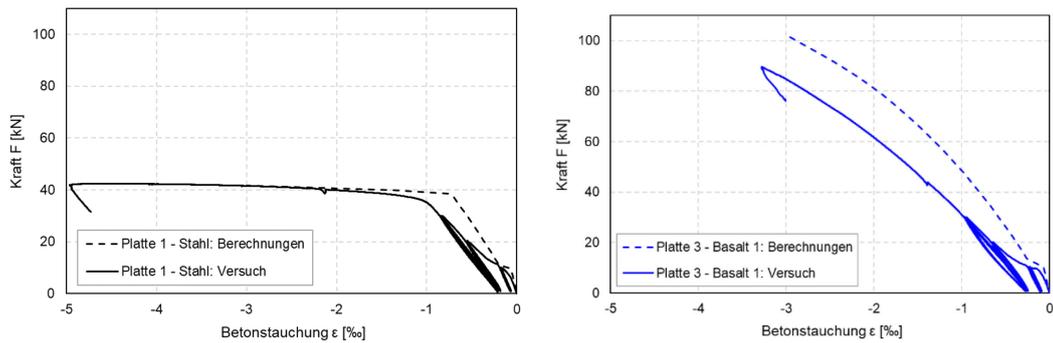


Abb. 8.7 Vergleich der berechneten mit der gemessenen Kraft – Betonstauchungskurven. Links: Platte 1. Rechts: Platte 3.

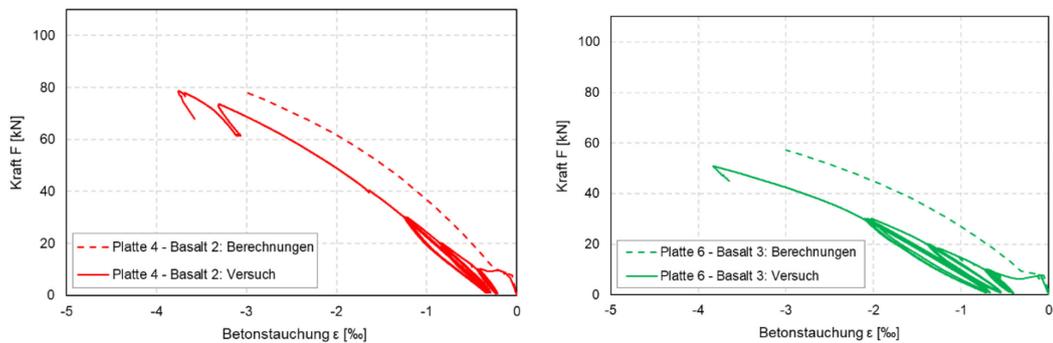


Abb. 8.8 Vergleich der berechneten mit der gemessenen Kraft – Betonstauchungskurven. Links: Platte 4. Rechts: Platte 6.

8.1.4 Rissbreiten und Zugspannungen

Der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung erfolgt auf Gebrauchsniveau. Vereinfacht lässt sich die Gebrauchslast mit der mit Stahl bewehrten Platte (Platte 1) als Referenz wie folgt ermitteln: Der rechnerische und auch im Versuch ermittelte Tragwiderstand der Platte 1 beträgt ca. 40 kN. Da der Hebelarm 1 Meter war, ist somit der Biege­widerstand 40 kNm. Die Lastsicherheitsfaktoren von ständigen Einwirkungen betragen 1.35, diejenige von veränderliche Einwirkungen 1.50. Der Mittelwert ist somit 1.425. Der Widerstandsbeiwert von Beton beträgt 1.5, derjenige von Stahl 1.15, der Mittelwerte somit 1.325. Der Gesamtsicherheitsfaktor vom Bruch- zum Gebrauchsniveau ist somit etwa 1.89. Das Bemessungs­biegemoment beträgt somit etwa 28 kNm. Die Gebrauchslast beträgt somit etwa 20 kN und das entsprechende Biegemoment 20 kNm.

Zur Berechnung der Rissbreiten kann das Zuggurtmodell [73] mit der Erweiterung für Biegung [74] angewendet werden. Die Rissbreiten können somit wie folgt berechnet werden:

$$w_{cr} = s_{rm} \cdot (\varepsilon_{bm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7)$$

wobei s_{rm} der mittlere Rissabstand, ε_{bm} die mittlere Dehnung der Bewehrung unter Berücksichtigung der Zugversteifung, und ε_{cm} die mittlere Dehnung des Betons zwischen den Rissen ist.

Der theoretisch maximale Rissabstand s_{r0} , bei dem in der Mitte zwischen zwei benachbarten Rissen wieder die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird, ergibt sich zu

$$s_{r0} = \frac{\phi \cdot f_{ctm}(1-\rho_{eff})}{2 \cdot \tau_{b0} \cdot \rho_{eff}} \quad (8)$$

Entsteht an dieser Stelle ein weiterer Riss, halbiert sich der Rissabstand. Dies wird über den Parameter $\lambda = [0.5 - 1]$ berücksichtigt und die mittlere Rissbreite ist durch $s_{rm} = \lambda \cdot s_{r0}$ gegeben. Für die nachfolgende Berechnung wird $\lambda = 0.75$ gesetzt, um einen mittleren Rissabstand zu berücksichtigen. Die Verbundschubspannung τ_{b0} wird gemäss Zuggurtmodell mit $\tau_{b0} = 2 \cdot f_{ctm}$ angesetzt.

Der äquivalente Bewehrungsgehalt ρ_{eff} lässt sich aus der Annahme ableiten, dass die Bewehrungsspannung im Riss beim Erreichen des Rissmoments M_r gleich gross ist wie die Bewehrungsspannung im Riss beim Erreichen der Risslast in einem Zuggurt.

$$\rho_{eff} = \left(\frac{M_r(d-x)E_b}{f_{ctm} \cdot EI_{II}} + 1 - n \right)^{-1} \quad (9)$$

wobei x die Druckzonenhöhe und EI_{II} die Biegesteifigkeit des Biegebalkens im gerissenen Zustand sind.

Die mittleren Dehnungen können analog zu einem Zuggurt mit einem äquivalenten Bewehrungsgehalt ρ_{eff} berechnet werden:

$$\varepsilon_{bm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{br}}{E_b} - \frac{\lambda \cdot f_{ctm}(1-\rho_{eff})}{2 \cdot \rho_{eff} \cdot E_b} - \frac{\lambda \cdot f_{ctm}}{2 \cdot E_c} \quad \dots\dots\dots(10)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (8-10) in (7) und lösen nach σ_{br} kann die zulässige Bewehrungsspannung im Riss bei vorgegebener Rissbreite ermittelt werden.

$$\sigma_{br} = \frac{2 \cdot w_{cr} \cdot E_b \cdot \tau_{b0} \cdot \rho_{eff}}{\lambda \cdot \phi \cdot f_{ctm}(1-\rho_{eff})} + \frac{\lambda \cdot f_{ctm}}{2} \left(\frac{1}{\rho_{eff}} - 1 + n \right) \quad (11)$$

Bei hohen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit sind bei einer Stahlbewehrung die Rissbreiten auf $w_{nom} = 0.2$ mm zu begrenzen. Mit $E_s = 205$ GPa, $f_{ctm} = 3.2$ MPa (siehe Tab. 8.2) und $d_s = 12$ mm ergibt sich für die Platte 1 eine zulässige Stahlspannung von $\sigma_{s,adm} = 515$ MPa (siehe Tab. 8.4). Die gemessenen Rissbreiten unter Gebrauchslast (20kN) sind im gewünschten Rahmen von 0.2 mm (siehe Abb. 7.35), die zugehörigen Spannungen mit $\sigma_s = 271$ MPa (Tab 8.3) liegen jedoch deutlich unter dem Wert von 515 MPa. Die Diskrepanz zwischen den zulässigen und den auftretenden Spannungen ist auf die Unsicherheiten bei der Berechnung der Rissabstände, der angesetzten Verbundspannungen und der Modellannahmen zurückzuführen.

Die zulässigen Rissbreiten können für Basaltfaser-Bewehrung etwas erhöht werden, da es keine Anforderungen an den Korrosionsschutz gibt. Siehe auch die Zusammenstellung der Vorschriften in vorhandenen Richtlinien in Kapitel 6.2 und Tab. 6.3. Die maximal zulässige Rissbreite wird hier auf $w_{nom} = 0.5$ mm erhöht. Die gleiche Bemessung für die Platten mit Basaltfaser-Bewehrung sieht somit wie folgt aus: die Zugspannungen unter der Gebrauchslast von 20 kN betragen gemäss Tab. 8.3 für Platte 3: 74 MPa, für Platte 4: 132 MPa und für Platte 6: 245 MPa. Mit den Annahmen $E_f = 50$ GPa, $f_{ctm} = 3.5$ MPa, und $d_s = 15.3$ mm ergibt sich für eine zulässige Rissbreite von 0.5 mm eine Zugspannung im Riss

von $\sigma_{f,adm} = 804$ MPa für Platte 3. Die entsprechenden Zugspannungen für Platte 4 und 6 betragen 450 und 328 MPa. Damit wäre der Nachweis der Beschränkung der Rissbreiten erfüllt, weil die Spannungen gemäss Tab. 8.3 tiefer sind.

Bei diesen Berechnungen ist jeweils abzuklären, ob die Zugspannungen überhaupt auftreten können. Beispielsweise bei Platte 3 mit $\sigma_{f,adm} = 804$ MPa kann diese Zugspannung gar nicht auftreten, da bereits bei $\sigma_f = \text{ca. } 400$ MPa Betonstauchen auftritt (siehe Abb. 8.2).

Die oben dargestellten Berechnungen und Vergleiche mit den Versuchsergebnissen weisen darauf hin, dass bei der verwendeten Basaltfaser-Bewehrung die Annahme $\tau_{b0} = 2 \cdot f_{ctm}$ das Verhalten überschätzt. Es gilt vermutlich $\tau_{b0} = f_{ctm}$. In Tabelle 8.4 sind die Zugspannungen für beide Annahmen dargestellt. Durch Optimierung der Oberflächengestaltung der Basaltfaser-Bewehrungsstäbe könnten in Zukunft die Verbundschubspannungen verbessert werden und dadurch die zulässigen Zugspannungen im Gebrauchszustand erhöht und somit eine bessere Ausnutzung der Basaltfaser-Bewehrung erzielt werden.

Tab. 8.4 Mit Gleichungen (11) berechnete zulässige Zugspannungen in der innenliegenden Bewehrung unter Gebrauchslasten zur Begrenzung der Rissbreiten (für $\lambda = 0.75$).

	E_s, E_f	f_{ctm}	w_{nom}	d_s, d_f	a_s, a_f	$\sigma_{s,adm}, \sigma_{f,adm}$ MPa	
	GPa	MPa	mm	mm	mm ²	$\tau_{b0} = 2 \cdot f_{ctm}$	$\tau_{b0} = f_{ctm}$
Platte 1	205	3.2	0.2	12	452	515	-
Platte 3	50	3.5	0.5	15.3	1655	804	410
Platte 4	50	3.2	0.5	15.3	926	450	238
Platte 6	50	2.9	0.5	12.5	491	328	186

8.1.5 Durchbiegung

Die zulässigen Durchbiegungen für quasi-ständige Gebrauchslasten zur Sicherstellung des Aussehens sollen nach [13] kleiner als 1/300 der Spannweite sein. Die gemessenen Durchbiegungen sind in Tab. 8.5 zusammengestellt. Bei den Versuchen wurde eine Spannweite von 3'000 mm verwendet. Somit sollten die Durchbiegungen kleiner als 10 mm sein. Die Platten mit Basaltfaser-Bewehrung haben somit zu grosse Verformungen, umso mehr als die gemessenen Durchbiegungen unter Dauerlasten noch deutlich zunehmen werden (Betonkriechen).

Folgende Punkte können die Gebrauchstauglichkeit bezüglich Begrenzung der Durchbiegung verbessern:

- Definition der effektiven Dauerlasten (20 kN ist eher zu hoch)
- Optimierung der Oberflächengestaltung der Basaltfaser-Stäbe (grössere Verbundschubspannung reduziert die Durchbiegungen)
- Bauherren können allenfalls je nach Nutzung grössere Durchbiegungen zulassen (Aussehen ist ein subjektives Kriterium)

Tab. 8.5 Gemessene und zulässige Durchbiegungen.

	Gemessene Kurzzeit-Durchbiegung bei 20 kN	Zulässige Langzeit-Durchbiegung nach SIA 260 [13]
	mm	mm
Platte 1	9.4	10
Platte 3	11.9	10
Platte 4	19.4	10
Platte 6	36.7	10

8.1.6 Zusammenfassung Biegebemessung

Die Bemessung auf Biegung kann gemäss Abb. 8.9 zusammengefasst werden.

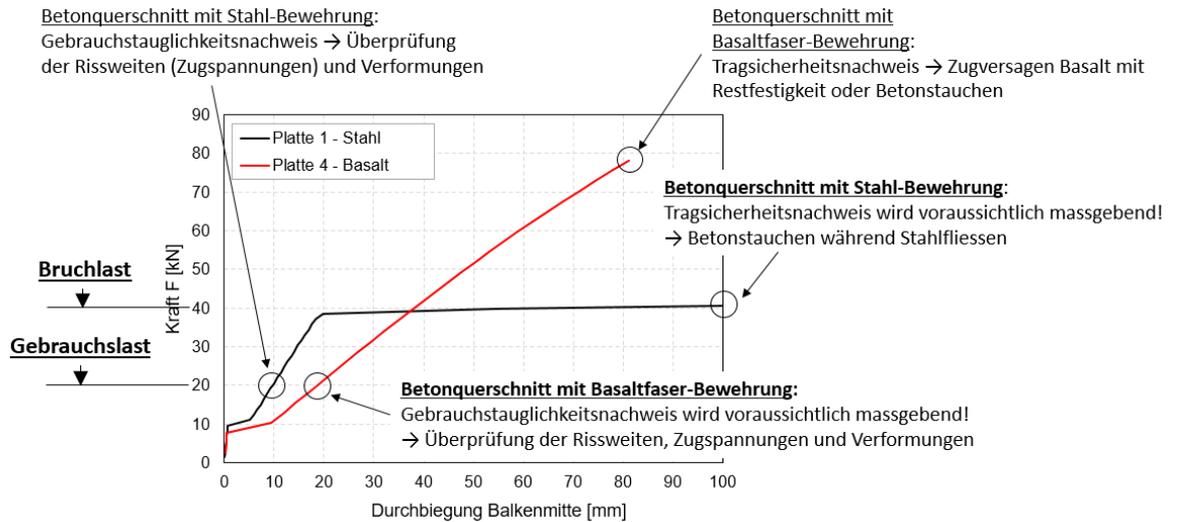


Abb. 8.9 Bemessungskonzepte "Biegung" für konventionellen Stahlbeton im Vergleich zu Betonquerschnitten mit Basaltfaser-Bewehrung.

Die Zugspannungen in Biegebalken können mit den üblichen Methoden der Querschnittsanalyse ermittelt werden. Anschliessend sind diese mit neuen, auf die Basaltfaser-Bewehrung angepassten Grenzwerte verglichen werden.

Für die Biegebemessung müssen somit in Zukunft Grenzwerte (und die Regeln zu deren Ermittlung) definiert werden, nach Möglichkeit in einer SIA Norm oder in einem SIA Merkblatt. Mögliche Grenzwerte sind unten angegeben, diese müssen aber noch mit den verschiedenen Fachleuten im Bauwesen (Bauherren, Projektierende, Industrie, usw.) abgestimmt und diskutiert werden. Neben diesen Grenzwerten sind die in den üblichen Normen definierten Grenzwerte für Beton zu überprüfen (Betonstauchen).

Gebrauchstauglichkeit

Rissweiten aus ständigen und veränderlichen Gebrauchslasten ≤ 0.5 mm

Zugspannungen aus ständigen und langanhaltenden Lasten \leq 100jährige Kriechbruchzugfestigkeit ermittelt nach ISO 10406-1 Kapitel 12, [5]

Verformungen: im Vergleich zur SIA260 reduzierte Anforderungen

Tragsicherheit

Zugspannungen $\sigma_f \leq$ Restzugfestigkeit ermittelt nach ISO 10406-1 Kapitel 11, [5]

8.1.7 Querkraftnachweis der Plattenversuche

Der Querkraftnachweis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung kann nach [9] wie folgt berechnet werden:

$$V_R = k_d \tau_c d_v \tag{12}$$

mit

$$k_d = \frac{1}{1 + \varepsilon_v d \frac{48}{16 + D_{\max}}} \tag{13}$$

wobei ε_v die Dehnung in der Biegezugbewehrung ist. Wenn der Stahl ins Fließen kommt, ist ε_v mit 150% der Fließdehnung einzusetzen. Für Platte 1 kann somit ε_v zu 0.0039 berechnet werden ($529/205'000 \cdot 1.5$). Hier wurde die gemäss Tab. 7.5 bemessene Fließgrenze berücksichtigt. Mit $D_{\max} = 16$ mm und $d = d_v = 174$ mm beträgt $k_d = 0.50$ (siehe Tab. 8.6). Mit einer Schubfestigkeit auf Bruchniveau von $\tau_c = 1.8$ MPa beträgt der Querkraftwiderstand etwa 77 kN. Bei der Platte 1 war somit der Biege- widerstand massgebend (Biege- widerstand 40 kN, Querkraftwiderstand 77 kN), sodass die Platte auf Biegung versagte.

Die Platten mit Basaltfaser-Bewehrungen weisen einen deutlich höheren Biege widerstand und aufgrund der höheren Dehnungen in der Biegezugbewehrung einen schwächeren Querkraftwiderstand auf. Bei diesen Platten wurde das Schubversagen massgebend. Für die Platten 3, 4 und 6 kann ε_v zu σ_{fmax}/E_v berechnet werden, mit σ_{fmax} = Zugspannung beim Erreichen der Bruchlast. Somit ergeben sich 57, 39 und 32 kN Querkraftwiderstand für die Platten 3, 4 und 6. Die Berechnung zeigt, dass der Querkraftwiderstand für mit Basaltstäben bewehrte Platten nach den Gleichungen 12 - 13 unterschätzt wird. Es ist zu erkennen, dass der Querkraftwiderstand umso höher ist, je höher die Steifigkeit der Platte mit Basaltfaserbewehrung ist.

Tab. 8.7 Vergleich der in Versuchen gemessenen Bruchlasten mit durch Gleichungen (12) und (13) errechneten Querkraftwiderstände der Platten

Platte	Betonsorte	τ_c MPa	d mm	Bruchlast kN	ε_v	k_d	V_f kN
Platte 1	C35/45	1.8	174	42.4	0.0039	0.50	76.8
Platte 3	C40/50	1.9	172	89.6	0.0072	0.35	57.1
Platte 4	C35/45	1.8	172	78.7	0.0112	0.26	39.3
Platte 6	C30/37	1.6	174	50.9	0.0131	0.23	32.4

8.2 Trägerversuche

Der Querkraftwiderstand $V_{R,s}$ von Bauteilen mit Querkraftbewehrung aus Stahl kann nach [9] wie folgt bestimmt werden:

$$V_{R,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_s \frac{1}{\tan \alpha} \tag{14}$$

mit

- A_{sw} = Querschnittsfläche der Bügel
- s = Abstand der Bügel
- z = Hebelarm der inneren Kräfte
- f_s = Fließgrenze der Bügel
- α = Druckfeldneigung

Der Querkraftwiderstand $V_{R,s}$ von Träger 1 mit Stahlbügeln kann somit mit $A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$, $s = 150 \text{ mm}$, $z = 0.9 \times 440 = 396 \text{ mm}$, $\alpha = 25^\circ$ und $f_s \approx 600 \text{ MPa}$ (Tab. 7.5) berechnet werden: der Querkraftwiderstand $V_{R,s}$ beträgt dann etwa 341 kN. Der im Versuch ermittelte effektive Querkraftwiderstand betrug $V_{R,s} = 450 \text{ kN}$ (siehe Abb. 8.10 links). Die Übereinstimmung ist einigermassen akzeptabel. Die Bügel sind somit stark ins Fließen gekommen und waren kurz vor dem Zugbruch.

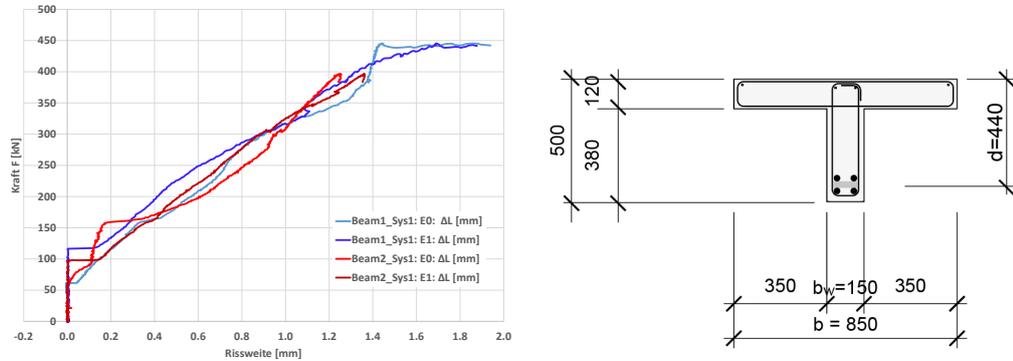


Abb. 8.10 Links: gemessene Kraft-Rissweite Kurve der beiden Träger (Abb. 7.72). Rechts: Querschnitt der Träger.

Für den Träger mit Basaltfaser-Bewehrung kann der Querkraftwiderstand analog berechnet werden:

$$V_{R,f} = \frac{A_{fw}}{s} z f_t \frac{1}{\tan \alpha} \quad (15)$$

mit

A_{fw} = Querschnittsfläche der Bügel

f_t = Zugspannung der Bügel

Der Querkraftwiderstand $V_{R,f}$ von Träger 2 mit Basaltbügeln betrug etwa $V_{R,f} = 400 \text{ kN}$ (siehe Abb. 8.10 links). Mit $A_{fw} = 226 \text{ mm}^2$, $s = 150 \text{ mm}$, $z = 0.9 \times 440 = 396 \text{ mm}$, $\alpha = 25^\circ$ und Gleichung (14) berechnet sich die Zugspannung im Bügel zu $f_f \approx 387 \text{ MPa}$.

Wie bereits in Kapitel 7.5.1 beschrieben, war das Querkraftversagen nicht ein Zugversagen der Basaltfaser-Bügel, sondern ein Endverankerungsversagen der Basaltfaser-Bügel-Bewehrung. Deshalb kann die Zugspannung von $f_f \approx 387 \text{ MPa}$, die im Versuch erreicht wurden, nur als unterer Grenzwert für die Bemessung benutzt werden. Es ist zu erwarten, dass dieser Wert deutlich höher sein kann.

9 Ökobilanz

9.1 Untersuchungsrahmen

Der ökologische Vergleich zwischen dem Einsatz einer Bewehrung mit Basaltfasern und einer klassischen Bewehrung mit Stahlprofilen wurde anhand von zwei in grossem Umfang vorhandenen Bauteilen der Infrastruktur Nationalstrasse – nämlich einer Leitmauer sowie einer Tunnelzwischenendecke (siehe schematische Darstellung in Abb. 9.1) – durchgeführt. Das Ziel dieser beiden Vergleiche ist es, festzustellen welche der beiden Varianten aus ökologischer Sicht besser abschneidet. Der Aspekt «Verhalten basaltbewehrter Betonbauteile unter Brandlasten in Tunnels» wird dabei in diesem Vergleich ausgeblendet.

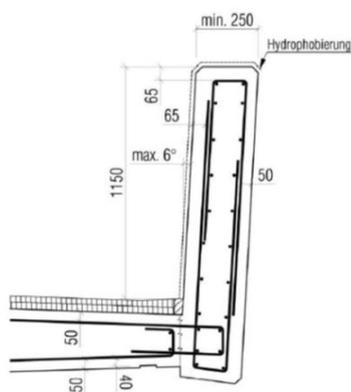


Abb. 4.5 Leitmauer mit geradem Profil, System 92, LM 1150

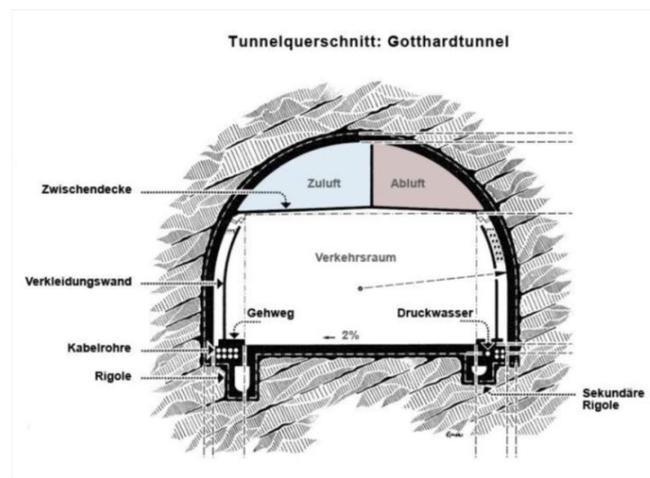


Abb. 9.1 Untersuchungsobjekte (Leitmauer sowie Zwischenendecke im Tunnel)

Für die beiden Vergleiche wurde als funktionale Einheit "1 Laufmeter Leitmauer resp. Tunnelzwischenendecke über 1 Jahr Nutzung" bei einer angenommenen Lebensdauer von 50 Jahren für die Stahlvariante und 100 Jahren im Falle der Basaltoption benutzt. In einer Sensitivitätsanalyse wurde – für den Fall einer Leitmauer mit Stahlbewehrung – der Fall einer Sanierung und der damit verbundenen Verlängerung der Lebensdauer auf ebenfalls 100 Jahre betrachtet.

Untersucht wurden bei allen Vergleichen der gesamte Lebenszyklus der beiden Elemente (Leitmauer/Tunnelzwischenendecke) – von der Gewinnung der Rohstoffe bis hin zur abschliessenden Entsorgung. Die Abb. 9.2 stellt das untersuchte System schematisch dar.



Abb. 9.2 Systemgrenze für die Berechnungen.

Wie aus Abb. 9.2 ersichtlich wird, liegt die Nutzung a priori nicht im System, sondern befindet sich ausserhalb der Systemgrenzen. "A priori", da der Unterhalt im Fall der Stahlvariante in der Studie Berücksichtigung gefunden hat durch den Prozess der Hydrophobierung, welcher alle 15 Jahre vorgenommen wird.

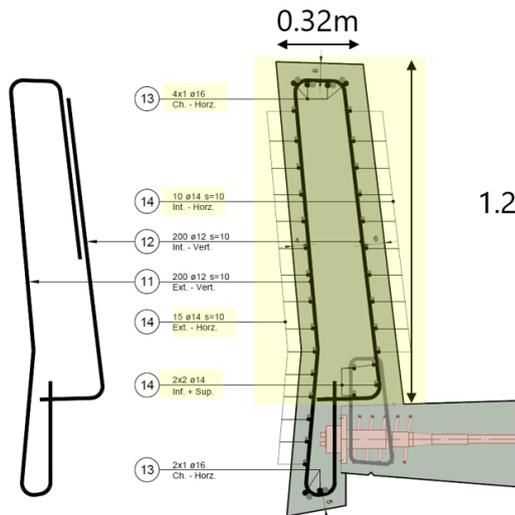
Sämtliche Berechnungen wurden direkt in MS Excel erstellt und als Hintergrunddatenbank wurde dabei die Datenbank "ecoinvent" in ihrer Version 3.8 ("recycled-content" Systemmodell) eingesetzt. Berechnet wurden drei verschiedene Umweltfaktoren, welche eine breite Akzeptanz in der CH-Bauwirtschaft geniessen – der Treibhauseffekt (GWP), ausgedrückt

in kg CO₂-Äquivalenten, die graue Energie (CED fossil), ausgedrückt in MJ-Äquivalenten, sowie eine ökologische Gesamtbetrachtung mit der Methode der ökologischen Knappheit, ausgedrückt mit den sogenannten Umweltbelastungspunkten (UBP).

9.2 Inventardaten

9.2.1 Leitmauer

Für die Modellierung einer Leitmauer (gelb hervorgehoben in Abb. 9.3) mit einer klassischen Stahlbewehrung wurden die folgenden Eckwerte (pro Laufmeter dieser Leitmauer) benutzt:



Beton: $0,32 \times 1,24 \times 1,0 \text{ m}^3 = 0,40 \text{ m}^3$
 Stahlbewehrung (pro Laufmeter

Mauer):

- Horizontal strassenseitig: 4 Ø14 mm
- Horizontal strassenseitig: 10 Ø14 mm
- Horizontal aussen: 12 Ø14 mm

- Oberseite: 4 Ø16 mm

Bewehrungsbügel aus Stahl:

- 10 Ø12 mm (mit jeweils einer Länge von $2 \times 1,18 + 2 \times 0,2 \approx 2,8 \text{ m}$)

Total ergibt dies 62.6 kg Stahlbewehrung pro Laufmeter der Leitmauer.

Abb. 9.3 Die betrachtete Leitmauer.

Für eine analoge Variante einer Leitmauer mit einer Basaltfaser-Bewehrung wurden die folgenden Annahmen für die Berechnungen getroffen:

Die Bewehrungsüberdeckung wird für das Beispiel reduziert von 60 auf 30 mm (Innenseite und Oben) sowie von 40 auf 30 mm (Aussenseite) – was zu einer Betonmenge von $0,28 \text{ m} \times 1,21 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} = 0,34 \text{ m}^3$ führt. Die Bewehrungsüberdeckung könnte bei Verwendung von Beton mit Grösstkorn 16 mm weiter reduziert werden auf 20 mm.

Für den Ersatz der Stahlbewehrung durch Basaltfaser-Bewehrung wird von einer zu erreichenden Steifigkeit EA von 50% ausgegangen, d.h. die Basaltfaser-Bewehrung weist mindestens 50% Steifigkeit EA der Stahlbewehrung auf. Die Experimente, die in Kapitel 7 dargestellt sind, haben gezeigt, dass dies genügend ist. Es wird angenommen, dass das Elastizitätsmodul der Basaltfaser-Bewehrung 50GPa beträgt. Somit wird beispielsweise ein Stahlbewehrungsstab mit einem Durchmesser von 12 mm durch einen Basaltfaser-Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 18 mm ersetzt.

Dies resultiert in Elementen mit 16 bis 20 mm Durchmesser für die oben dargestellte Leitmauer – aufsummiert ein Total von 34.6 kg Basaltfaser-Bewehrung pro Laufmeter.

Die Daten für beide Optionen (Stahlbewehrung resp. Basaltfaser-Bewehrung) sind in der folgenden Abbildung (Abb. 9.4) nochmals zusammenfassend aufgeführt:

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="5">Beton</td> </tr> <tr> <td>0.32</td> <td>1.24</td> <td>1</td> <td>0.40</td> <td>m3</td> </tr> <tr> <td colspan="5">Stahl</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>Gewicht</td> <td>Länge</td> <td>Total</td> <td></td> </tr> <tr> <td>mm</td> <td>kg/m</td> <td>m</td> <td>kg</td> <td></td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>0.888</td> <td>28</td> <td>24.9</td> <td></td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>1.21</td> <td>26</td> <td>31.5</td> <td></td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>1.58</td> <td>4</td> <td>6.3</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Total</td> <td>62.6</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>158 kg Stahl/m3</td> </tr> </table>					Beton					0.32	1.24	1	0.40	m3	Stahl					d	Gewicht	Länge	Total		mm	kg/m	m	kg		12	0.888	28	24.9		14	1.21	26	31.5		16	1.58	4	6.3				Total	62.6						158 kg Stahl/m3		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="5">Beton</td> </tr> <tr> <td>0.28</td> <td>1.21</td> <td>1</td> <td>0.34</td> <td>m3</td> </tr> <tr> <td colspan="5">Basalt</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>Gewicht</td> <td>Länge</td> <td>Total</td> <td></td> </tr> <tr> <td>mm</td> <td>kg/m</td> <td>m</td> <td>kg</td> <td></td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>0.416</td> <td>4</td> <td>1.7</td> <td></td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>0.513</td> <td>32</td> <td>16.4</td> <td></td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>0.635</td> <td>26</td> <td>16.5</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Total</td> <td>34.6</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>102 kg Basalt/m3</td> </tr> </table>					Beton					0.28	1.21	1	0.34	m3	Basalt					d	Gewicht	Länge	Total		mm	kg/m	m	kg		16	0.416	4	1.7		18	0.513	32	16.4		20	0.635	26	16.5				Total	34.6						102 kg Basalt/m3
Beton																																																																																																														
0.32	1.24	1	0.40	m3																																																																																																										
Stahl																																																																																																														
d	Gewicht	Länge	Total																																																																																																											
mm	kg/m	m	kg																																																																																																											
12	0.888	28	24.9																																																																																																											
14	1.21	26	31.5																																																																																																											
16	1.58	4	6.3																																																																																																											
		Total	62.6																																																																																																											
				158 kg Stahl/m3																																																																																																										
Beton																																																																																																														
0.28	1.21	1	0.34	m3																																																																																																										
Basalt																																																																																																														
d	Gewicht	Länge	Total																																																																																																											
mm	kg/m	m	kg																																																																																																											
16	0.416	4	1.7																																																																																																											
18	0.513	32	16.4																																																																																																											
20	0.635	26	16.5																																																																																																											
		Total	34.6																																																																																																											
				102 kg Basalt/m3																																																																																																										

Abb. 9.4 Die Ausmasse (Beton und Stahlbewehrung) der betrachteten Leitmauer im Vergleich der Ausmasse der mit Basaltfaser-Bewehrung ausgeführten Leitmauer.

9.2.2 Tunnelzwischendecke

Für die Modellierung der Tunnelzwischendecke wurde die Tunnelzwischendecke des Kirchenwaldtunnels auf der Autobahn A2/A8 gemäss Abb. 9.5 als Beispiel benutzt:

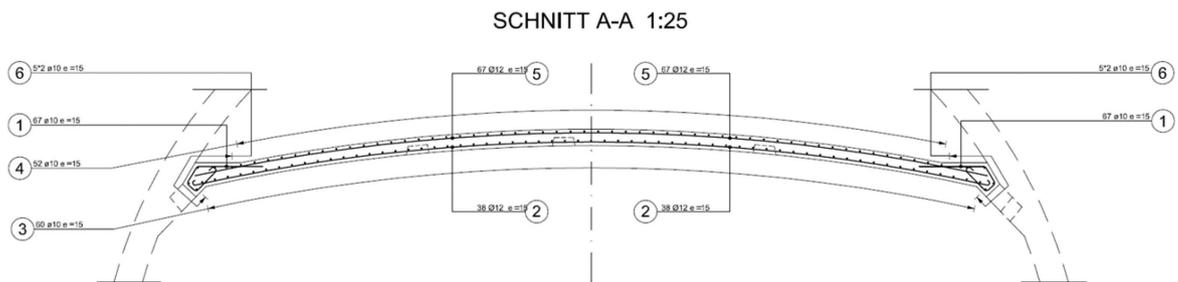


Abb. 9.5 Die betrachtete Tunnelzwischendecke.

Die Daten für die Umsetzung der beiden Optionen (Stahlbewehrung resp. Basaltfaser-Bewehrung) beim obigen Beispiel einer Tunnelzwischendecke sind in der folgenden Abbildung (Abb. 9.6) zusammenfassend aufgeführt:

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="5">Concrete</td> </tr> <tr> <td>0.18</td> <td>8.4</td> <td>1</td> <td>1.51</td> <td>m3</td> </tr> <tr> <td colspan="5">Stahl</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>Gewicht</td> <td>Länge</td> <td>Total</td> <td></td> </tr> <tr> <td>mm</td> <td>kg/m</td> <td>m</td> <td>kg</td> <td></td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>0.617</td> <td>120</td> <td>74.0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>0.888</td> <td>118</td> <td>104.8</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Total</td> <td>178.8</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>118 kg Stahl/m3</td> </tr> </table>					Concrete					0.18	8.4	1	1.51	m3	Stahl					d	Gewicht	Länge	Total		mm	kg/m	m	kg		10	0.617	120	74.0		12	0.888	118	104.8				Total	178.8						118 kg Stahl/m3		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="5">Beton</td> </tr> <tr> <td>0.16</td> <td>8.4</td> <td>1</td> <td>1.34</td> <td>m3</td> </tr> <tr> <td colspan="5">Basalt</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>Gewicht</td> <td>Länge</td> <td>Total</td> <td></td> </tr> <tr> <td>mm</td> <td>kg/m</td> <td>m</td> <td>kg</td> <td></td> </tr> <tr> <td>14</td> <td>0.307</td> <td>120</td> <td>36.8</td> <td></td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>0.513</td> <td>118</td> <td>60.5</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Total</td> <td>97.4</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>72 kg Basalt/m3</td> </tr> </table>					Beton					0.16	8.4	1	1.34	m3	Basalt					d	Gewicht	Länge	Total		mm	kg/m	m	kg		14	0.307	120	36.8		18	0.513	118	60.5				Total	97.4						72 kg Basalt/m3
Concrete																																																																																																				
0.18	8.4	1	1.51	m3																																																																																																
Stahl																																																																																																				
d	Gewicht	Länge	Total																																																																																																	
mm	kg/m	m	kg																																																																																																	
10	0.617	120	74.0																																																																																																	
12	0.888	118	104.8																																																																																																	
		Total	178.8																																																																																																	
				118 kg Stahl/m3																																																																																																
Beton																																																																																																				
0.16	8.4	1	1.34	m3																																																																																																
Basalt																																																																																																				
d	Gewicht	Länge	Total																																																																																																	
mm	kg/m	m	kg																																																																																																	
14	0.307	120	36.8																																																																																																	
18	0.513	118	60.5																																																																																																	
		Total	97.4																																																																																																	
				72 kg Basalt/m3																																																																																																

Abb. 9.6 Die Ausmasse (Beton und Stahlbewehrung) der betrachteten Tunnelzwischendecke im Vergleich der Ausmasse der mit Basaltfaser-Bewehrung ausgeführten Tunnelzwischendecke.

Zusammenfassend – bei einer Stahlbewehrung sind 1.51 m³ Beton sowie 178.8 kg Stahl notwendig; bei einer Basaltfaser-Bewehrung sind 1.34 m³ Beton und 97.4 kg Basaltfaser-Bewehrung nötig.

9.2.3 Materialien und Prozesse

Basaltfaser-Bewehrung

Die Basaltfaser-Bewehrung ist in drei Schritten modelliert. Für den ersten Schritt – den Abbau von Basalt in China – wird in dieser Studie mangels direkter Angaben der Datensatz "basalt quarry operation (RoW)" aus der Datenbank ecoinvent benutzt. Dieser Datensatz repräsentiert den Abbau von Basalt im Tagebau ausserhalb von Europa, basierend auf Daten von einer deutschen Abbaustätte.

Der zweite Schritt – die Basaltfaser-Produktion – findet in einer Distanz von 300 km statt. Der Transport dorthin findet per LKW statt. Die Faserproduktion ist modelliert mit Hilfe der

Angaben in Fort et al. 2021 [56] sowie Ergänzungen durch [89]. Die nachfolgende Tabelle (Tab. 9.1) fasst die benutzten Daten zusammen.

Der abschliessende Schritt zur Basaltfaser-Bewehrung findet dann in der Schweiz – bei [96] – statt. Der Transport bis nach Pfaffnau ist modelliert mit 340 km LKW, 850 km Rheinschiff sowie 20'000 km Hochseefrachter. Die Bewehrung wird mittels Pultrusion-Verfahren aus 75% Basaltfasern und 25% Epoxidharz (Auskunft durch [89]) hergestellt. Der Prozess weist eine Effizienz von 98% sowie einen Energiebedarf von 3.1 MJ/kg Bewehrung auf (Song et al. 2009, [57]), wobei angenommen wird, dass diese Energie zu 100% aus Elektrizität besteht.

Tab. 9.1 Daten für die Produktion von 1 kg Basaltfasern.

Input	Menge	Modelliert als	Bemerkungen
Wasser	0.748 kg	-	Ressourcenfluss
Basalt	1.4 kg	Basalt quarry operation (RoW)	-
Schmieröl	2.1 g	Market for lubricating oil (RoW)	-
Silikon	4.0 g	Market for silicone products (RoW)	-
Strom	1.2 kWh	electricity production, nuclear, pressure water reactor (CN)	Anlage wird zu 100% mit Strom aus Kernenergie betrieben (persönliche Mitteilung von R. Leutert, Basalt Fibertec)
Erdgas	12.5 MJ		
Diesel	0.0124 L	market for diesel, burned in building machine (GLO)	Interne Transportaufwände. Diesel = 45.4 MJ/L

Bewehrungsstahl

Bewehrungs-Stahl in der Schweiz (und für die Schweiz) wird bei [98] produziert. Von diesem Produzenten existiert ein EPD (Environmental Product Declaration) Bericht über "Rebar (WK)" [23]. Gemäss diesem EPD-Bericht weist dieser Baustahl einen Carbon Footprint von 368 kg CO₂-Äquivalente pro kg Stahl auf; berechnet mit Hilfe der Datenbank ecoinvent (Version 3.6). Da dieses Dokument nicht alle drei hier betrachteten Kenngrössen (d.h. GWP, CED und UBP) ausweist, muss für die vorliegende Dokumentation auf eine andere Datenquelle zurückgegriffen werden.

Die Datenbank ecoinvent bietet zwei Datensätze dafür. Für die vorliegende Studie wurde mit beiden Datensätzen gerechnet – "reinforcing steel production (Europe without Austria)" (→ als "Stahl (high)" geführt in der Studie) sowie "reinforcing steel production (Austria)" (→ als "Stahl (low)" geführt in der Studie). Der erste dieser beiden Datensätze repräsentiert den europäischen Verbrauchsmix, während letzterer den Wert für Baustahl aus einem spezifischen Werk in Österreich darstellt. Wenn man die GWP-Resultate der beiden Datensätze anschaut, so sieht man, dass der Österreichische Datensatz einen deutlich tieferen Wert aufweist – einen Wert, welcher nahe am Wert aus dem EPD-Dokument von Stahl Gerlafingen liegt.

Beton

Verschiedene Sorten von Beton wurden in der Studie berücksichtigt. Als "Default" Daten für die Leitmauer wird mit dem Datensatz "market for concrete, for deicing salt contact (CH)" gerechnet. Für die Tunnelzwischenendecke wird der Datensatz "market for concrete, high exacting requirements (CH)" als Standard benutzt. Mit den Datensätzen "market for concrete, normal (CH)" und "market for concrete, sole plate and foundation (CH)" wird im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse der Einfluss der Betondaten auf die Studienresultate untersucht. Für alle genannten Betonsorten wird direkt mit den jeweiligen Schweizer Markt-Datensätzen aus ecoinvent gerechnet.

Als eine weitere Sensitivität wurde zusätzlich auch noch ein Datensatz für die vom ASTRA im Rahmen eines parallelen Projektes entwickelte Betonmischung G-ND modelliert. Dafür wurden die beiden Datensätze von "concrete, for deicing salt contact" (Markt und Transformation) basierend auf den Angaben des ASTRA in [20] angepasst. In einer ersten Nä-

herung wurden nur die Angaben zur Zusammensetzung angepasst – für den Energieverbrauch der Betonproduktion wurden die Werte vom Datensatz "concrete, for deicing salt contact" übernommen.

Bauaufwand

Für den Transport der Materialien zur Baustelle wird mit 30 km (LKW-Transport) für den Beton sowie 200 km (LKW) für die Bewehrungen (aus Stahl sowie aus Basalt) gerechnet.

Der Bauaufwand selber wurde grob angenähert um eine Idee von der Grössenordnung dieses Schrittes im Vergleich zu den Materialien zu bekommen (d.h. um die Relevanz dieses Schrittes zu sehen). Benutzt wurden dafür Angaben des Tiefbauamtes des Kantons Zürich über Ihren Einsatz unterschiedlicher Baufahrzeuge im Bereich Tiefbau (Umtec, 2021, [24]).

Benutzt wurden von den Daten in Tab. 9.2 all jene Maschinentypen, welche sowohl für Beton, wie auch für Armierungseisen einen Wert grösser Null aufweisen (d.h. Radbagger, Raupenbagger, Radlader, Kompressoren sowie PneuKran). Diese Werte werden kombiniert mit den Verbrauchsangaben für diese verschiedenen Baumaschinen (Umtec, 2021, [24]) und modelliert in Ihrer Gesamtheit mit dem Datensatz "market for diesel, burned in building machine (GLO)" aus der Datenbank ecoinvent.

Tab. 9.2 Maschinenstunden unterschiedlicher Baumaschinen beim Tiefbau (Quelle: Umtec, 2021, [24]).

Bau / Instandhaltung & Instandsetzung	Maschinenstunden pro m ³ Beton		Maschinenstunden pro t Armierungseisen		Maschinenstunden Geländeabtrag pro m ³ Aushub	
Radbagger, 7-20 t	0.019	h/m ³	0.083	h/t	0.025	h/m ³
Raupenbagger, 20-30 t	0.019	h/m ³	0.083	h/t	0.025	h/m ³
Dozer	0.012	h/m ³	0.000	h/t	0.016	h/m ³
Walzen	0.014	h/m ³	0.000	h/t	0.019	h/m ³
Dumper	0.019	h/m ³	0.000	h/t	0.027	h/m ³
Radlader	0.019	h/m ³	0.083	h/t	0.025	h/m ³
Kompressoren	0.036	h/m ³	0.036	h/t	0.036	h/m ³
PneuKran	0.035	h/m ³	0.300	h/t	0.000	h/m ³

Unterhalt

Betreffend Unterhalt während der Nutzung wird in dieser Berechnung nur der Schritt einer Hydrophobierung alle 15 Jahre bei der Stahlbewehrung berücksichtigt. Nach Herstellerangaben werden 150 g/m² einer Silan-haltigen Substanz aufgetragen (Sika, 2022, [25]). In der vorliegenden Studie wird dieser Auftrag mit dem Datensatz "market for dimethyldichlorosilane (GLO)" abgebildet. Es wurden keine weiteren Aufwände des Unterhalts im Rahmen der vorliegenden Studie abgebildet.

End-of-Life Behandlung

Im Falle einer Basaltfaser-Bewehrung wird davon ausgegangen, dass das Bauteil (Leitmauer resp. Tunnelzwischenendecke) in seiner Gesamtheit für die Kiesproduktion eingesetzt werden kann. Der Datensatz "treatment of waste concrete gravel, recycling (CH)" aus ecoinvent wird benutzt, um die Aufwände für diesen Recycling-Prozess in der Studie zu berücksichtigen.

Bei einer Stahlbewehrung müssen die beiden Fraktionen (Beton, Stahl) getrennt werden, bevor jede einzeln in ein materielles Recycling zu gehen. Der gesamte Prozess wird hier modelliert mit den beiden Datensätzen "market for waste concrete gravel (CH)" sowie "market for waste reinforcement steel (CH)" aus der Datenbank ecoinvent, welche den aktuellen Mix zwischen Entsorgung und Recycling von dieser Art von Bauabfällen für die Schweiz darstellen.

9.3 Resultate

9.3.1 Leitmauer

Die Analyse des Lebenszyklus einer Leitmauer mit einer Basaltfaser-Bewehrung zeigt das in Abb. 9.7 dargestellte Bild.

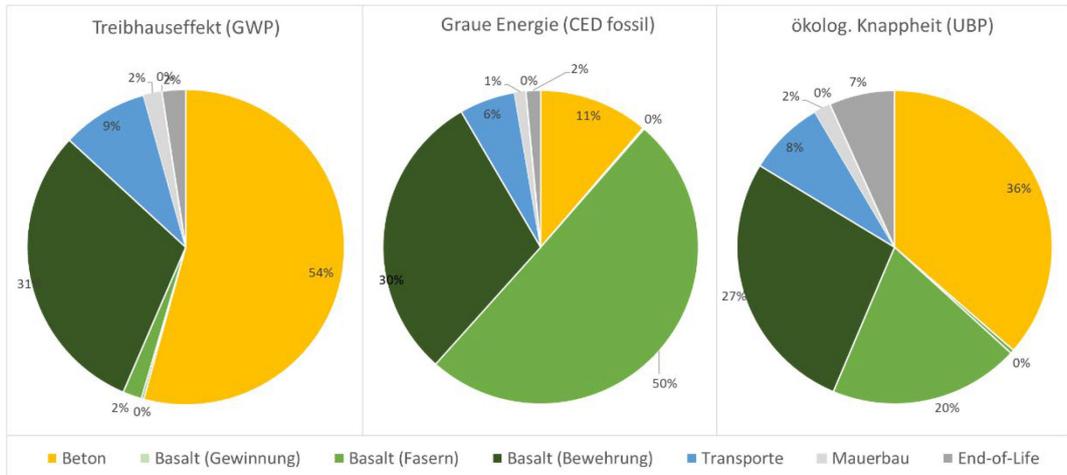
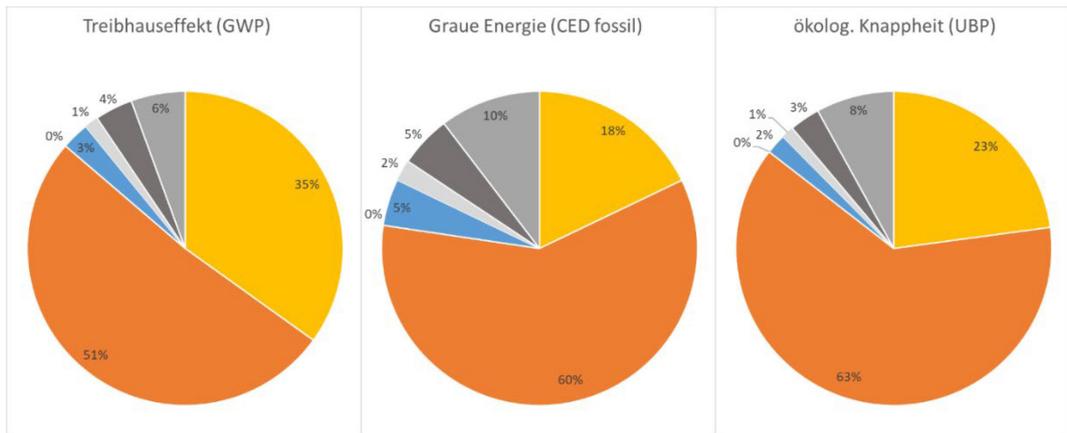


Abb. 9.7 Aufteilung der Umweltbelastung von einer Leitmauer mit einer Basaltfaser-Bewehrung auf die verschiedenen Lebensabschnitte und Materialien.

Die drei Faktoren (GWP, CED, UBP) werden alle von den Materialien (Beton, Basaltfaser-Bewehrung) dominiert; sie machen 75 bis 85% der Gesamtbelastung aus. Beim GWP dominiert Beton, welcher praktisch für die Hälfte der Gesamtbelastung verantwortlich zeichnet. Im Falle des CED sind die Schritte der Basaltfaser- sowie der Basaltfaser-Bewehrungsherstellung dominierend – zusammen sind diese beiden Prozesse für 75% der Gesamtbelastung zuständig. Bei den UBP halten sich Beton und Bewehrung die Stange.

Im Falle einer klassischen Stahlbewehrung sehen die Resultate in Funktion der Umweltbelastung des eingesetzten Stahls doch recht unterschiedlich aus (siehe Abb. 9.8). Im Fall einer Mauer mit "Stahl (high)" werden alle drei betrachteten Faktoren von der Produktion des Stahls dominiert (Stahl macht zwischen 51 und 63% der Gesamtbelastung aus. An zweiter Stelle folgt der Beton (18-35%), während auch in diesem Fall alle übrigen Schritte nur von untergeordneter Bedeutung sind.



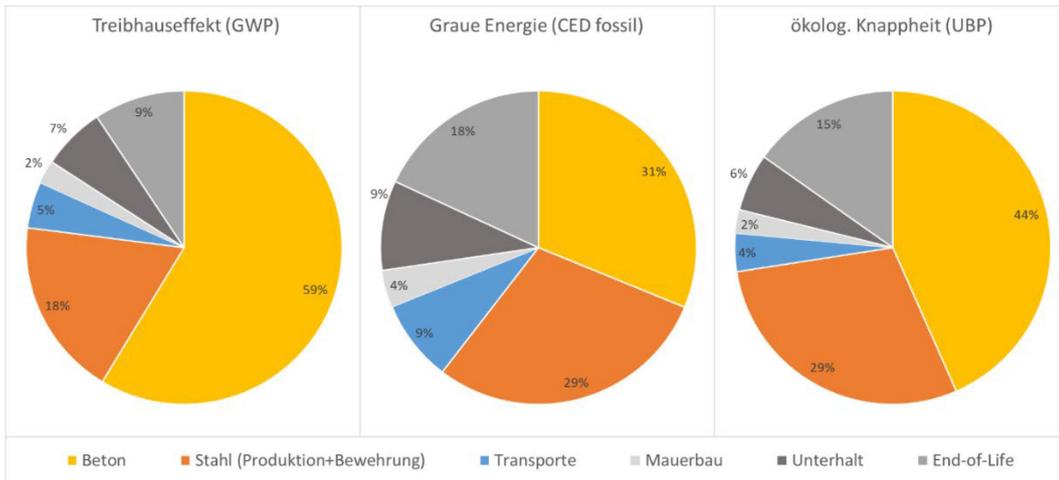


Abb. 9.8 Aufteilung der Umweltbelastung von einer Leitmauer mit einer Stahlbewehrung auf die verschiedenen Lebensabschnitte und Materialien. Das obere Bild zeigt die Resultate mit dem Datensatz für "Stahl (high)" – das untere Bild zeigt die Verhältnisse bei der Benutzung des Datensatzes für "Stahl (low)".

Werden für den Stahl die ökologisch tieferen Werte eingesetzt, so reduziert sich die Relevanz des Stahls sehr deutlich – er ist dann nur noch für 18 bis 29% der Gesamtbelastung verantwortlich. Auf der anderen Seite nimmt dann die Relevanz von Beton zu – nun ist dieses Material für 31 bis 59% der gesamten Belastung verantwortlich. Deutlich relevanter wird in diesem Szenario auch die Entsorgung; sie macht zwischen 9 und 18% der Gesamtbelastung aus.

Der Vergleich der beiden Materialoptionen (d.h. eine Leitmauer mit einer Stahlbewehrung resp. mit einer Basaltfaser-Bewehrung) führt zu folgendem Bild.

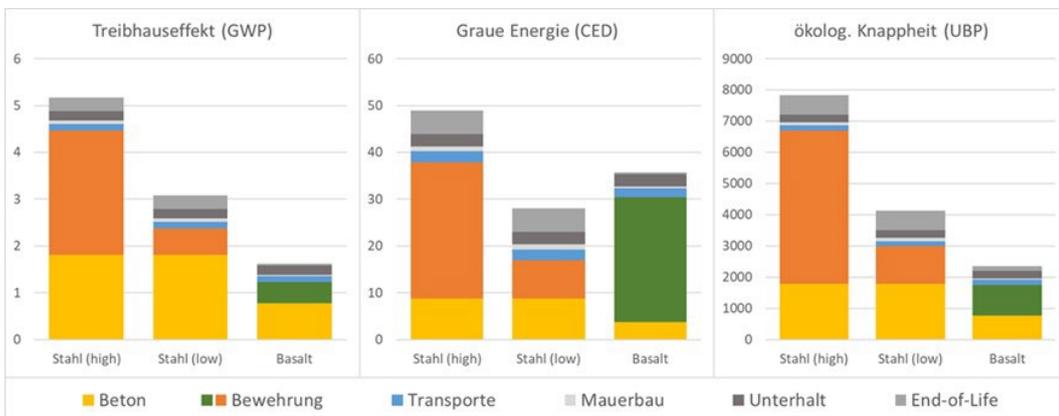


Abb. 9.9 Vergleich der Umweltbelastungen der Leitmauern mit einer Stahl- resp. einer Basaltfaser-Bewehrung. Dargestellt ist die jährliche Umweltbelastung pro Meter Mauer.

Während beim Treibhauseffekt und der Betrachtung nach der ökologischen Knappheit die Mauer mit der Basaltfaser-Bewehrung in allen Fällen besser abschneidet als Mauern mit einer Stahlbewehrung, hängt der ökologische "Gewinner" bei der Grauen Energie (CED) von den benutzten Stahldaten ab; werden die ökologischen Stahldaten aus Österreich eingesetzt, so weist die Leitmauer mit Stahl eine rund 20% tiefere Belastung auf als die gleiche Mauer mit einer Basaltfaser-Bewehrung.

Die Nutzung von anderen Daten für die Betonproduktion hat keinen Einfluss auf den hier beschriebenen Sachverhalt, wie es eine erste Sensitivitätsanalyse in Abb. 9.10 (oben) gut zeigt, selbst bei Nutzung der neuen Betonsorte G-ND.

Die zweite Sensitivitätsanalyse (Abb. 9.10, unten) zeigt den Einfluss von einer Reihe von Faktoren bei der Herstellung der Basaltfaser-Bewehrung. Im Detail sind folgende Sensitivitäten hier dargestellt:

- **Ester** → Ersatz von Epoxyharz durch Vinylester im Pultrusion-Schritt der Basaltfaser-Bewehrungsproduktion;
- **China** → 100% Chinesischer Strommix für Schritt der Basaltfaserproduktion
- **Lit/CN** → Energieverbrauch der Basaltfaserproduktion gemäss benutzter Literatur (i.e. Mix von Strom und Erdgas), mit chinesischem Strommix gerechnet
- **Lit/IS** → Energieverbrauch der Basaltfaserproduktion gemäss benutzter Literatur (i.e. Mix von Strom und Erdgas), mit isländischem Strommix gerechnet
- **Island** → 100% Isländischer Strommix für Schritt der Basaltfaserproduktion
- **Railway** → Direkter Transport der Basaltfasern mit der Eisenbahn von China in die Schweiz

Der Wechsel von Epoxyharz auf einen Vinylester führt zu einer weiteren Reduktion der Umweltbelastung für die Basaltfaser-Bewehrung, unabhängig vom Bewertungsfaktor. Der Transport auf dem Landweg – mit der Eisenbahn – führt demgegenüber zu einer klaren Erhöhung der Transport-bezogenen Belastung für alle drei hier untersuchten Faktoren.

Der Energiemix (und damit der Produktionsort) kann die Umweltbelastung der Basaltfaser-Bewehrung ebenfalls deutlich verändern. Aus einer reinen CO₂-Sicht (Treibhauseffekt) ist die Nutzung von Strom aus Kernenergie die beste Lösung – sobald man aber Faktoren wie die Graue Energie oder eine ökologische Gesamtbeurteilung mit der Methode der ökologischen Knappheit vornimmt, wird das Bild weniger klar. Betreffend graue Energie schneidet eine 100%ige Nutzung von isländischem Strom – mit seinem hohen Anteil an erneuerbaren Energieträgern – am günstigsten ab, während aus der Sicht der Methode der ökologischen Knappheit nur geringe Unterschiede zwischen den meisten untersuchten Szenarien vorhanden sind.

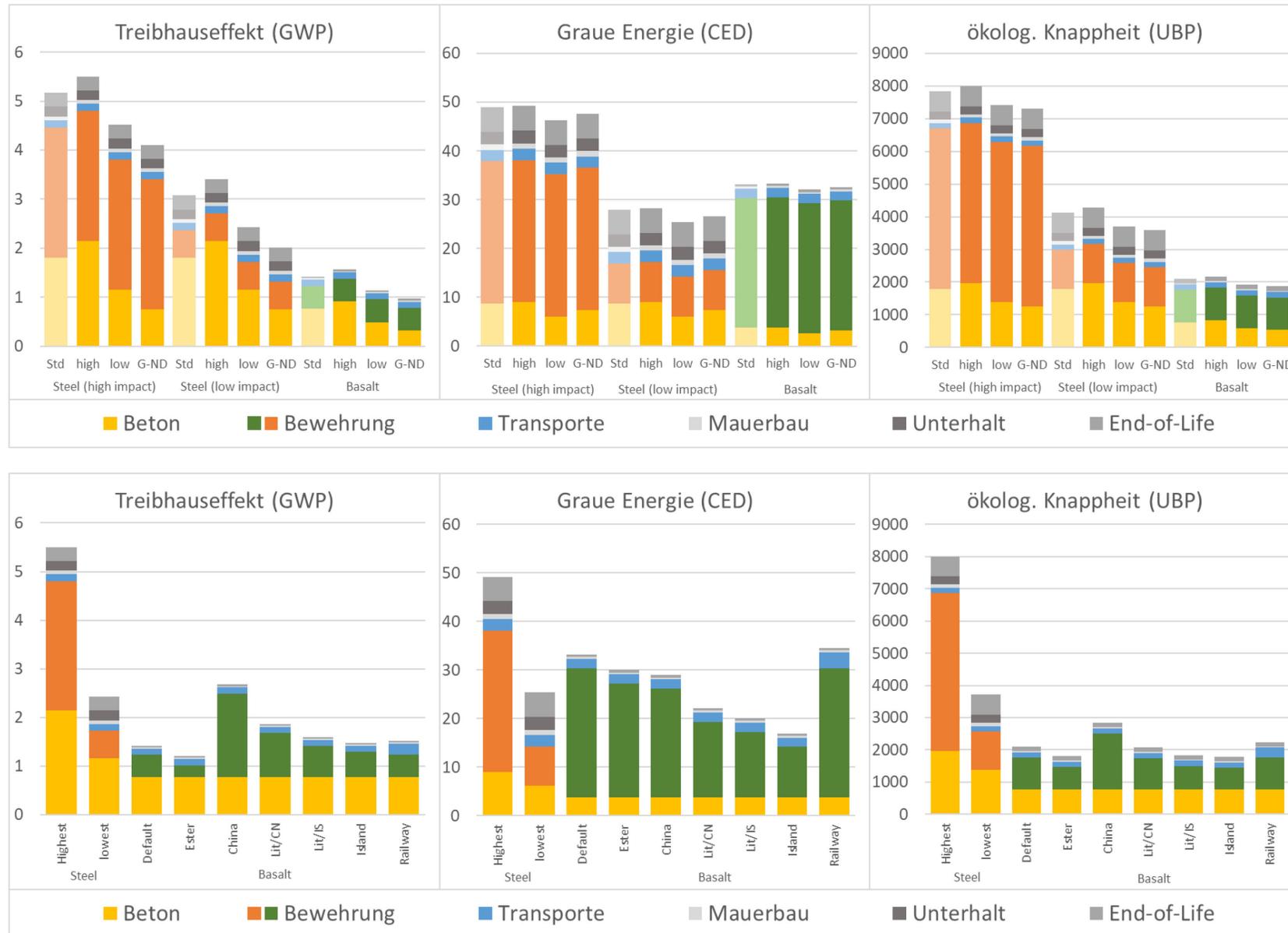


Abb. 9.10 Sensitivität der Resultate auf die benutzten Daten für den Beton (oben) sowie die Herstellung der Basalfaser-Bewehrung (unten). Dargestellt ist die jährliche Umweltbelastung pro Meter Mauer.

In einer dritten Sensitivitätsanalyse wurde untersucht, wie sich bei einer Leitmauer mit Stahl eine Verlängerung der Lebensdauer auf 100 Jahre, bei welcher eine Instandsetzung nach 50 Jahren erfolgt, auf die Resultate auswirkt. Betrachtet wurden dafür zwei verschiedene Szenarien für die Instandsetzung nach 50 Jahren. Das Szenario IS1 repräsentiert dabei eine Instandsetzung mit hohem Aufwand. Bei diesem Szenario wird davon ausgegangen, dass Chloride die Bewehrung erreicht habe und Korrosion der Bewehrung vorliegt. Dafür werden hier folgende Schritte modelliert:

- Schritt 1: Hydrodynamischer Abtrag von Beton bis hinter die Bewehrung. Für die Modellierung wird angenommen dass Aussen 5 cm und Innen sowie Oben je 7 cm Beton abgetragen und entsorgt werden. Für den Aufwand werden in einer ersten Näherung die gleichen Daten wie für den Mauerbau verwendet.
- Schritt 2: Es wird angenommen, dass 10% der Stahlbewehrung ausgetauscht wird.
- Schritt 3: Auftrag von Beton für Abdeckung der Bewehrung. Für die Modellierung wird angenommen, dass Aussen 2 cm und Innen sowie Oben je 4 cm Beton aufgespritzt werden (Effizienz von Prozess 50%). Für den Aufwand werden wiederum die gleichen Daten wie für den Mauerbau verwendet.
- Schritt 4: Auftrag einer 30mm UHFB-Schicht zur Abdichtung und als Oberflächenschutz. Für die Modellierung wird angenommen, dass Aussen, Innen sowie Oben 3 cm UHFB-Beton aufgetragen werden (Effizienz von Prozess 90%). Für den Aufwand werden wiederum die gleichen Daten wie für den Mauerbau verwendet.

Szenario **IS2** repräsentiert eine Instandsetzung mit geringem Aufwand. Hier wird davon ausgegangen, dass zwar die Betonoberfläche frost-tausalzgeschädigt ist, ohne dass aber relevante Chloridgehalte bis zur Bewehrungstiefe vorliegen und letztere somit nicht freigelegt werden muss. Im Detail werden hier folgende Schritte modelliert:

- Schritt 1: Hydrodynamischer Abtrag von Beton soweit wie schadhaft (aber nicht bis zur Bewehrung). Für die Modellierung wird angenommen, dass Aussen, Innen sowie Oben je 2 cm Beton abgetragen und entsorgt werden. Für den Aufwand werden in einer ersten Näherung die gleichen Daten wie für den Mauerbau verwendet.
- Schritt 2: Auftrag von neuem Beton. Für die Modellierung wird angenommen, dass auf die gleiche Dimension Beton aufgespritzt wird – also Aussen, Innen sowie Oben jeweils 2 cm (mit einer Effizienz des Spritzprozesses von 50%). Für den Aufwand werden wiederum die gleichen Daten wie für den Mauerbau verwendet.
- Schritt 3: Auftrag eines Oberflächenschutz-Systems. Für die Modellierung wird hier die gleiche Hydrophobierung aufgetragen, wie weiter oben im Bericht für den Unterhalt durchgeführt ist. Es wird davon ausgegangen, dass diese Behandlung alle 15 Jahre wiederholt werden muss, und somit Total 4x erfolgt (Bei Instandsetzung – nach 15 Jahre – nach 30 Jahren – nach 45 Jahren).

Die daraus resultierenden Sensitivitäten führen zu den folgenden Resultaten:

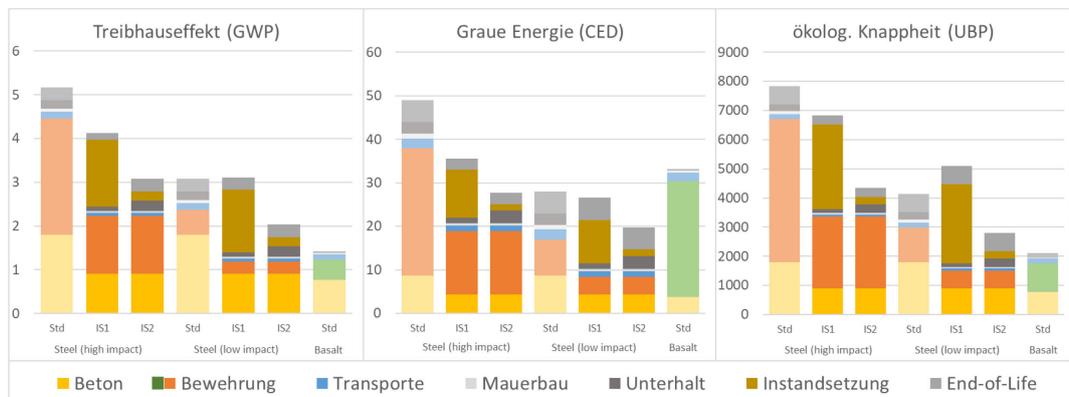


Abb. 9.11 Sensitivität der Resultate bei einer Verlängerung der Lebensdauer einer Stahlbewerten Leitmauer auf 100a, unter Berücksichtigung der Instandsetzungsarbeiten nach 50 Jahren. Dargestellt ist die jährliche Umweltbelastung pro Meter Mauer.

Die Verlängerung der Nutzungsdauer einer Stahl-bewehrten Leitmauer auf 100 Jahre durch eine Instandsetzung nach 50 Jahren hat keinen Einfluss auf den oben beschriebenen Sachverhalt (i.e. beim Treibhauseffekt sowie der Betrachtung nach der ökologischen Knappheit schneidet die Mauer mit der Basaltfaser-Bewehrung in allen Fällen besser ab als Mauern mit einer Stahlbewehrung, bei der Grauen Energie (CED) hängt der ökologische "Gewinner" von den benutzten Stahlraten ab) – und dies weitgehend unabhängig davon ob die Instandsetzungsarbeiten nach 50 Jahren minimal gehalten werden können (d.h. Szenario IS2) oder nicht.

9.3.2 Tunnelzischendecke

Die Analyse des Lebenszyklus der hier untersuchten Tunnelzischendecke mit einer Basaltfaser-Bewehrung zeigt das in Abb. 9.12 dargestellte Bild. Die Dominanz der Materialien bei den drei Faktoren (GWP, CED, UBP) ist geringer als im Fall der Leitmauer; sie machen noch etwa 65 bis knapp 80% der Gesamtbelastung aus. Der Unterhalt weist mit 14 bis 20% einen relevanten Beitrag auf. Beim GWP dominiert weiterhin der Beton, welcher für knapp die Hälfte der Gesamtbelastung verantwortlich zeichnet. Im Falle des CED sind die Schritte der Basaltfaser sowie der Basaltfaser-Bewehrung dominierend. Zusammen sind diese beiden Prozesse für rund zwei Drittel der Gesamtbelastung zuständig. Bei den UBP halten sich Beton und die Bewehrung wiederum in etwa die Stange.

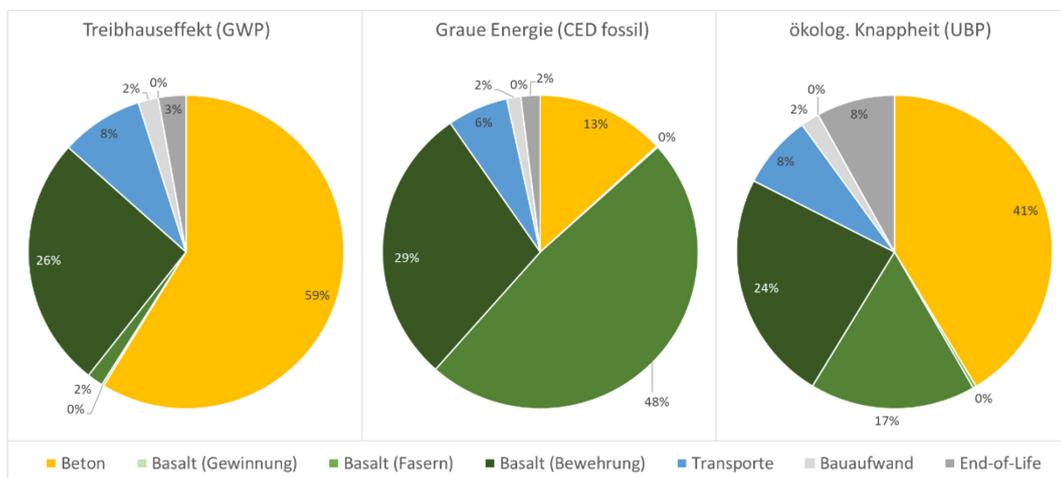


Abb. 9.12 Aufteilung der Umweltbelastung von einer Tunnelzischendecke mit einer Basaltfaser-Bewehrung auf die verschiedenen Lebensabschnitte und Materialien.

Im Falle einer klassischen Stahlbewehrung sehen die Resultate in Funktion der Umweltbelastung des eingesetzten Stahls wiederum recht unterschiedlich aus (siehe Abb. 9.13).

Im Fall einer Tunneldecke mit "Stahl (high)" werden alle drei betrachteten Faktoren von der Produktion des Stahls dominiert (Stahl ist für 45 bis 56% der Gesamtbelastung verantwortlich). An zweiter Stelle folgt der Beton (18-37%), während von den übrigen Schritten v.a. beim CED Unterhalt sowie End-of-Life mit über 10% der Belastung auffallen.

Werden für den Stahl die ökologisch tieferen Werte eingesetzt, so reduziert sich die Relevanz des Stahls sehr deutlich – er ist dann nur noch für 15 bis 24% der Gesamtbelastung verantwortlich. Auf der anderen Seite nimmt dann die Relevanz von Beton zu – nun ist dieses Material für 30 bis 58% der gesamten Belastung verantwortlich. Deutlich relevanter wird in diesem Szenario wiederum die Entsorgung; sie macht zwischen 9 und 18% der Gesamtbelastung aus – aber auch der Unterhalt kommt praktisch in der gleichen Grössenordnung zu liegen.

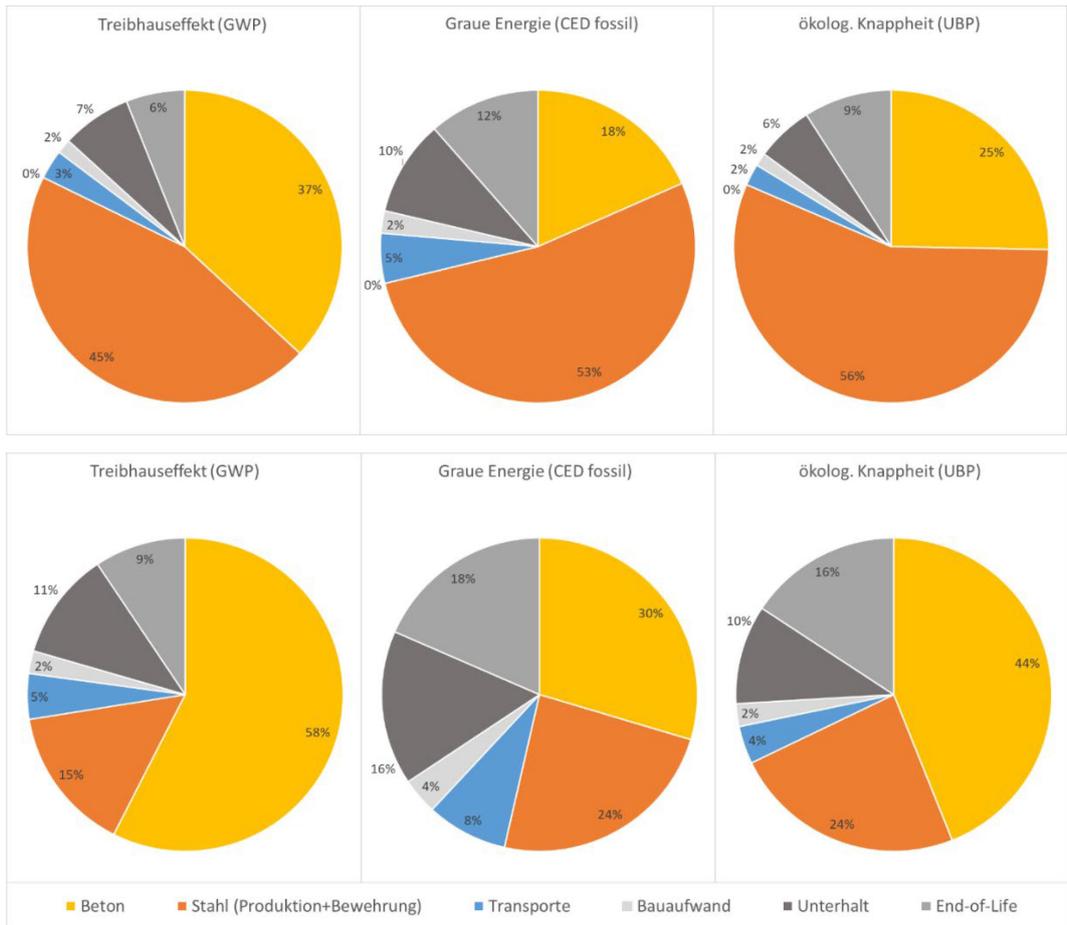


Abb. 9.13 Aufteilung der Umweltbelastung von einer Tunnelzwischendecke mit einer Stahlbewehrung auf die verschiedenen Lebensabschnitte und Materialien. Das obere Bild zeigt die Resultate mit dem Datensatz für "Stahl (high)" – das untere Bild zeigt die Verhältnisse bei der Benutzung des Datensatzes für "Stahl (low)".

Der Vergleich der beiden Materialoptionen (d.h. einer Tunnelzwischendecke mit einer Stahlbewehrung resp. mit einer Basaltfaser-Bewehrung) führt zu folgendem Bild.

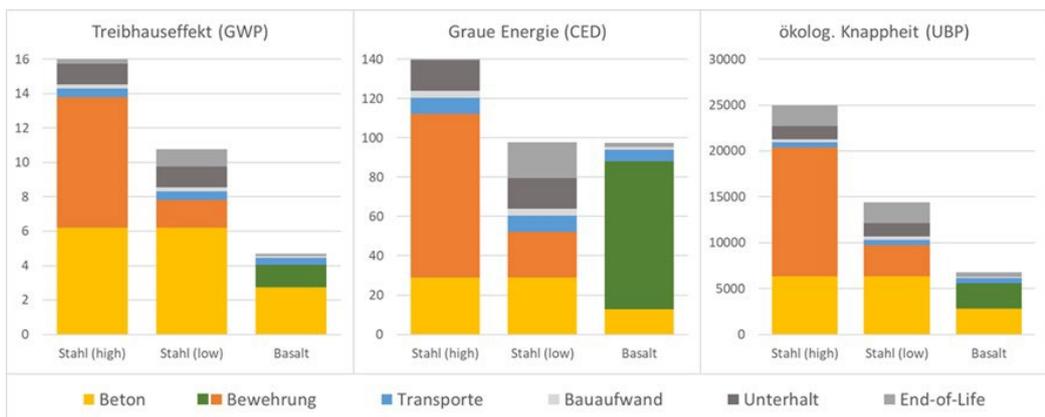


Abb. 9.14 Vergleich der Umweltbelastungen von Tunnelzwischendecken mit einer Stahl- resp. einer Basaltfaser-Bewehrung. Dargestellt ist die jährliche Umweltbelastung pro Meter Tunnelzwischendecke.

Das Bild ist praktisch identisch mit der Leitmauer. Während beim Treibhauseffekt und der Betrachtung nach der ökologischen Knappheit die Zwischendecke mit der Basaltfaser-Bewehrung in allen Fällen besser abschneidet, als Decken mit einer Stahlbewehrung, hängt der ökologische "Gewinner" bei der Grauen Energie (CED) wiederum von den benutzten Stahldaten ab. Werden die ökologischen Stahldaten aus Österreich eingesetzt, so weist

eine Tunnelzischendecke mit Stahl eine vergleichbare Belastung auf wie eine Tunnelzischendecke mit einer Basaltfaser-Bewehrung.

9.4 Diskussion und Schlussfolgerung

Die beiden hier untersuchten Beispiele zeigen, dass die grösste Hebelwirkung bei der Stahlbewehrung liegt – mit einem ökologisch produzierten Stahl, was in der Schweiz dem üblichen Bewehrungs-Stahl entspricht, wird bei der Stahlbewehrung weniger graue Energie benötigt als bei der Basaltfaser-Bewehrung.

Bei einer Betrachtung des Treibhauseffektes, oder einer ökologischen Gesamtbetrachtung mit der Methode der ökologischen Knappheit schneidet die Basaltfaser-Bewehrung hingegen unter allen hier betrachteten Rahmenbedingungen günstiger ab, als eine Stahlbewehrung. Beeinflusst wird das System der Basaltfaser-Bewehrung von den eingesetzten Materialien (vor allem Beton und Basaltfaser-Bewehrung). Diese machen 75 bis 85% der Gesamtbelastung aus, wobei beim GWP Beton dominierend ist, beim CED die Schritte der Basaltfaser- sowie der Basaltfaser-Bewehrungsherstellung, während sich bei den UBP Beton und Bewehrung in etwa die Stange halten. Eine Herstellung der Basaltfaser-Bewehrung näher an der Schweiz und mit einem nachhaltigeren Energiemix beeinflusst das Resultat dabei nicht massgebend.

10 Schlussfolgerungen und Empfehlungen

Das in den Kapiteln 1 bis 9 zusammengestellte Wissen zu Basaltfaser-Bewehrungen führt zu folgenden Schlussfolgerungen und Empfehlungen:

- Basaltfaser-Betonbewehrungen sind eine gute Alternative zu nicht rostenden Bewehrungsstählen für den Einsatz in stark umweltbeanspruchten Bauteilen, da sie nicht korrodieren. Anwendungsempfehlungen sind unten aufgelistet.
- Beim Einsatz von Basaltfaser-Betonbewehrungen müssen folgende Punkte beachtet werden:
 - Linear-elastisches Verhalten, kein Fließplateau
 - Tiefes Elastizitätsmodul ($\frac{1}{4}$ von Stahl)
 - Festigkeitsreduktion durch alkalische Umgebung im Beton
 - Kriechbruch unter hoher Dauerlast
- Die Kurzzeit-Zugfestigkeit f_{tk0} von Basaltfaser-Betonbewehrungen liegt etwa bei 1'000-1'200 MPa, der Elastizitätsmodul E_{FR} etwa bei 50 GPa und die 100-jährige Dauerzugfestigkeit $f_{tk,100a}$ etwa bei 400-500 MPa. Diese Eigenschaften sind vom Basaltfasertyp, der Art der Schlichte und dem Kunststofftyp für die Matrix abhängig und müssen für jedes Produkt separat geprüft werden.
- International bestehen verschiedene Prüfkonzeppte zur Ermittlung der 100-jährigen Dauerzugfestigkeit. In der Schweiz muss noch ein allgemein akzeptiertes Prüfkonzeppt entwickelt werden. Die in diesem Sachstandsbericht gesammelten Konzepte können zur Entscheidungsfindung beitragen. Ebenfalls noch ausstehend ist die Definition der Prüfung und der Anforderungen an die Restfestigkeit von Basaltfaser-Bewehrung.
- Basaltfaser-Bewehrungen eignen sich speziell gut für den Einsatz zusammen mit modernen Betonsorten, die aus Nachhaltigkeitsgründen (Zemente mit stark reduziertem Klinkeranteil) reduzierte pH-Werte aufweisen (keine Korrosion; je weniger Alkalien, desto bessere Dauerstand-Zugfestigkeit).
- Bei der Biegebemessung von Basaltfaser-Betonbewehrungen wird meist die Gebrauchstauglichkeit, d.h. der Nachweis der Rissweiten (≤ 0.5 mm), der Dauer-Zugspannungen in der Basaltfaser-Bewehrung ($\leq f_{tk,100a}$), und der Durchbiegung unter Gebrauchslasten massgebend. Zur Vorbemessung kann vom doppelten Querschnitt im Vergleich zu Stahlbewehrung ausgegangen werden. Die Spannungen im Querschnitt können mit der üblichen Querschnittsanalyse ermittelt werden. Die Tragsicherheit ist mit einer Rest-Zugfestigkeit der Basaltfaser-Bewehrung zu ermitteln. Die bevorzugte Bruchart sollte Betonstauchen sein.
- Die in den aktuellen Normenwerken festgehaltenen Grenzwerte für die zulässigen Durchbiegungen können mit Betonbauteilen mit Basaltfaser-Bewehrungen nur mit sehr hohem Aufwand, d.h. viel Bewehrungs-Querschnitt zu erreichen. Es ist zu prüfen, ob die Grenzwerte je nach Nutzung angepasst oder ganz weggelassen werden können.
- Die Versuche an Trägern haben gezeigt, dass die Querkraftbemessung mit dem üblichen Fachwerkmodell gut funktioniert. Es konnten Zugspannungen in den Bügeln von etwa 250-300 MPa beobachtet werden. Da Bügel bei den Abbiegungen deutlich tiefere Festigkeiten aufweisen, empfiehlt es sich auch, deutlich tiefere Zugspannungen bei der Querkraftbemessung als bei der Biegebemessung anzusetzen.
- Bei den im Rahmen dieses Projektes durchgeführten Versuchen traten durch das aus der Sicht der Stahlbetonbauweis ungewöhnliche Verhältnis zwischen der tiefen Steifigkeit im Vergleich zur hohen Festigkeit unübliche Brucharten auf. Beispielsweise wurden Schubbrüche in Platten beobachtet. Es ist somit zu beachten, dass durch den Einsatz von Basaltfaser-Betonbewehrungen andere Brucharten auftreten können.
- Bei einer Betrachtung des Treibhauseffektes und einer ökologischen Gesamtbetrachtung mit der Methode der ökologischen Knappheit schneidet die Basaltfaser-Bewehrung unter allen hier betrachteten Rahmenbedingungen günstiger ab als eine Stahlbewehrung. Bezüglich grauer Energie schneidet die Stahlbewehrung (aus Recyclingstahl gewonnen) hingegen, je nach Bauteil und Bewehrungsgehalt, knapp gleich (hier Tunnelzwischenendecke) oder besser (hier Leitmauer) ab als die Basaltfaser-Bewehrung.

Anwendungsempfehlungen für Basaltfaser-Bewehrung

Der wichtigste Vorteil von Basaltfaser-Bewehrung gegenüber Stahlbewehrung ist, dass sie nicht korrodiert. Somit empfiehlt sich der Einsatz von Basaltfaser-Bewehrung hauptsächlich in stark umweltbeanspruchten Bauteilen, beispielsweise als Ersatz von konventionellen Bewehrungen mit stark erhöhten Betondeckungen oder Bewehrungsstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand (z.B. Top12) für:

- Konsolköpfe und Leitmauern bei Brücken
- Stützmauern, Wände, Stützen
- Tunnel (Wandplatten)
- Ölrückhaltebecken und Strassenabwasser-Behandlungsanlagen (SABA)
- Ortbetonschächte
- Durchlässe
- Parkhäuser
- Montagebewehrung mit reduzierter Bewehrungsüberdeckung für alle Bauwerksteile
- Bauteile von Hochenergieanlagen, Krankenhäuser, Bauteile im Bahnbereich, wo elektrisch nichtleitende Bewehrung gefordert wird (analog zu Glasfaser-Bewehrung).

Literaturverzeichnis

Normen, Richtlinien

[1]	CEN/TC 250/SC 2 "Eurocode 2: Design of concrete structures", Entwurf vom 2022-08-01, Annex R "Embedded Reinforcement"
[2]	CEN/TC 250/SC 2/WG 1 "Coordination and Editorial Panel", BD EN 1992-1-1 Annex_C.8.2 D1 TG1, Entwurf vom 2021-05-20, Background document to subclause C.8.2 "Requirements to Materials – Embedded FRP Reinforcement"
[3]	CSA Standards, S806-12 (reaffirmed 2017) "Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers"
[4]	CSA Standards, S807:19 "Specification for fibre-reinforced polymers"
[5]	ISO 10406-1 (2015): Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete – Test methods – Part 1: FRP bars and grids
[6]	EN 705: Plastics piping systems - Glass-reinforced thermosetting plastics (GRP) pipes and fittings - Methods for regression analyses and their use. (1994)
[7]	ACI 440.1R-15 Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars , 2015, 88 Seiten
[8]	ACI 440.3R-12, Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composites for Reinforcing or Strengthening Concrete and Masonry Structures , 2012, 28 Seiten
[9]	SIA 262 (2017), Betonbau , Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein, 116 Seiten
[10]	ASTM D570 (reapproved 2018): Standard Test Method for Water Absorption of Plastics, 4 Seiten
[11]	ASTM D5229 (reapproved 2004): Standard Test Method for Moisture Absorption Properties and Equilibrium Conditioning of Polymer Matrix Composite Materials, 13 Seiten
[12]	EN 10080 (2005), Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl – Allgemeines. Anhang D: Verbundversuch für gerippten und profilierten Bewehrungsstahl- Ausziehversuch
[13]	SIA 260 (2013), Grundlagen der Projektierung von Tragwerken , Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein, 44 Seiten
[14]	ASTM D7957 (2022): Standard Specification for Solid Round Glass Fiber Reinforced Polymer Bars for Concrete Reinforcement.
[15]	ASTM D7205 (2021): Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars.
[16]	ASTM D7337 (reapproved 2019): Standard Test Method for Tensile Creep Rupture of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars.
[17]	ASTM 7705 (reapproved 2019): Standard Test Method for Alkali Resistance of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Matrix Composite Bars used in Concrete Construction.
[18]	ASTM D7913 (Reapproved 2020): Standard Test Method for Bond Strength of Fiber-Reinforced Polymer Matrix Composite Bars to Concrete by Pullout Testing.
[19]	ASTM 4475 (Reapproved 2021): Standard Test Method for Apparent Horizontal Shear Strength of Pultruded Reinforced Plastic Rods By the Short-Beam Method.
[20]	ASTRA – Dokumentation: Neues Entwurfsverfahren für Beton – Pilotanwendung bei der Bahnhofbrücke Tüscherz" (Projekt 21-114) [Entwurf].

Berichte, Bücher

[21]	<i>fib</i> bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures , fédération internationale du béton (fib): Technical Report of Task Group 9.3, September 2007.
[22]	Handbook of natural fibres (second edition), Wu Z, Wang X, Liu J, Chen X, Mineral fibres; basalt . Woodhead Publishing Series in Textiles, Volume 1, Section 13
[23]	Stahl Gerlafingen/AFV Beltrame Group. Environmental Product Declaration REBAR Manufactured in Gerlafingen . Report v1.11, 2021-02-05.
[24]	Pohl T. Reduktion der Umweltbelastung des Tiefbauamts des Kantons Zürich. Ökobilanz, Reduktionspotentiale und Ökoeffizienzanalyse . Schlussbericht der Umtec Technologie AG im Auftrag des Tiefbauamts des Kantons Zürich, Oktober 2021.
[25]	Sika – Produktdatenblatt Sikagard-705 L . Version 03.04 – Oktober 2020

- [26] *fib* Bulletin 90: **Externally applied FRP reinforcement for concrete structures**, fédération internationale du béton (fib), Technical Report of Task Group 5.1, May 2019.
- [27] Zoghi M., **FRP Composites in Civil Engineering**. The International Handbook, CRC Press, Taylor & Francis Group, US, 2014.
- [28] *fib* **Model Code for Concrete Structures 2010**, International Federation for Structural Concrete, 2013

Zeitschriften Artikel (Journal Papers)

- [29] Banibayat P, and Patnaik A, **Creep Rupture Performance of Basalt Fiber-Reinforced Polymer Bars**, J. Aerosp. Eng., 2015, 28(3)
- [30] Velpari V, Ramachandran B, Bhaskaran T, Pai B, Balasubramanian N, **Alkali resistance of fibres in cement**, Journal of Materials Science, 15(6), Seiten 1579-1584.
- [31] Benmokrane B, Elgabbas F., Ahmed E., Cousin P., **Characterization and Comparative Durability Study of Glass/Vinylester, Basalt/Vinylester, and Basalt/Epoxy FRP Bars**. Journal of Composites for Construction 19(6), 04015008-1 (2015).
- [32] Benmokrane B, Hassan M, Robert M, Vijay P, Manalo A. **Effect of different constituent fiber, resin, and sizing combinations on alkaline resistance of basalt, carbon, and glass FRP bars**. Journal of Composites for Construction 24(3), 04020010 (2020).
- [33] Ali AH, Mohamed HM, Benmokrane B, ElSafty A, Chaallal O. **Durability performance and long-term prediction models of sand-coated basalt FRP bars**. Composites Part B: Engineering 157, 248-58 (2019)
- [34] Elgabbas F, Ahmed EA, Benmokrane B. **Physical and mechanical characteristics of new basalt-FRP bars for reinforcing concrete structures**. Construction and Building Materials 95, 623-35 (2015)
- [35] Broyles N, Verghese K, Davis R, Lesko J, Riffle J. **Pultruded carbon fiber/vinyl ester composites processed with different fiber sizing agents**. Part I: Processing and static mechanical performance. Journal of materials in civil engineering 17(3), 320-33 (2005)
- [36] Chen Y, Davalos JF, Ray I. **Durability prediction for GFRP reinforcing bars using short-term data of accelerated aging tests**. Journal of composites for construction 10(4), 279-86 (2006).
- [37] Micelli F, Nanni A. **Durability of FRP rods for concrete structures**. Construction and Building materials 18(7), 491-503 (2004).
- [38] Robert M, Wang P, Cousin P, Benmokrane B. **Temperature as an accelerating factor for long-term durability testing of FRPs: Should there be any limitations?** Journal of Composites for Construction 14(4), 361-7 (2010)
- [39] Benmokrane B, Elgabbas F, Ahmed EA, Cousin P. **Characterization and comparative durability study of glass/vinylester, basalt/vinylester, and basalt/epoxy FRP bars**. Journal of Composites for Construction 19(6), 04015008 (2015).
- [40] Esmaili Y, Mohamed K, Newhook J, Benmokrane B. **Assessment of creep rupture and long-term performance of GFRP bars subjected to different environmental exposure conditions under high sustained loads**. Construction and Building Materials 300, 124327 (2021).
- [41] Wu G, Wang X, Wu Z, Dong Z, Xie Q. **Degradation of basalt FRP bars in alkaline environment**. Science and Engineering of Composite Materials 22(6), 649-57 (2015).
- [42] Serbescu A, Guadagnini M, Pilakoutas K. **Mechanical characterization of basalt FRP rebars and long-term strength predictive model**. Journal of Composites for Construction 19(2), 04014037 (2015).
- [43] Wang X, Shi J, Liu J, Yang L, Wu Z. **Creep behavior of basalt fiber reinforced polymer tendons for prestressing application**. Materials and Design 59, 558-64 (2014).
- [44] Sokaيرة H, Elgabbas F, Rashad A, Elshafie H. **Long-term creep behavior of basalt fiber reinforced polymer bars**. Construction and Building Materials 260, (2020).
- [45] Li S, Guo S, Yao Y, Jin Z, Shi C, Zhu D. **The effects of aging in seawater and SWSSC and strain rate on the tensile performance of GFRP/BFRP composites: A critical review**. Construction and Building Materials 282, 122534 (2021)
- [46] Wang X, Liu S, Shi Y, Wu Z, He W. **Integrated High-Performance Concrete Beams Reinforced with Hybrid BFRP and Steel Bars**. Journal of Structural Engineering 148(1), 04021235 (2022).
- [47] Seis M, Beycioglu, A. **Bond performance of basalt fiber-reinforced polymer bars in conventional Portland cement concrete: A relative comparison with steel rebar using the hinged beam approach**. Science and Engineering of Composite Materials, Volume 24, Issue 6, Pages 909 - 91827 November 2017
- [48] Elgabbas F, Vincent P, Ahmed EA, Benmokrane B. **Experimental testing of basalt-fiber-reinforced polymer bars in concrete beams**. Composites Part B: Engineering 91, 205-18 (2016).

- [49] Elgabbas F, Ahmed EA, Benmokrane B. **Experimental testing of concrete bridge-deck slabs reinforced with basalt-FRP reinforcing bars under concentrated loads.** Journal of Bridge Engineering 21(7), 04016029 (2016).
- [50] Elgabbas F, Ahmed EA, Benmokrane B. **Flexural behavior of concrete beams reinforced with ribbed basalt-FRP bars under static loads.** Journal of Composites for Construction 21(3), 04016098 (2017).
- [51] Huang Z, Chen W, Tran TT, Pham TM, Hao H, Chen Z, Elchalakani M: **Experimental and numerical study on concrete beams reinforced with Basalt FRP bars under static and impact loads.** Composite Structures 263, 113648 (2021).
- [52] Wolf B, Glomb D, Kustermann A, Dauberschmidt D: **Untersuchung des Zug- und Verbundverhaltens von Basaltfaserverstärkter Kunststoff-Stabbewehrung** in Beton. Beton- und Stahlbetonbau 114(2019), Heft 7.
- [53] Weber A, **Prüfkonzepte für Bewehrungsmaterialien mit zeitabhängigen Widerständen,** Bauingenieur 93(7-8), Seiten 323-330.
- [54] N. Gehri, J. Mata-Falcón, W. Kaufmann, **Automated crack detection and measurement based on digital image correlation,** Construction and Building Materials, 256 (2020), Article 119383
- [55] N. Gehri, J. Mata-Falcón, W. Kaufmann, **Refined Extraction of Crack Characteristics in Large-scale Concrete Experiments based on Digital Image Correlation,** Engineering Structures, 251 (2022), Article 113486
- [56] Fort, J.; Kocí, J.; Cerný, R. **Environmental Efficiency Aspects of Basalt Fibers Reinforcement in Concrete Mixtures.** In: Energies, 2021, 14, 7736.
- [57] Song, Y.S.; Youn, J.R.; Gutowski, T.G. **Life cycle energy analysis of fiber-reinforced composites.** In: Composites: Part A 40, 2009, pp. 1257-1265.
- [58] Ahmed, A., Guo, S., Zhang, Z., Shi, C., Zhu, D., **A review on durability of fiber reinforced polymer (FRP) bars reinforced seawater sea sand concrete.** Construction and Building Materials, 256(2020), Article 119484.
- [59] Czaderski, C., Meier, U., **EBR Strengthening Technique for Concrete, Long-Term Behaviour and Historical Survey,** Polymers, 2018. <https://doi.org/10.3390/polym10010077>
- [60] Meier, U., **Proposal for a carbon fibre reinforced composite bridge across the Strait of Gibraltar at its narrowest site,** Proc Inst Mech Eng 1987;201(B2):73–8.
- [61] Feng, G., Zhu, D., Guo, S., Rahman, M., Jin, Z., Shi, C., **A review on mechanical properties and deterioration mechanisms of FRP bars under severe environmental and loading conditions,** Cement and Concrete Composites, 134 (2022), Article 104758

Konferenzbeiträge

- [62] Kampmann R, Emparanza A, Telikapalli S, Surheinrich J, De Caso F, **The correlation between moisture absorption and tensile strength retention of glass fiber reinforced polymer rebars.** In 2nd International Workshop on GFRP Bars for Concrete Structures, Orlando, January 18-19 2019.
- [63] S. Nolan, C. Knight, and Raphael Kampmann. **Basalt FRP-RC Standardization for Florida DOT Structures.** In Y. J. Kim, I. Yoshitake, V. Vimonsatit, X. He, and Y. Ji, editors, Bridge Engineering Institute (BEI) Conference, pages 541–523, Honolulu, Hawaii, July 22-25 2019.
- [64] Wu, Z., Wang, X., He, W., **Application of BFRP grids for strengthening of Nanjing Yangtze River Bridges,** in IIFC Newsletter Vol. 18, No. 2 September 2021.
- [65] Yamaguchi, T., Kato, Y., Nishimura, T., Uomoto, T., **Creep rupture of FRP rods made of Armaid, Carbon and Glass fibers,** in Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium (FRPRCS-3), Sapporo, Japan, 14-16 October 1997

Forschungsberichte

- [66] Kampmann, R., Tang, Y., Telikapalli, S. Saima Hoque, S., **BFRP Rebar Characterization and Performance,** Florida Department of Transportation, Tallahassee, Florida, USA, 2022.
- [67] Kampmann, R., Rambo-Rodenberry, M., Telikapalli, S., **Performance Evaluation, Material and Specification Development for Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) Reinforcing Bars Embedded in Concrete,** Florida Department of Transportation, Tallahassee, Florida, USA, 2019.
- [68] Parnas, R., Shaw, M., Liu, Q., **Basalt fiber reinforced polymer composites.** Institute of Materials Science, University of Connecticut, Technical Report No. NETCR63, prepared for the New England Transportation Consortium, 2007, p. 143.
- [69] Gieben, N., Master Thesis: **An Analysis of the Free Specimen Length for Tensile Testing of Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Reinforcement Bars -** According to ASTM 7205, FH Münster, 2017

[70]	Wenkowitsch, G., Masterarbeit: Entwicklung einer Methode zur Prüfung von Faserverbundstäben mittels konzentrierter Lasteinleitung zur Vermeidung von Kerbspannungen , Hochschule für angewandte Wissenschaften, München. Wintersemester 2017/2018.
[71]	Ulaga, T., Betonbauteile mit Stab- und Lamellenbewehrung: Verbund- und Zuggliedmodellierung , Dissertation ETH Nr. 15062, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 169 Seiten.
[72]	Küng Noemie, Basaltfaserbewehrung , Projektarbeit FS 22, 85 Seiten.
[73]	Alvarez Manuel, Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton , 1998, IBK Bericht Nr. 236, ETH Zürich, 190 Seiten.
[74]	Burns Clare, Serviceability analysis of reinforced concrete based on the tension chord model , 2011, Dissertation ETH Nr. 19979, ETH Zürich, 160 Seiten.

Webseiten

[75]	https://www.steine-und-minerale.de/atlas.php?f=3&l=B&name=Basalt (10.11.2022)
[76]	https://www.chemie.de/lexikon/Basalt.html#Entstehung (10.11.2022)
[77]	https://de.wikipedia.org/wiki/Basalt#Entstehung (10.11.2022)
[78]	https://www.gartensteinkunst.de/blog/natursteine/basalt.html (10.11.2022)
[79]	https://www.bauwion.de/begriffe/basalt (10.11.2022)
[80]	Rakotzbrücke Kromlau im Rhododendronpark, https://www.ostsachsen.de/location/rakotz-bruecke-kromlau/ (10.11.2022)
[81]	https://www.biologie-schule.de/basalt.php (10.11.2022)
[82]	http://www.bafanet.com/herstellung/ (14.11.2022)
[83]	https://de.wikipedia.org/wiki/Kopfhaar (14.11.2022)
[84]	https://www.swiss-composite.ch/pdf/i-Carbon-Fasertabelle.pdf (14.11.2022)
[85]	https://eriks.de/de/produkte/dichtungs-und-polymertechnik/composites/pultrusion-halbzeuge/ (8.6.2022)
[86]	https://www.dpp-pultrusion.com/de/das-verfahren/ (14.11.2022)
[87]	https://www.schoeck.com/view/7298 (25.11.2022)
[88]	https://edition.cnn.com/style/article/nanjing-yangtze-river-bridge-revival/index.html (6.1.2023)
[89]	https://www.basalt-fibertec.ch/index.php (21.06.2023)
[90]	https://www.compositesworld.com/suppliers/technobasalt-invest (21.06.2023)
[91]	https://binevir.com (21.06.2023)
[92]	http://magmatech.co.uk/products/rockbar/ (21.06.2023)
[93]	https://usbasalt.com/concrete-reinforcement (21.06.2023)
[94]	https://www.deutsche-basalt-faser.de/produkte/basalt-faser-zur-betonbewehrung/ (21.06.2023)
[95]	http://www.hg-gfbasalt.com/mproducts.htm (21.06.2023)
[96]	https://pluessag.ch/basalt-produkte/ (22.06.2023)
[97]	https://stuessi-ag.ch/ (22.06.2023)
[98]	https://www.stahl-gerlafingen.com/de/ (22.06.2023)

Auflistung der Änderungen

Ausgabe	Version	Datum	Änderungen
2023	1.00	31.10.2023	Inkrafttreten Ausgabe 2023 (Originalversion in Deutsch).

