



## DIPLOMARBEIT

Master Thesis

### **Materialeffizientes Konstruieren – Trajektorienbewehrung und Vorspannung bei Bauteilen aus textilbewehrtem Ultrahochleistungsbeton**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades  
eines Diplomingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**  
und  
Dipl.-Ing. **Philipp Preinstorfer**

E212-2

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Mauricio Alonso Belaunde Vargas, BSc.**

0901521

Fuchsthallergasse 4, 1090 Wien

Wien, im April 2017

.....

## Danksagung

Zunächst möchte ich mich bei Herrn O.Univ.Prof. DI Dr. Kollegger für die Möglichkeit bedanken, meine Abschlussarbeit am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau zu schreiben. Für die äußerst kompetente und stets hilfsbereite Betreuung dieser Arbeit bedanke ich mich herzlich bei Herrn DI Philipp Preinstorfer.

Mit dieser Diplomarbeit beende ich eine großartige, lehrreiche Studienzeit. Für die große Unterstützung, und vor allem für die guten Zeiten, möchte ich mich bei meinen Studienkollegen Andreas M. und Lukas W. bedanken.

Ein besonderer Dank gilt meiner Freundin Hannah, die mich über jedes Hoch und Tief motiviert und ermutigt hat.

Den größten Dank möchte ich an meine Familie richten, allen voran meinen Eltern, die mir dieses Studium ermöglicht haben und mir stets zur Seite stehen. Auch bei meinem Bruder, und ganz besonders bei meinen Großeltern, möchte ich mich für den starken Rückhalt und die moralische Unterstützung bedanken.

# Kurzfassung

Textilbewehrter Ultrahochleistungsbeton (TRUHPC) ist ein moderner, leistungsstarker Verbundbaustoff, der neben seiner hohen Tragfähigkeit durch seine ausgeprägte Dauerhaftigkeit hervorsteicht. Diese Eigenschaften erlauben es, schlanke Querschnitte mit geringen Bauteildicken zu dimensionieren, wodurch erhebliche Mengen an Material eingespart werden können.

Besonders bei kostenintensiven Hochleistungswerkstoffen ist es von großer Bedeutung, das Material gezielt und effizient anzuwenden. Um eine möglichst hohe Ausnutzung zu erzielen, ist es daher wichtig, das Material mit den richtigen Eigenschaften an der richtigen Stelle einzusetzen. Das Konzept der Trajektorienbewehrung ermöglicht dies durch eine gezielte Anordnung der Bewehrungselemente entlang der Zugspannungstrajektorien. Der Verbrauch von Ultrahochleistungsbeton wird durch effiziente, materialsparende Querschnittsformen gering gehalten, welche durch die TRUHPC-Bauweise auch im kleineren Maßstab ermöglicht werden. Eine weitere, in der Praxis gebräuchliche und bewährte Methode zur Steigerung der Materialeffizienz, stellt die Vorspannung dar. Die äußerst hohen Festigkeiten der Komponenten des TRUHPC bieten ideale Voraussetzungen für die Anwendung dieser Bauweise.

Die genannten Methoden stellen selbstverständlich höhere Anforderungen sowohl an die Bemessung, als auch an die Herstellung der Bauteile, wodurch Aufwand und Kosten erhöht werden. Es ist für solche Bauweisen daher substantiell, dass der zusätzliche Aufwand in einem angemessenen Verhältnis zum Nutzen steht.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Effizienzsteigerung durch Anwendung der Trajektorienbewehrung und der Vorspannung auf TRUHPC-Bauteile durch numerische Analysen zu quantifizieren und das Tragverhalten zu bewerten.

Die vorliegende Arbeit lässt sich in zwei Abschnitte gliedern. Zunächst erfolgt die Behandlung der Grundlagen des Baustoffs TRUHPC sowie eine Einordnung dieses innovativen Baustoffs in einem Abriss zur geschichtlichen Entwicklung von Betonkonstruktionen. Der zweite Teil besteht aus der numerischen Analyse und der anschließenden Darstellung sowie Interpretation der Ergebnisse.

# Abstract

*Textile reinforced ultra high performance concrete* (TRUHPC) is an innovative composite material with an outstanding compressive strength and excellent durability. These properties allow for the design and construction of thin-walled concrete cross sections, creating the potential for significant material savings in concrete structures.

The reduction of material usage is a high priority, especially when it comes to high-cost materials, such as carbon fiber or similar components. It is therefore essential to attain the highest possible utilisation of the used materials. To ensure this, the correct positioning of the components within the structure is of very high importance. This can be achieved by a targeted reinforcement along the tensile stress trajectories in a structure.

Another way to accomplish an efficient material exploitation is the tried and tested concept of prestressing concrete structures. The exceptional material properties of UHPC and fiber reinforced polymers make TRUHPC an ideal candidate for this construction technique.

High performance techniques such as these demand higher requirements for the design and construction process, making them only viable if the resulting structural improvements justify the additional costs and efforts.

The main goal of this thesis is to analyse and evaluate the achievable gain in material efficiency by using stress trajectory reinforcement and prestressing in TRUHPC structures. The analysis is performed by means of a finite element simulation.

In the first part of this thesis, the basic properties of concrete and TRUHPC are covered, including a brief historic outline of the evolution of cementitious materials and structures leading up to recent developments such as TRUHPC. The second part constitutes the numerical analysis of six TRUHPC beams with varying reinforcement types, as well as the discussion and interpretation of the obtained results.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Motivation . . . . .	1
1.2	Zielsetzung und Themenabgrenzung . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Grundlagen</b>	<b>3</b>
2.1	Grundlagen der Festigkeitslehre . . . . .	3
2.1.1	Einleitung . . . . .	3
2.1.2	Der Spannungstensor . . . . .	3
2.2	Grundlagen des Betonbaus . . . . .	7
2.2.1	Geschichtliche Entwicklung des armierten Betons . . . . .	7
2.2.2	Trajektorienbewehrung . . . . .	12
2.2.3	Bemessungskonzepte . . . . .	15
<b>3</b>	<b>TRUHPC – Textilbewehrter Ultrahochleistungsbeton</b>	<b>18</b>
3.1	Einleitung . . . . .	18
3.2	Ultrahochleistungsbetone . . . . .	19
3.2.1	Allgemeines . . . . .	19
3.2.2	Zusammensetzung . . . . .	19
3.2.3	Mechanische Eigenschaften . . . . .	21
3.2.4	Dauerhaftigkeit . . . . .	22
3.2.5	Anwendung . . . . .	23
3.3	Textile Bewehrung . . . . .	23
3.3.1	Fasern . . . . .	23
3.3.1.1	AR-Glasfasern . . . . .	24
3.3.1.2	Carbonfasern . . . . .	25
3.3.1.3	Basaltfasern . . . . .	27
3.3.1.4	Mechanische Eigenschaften . . . . .	28
3.3.2	Textile Erzeugnisse . . . . .	29
3.3.2.1	Rovings und Garne . . . . .	29
3.3.2.2	Eindimensionale Erzeugnisse . . . . .	30
3.3.2.3	Zweidimensionale Erzeugnisse . . . . .	31

3.3.2.4	Dreidimensionale Erzeugnisse . . . . .	32
3.3.2.5	Oberflächenbehandlung . . . . .	33
3.4	Verbundwerkstoff TRUHPC . . . . .	34
3.4.1	Herstellverfahren . . . . .	34
3.4.2	Tragverhalten von textilbewehrten Betonbauteilen . . . . .	35
3.4.2.1	Verbundverhalten . . . . .	36
3.4.2.2	Zugtragverhalten . . . . .	38
3.4.2.3	Biegetragverhalten . . . . .	40
3.4.2.4	Querkrafttragverhalten . . . . .	42
3.4.3	Vorgespannter TRUHPC . . . . .	43
3.4.4	Zusammenfassung . . . . .	46
<b>4</b>	<b>Numerische Analyse</b> . . . . .	<b>47</b>
4.1	Allgemeines . . . . .	47
4.1.1	Das Finite Elemente Programm ATENA . . . . .	47
4.2	Versuchsparameter . . . . .	48
4.2.1	Geometrie . . . . .	48
4.2.2	Material . . . . .	50
4.2.2.1	Ultrahochleistungsbeton . . . . .	50
4.2.2.2	Carbonfaser-Bewehrung . . . . .	50
4.2.3	Belastung . . . . .	53
4.2.4	Berechnungsverfahren . . . . .	53
4.3	Varianten . . . . .	55
4.4	Verlauf der Trajektorienbewehrung . . . . .	55
4.4.1	Nicht vorgespannt . . . . .	56
4.4.2	Vorgespannt . . . . .	59
4.5	Ergebnisse . . . . .	60
4.5.1	Schlaff bewehrte Bauteile (Varianten V1-V3) . . . . .	61
4.5.1.1	V1 – orthogonales Textil . . . . .	62
4.5.1.2	V2 – 45° geneigtes Textil . . . . .	65
4.5.1.3	V3 – Trajektorienbewehrung . . . . .	67
4.5.2	Vorgespannte Bauteile (Varianten V4-V6) . . . . .	70
4.5.2.1	V4 – orthogonales Textil . . . . .	71
4.5.2.2	V5 – 45° geneigtes Textil . . . . .	73
4.5.2.3	V6 – Trajektorienbewehrung . . . . .	76
4.5.3	Zusammenfassung der Ergebnisse . . . . .	79
4.6	Interpretation der Ergebnisse . . . . .	80
4.6.1	Schlaff bewehrte Bauteile (V1-V3) . . . . .	80
4.6.2	Vorgespannte Bauteile (V4-V6) . . . . .	82
4.6.3	Bewertung der Varianten . . . . .	83
4.6.4	Vergleich mit Stahlbetonträger . . . . .	84

<b>5</b>	<b>Fazit</b>	<b>88</b>
5.1	Zusammenfassung . . . . .	88
5.2	Schlussfolgerung . . . . .	89
5.3	Ausblick . . . . .	89

# Kapitel 1

## Einleitung

### 1.1 Motivation

Beton ist der wohl wichtigste und verbreitetste Baustoff des letzten Jahrhunderts. Bereits vor über zwei Jahrtausenden verwendeten die Römer für ihre Bauten den *Opus Caementicium*, einen Vorläufer des uns heute als Beton bekannten Baustoffs. Es waren jedoch erst die Entwicklungen in der Mitte des 19. Jahrhunderts, welche die Grundlage für den heutigen Stahlbeton bildeten.

Durch Zugabe von Eisenbewehrungen eröffneten sich neue Möglichkeiten, die das große Potential dieses Verbundwerkstoffs zum Vorschein brachten. Beton hat die kennzeichnende Eigenschaft, dass er eine hohe Druckfestigkeit aufweist, während die Zugfestigkeit im Allgemeinen vernachlässigbar gering ist, und somit nicht in Rechnung gestellt wird. Bei zug- bzw. biegebeanspruchten Bauteilen ist es daher notwendig, die Zugspannungen durch eine weitere Komponente aufzunehmen - der Bewehrung. Ab der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts entstanden zahlreiche neue Entwicklungen auf Basis dieses neuen Konzepts, wobei große Forschungsprojekte lange nach verlässlichen Bemessungskonzepten suchten.

Wie bei jeder neuen Erfindung, müssen Entwicklungsphasen erfolgreich überstanden und die anfängliche Skepsis überwunden werden. Es dauerte bis ins frühe 20. Jahrhundert bis sich die neue Bauweise mit Eisen-, bzw. später Stahlbeton, durchsetzen konnte. Seit dem ist der Stahlbeton nicht aus dem Stadtbild wegzudenken, so wie der Stahl heutzutage nicht mehr von dem Beton wegzudenken ist. Dabei geriet oft in Vergessenheit, dass bei einer materialgerechten Bauweise viel Bewehrung eingespart werden kann, bzw. sogar gänzlich auf diese verzichtet werden kann. Als Beispiel sei das fast 2000 Jahre alte Pantheon in Rom genannt, dessen Kuppel aus unbewehrtem Beton einen Durchmesser von über 40 m aufweist.

Eine Bauweise mit geringen Bewehrungsmengen gewinnt vor allem dann an Bedeutung, wenn die eingesetzten Bewehrungsmaterialien hohe Kosten aufweisen. Dies war beispielsweise zu Beginn der Entwicklung des Eisenbetons der Fall. Aktuell stellen kostenintensive Faserverbundkunststoffe hocheffiziente Alternativen zu herkömmlichen Bewehrungsstahl dar. Hier spielt, aufgrund der hohen Kosten, ein sparsamer, gezielter Einsatz des Materials eine besonders wichtige Rolle.



Ein weiterer Aspekt, der die Weiterentwicklung von Betonkonstruktionen und innovativen Werkstoffen motiviert, ist der Gedanke der Nachhaltigkeit und der Umweltverträglichkeit, welcher heutzutage immer mehr an Relevanz gewinnt. Die Produktion von Beton weist, vor allem durch die äußerst energieintensive Zementherstellung, einen beträchtlichen ökologischen Fußabdruck auf (die Zementindustrie erzeugt aktuell rund 5% des weltweiten anthropogenen CO<sub>2</sub>-Ausstosses [3]).

Die Beurteilung der Nachhaltigkeit eines Bauwerks kann jedoch nicht nur auf die Produktion des Baustoffes reduziert werden, es muss eine Reihe an weiteren Faktoren über den gesamten Lebenszyklus der Konstruktion mitberücksichtigt werden. Dem hohen Energieverbrauch der Betonherstellung steht beispielsweise ein Bauwerk mit einer langen Lebensdauer und guten thermischen Eigenschaften entgegen, wodurch über den gesamten Zeitraum der Nutzung Energie gespart werden kann.

Innovative, effiziente Bauweisen mit Beton könnten daher einen nennenswerten Beitrag zur Reduzierung des ökologischen Fußabdrucks der Bauindustrie leisten. Der sparsame, aber gezielte Einsatz von dauerhaften Hochleistungswerkstoffen wie Textilbeton stellt eine vielversprechende Möglichkeit dar, die Zukunft vom Betonbau nachhaltiger und ressourcenschonender zu gestalten.

## 1.2 Zielsetzung und Themenabgrenzung

Ein möglichst geringer Verbrauch an dauerhaften, leistungsstarken Materialien schafft die Grundlage einer nachhaltigen Bauweise. Textilbewehrter Ultrahochleistungsbeton (TRUHPC) ist ein innovativer Verbundbaustoff, der durch seine hervorragenden Materialeigenschaften einen optimalen Werkstoff für die Realisierung materialsparender, effizienter Hochleistungsbauteile darstellt. Möglichst effiziente Konstruktionsmethoden sind daher für Bauteile aus textilbewehrtem Ultrahochleistungsbeton von besonderem Interesse.

Komplexe Konstruktions- und Bemessungskonzepte können jedoch einen durchaus erheblichen Mehraufwand in der Ausführung bzw. in der Planung mit sich bringen. Es ist daher wichtig, die Qualität der Verbesserung des Bauteilverhaltens abschätzen zu können, um zwischen zusätzlichem Nutzen und Aufwand abwägen zu können.

Ziel dieser Arbeit ist es, effizienzsteigernde Bauweisen hinsichtlich ihrer Verbesserung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen aus TRUHPC zu analysieren und zu bewerten. Untersucht wird einerseits der Einfluss einer gezielten Bewehrung eines Bauteils entlang der auftretenden Zugspannungstrajektorien (*Trajektorienbewehrung*), wodurch das Verformungsverhalten verbessert und Material eingespart werden soll. Andererseits wird das Tragverhalten von vorgespannten TRUHPC Balken im Vergleich zu schlaff bewehrten Bauteilen untersucht und beurteilt.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen beschränken sich auf durch konstante Streckenlasten biegebeanspruchte Balken mit einer kombinierten Bewehrung aus CFK-Stäben und CFK-Textilien. Bei den untersuchten Textilbewehrungen wird dabei von einer vollen Tränkung der Fasern ausgegangen.

# Kapitel 2

## Grundlagen

### 2.1 Grundlagen der Festigkeitslehre

#### 2.1.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden die notwendigen Grundlagen und Fachbegriffe behandelt, die erforderlich sind, um den Spannungsverlauf in einem Bauteil analysieren zu können. Im Zusammenhang mit dieser Arbeit ist der Begriff der Hauptspannungen, sowie deren Verlauf in einem Kontinuum, von besonderer Bedeutung.

#### 2.1.2 Der Spannungstensor

Der Spannungstensor ist ein Tensor 2. Stufe, der den mechanischen Spannungszustand eines Punktes in einem Kontinuum beschreibt. Zerlegt man gedanklich einen Körper in infinitesimale quaderförmige Volumenelemente mit einem rechtwinkligen kartesischen Koordinatensystem  $x_1, x_2, x_3$ , so wirkt auf jede Seitenfläche eines Elements ein Spannungsvektor. Dieser besteht aus einer Normalspannung und zwei Schubspannungskomponenten – jeweils eine in Richtung der zur Seitenfläche parallelen Koordinatenachsen. Die Traktionsvektoren auf die drei zueinander orthogonalen Seitenflächen eines Volumenelements lauten demnach wie folgt:

$$\begin{aligned}\mathbf{t}^{(1)} &= \sigma_{11}\mathbf{e}_1 + \sigma_{12}\mathbf{e}_2 + \sigma_{13}\mathbf{e}_3 \\ \mathbf{t}^{(2)} &= \sigma_{21}\mathbf{e}_1 + \sigma_{22}\mathbf{e}_2 + \sigma_{23}\mathbf{e}_3 \\ \mathbf{t}^{(3)} &= \sigma_{31}\mathbf{e}_1 + \sigma_{32}\mathbf{e}_2 + \sigma_{33}\mathbf{e}_3\end{aligned}$$

Der Index der Spannungsvektoren  $\mathbf{t}^{(i)}$  gibt die Orientierung des Flächenelements, auf dem dieser wirkt an. Die Orientierung wird durch den Normalenvektor  $\mathbf{n}^{(i)}$  definiert, welcher parallel zur Koordinatenachse  $x_i$  verläuft. Die Komponenten der Traktionsvektoren  $\sigma_{ij}$  mit  $i, j = 1, 2, 3$  sind die Komponenten des Cauchy'schen Spannungstensors  $\boldsymbol{\sigma}$ . Der erste Index der Tensorkomponenten gibt die Orientierung des Flächenelements auf das die Komponente wirkt an, der zweite Index definiert die Wirkungsrichtung. Komponenten mit zwei gleichen Indizes wirken demnach normal

auf das Flächenelement, diese werden als Normalspannungen bezeichnet. Schubspannungen weisen verschiedene Indizes auf, sie wirken parallel zum betreffenden Flächenelement. Abb. 2.1 zeigt ein solches infinitesimales Volumenelement mit den angreifenden Spannungsvektoren, zerlegt in deren Normal- und Schubspannungskomponenten.

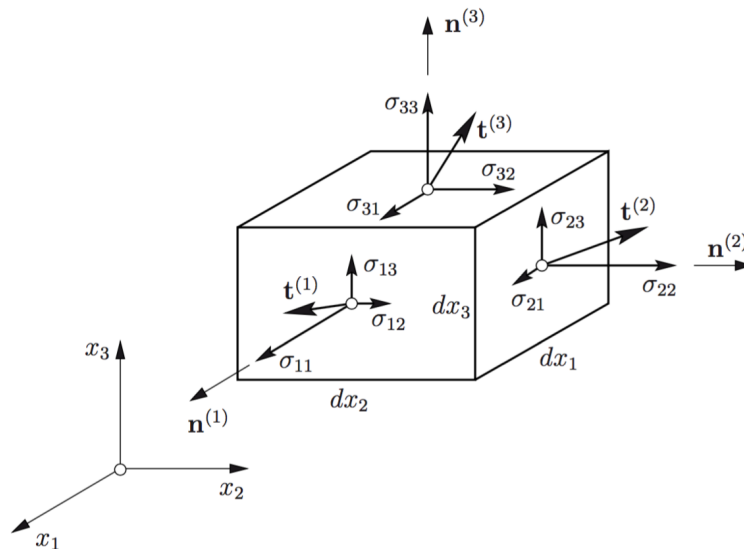


Abbildung 2.1: Spannungsvektoren [22]

Von den neun Komponenten des Spannungstensors sind sechs voneinander unabhängig, der Cauchy'sche Spannungstensor ist somit symmetrisch. Es gilt:

$$\sigma_{32} = \sigma_{23} \quad \sigma_{13} = \sigma_{31} \quad \sigma_{21} = \sigma_{12} \quad .$$

### Hauptspannungen und Spannungshauptrichtungen

Der auf ein beliebiges Flächenelement wirkende Spannungsvektor ist durch den Spannungstensor und den Normalvektor der Fläche gegeben; ein Zusammenhang, der durch die Cauchy'sche Formel gegeben ist:

$$\mathbf{t}^{(n)} = \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n}.$$

Das Koordinatensystem, auf das sich die Komponenten des Spannungstensors  $\sigma_{ij}$  beziehen, kann beliebig gewählt werden. Wird die Orientierung des Bezugskordinatensystems geändert, müssen die Komponenten entsprechend transformiert werden. Flächenelemente mit einer speziellen Orientierung  $\mathbf{n}$  sind von besonders großem Interesse, da in diesen die Normalspannungen Extremwerte annehmen. Diese Extremwerte werden als Hauptspannungen (oder Hauptnormalspannungen) bezeichnet, ihre Wirkungsrichtungen als Spannungshauptrichtungen. Die Wirkungsebenen der Hauptspannungen – die Spannungshauptebenen – sind dadurch gekennzeichnet, dass die Richtungen von  $\mathbf{t}^{(n)}$  und  $\mathbf{n}$  zusammenfallen. In ihnen wirkt nur die extremale Normalspannung,

sie sind schubspannungsfrei. In Abb. 2.2 sind die Spannungshauptebenen eines Volumenelements im Hauptachsensystem und die darauf wirkenden Traktionsvektoren dargestellt. Während in die Hauptrichtungen nur eine Normalspannungskomponente wirkt, greift in der vierten Ebene des dargestellten Tetraeders sowohl eine Normalspannung als auch eine Schubspannung an.

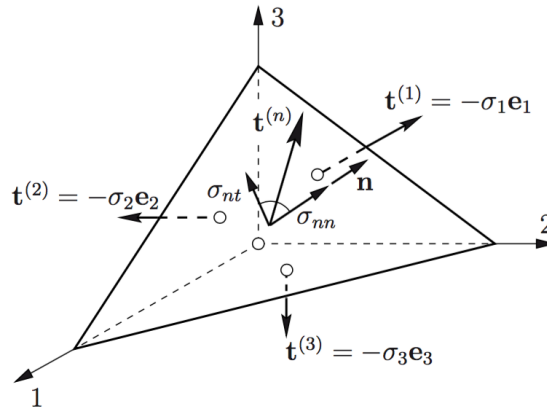


Abbildung 2.2: Volumenelement im Hauptachsensystem [22]

Mathematisch stellen die drei Hauptspannungen  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  die Eigenwerte des Spannungstensors  $\boldsymbol{\sigma}$  dar, die Spannungshauptrichtungen  $\mathbf{e}_1, \mathbf{e}_2, \mathbf{e}_3$  sind, als Basisvektoren der Länge 1, die Eigenvektoren des Tensors 2. Stufe. Die Hauptspannungen sind dabei vom gewählten Koordinatensystem unabhängig – sie sind invariante Größen. Man erhält die Eigenwerte und -vektoren durch Lösen des Eigenwertproblems

$$\mathbf{t}^{(n)} = \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} = \sigma_i \cdot \mathbf{n}_i \quad i = 1, 2, 3 .$$

Die resultierenden Hauptspannungen werden nach ihrer Größe geordnet, es gilt  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ .

### Hauptspannungstrajektorien

In einem ebenen Spannungszustand, wie er in Scheiben und eben belasteten Stäben vorliegt, gilt  $\sigma_{33} = \sigma_{31} = \sigma_{32} = 0$ . Es wirken daher nur zwei Hauptspannungen,  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  – die Hauptzug- und die Hauptdruckspannung. Die Wirkungsrichtungen der Hauptspannungen in jedem Punkt einer Scheibe ergeben zwei Kurvenscharen, die sich unter einem rechten Winkel kreuzen. Diese sind die Hauptspannungstrajektorien, deren Tangenten die Richtung der an dem Punkt wirkenden Hauptspannung aufweist. Abb. 2.3 zeigt den Verlauf der Hauptspannungen bei einem Einfeldträger unter Gleichlast. Die Grafik verdeutlicht, dass sich sämtliche Spannungstrajektorien der Hauptzug- und Hauptdruckspannung stets in einem Winkel von  $90^\circ$  kreuzen.

Das Prinzip der Spannungstrajektorien gilt selbstverständlich auch für einen räumlichen Spannungszustand in einem dreidimensionalen Kontinuum. Aufgrund der einfacheren Darstellung der Trajektorien in einer Scheibe wurde hier ein ebener Spannungszustand als Beispiel gewählt.

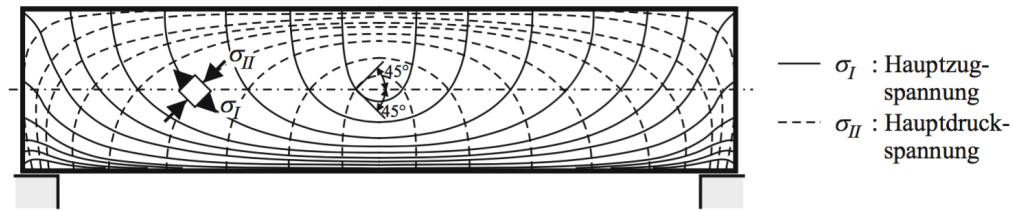


Abbildung 2.3: Spannungstrajektorien bei einem Einfeldträger unter Gleichlast [28]

Die Extremwerte der Schubspannungen werden sinngemäß Hauptschubspannungen bezeichnet. Diese erhält man, wenn das Koordinatensystem so gewählt wird, dass es mit den Richtungen der Hauptnormalspannungen zusammenfällt. Die Hauptschubspannung wirkt in einer Ebene, dessen Normale einen Winkel von  $45^\circ$  bzw.  $135^\circ$  mit den Hauptachsen  $\mathbf{e}_1$  und  $\mathbf{e}_2$  einschließt.

### Interpretation von Normal- und Schubspannungen [25]

Bei der Bemessung von Bauteilen sind meistens die maximalen Hauptzug- oder Hauptdruckspannungen sowie die maximalen Schubspannungen von Interesse. Zum besseren Verständnis des Spannungszustandes in einem Kontinuum sei jedoch ausdrücklich erwähnt, dass Normal- und Schubspannungen reine Hilfsgrößen sind, die einer übersichtlichen Berechnung dienen. Im Material wirken tatsächlich nur senkrecht zueinander stehende Zug- und Druckspannungen (die Hauptspannungen; siehe Abb. 2.3), die in Richtung der Hauptachsen weisen. Weicht deren Richtung von der des lokalen Koordinatensystems ab, können die Hauptspannungen in Normal- und Schubspannungen aufgeteilt werden, siehe Abb. 2.4.

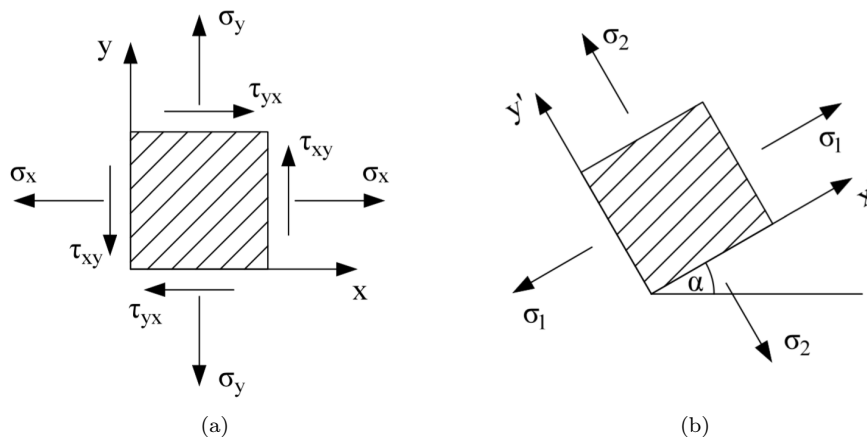


Abbildung 2.4: Spannungszustand (a) im lokalen System (b) im Hauptachsensystem

## 2.2 Grundlagen des Betonbaus

### 2.2.1 Geschichtliche Entwicklung des armierten Betons

Unbewehrter Beton, bzw. betonähnliche Baustoffe mit mineralischen Bindemitteln, waren dem Menschen schon vor Jahrtausenden bekannt [27]. In diesem Abschnitt wird ausschließlich die Entwicklung des armierten Betons, beginnend in der Mitte des 19. Jahrhunderts, behandelt.

#### Der erste armierte Beton

Die Idee, Beton mit einem Gerüst aus Draht zu verstärken, entsprang nicht direkt dem Bereich des Bauwesens, vielmehr begannen auf der Suche nach alternativen Materialien mit einer hohen Dauerhaftigkeit für „feuchtigkeitsgefährdete Gegenstände“ [18] zwei Franzosen mit Draht und Beton zu experimentieren. Diese waren ein Gärtner namens Joseph Monier, der einen Blumentopf aus drahtbewehrtem Beton fertigte, sowie sein Landsmann Joseph-Louis Lambot, der 1848 das erste Boot aus Eisenbeton baute. Monier erkannte durch seine guten Erfahrungen mit seiner Erfindung das Potential des Eisenbetons und beantragte zahlreiche Patente, von denen er das Erste 1867 erhielt. In diesen Patentschriften sind bereits Balken und Platten in der – später auch als *Monierbauweise* bekannten – Konstruktionsform enthalten. Auf Basis dieser Patente wurde 1875 auf einem Landsitz bei Chazelet die erste Eisenbetonbrücke der Welt mit einer Spannweite von 16 m gebaut. Zu dieser Zeit konnte sich die neuartige Bauweise kaum durchsetzen, da noch gar keine wissenschaftlich fundierten Konzepte zum Eisenbeton existierten. Erst 1887 wurde in Deutschland durch G. A. Wayss und M. Koenen an einer Theorie für das Verhalten des neuen Verbundbaustoffs gearbeitet. Aus diesen Anstrengungen ist die sogenannte *Monierbroschüre* entstanden, welche maßgeblich dazu beigetragen hat den Eisenbeton als einen anerkannten Baustoff zu etablieren [24, 27].

Unabhängig der Entwicklungen in Europa, forschte der Jurist T. Hyatt in den USA bereits seit den 1850er Jahren an Trägern aus bewehrtem Beton, veröffentlichte seine Ergebnisse jedoch erst im Jahre 1877 [4]. Dieser erkannte bereits die hohe Brandsicherheit des Verbundbaustoffs sowie die Verträglichkeit der eingesetzten Materialien bezüglich ihres thermischen Verhaltens. Ausgehend von der Forderung nach einem erhöhten Brandschutz erreichte man die nächste wichtige Entwicklungsstufe im armierten Betonbau. Der Franzose F. Hennebique erkannte, dass Eisenkonstruktionen vor der Temperatureinwirkung im Brandfall geschützt werden müssen, worauf er beschloss, Eisenträger mit Beton zu umhüllen. Die Weiterentwicklung dieser Idee sah den Ersatz der Eisenprofile durch Rundeisen vor, welche anhand von Flacheisen in die Druckzone der Träger verhängt wurden. Hennebique erhielt 1892 ein Patent auf seine Konstruktionsweise, die den Grundstein für eine monolithische Bauweise und für Plattenbalken legte [24]. In der Patentzeichnung Hennebiques (Abb. 2.5) ist der Verlauf der Bewehrung im Steg des Plattenbalkens mit der Aufhängung durch die Flacheisen gut zu erkennen. Man beachte, dass die Bewehrungsstäbe nicht über die gesamte Länge des Balkens parallel zur Unterkante verlegt wurden, sondern in der Höhe variabel sind. Dies verdeutlicht die Ansicht eines Einfeldträgers in Abb. 2.6. Bei der Bewehrungsführung wurde in den frühen Phasen des armierten Betonbaus besonders auf den

Spannungsverlauf im Bauteil geachtet.

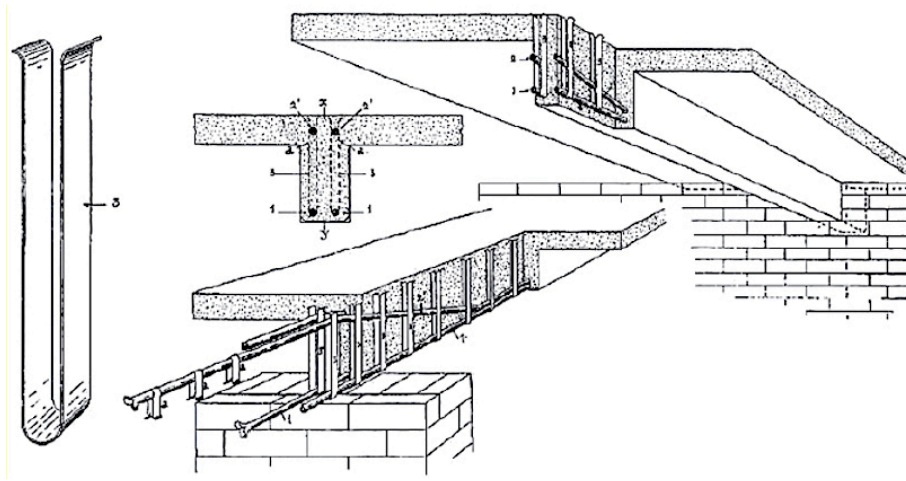


Abbildung 2.5: Das System Hennebique [7]

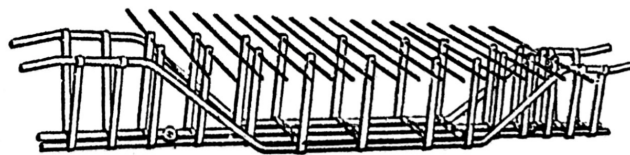


Abbildung 2.6: Bewehrungsführung am Einfeldträger nach Hyatt [27]

### Jahrhundertwende – Die „Systemzeit“

Kurz vor 1900 liefen die Patente Moniers und Hennebiques aus, bzw. wurden sie für ungültig erklärt, sodass zahlreiche neue patentierte „Systeme“ auf den Markt kamen, die sich untereinander wenig unterschieden. Wie A. Pauser in [24] schreibt, „zeichnete sich [diese ‚Systemzeit‘] durch einen hohen Grad an Dilettantismus und durch das Fehlen einer schlüssigen Theorie aus“. Die Zeit der großen Fortschritte kam mit der Pariser Weltausstellung zur Jahrhundertwende, als die Österreicher F. von Emperger und R. Saliger sich zum Ziel setzten „den zu jener Zeit durch ein überbordendes Patentunwesen herrschenden chaotischen Zuständen ein Ende zu setzen“ [24]. Im Folgejahr kam es zur Gründung der Fachzeitschrift „Beton und Eisen“, die heute immer noch unter dem Namen „Beton- und Stahlbetonbau“ veröffentlicht wird. Diese hatte, als Basis für einen wissenschaftlichen Dialog, maßgeblichen Einfluss auf die Erforschung des Werkstoffs auf Basis einer wissenschaftlichen Grundlage. In den folgenden Jahren erschienen einige wichtige Werke zur Bemessung im Eisenbetonbau.

Schließlich gewann die zu dieser Zeit unter dem Begriff „Beton-Eisen“ bekannte Bauweise zunehmend an Bedeutung. Wie die damalige Bezeichnung jedoch nahelegt, handelte es sich

größtenteils eher um eine Ummantelung von Steifprofilen als um einen bewehrten Beton im heutigen Sinne. Vor allem die frühe Bauweise Hennebiques war dadurch gekennzeichnet, dass sie, wie bereits erwähnt, aus dem Gedanken des Brandschutzes entstand. Monier verwendete hingegen für seine meist plattenartigen Konstruktionen dünne Rundeisen (bzw. Draht), damals auch als *Monier-Eisen* bekannt.

Die große Bedeutung des Verbundverhaltens zwischen der Bewehrung und dem Beton wurde erst mit der zunehmenden Verwendung von Eisenbeton für Biegeträger hervorgehoben. Während sich in Europa zur Sicherung des Verbunds das verdrehte Quadrateisen durchgesetzt hatte (siehe Abb. 2.7a), wurden in den USA zahlreiche verschiedene Stabformen mit unterschiedlichen Profilierungen angeboten. Als Material kam hauptsächlich Flusseisen zur Verwendung, bis schließlich 1927 erstmalig eine Norm Stahl als Bewehrungsmaterial vorschrieb.

Das zu Beginn der Entwicklungen verwendete Flusseisen wies eine Streckgrenze von  $250 \text{ N/mm}^2$  und eine Zugfestigkeit von  $390 \text{ N/mm}^2$  auf. Ab den späten 1920er Jahren kam ausschließlich Stahl der Güte St34 und St37 als Bewehrungsmaterial zum Einsatz (Streckgrenze bis zu  $280 \text{ N/mm}^2$ ) [24]. Um die Fließgrenzen zu erhöhen wurde ab 1928 mit der Kaltverformung des Ausgangsmaterials St37 gearbeitet. Beim sogenannten *ISTEG-Stahl* (dargestellt in Abb. 2.7b) hat man durch Verwindung zweier Bewehrungsstäbe eine über die Länge konstante Dehnung, und somit eine Verfestigung des Materials erreicht, ohne die Bruchdehnung zu weit herabzusetzen.

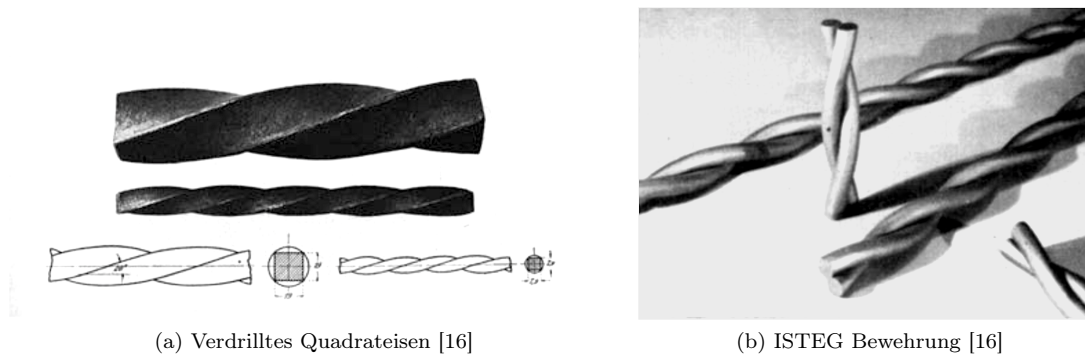


Abbildung 2.7: Bewehrungserzeugnisse im 20. Jahrhundert

Einen weiteren Meilenstein in der Evolution der Betonarmierung stellte der sogenannte *TOR-Stahl* dar, bei dem ebenfalls anhand von Kaltverformung eine höhere Streckgrenze erzielt wurde. Ausgangsmaterial war ein Rundeisen (Güte St37) mit zwei Längsrippen, welches durch Tordieren kaltverformt und dadurch verfestigt wurde. Die verwundenen Längsrippen stellten spiralförmige Rippen dar, wodurch eine gute Verbundwirkung sichergestellt war. Die ab 1938 gängigen TOR-Stähle wiesen eine Mindeststreckgrenze von  $400 \text{ N/mm}^2$  auf. Bis zu den späten 1980er Jahren, als naturharte Stähle wirtschaftlicher in der Produktion wurden, dominierte dieses Produkt den Markt. Das Diagramm in Abb. 2.8 veranschaulicht die Entwicklung der verwendeten Bewehrungserzeugnisse und den nach österreichischen Vorschriften zulässigen Spannungen im Material.



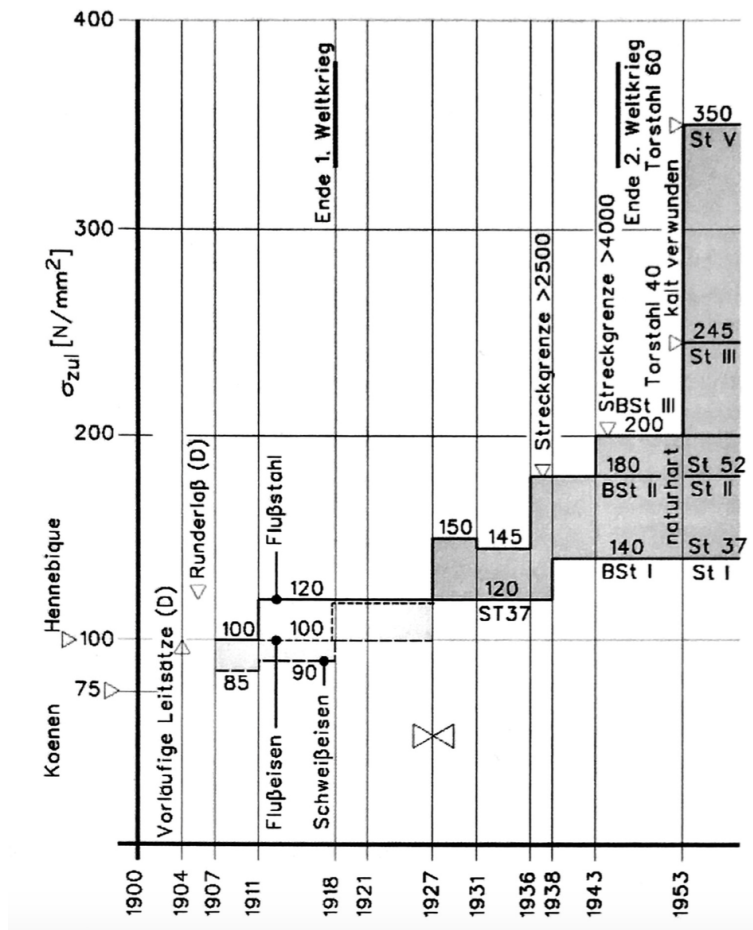


Abbildung 2.8: Zulässige Eisen- bzw. Stahlspannungen in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts [24]

### 1950er Jahre – Der Spannbeton

Mitte des 20. Jahrhunderts erfolgte die Einführung einer bedeutenden neuen Bautechnik, die neue Horizonte im Bereich des Betonbaus eröffnete – der Spannbeton.

Das Grundprinzip des Spannbetons ist es, die fehlende Zugfestigkeit des Betons durch Überdrücken des Querschnitts zu kompensieren. Im unbelasteten Zustand steht der gesamte Betonquerschnitt unter Druckspannungen, sodass unter Gebrauchslasten keine, oder nur geringe Zugspannungen auftreten. Diese Technologie erlebte in den 1950er Jahren ihre Blüte und ermöglichte es bedeutend größere Spannweiten zu erzielen. Dadurch konnte der Spannbeton, als relativ wirtschaftliches Bauverfahren, dem Stahlbau, vor allem im Bereich des Brückenbaus, Konkurrenz bieten.

Neben dem Erreichen großer Spannweiten, erzielte man große Fortschritte in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit von Betonkonstruktionen. Durch die Vorspannung können Risse auf ein Minimum beschränkt werden, sodass eine hohe Dauerhaftigkeit gewährleistet werden kann. Zusätzlich können die Verformungen im Gebrauchszustand deutlich reduziert werden.

Die Idee, Beton vorzuspannen, entstand schon im späten 19. Jahrhundert, als 1888 in den USA und in Deutschland zwei Patente zur Grundidee der Vorspannung unabhängig voneinander angemeldet wurden (Jackson und Doehring) [33]. Bereits 1896 beschrieb J. Mandl mit sehr hohem theoretischen Verständnis die Wirkungsweise einer Vorspannung und die dadurch mögliche optimale Ausnutzung der Festigkeit des Betons. Zu der Zeit fehlten jedoch die technischen Voraussetzungen um das Konzept wirksam umzusetzen. Erst nach der Entwicklung hochfester Stähle und genügend Kenntnissen zum Verformungsverhalten (40 Jahre nach den ersten Patenten) war die Spannbetontechnik reif für den Einsatz.

Die ersten vorgespannten Bauteile wurden mithilfe eines Spannbetts hergestellt, indem die Bewehrung vorgespannt wurde. Nach Erhärten des Betons wurde die Vorspannkraft vom Spannbett in den Betonkörper eingetragen. Diese Art der Vorspannung (mit sofortigem Verbund) wird heutzutage fast ausschließlich für die Herstellung von Fertigteilen angewendet. Bei der heute gängigsten Bauweise hingegen, wird das Spannglied in einem Hüllrohr verlegt und erst nach Erhärten des Betonkörpers gespannt. Für dieses Verfahren wurde erstmalig 1927 ein Patent angemeldet.

Eine der wichtigsten Persönlichkeiten im Bereich des Spannbetons war der Franzose Freyssinet, der anhand von Versuchen das Kriechverhalten von Beton studierte und dadurch die Basis für eine wirksame Vorspanntechnik schaffte [27]. Dieser erkannte als Erster, dass nur mit besonders hochfesten Materialien eine Überdrückung des Betonquerschnitts erzielt werden kann, die nicht durch das Kriechverhalten des Betons vollständig abgebaut wird. Damals galten Stähle mit einer Festigkeit von mindestens  $400 \text{ N/mm}^2$  als geeignet zum Vorspannen.

## 21. Jahrhundert – Betonbau heute

Heutzutage kommen als schlaffe Stahlbewehrungen ausschließlich Betonrippenstähle und Bewehrungsmatten zum Einsatz. Die Streckgrenze der verwendeten Stähle liegen zwischen  $400 \text{ N/mm}^2$  bis  $600 \text{ N/mm}^2$ , wobei in Österreich die Verwendung der Festigkeitsklasse B550 üblich ist. Im Vergleich zu den früher verwendeten Rundeisen weisen heutige Erzeugnisse eine hohe Duktilität, sowie ein äußerst gutes Verbundverhalten auf.

Man unterscheidet je nach Herstellungsverfahren zwischen warmgewalzten (naturharten) und kaltverformten Betonstählen. Bei Letzteren wird die Festigkeit durch Ziehen oder Recken im kalten Zustand erhöht; ein Vorgang, der sich negativ auf die Duktilität des Materials auswirkt.

In der Vorspanntechnik, und der damit verbundenen Entwicklung hochfester Baustoffe, wurden erhebliche Fortschritte erzielt. So erreichen moderne Spannstähle Zugfestigkeiten von bis zu  $1860 \text{ N/mm}^2$ . Die hohen Spannungsniveaus ermöglichen auch nach Spannkraftverlusten durch zeitabhängiges Materialverhalten eine wirksame Vorspannung im Bauteil. Spannbeton ist heutzutage bei weitgespannten Konstruktionen nicht wegzudenken und findet vor allem im Bereich des Brückenbaus Anwendung. Meistens wird die Vorspannung in Kombination mit schlaffer Bewehrung eingesetzt.

Neben der konventionellen Bewehrung mit stabförmigen Elementen kommt für spezielle Anwendungen Faserbewehrung zum Einsatz. Hierbei werden Stahl- oder Kunststofffasern in den Frischbeton dazugemischt. Im Gegensatz zu herkömmlicher Bewehrung sind die Fasern gleich-

mäßig im Bauteil verteilt und beliebig ausgerichtet, wodurch sich keine ausgeprägte Wirkungsrichtung einstellt. Die Zugabe von Faserbewehrung kann die Duktilität und das Rissbildungsverhalten eines Bauteils beeinflussen, allerdings kann es nach derzeitigem Stand keine tragende Funktion übernehmen. Übliche Anwendungen sind daher nichttragende Bauteile wie z. B. Industriefußböden, Fassadenplatten und sonstige Fertigteile.

Aktuelle Entwicklungen tendieren zu einer Reduzierung des Bewehrungsgehaltes durch Einsatz von hochfesten Materialien. Ein Beispiel ist der Textilbeton, mit dem sich diese Arbeit näher beschäftigt. Hierbei werden Faserverbundwerkstoffe eingesetzt, die zum Teil ein Vielfaches der Zugfestigkeit von herkömmlichen Bewehrungsstahl erreichen. Ein prominenter Vertreter dieser Verbundwerkstoffe stellt der carbonfaserverstärkte Kunststoff (kurz *CFK*) dar, der ursprünglich für die Luft- und Raumfahrt entwickelt wurde. Die äußerst hohen Zugfestigkeiten ermöglichen auch einen Einsatz als Vorspannglied, die fehlende Korrosionsgefahr erlaubt zudem eine problemlose oberflächennahe oder sogar externe Führung der Spannglieder.

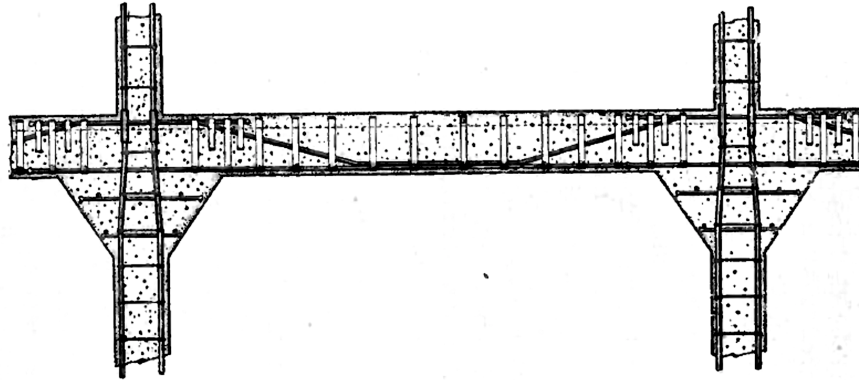
### 2.2.2 Trajektorienbewehrung

„Es gibt keinen Schub, sondern nur eine falsch geführte Hauptbewehrung“ [25]. So beschreibt S. Polonyi in der Zeitschrift *Beton- und Stahlbetonbau* die Problematik der aktuellen Bauweise und deren Auswirkung auf den Kraftfluss in einem Stahlbetonbauteil. Gemeint ist die heutzutage übliche Bewehrungskonvention, die eine Verlegung gerader Stäbe in einem orthogonalen Raster vorsieht, ohne genauer Berücksichtigung des Verlaufs der Hauptspannungstrajektorien.

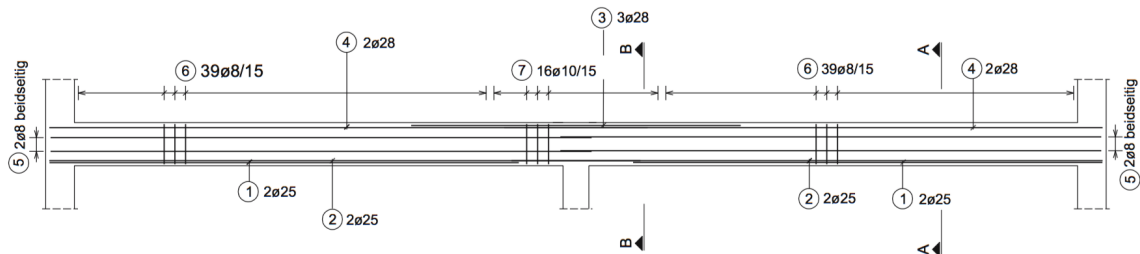
Die Anpassung der Bewehrung an den Verlauf der Hauptzugspannungen (*Trajektorienbewehrung*), wurde ansatzweise bereits zu Beginn des Stahl- bzw. Eisenbetonbaus angewendet. Der höhere Aufwand die Bewehrungsstäbe in die entsprechende Form zu biegen und richtig einzubauen spielte im Vergleich zu den relativ hohen Materialkosten damals eine untergeordnete Rolle. Untersucht man hingegen den Bewehrungsverlauf eines heutigen Stahlbetonträgers ist im Vergleich zu früher der Verlauf der Hauptspannungen nicht so klar ersichtlich. Abb. 2.9 zeigt eine Gegenüberstellung zwischen einem Eisenbetonträger aus dem 19. Jahrhundert und einem Plattenbalken wie er heutzutage ausgeführt wird. Man beachte, dass in der frühen Bauweise (Abb. 2.9a) in Feldmitte auf der Druckseite keine Bewehrung angeordnet wurde, und die Feldbewehrung dem Verlauf der Hauptzugspannungen entsprechend zum Stützbereich hinaufgezogen wurde.

Zugunsten einer einfacheren Verlegung der Bewehrung wird heutzutage die gesamte Bewehrung in einem orthogonalen Netz verlegt. Die obere und die untere Lage verläuft parallel zu den Bauteilkanten, die Bügelbewehrung steht senkrecht dazu. Dadurch entsteht ein vollständig orthogonaler Bewehrungskorb, der es nicht ermöglicht den Verlauf der Spannung hinreichend abzubilden.

Diese Bewehrungskonventionen stammen zu einem großen Teil aus dem ursprünglichen Konzept der Fachwerkanalogie und wurden mit der Zeit erweitert, um die Probleme, die dieses Konzept mit sich bringt, zu beheben. Dies resultierte meistens in einer Erhöhung der notwendigen Bewehrungsmengen, anstatt das Bemessungskonzept im Allgemeinen an den „natürlichen“ Spannungsverlauf anzupassen. Verlässt man die Idee des Fachwerks zur Bemessung von bie-



(a) Durchlaufträger nach Hennebique um 1900 [4]



(b) Durchlaufträger heute [34]

Abbildung 2.9: Vergleich der Bewehrung um 1900 und heute

gebeanspruchten Bauteilen und versucht eine materialgerechte Tragwirkung zu implementieren, erkennt man, dass theoretisch auf einen großen Teil der üblicherweise angeordneten Bewehrung verzichtet werden kann [25].

Dies erläutert Polonyi am Beispiel eines biegebeanspruchten Einfeldträgers: bei einer Bewehrung entlang der Zugspannungstrajektorien müssten keine Schubspannungen (durch Bügel) aufgenommen werden, da sich nicht die Tragwirkung eines Fachwerkes, sondern die eines unterspannten Trägers oder eines Sprengwerks ausbilden würde (siehe Abb. 2.10a) [25]. Dieses Prinzip ist genau so anwendbar für Durchlaufträger (Abb. 2.10b). Um verschiedene ungünstige Laststellungen zu berücksichtigen kann die Feld- und die Stützbewehrung getrennt voneinander und überlappend angeordnet werden.

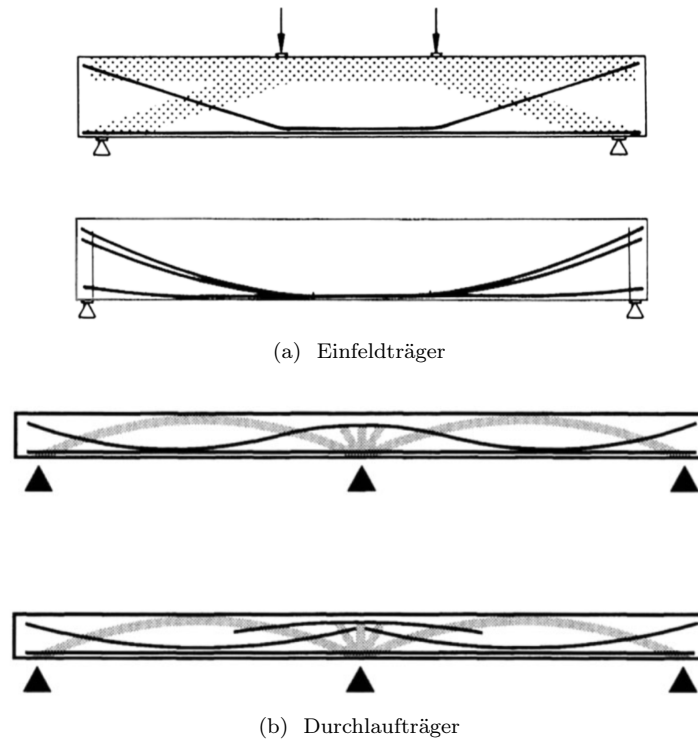


Abbildung 2.10: Trajektorienbewehrung von biegebeanspruchten Bauteilen [25]

Neben der Materialersparnis durch die geringeren Bewehrungsgehalte, liegt der Vorteil der Trajektorienbewehrung darin, dass eine globale Bemessung des Bauteils als Einheit erfolgt, anstatt die Bemessung auf Biegung und auf Querkraft getrennt voneinander zu behandeln.

In der Vorspanntechnik ist hingegen zu beobachten, dass der Spanngliedverlauf oftmals den Zugspannungstrajektorien folgt, wodurch entsprechende Bereiche überdrückt werden, und die Rissbildung vermindert wird. Da die Vorspannung im Gegensatz zur schlaffen Bewehrung aktiv Schnittgrößen im Bauteil verursacht, ist eine „richtige“ Verlegung des Spannglieds gemäß der auftretenden Spannungen von großer Wichtigkeit. Abb. 2.11 zeigt schematisch ein Beispiel einer möglichen Spanngliedführung bei einem Durchlaufträger.

Bei komplexen Bauteilen mit Aussparungen oder in Diskontinuitätsbereichen mit großen Spannungsgradienten stellt die Stabwerksmodellierung ein äußerst nützliches Werkzeug dar, den Bewehrungsverlauf durch Ermittlung des Spannungszustands im Bauteil festzulegen (siehe Abb. 2.16).

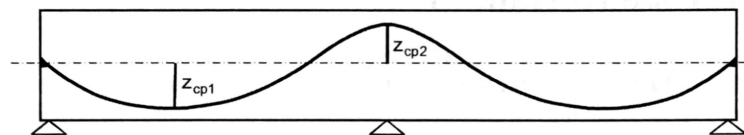


Abbildung 2.11: Vorgespannter Durchlaufträger [19]

### 2.2.3 Bemessungskonzepte

#### Biegung: Die Querschnittsbetrachtung

Die Bemessung eines Betonbauteils auf Biegung erfolgt über Gleichgewichtsbetrachtungen am Querschnitt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit befindet sich der Betonquerschnitt im gerissenen Zustand, sodass die auftretenden Zugspannungen zur Gänze von der Bewehrung aufgenommen werden. Die Zugkraft in der Bewehrung ( $F_s$ ) steht dabei im Gleichgewicht mit der Druckkraft  $F_c$ , die sich in der Betondruckzone ausbildet. Dieses Kräftepaar steht wiederum im Gleichgewicht mit dem einwirkenden Biegemoment.

Durch das Aufstellen einer Momentengleichgewichtsbedingung um eine beliebige Achse kann für eine vorgegebene Einwirkung die Betondruckkraft  $F_c$  (bzw. die Betondruckzonenhöhe  $x$ ) berechnet werden. Hiermit kann schließlich die zur Aufnahme der Zugkraft  $F_s$  erforderliche Bewehrungsfläche  $A_s$  ermittelt werden.

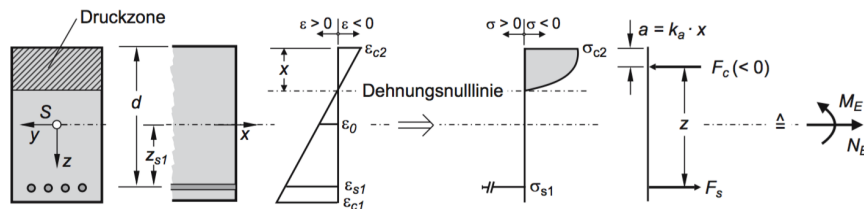


Abbildung 2.12: Kräftegleichgewicht am Querschnitt [34]

#### Querkraft und Torsion: Die Fachwerkanalogie

Zu den Anfängen des bewehrten Betonbaus behalf man sich, indem man bekannte Tragmechanismen auf die Bemessung von Betonbauteilen übertrug. Die klassische Fachwerkanalogie nach Mörsch unterstellt einem Betonträger eine Fachwerkstragwirkung, bei der die Zugspannungen durch die Bewehrung aufgenommen werden, während die Druckstreben dem Beton zugeordnet werden. Diese Betrachtungsweise wird herangezogen um Betonbauteile auf Querkraft und Torsion zu bemessen. Hierzu werden die „Stabkräfte“ der Zugdiagonalen des Fachwerks berechnet und der erforderliche Stahlquerschnitt zur Aufnahme dieser Kräfte ermittelt.

Betrachtet man einen Einfeldträger unter einer Gleichlast, übernehmen die Betondruckzone und die Hauptbewehrung den Ober- bzw. Untergurt eines parallelgurtigen Fachwerks. Die Querkraftbügel stellen die Zugdiagonalen dar, wobei diese in der Regel senkrecht zur Hauptbewehrung stehen und somit keinen Neigungswinkel aufweisen. Die Druckdiagonalen werden von den sogenannten Betondruckstreben übernommen. Abb. 2.13 zeigt die unter einem Winkel von  $\theta = 45^\circ$  verlaufenden Betondruckstreben (strichliert) und die Zugstreben in einem Balken unter Einzellast.

Dieses Konzept wird ebenfalls für die Ermittlung der erforderlichen Torsionsbewehrung angewendet. In diesem Fall wird das dreidimensionale „Fachwerk“, bestehend aus dem gesamten Bewehrungskorb und dem Betonkörper, betrachtet. In Abb. 2.14 ist die Wirkungsweise der

Torsionsbewehrung dargestellt. Die linke Abbildung (a) zeigt die Lastabtragung durch eine geneigte Bewehrung, welche eher dem natürlich Kraftfluss folgt, die Regelausführung ist jedoch mit vertikalen Zugstreben, wie in (b) dargestellt.

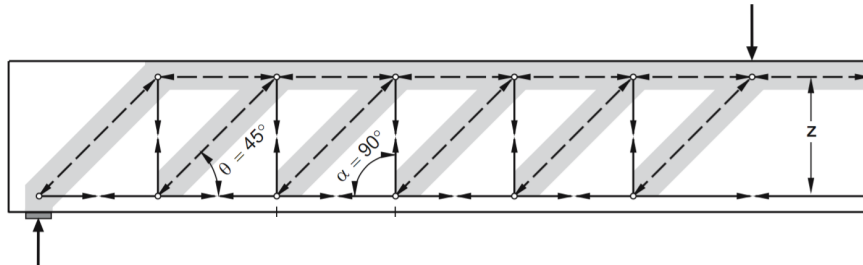


Abbildung 2.13: Fachwerkanalogie: Zug- und Druckstreben [34]

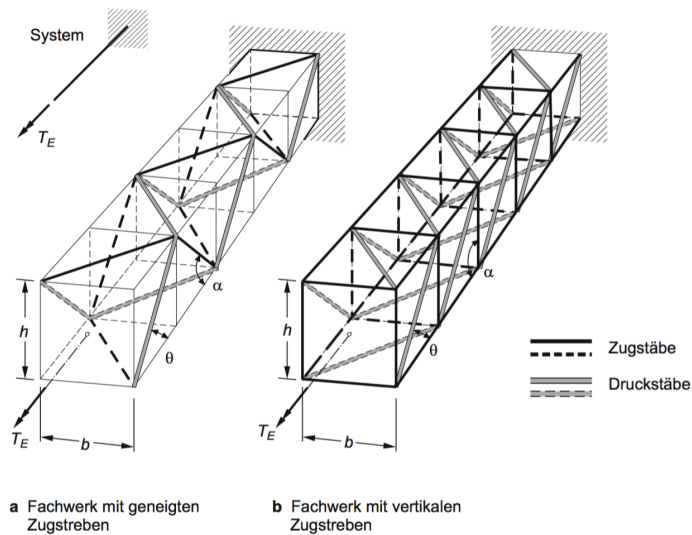


Abbildung 2.14: Fachwerkanalogie für die Torsionsbemessung [34]

### Diskontinuitäten: Die Stabwerksmodellierung

Die Stabwerksmodellierung ist im Prinzip eine Diskretisierung eines Kontinuums auf ein Stabsystem – die zuvor beschriebene Fachwerkanalogie stellt also lediglich einen Spezialfall dieses Konzepts dar.

Neben der Anwendung des bekannten Fachwerkmodells auf einen Träger, ist die Stabwerksmodellierung ein sehr nützliches Mittel, um auf einfachem Wege Diskontinuitäten in Bauteilen zu bemessen. Diese sind beispielsweise Lasteinleitungsbereiche, oder geometrische Diskontinuitäten wie Konsolen, Aussparungen, Rahmenecken, etc. Für sonstige Bauteile, die eine genaue dreidimensionale Untersuchung erfordern, ist diese Methode ebenfalls besonders zielführend und einfach anzuwenden. Hierbei wird der Kraftfluss in einem Bauteil analysiert und durch ein

System von Zug- und Druckstreben diskretisiert. Der Bewehrungsverlauf wird den Zugstreben entsprechend gewählt und anschließend bemessen.

Bei der Bemessung der Zugstreben wird die auftretende Zugkraft vollständig der Stahlbewehrung zugewiesen. Bei der Bemessung der Betondruckstreben ist zu unterscheiden, ob sich die Betonstrebe in einem Bereich mit Querkzug befindet, da in diesem Fall der Bemessungswert der Festigkeit entsprechend abzumindern ist.

Wie Abb. 2.15 zeigt, gibt es für eine bestimmte Geometrie und Lastsituation nicht nur eine „richtige“ Möglichkeit die Bewehrung anzuordnen, sondern mehrere Varianten die Last in die Auflager zu leiten. Abb. 2.16 zeigt ein weiteres Beispiel einer Anwendung der Stabwerksmodellierung und den entsprechenden Verlauf der Bewehrung für dieses Modell. Durch eine geschickte Wahl des Modells können Faktoren wie die erforderliche Bewehrungsmenge oder die Komplexität der Bewehrungsführung direkt gesteuert werden. Am Beispiel in Abb. 2.16 erkennt man, dass durch das gewählte Tragmodell eine schräge Bewehrung, zugunsten einer einfacheren, orthogonalen Bewehrungsführung, vermieden wurde.

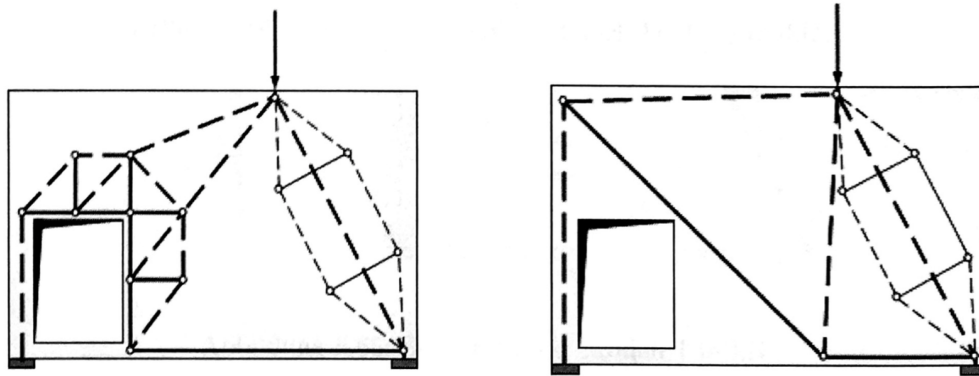


Abbildung 2.15: Varianten für Stabwerksmodelle einer Wand mit Aussparung [19]

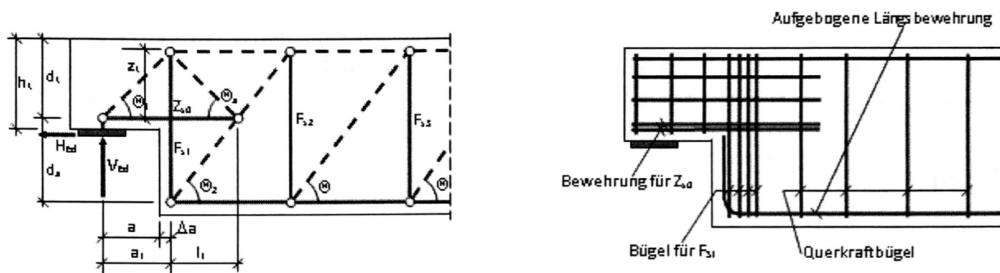


Abbildung 2.16: Stabwerksmodell und Bewehrungsführung eines ausgeklinkten Auflagers [19]



# Kapitel 3

## TRUHPC – Textilbewehrter Ultrahochleistungsbeton

### 3.1 Einleitung

Kaum ein anderer Baustoff ist heutzutage so allgegenwärtig und präsent wie der Stahlbeton. Die oftmals verwendete Bezeichnung „Jahrhundertbaustoff“ ist sehr treffend – ein Großteil des 20. Jahrhunderts wurde vom Stahlbeton dominiert. Niedrige Herstellungskosten, beliebige Formbarkeit, und leichte Verfügbarkeit der Rohstoffe ermöglichten einen nahezu universellen Einsatz. Die langjährige Erfahrung zeigte allerdings einen entscheidenden Nachteil des Stahlbetons: die Korrosion der Stahlbewehrung führte zu Problemen mit der Dauerhaftigkeit der Bauwerke. Bei sorgfältiger Planung und Ausführung kann die Korrosion zwar weitgehend eingeschränkt werden, jedoch motivierte dieser Umstand die Forschung nach alternativen, korrosionsbeständigen Bewehrungsmaterialien.

Mitte der 1990er Jahre wurde von Forschungsgruppen in Aachen und Dresden der Ansatz entwickelt, technische Textilien als Bewehrung einzusetzen. Leichte Gelege und Geflechte aus korrosionsbeständigen Endlosfasern stellten vielversprechende Aussichten auf einen leistungsfähigen, innovativen Verbundbaustoff. Mit fortschreitender Betontechnologie entwickelte man geeignete Feinkornbetone, welche im Zusammenspiel mit der Textilbewehrung einen hochbelastbaren Baustoff bilden.

Moderne Ultrahochleistungsbetone bieten durch ihre besonders dichte Struktur sowohl eine hohe Festigkeit als auch eine außerordentliche Dauerhaftigkeit, wodurch sich in Kombination mit korrosionsfreier Textilbewehrung extrem langlebige, leistungsstarke Bauteile fertigen lassen. Am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau an der TU Wien werden im Rahmen eines Forschungsprojektes innovative Anwendungsmöglichkeiten für diesen neuartigen Verbundbaustoff *Textile Reinforced Ultra High Performance Concrete*, in weiterer Folge kurz als TRUHPC bezeichnet, näher untersucht.

In diesem Kapitel werden die Grundlagen der Ultrahochleistungsbetone und das Gebiet der

textilen Bewehrungserzeugnisse und deren Herstellung behandelt. Anschließend wird auf das Verhalten und die Bemessung des eigentlichen Verbundbaustoffs näher eingegangen.

## 3.2 Ultrahochleistungsbetone

### 3.2.1 Allgemeines

Ultrahochleistungsbetone, kurz *UHPC* (*Ultra High Performance Concrete*), sind besonders widerstandsfähige, hochfeste Werkstoffe, die vor allem wegen ihrer ausgeprägten Festigkeit und Dauerhaftigkeit zum Einsatz kommen. Oft werden die Begriffe *Hochfester Beton* und *Hochleistungsbeton* undifferenziert verwendet, jedoch unterscheiden sich diese Werkstoffe in ihrem vorgesehenen Einsatzgebiet. Zusätzlich zur Erfüllung hoher Anforderungen an die Tragfähigkeit, weist der Ultrahochleistungsbeton einen besonders hohen Widerstand gegen physikalische und chemische Einwirkungen auf. Diese Eigenschaften gehen zwar Hand in Hand, jedoch werden die Betonrezepturen für die verschiedenen Einsatzzwecke speziell angepasst.

Vorangetrieben wurde die Entwicklung dieser speziellen Werkstoffe vor allem durch den amerikanischen Hochhausbau, der höhere Druckfestigkeiten für die Bemessung der hochbelasteten Bauteile erforderte. In Deutschland wurde seit den 1940er Jahren an einer Weiterentwicklung der Materialtechnologie im Bereich des Betons geforscht. Im Labor erzielte man bereits in den 1950er Jahren Druckfestigkeiten von bis zu  $75 \text{ N/mm}^2$ , weitere 10 Jahre später hatte man die  $100 \text{ N/mm}^2$  Marke bereits überschritten. Nach heutigem Verständnis gelten Betonsorten mit einer Druckfestigkeit, welche die höchste genormte Festigkeitsklasse C100/115 nach EN 206-1 überschreitet, als UHPC [17]. Als Hochfeste Betone werden nach EN 206-1 bereits solche bezeichnet, die eine charakteristische Würfeldruckfestigkeit von  $60 \text{ N/mm}^2$  überschreiten [2].

Die technischen Voraussetzungen für Ultrahochleistungsbetone wurden in den 70er und 80er Jahren mit der Entwicklung von Hochleistungsfließmitteln und dem Einsatz von Silikastaub geschaffen. Diese ermöglichten eine beträchtliche Steigerung der Druckfestigkeiten sowie eine Gewährleistung einer geeigneten Konsistenz zur Verarbeitung des Frischbetons [26]. Aktuell können Ultrahochleistungsbetone unter baupraktischen Bedingungen Druckfestigkeiten von rund  $200 \text{ N/mm}^2$  erreichen [17].

### 3.2.2 Zusammensetzung

Klassischer Beton ist ein Drei-Phasen-Werkstoff bestehend aus Wasser, Zement und Zuschlagskörnungen. Bei einem UHPC werden diese drei Komponenten durch zwei weitere ergänzt: reaktive oder inerte Zusatzstoffe und einem besonders wirksamen Fließmittel. Diese sind wesentlich für die Entwicklung der besonderen Eigenschaften eines UHPC. Im Folgenden wird kurz auf die einzelnen Komponenten der Rezeptur, sowie sonstigen Maßnahmen die es zu beachten gilt, eingegangen.

### **Wasser**

Die Wassermenge spielt eine zentrale Rolle für die Festigkeitsentwicklung eines Betons. Der Wasserzementwert gibt als Kennwert das Massenverhältnis des wirksamen Wassergehaltes zum Zementgehalt im Frischbeton an. Durch Reduktion des Wasserzementwerts wird die Porosität des Zementsteins verringert, wodurch die Festigkeit gesteigert werden kann. Bei UHPC liegt der W/Z-Wert üblicherweise bei 0,4 oder darunter. Bei Werten unter 0,4 erfolgt keine vollständige Hydratation des Zements, sodass der Kapillarporenanteil auf ein Minimum reduziert werden kann. Die unhydratisierten Zementkörner haben dabei durch ihre hohe Festigkeit einen positiven Einfluss auf die Festigkeitsentwicklung.

Der Wassergehalt beeinflusst neben der Festigkeit auch die Konsistenz, und damit die Verarbeitbarkeit des frischen Betons. Bei derart niedrigen W/Z-Werten wird die Verarbeitbarkeit und die Verdichtungsfähigkeit stark beeinträchtigt. Dem wird mit der Beimischung von Zusatzmitteln entgegengewirkt.

### **Zement**

Zum Einsatz kommen Portlandzemente mit niedrigen Tri-Calcium-Aluminat ( $C_3A$ ) Anteilen, da diese einen geringen Wasseranspruch haben. Dadurch kann der W/Z-Wert niedrig gehalten werden. Zudem muss eine Verträglichkeit mit den eingesetzten Fließmitteln und sonstigen Zusatzmitteln gegeben sein [17]. In Bezug auf die Mahlfeinheit der Zementkörner wird festgehalten, dass ein gröberer Mahlgrad sich positiv auf die Konsistenz auswirkt.

### **Zusatzstoffe**

Die Verwendung spezieller Zusatzstoffe stellt den maßgebenden Unterschied zu herkömmlichen Normalbetonen dar. Erst die Zugabe von reaktiven silikatischen Feinstäuben (Mikrosilika, Nanosilika) ermöglicht die Steigerung der Druckfestigkeit auf über  $100 N/mm^2$ . Silikastaub wirkt sich auf drei Ebenen festigkeitssteigernd aus [26]:

- Mit seiner ausgeprägten Feinkörnigkeit (100 mal feiner als Zement) fungiert Mikrosilika als Mikrofüller, wodurch das Zementsteingefüge verdichtet wird.
- Der Verbund zwischen Zementstein und Zuschlag wird durch festigkeitssteigernde Calciumsilikathydrate (CSH) verstärkt.
- Puzzolanische Sekundärreaktionen bilden weitere CSH-Phasen.

Die Menge an Silikastaub beträgt bei UHPC üblicherweise zwischen 5-15 Massenprozent des Zements.

### **Gesteinskörnungen**

Ausschlaggebende Kriterien für die Auswahl einer geeigneten Zuschlagskörnung sind

- die Kornfestigkeit,

- die Korngrößenverteilung,
- die Kornform und Oberflächenbeschaffenheit.

Zum Einsatz kommen bevorzugt Quarzsande. Diese weisen eine hohe Gesteinsfestigkeit auf und sind zudem leicht verfügbar. Die verwendeten Gesteinskörnungen enthalten einen hohen Fein- und Feinststoffgehalt, die maximalen Korngrößen der Sande werden für UHPC mit 0,15 bis 0,6 mm angegeben [32]. Die Kornform spielt vor allem für die rheologischen Eigenschaften des Frischbetons eine Rolle, es empfiehlt sich eine runde Kornform.

### Zusatzmittel

Leistungsfähige Zusatzmittel sind unverzichtbar für die Verarbeitung von UHPC. Um trotz der niedrigen Wassergehalte eine gute Verarbeitbarkeit (weiche, fließfähige Konsistenz) gewährleisten zu können, werden dem Beton Hochleistungsfließmittel hinzugefügt. Diese Substanzen ermöglichen erst die drastische Reduktion des W/Z-Werts, bei gleichbleibender Konsistenz. Die Wirkung beruht auf der Auftrennung zusammengeballter Zementpartikel. Dadurch kann das in den Zwischenräumen eingeschlossene Wasser freikommen und die Fließfähigkeit des Betons verbessern [17].

### Sonstige Maßnahmen

Für das Erreichen eines qualitativen Baustoffs mit derart hohen Anforderungen, ist eine richtige Verarbeitung unentbehrlich. Der Mischvorgang hat einen großen Einfluss auf sämtliche Eigenschaften, sowohl des Frisch- als auch des Festbetons. Aufgrund des hohen Gehalts an Feinteilen im UHPC ist dem Mischen besondere Achtung zu schenken. Um ein Verklumpen der Ausgangsstoffe zu verhindern, werden Mischgeräte mit hohen Schergeschwindigkeiten eingesetzt. Um den Luftporengehalt auf ein absolutes Minimum zu reduzieren, können Sondermischverfahren wie beispielsweise das *Vakuummischverfahren* eingesetzt werden.

Die Nachbehandlung des Frischbetons ist ebenfalls ein erheblicher Faktor für die Festigkeitsentwicklung. Die wichtigsten Maßnahmen dienen zum Schutz vor vorzeitigem Austrocknen, sowie vor zu raschem Abkühlen und zu niedrigen Temperaturen. Unter erhöhten Temperaturen tritt eine frühere Festigkeitsentwicklung ein, diese Eigenschaft macht sich vor allem die Fertigteilindustrie zu Nutze. Durch Aufbringen eines mechanischen Drucks auf den Frischbeton während des Erhärtungsprozesses können ebenfalls Festigkeitssteigerungen erzielt werden [17].

### 3.2.3 Mechanische Eigenschaften

UHPC erfüllt hohe Anforderungen in Bezug auf Festigkeit und Dauerhaftigkeit. Dem steht jedoch ein äußerst sprödes Bruchverhalten gegenüber – eine Eigenschaft, die wegen der Gefahr von unangekündigtem, sprödem Materialversagen unerwünscht ist.

### **Druckfestigkeit**

Wie bereits festgehalten, gelten Betone mit Druckfestigkeiten von weit über  $100 \text{ N/mm}^2$  als Ultrahochleistungsbetone, zur Zeit fehlt es jedoch an genormten Festigkeitsklassen. Die tatsächlich erzielten Festigkeiten sind von der gewählten Rezeptur und Nachbehandlung abhängig. Unter Einsatz von Stahlzuschlägen, Stahlfasern und einer speziellen Nachbehandlung konnte man beispielsweise 1995 unter Laborbedingungen Betone mit Druckfestigkeiten von  $810 \text{ N/mm}^2$  herstellen [17].

### **Elastizitätsmodul**

Das Verformungsverhalten ist bei UHPC durch das dichte Gefüge zum Teil deutlich steifer als bei herkömmlichen Beton. Während Normalbetone üblicherweise E-Moduli zwischen 25000 und  $45000 \text{ N/mm}^2$  erreichen, können die Werte bei UHPC über  $75000 \text{ N/mm}^2$  liegen [17].

### **Duktilität**

Durch die sehr hohe Festigkeit kann ein Körper aus UHPC sehr viel Verformungsenergie aufnehmen. Wird die Bruchfestigkeit des Materials erreicht, versagt dieser aufgrund der hohen Energiefreisetzung explosionsartig. Um ein duktileres Nachbruchverhalten zu erreichen, kann der Baustoff in Kombination mit einer Faserbewehrung eingesetzt werden [17].

### **Zugfestigkeit**

Im Hinblick auf die Zugfestigkeit weist UHPC ein ähnliches Verhalten wie Normalbeton auf. Üblicherweise erreicht die Zugfestigkeit maximal ein Zehntel der Druckfestigkeit des Betons. Dies bedingt auch das spröde Bruchverhalten des Materials [17].

## **3.2.4 Dauerhaftigkeit**

Unter dem Begriff Dauerhaftigkeit versteht man den Widerstand des Betons gegen mechanische, physikalische und chemische Angriffe [26]. Neben der hohen Festigkeit ist die ausgezeichnete Dauerhaftigkeit der Hauptgrund für die Anwendung von UHPC.

Die hervorragenden Eigenschaften, über die UHPC in diesem Hinblick verfügt, liegen vor allem an der drastischen Verringerung der Porosität des Festbetons im Vergleich zu Normalbeton. Durch die feine Kapillarporenstruktur wird der Gas- und Flüssigkeitstransport reduziert, sodass schädliche Substanzen nicht tief in den Beton eindringen können. Auch der Vorgang der Karbonatisierung wird durch das dichte Gefüge, sowie dem hohen Zementgehalt gehemmt. Die Silikastaubzugaben vermindern zudem die elektrische Leitfähigkeit des Betons, wodurch der Karbonatisierungsfortschritt ebenfalls verlangsamt wird.

Die hohen Festigkeiten des Zementsteins und der Zuschlagkörnungen gewährleisten einen außerordentlich hohen mechanischen Verschleißwiderstand, der eine vielseitige Anwendung des Werkstoffs ermöglicht.

Nachteilig wirkt sich die dichte Mikrostruktur von UHPC hingegen im Brandverhalten aus. Durch die starke Neigung zu Abplatzungen sind in der Regel zusätzliche Maßnahmen zu treffen, um den gleichen Brandschutz wie bei einem Bauteil aus Normalbeton sicherzustellen. Die Abplatzungen entstehen durch die Bildung eines hohen Dampfdrucks im Inneren des Betons. Eine Maßnahme um Abplatzungen zu verhindern, ist die Zugabe von Polypropylenfasern. Diese schmelzen im Brandfall bereits bei niedrigen Temperaturen, wodurch Kanäle zur Entspannung des Dampfdrucks entstehen [26].

### 3.2.5 Anwendung

UHPC findet überall dort Anwendung, wo eine hohe Festigkeit, eine hervorragende Dauerhaftigkeit oder beide dieser Eigenschaften erwünscht, bzw. erforderlich sind. In sehr hohen, modernen Hochhäusern ist der Einsatz von UHPC für hochbelastete Bauteile mittlerweile unverzichtbar. Ein weiteres häufiges Einsatzgebiet ist der Brückenbau – der Baustoff eignet sich hervorragend für die Errichtung schlanker Tragwerke mit großen Spannweiten.

Neben dem Einsatz bei großen, weitgespannten Tragwerken, findet UHPC auch in der Herstellung kleiner Objekte und Fertigteile Anwendung. Durch den hohen Anteil an Feinstoffen können höchst detaillierte, architektonisch anspruchsvolle Bauteile oder auch Kunstobjekte hergestellt werden.

Für spezielle Anwendungen, wie beispielsweise Fassadenplatten oder Objekte im Designbereich, wird faserbewehrter UHPC verwendet. Eine reine Faserbewehrung kann zwar nicht als Tragbewehrung herangezogen werden, sie verbessert jedoch die Integrität und das Bruchverhalten des Bauteils.

## 3.3 Textile Bewehrung

### 3.3.1 Fasern

Grundsätzlich ist eine Faser ein, im Verhältnis zu ihrem geringen Durchmesser, extrem lang ausgedehntes, flexibles Element. Sie kann entweder endlos lang sein, oder in ihrer Länge begrenzt sein. Fasern können aus verschiedensten Materialien hergestellt werden oder auch natürlich vorkommen. Man unterscheidet demnach zwischen den zwei Hauptgruppen der natürlichen und der synthetischen Fasern (siehe Abb. 3.1).

Organische Naturfasern wurden seit jeher zur Verstärkung von Werkstoffen angewendet, ein bekanntes Beispiel hierfür ist der Stroh im Lehm- und Holzbau. Durch ihre geringe Festigkeit und Steifigkeit sind sie jedoch für dauerhafte, hochbelastbare technische Textilien im Ingenieurbau weniger geeignet. Natürlich vorkommende mineralische Fasern, wie z.B. Asbest, weisen hingegen eine sehr hohe Festigkeit und Medienbeständigkeit auf, werden jedoch heutzutage wegen ihrer gesundheitsschädlichen Wirkung nicht mehr verwendet. Für den Einsatz in technischen Textilien sind daher vor allem die industriell erzeugten Chemiefasern von Interesse.

Technisch verwendbare Fasern müssen eine Reihe an Eigenschaften erfüllen. Entscheidend sind sowohl eine hohe Zugfestigkeit als auch eine hohe Steifigkeit. Weitere Grundanforderungen

an den Werkstoff sind eine ausreichende Bruchdehnung, ein geringes Relaxationsverhalten und nicht zuletzt eine hohe Dauerhaftigkeit und Beständigkeit. [31]

Die wichtigsten Werkstoffe, welche diese Eigenschaften vereinen, sind alkali-resistente (AR) Glasfasern, Carbonfasern, Basaltfasern und Aramidfasern, wobei letztere für den Einsatz als Bewehrungsmaterial zunehmend an Bedeutung verloren haben. Daher wird hier auf die ersten drei Materialien näher eingegangen.

Als Maß für die Feinheit von Fasern, und daraus hergestellten Rovings, wird der sogenannte Titer, in der Einheit *tex* angegeben ( $1 \text{ tex} = 1 \text{ g}/1000 \text{ m}$ ). Ein Roving bezeichnet ein Bündel aus einzelnen Filamenten, welches im weiteren Herstellungsprozess zu textilen Halbzeugen verarbeitet wird. Gängige Durchmesser von technisch eingesetzten Fasern variieren zwischen 5 und 50  $\mu\text{m}$ . Generell ist bei Fasern eine Erhöhung der Materialfestigkeit bei Verringerung des Durchmessers zu beobachten. Dies liegt an der Reduktion von möglichen Fehlstellen und Kontinuitätsstörungen, die durch Spannungsspitzen einen frühzeitigen Bruch einleiten. Bei zu geringen Durchmessern ist allerdings zu beachten, dass Fasern durch ihre Lungengängigkeit gesundheitsschädliche Folgen haben können [9].

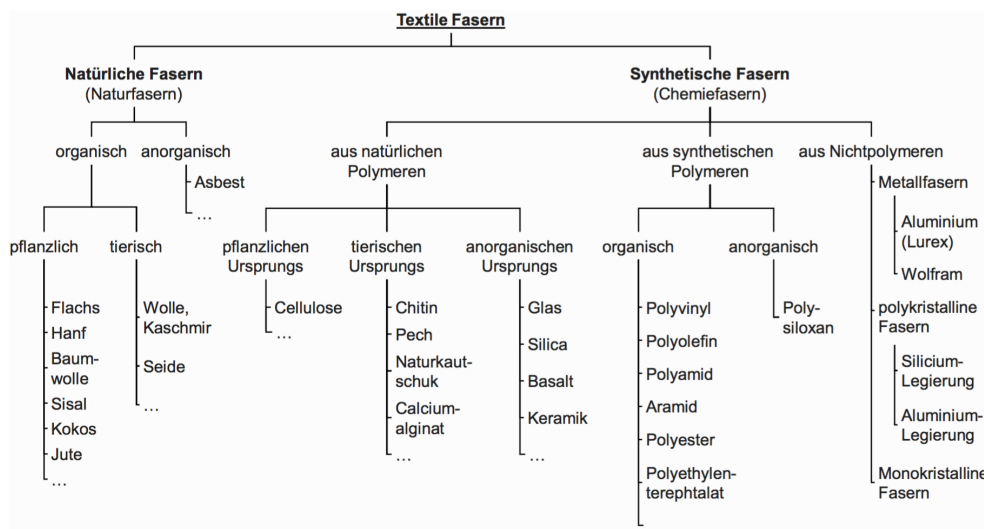


Abbildung 3.1: Unterteilung von Fasermaterialien [11]

### 3.3.1.1 AR-Glasfasern

Glasfasern finden in der Industrie vielfach Anwendung: als Leiter in der Datenübertragung, als Gewebe zu Dämmzwecken, als Verstärkungsfaser für diverse Werkstoffe, etc. Fasergläser bestehen aus Siliziumoxid, Calciumcarbonat, Colemanit, Kaolinit sowie weiteren Oxiden, welche die Eigenschaften des Materials steuern. Die gängigste Standardfaser besteht aus E-Glas, welches nicht alkalibeständig ist und somit nicht für den Einsatz im basischen Milieu des Betons geeignet ist. Erst die Entwicklung von alkaliresistentem (AR-) Glas mit einem hohen Zirkonoxidanteil ermöglichte den Einsatz von Glasfasern im Betonbau.

Die Produktion von Glasfasern erfolgt zum Großteil mit dem Düsenziehverfahren, bei dem Endlosfasern mit Durchmessern von 5 bis 30  $\mu\text{m}$  hergestellt werden können. Bei dem Verfahren wird eine Glasschmelze erzeugt, welche von rotierenden Spulköpfen durch Ziehdüsen gezogen wird. Über die Rotationsgeschwindigkeit dieser Spulköpfe wird der Durchmesser der Filamente gesteuert. Im Anschluss werden die Fasern herabgekühlt und mit einer Schlichte beauftragt, dessen Zusammensetzung in Abhängigkeit der späteren Nutzung gewählt wird. Ein schematischer Ablauf des Verfahrens ist in Abb. 3.2 dargestellt. Durch die rasche Abkühlung im Herstellungsprozess wird eine Kristallisation verhindert, sodass sich ein amorpher Zustand einstellt, der für das isotrope Materialverhalten der Fasern sorgt.

Glasfasern weisen sehr hohe Zugfestigkeiten bei relativ geringen Dehnungen auf und haben zudem eine geringe Dichte. Durch den sogenannten Größeneffekt können im Vergleich zu monolithischem Glas deutlich bessere Materialeigenschaften erzielt werden. Festigkeiten von AR-Glasfasern erreichen um die  $2000 \text{ N/mm}^2$  bei einer Bruchdehnung von 2,6% und einem E-Modul von 76 GPa. Das Materialverhalten ist bis zum Erreichen der Bruchspannung nahezu ideal-elastisch, danach kommt es zu einem spröden Versagen. Umfangreiche Forschungsarbeiten zum Langzeitverhalten haben jedoch ergeben, dass beim Einsatz von AR-Glasfilamentgarnen im Textilbeton irreversible (plastische) Längsdehnungen auftreten. Diese werden einerseits mit der Ausrichtung der Filamente in die Zugkrafttrichtung, andererseits mit dem vorzeitigem Bruch einzelner Filamente durch lokale Spannungsspitzen begründet. Diese „Duktilität“ ist daher eher dem Verhalten der Filamente im Roving, als dem Material selbst zuzuschreiben [11].

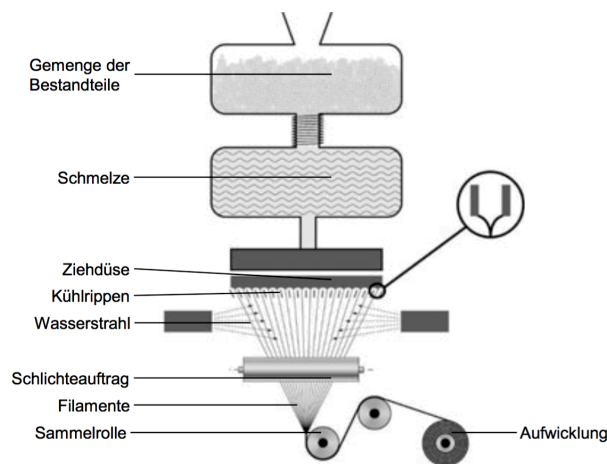


Abbildung 3.2: Schematische Darstellung des Düsenziehverfahrens [11]

### 3.3.1.2 Carbonfasern

Carbonfasern zählen heutzutage aufgrund ihrer hohen spezifischen Festigkeit <sup>1</sup> zu den bedeutendsten und leistungsfähigsten Werkstoffen. Durch die hervorragenden Materialeigenschaften erfreuen sie sich eines besonders vielseitigen Anwendungsspektrums, der sich von der Luft- und

<sup>1</sup>Festigkeit im Verhältnis zur Materialdichte



Raumfahrt, der Automobilindustrie, über den Hochleistungssport bis hin zur Verstärkung von Baukonstruktionen erstreckt.

Die Fasern bestehen zu über 90% aus Kohlenstoff und werden durch kontrollierte Pyrolyse organischer Kohlenstoffverbindungen erzeugt. Sie sind somit in die Kategorie der Fasern aus synthetischen, organischen Polymeren einzuordnen (vgl. Abb. 3.1). Man unterscheidet zwischen isotropen, und ausgeprägt anisotropen Fasern, mit parallel zur Faserrichtung orientierten Schichtebenen. Erstere weisen keine nennenswerten Festigkeiten auf, sodass hier die anisotropen Fasern betrachtet werden, die auch für Verbundwerkstoffe eingesetzt werden.

Die Herstellung erfolgt in drei Verarbeitungsstufen: der Stabilisierung (Oxidation), der Carbonisierung und der Graphitierung (vgl. Abb. 3.3). Als Ausgangsmaterial kommen hauptsächlich Precursorfasern aus dem synthetischen Polymer Polyacrylnitril (PAN) zum Einsatz. Im ersten Teilprozess werden die linearen Polymerketten in stabilere Ringstrukturen umgeformt. Bei der Carbonisierung findet bei ca. 2000°C eine fast vollständige Abspaltung aller Nichtkohlenstoffatome statt. Im letzten Schritt, der Graphitierung, werden die synthetisierten Graphitschichten bei hoher Temperatureinwirkung so weit wie möglich entlang der Faserlängsrichtung orientiert, um die in dieser Richtung extrem hohen Festigkeiten zu erreichen. Um die Fasern schonend weiterverarbeiten zu können, werden die äußerst spröden und empfindlichen Filamentgarne am Ende der Produktionskette mit einer Oberflächenfunktionalisierung behandelt. Üblicherweise liegen die Durchmesser der Filamente zwischen 5 und 11 µm.

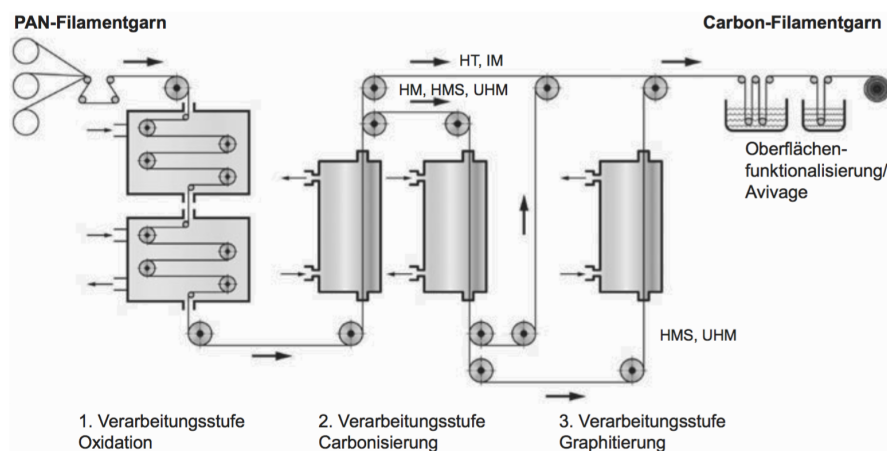


Abbildung 3.3: Herstellungsprozess von Carbonfasern auf Basis von PAN-Fasern [11]

Je nach Einsatzzweck, werden anhand verschiedener Precursormaterialien und Prozessparameter verschiedene Typen von Carbonfasern mit spezifischen Eigenschaften erzeugt. Diese werden in sechs Gruppen unterteilt:

- Hochfeste Carbonfasern (High-Tensile – HT)
- Hochsteife Carbonfasern (High-Modulus – HM)
- Intermediate Modul-Carbonfasern (Intermediate Modulus – IM)

- Hochmodul/Hochfestigkeits-Carbonfaser (High-modulus/High strength – HMS)
- High Strain and Tenacity – HST
- Ultrahochmodulige Carbonfasern (Ultrahigh-Modulus – UHM)

Je nach Typ kann die Festigkeit Werte von  $5000 \text{ N/mm}^2$  überschreiten, während HM-Fasern einen E-Modul von über  $500 \text{ GPa}$  erreichen können. Das Diagramm in Abb. 3.4 zeigt charakteristische Werte von Zugfestigkeiten und E-Moduln verschiedener Carbonfasertypen.

Zusätzlich zu den hohen Festigkeiten und Steifigkeiten weisen Carbonfasern eine hohe chemische Beständigkeit, sowohl im sauren als auch im basischen Milieu, auf. Herstellungsbedingt ist eine hohe thermische Beständigkeit ebenfalls gegeben. Einer der größten Vorteile dieses Werkstoffs ist jedoch seine äußerst geringe Dichte von etwa  $1,78 \text{ g/cm}^3$ , wodurch er für Leichtbauanwendungen besonders gut geeignet ist.

Nachteilig ist zum einen die hohe Sprödigkeit des Materials – die Bruchdehnung liegt in der Regel unter  $2\%$ . Zum anderen sind Carbonfasern aufgrund des komplexen und aufwendigen Herstellungsprozesses relativ teuer in der Produktion. Im Preis-Leistungs-Verhältnis ist der Werkstoff durch die hervorragenden mechanischen Eigenschaften jedoch jedenfalls konkurrenzfähig.

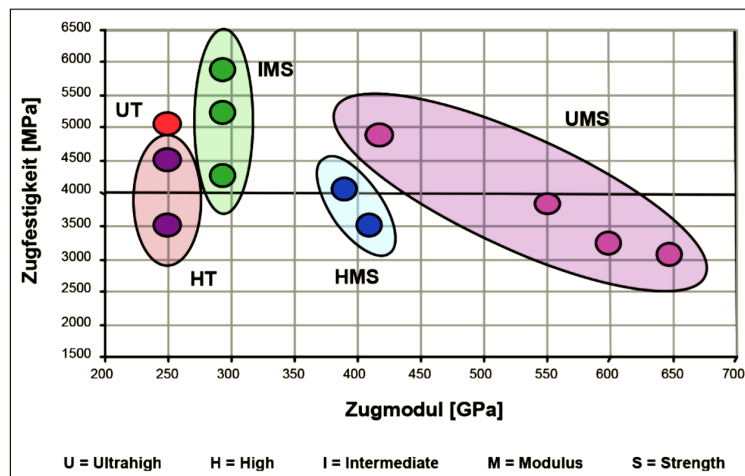


Abbildung 3.4: Kennwerte verschiedener Carbonfasertypen [5]

### 3.3.1.3 Basaltfasern

Basaltfasern werden aus dem natürlich vorkommenden Basaltgestein erzeugt. Das basische Ergussgestein, das zu etwa  $50\%$  aus Siliciumdioxid ( $\text{SiO}_2$ ) besteht, enthält einen hohen Anteil an Oxiden, die als Flussmittel wirken. Diese ermöglichen die Entstehung flüssiger Lava bei relativ niedrigen Temperaturen von etwa  $1300^\circ\text{C}$ , wodurch der Basalt für den Schmelzprozess sehr gut geeignet ist [29]. Zudem kann durch die große Verfügbarkeit und der laufenden vulkanischen Genese des Gesteins der Rohstoff als unerschöpflich betrachtet werden [9].

Analog zur Herstellung von Glasfasern, werden Basaltfasern im Düsenziehverfahren produziert. Auch bei diesen wird ein amorpher Zustand der Fasern durch die Kristallisationsverhinderung bei der raschen Abkühlung der Gesteinsschmelze erreicht. Um eine weitere Verarbeitung zu ermöglichen wird den Fasern, welche üblicherweise Durchmesser zwischen 9 und 21  $\mu\text{m}$  aufweisen, im Herstellungsprozess ebenfalls eine Schlichte aufgetragen.

Die Herstellung von Endlosfasern stellt bestimmte Voraussetzungen an die chemische Zusammensetzung des Basaltgesteins. Zwei wichtige Kennwerte sind der Aciditätsmodul und der Viskositätsmodul, welche die Masseverhältnisse der verschiedenen Oxide im Gestein beschreiben. Mit steigenden Werten der Moduln ist eine höhere chemische und thermische Beständigkeit verbunden. Während dies gewünschte Materialeigenschaften sind, führt eine zu hohe thermische Beständigkeit zu erschwerten Bedingungen in der Produktion. Daher müssen die Kennwerte innerhalb bestimmter Bereiche liegen, auf die hier nicht näher eingegangen wird [29].

Mit einer Zugfestigkeit von etwa  $3900 \text{ N/mm}^2$  haben Basaltfasern durchaus Bedeutung als eine kostengünstigere Alternative zu Kohlenstofffasern. Im Vergleich zu diesen weisen Basaltfasern mit einem E-Modul von ca. 85 GPa jedoch deutlich geringere Steifigkeitswerte auf.

### 3.3.1.4 Mechanische Eigenschaften

In Abb. 3.5 sind die Arbeitslinien von Basalt-, Glas-, Aramid- und Kohlenstofffasertypen aufgetragen. Wesentlich für alle hier beschriebenen Hochleistungsfasern ist das nahezu linear-elastische Spannungs-Dehnungsverhalten bis zum spröden Materialversagen. Der Vergleich der Fasererzeugnisse zeigt, dass die Kohlenstofffasern die höchste Steifigkeit, jedoch gleichzeitig die geringste Bruchdehnung besitzen. Basalt- und Glasfasern erreichen zwar etwa doppelt so große Bruchdehnungen, allerdings liegt die Zugfestigkeit deutlich unter der von Carbonfasern maximal erreichbaren Höchstspannung.

Wie im Diagramm zu erkennen ist, können mit einem Material sehr verschiedene, spezifische Anforderungen erfüllt werden. Es sei jedoch festgehalten, dass eine Erhöhung eines Materialparameters in der Regel auf Kosten anderer Eigenschaften geht. Ein extremes Beispiel hierfür ist das dargestellte Materialverhalten von HM-Carbonfasern; diese verfügen zwar über eine äußerst hohe Steifigkeit, lassen jedoch nur äußerst geringe Dehnungen und relativ niedrige Spannungen zu.

Die mechanischen Kennwerte für gängige Fasererzeugnisse können Tabelle 3.1 entnommen werden. Wie bereits festgehalten, sind die Materialeigenschaften von vielen Parametern abhängig, sodass die hier angegebenen Werte nicht als klar definierte Grenzwerte interpretiert werden können.

		AR-Glas	HT-Carbon	HM-Carbon	Basalt
Dichte $\rho$	[ $\text{kg/cm}^3$ ]	2,7	1,8	2,0	2,7
Zugfestigkeit $f_t$	[ $\text{N/mm}^2$ ]	2000	5000	2000	3900
E-Modul $E$	[GPa]	76	240	500	85
Dehnung $\varepsilon$	[%]	2,6	1,6	0,35	3,2

Tabelle 3.1: Mechanische Kennwerte [9, 29]

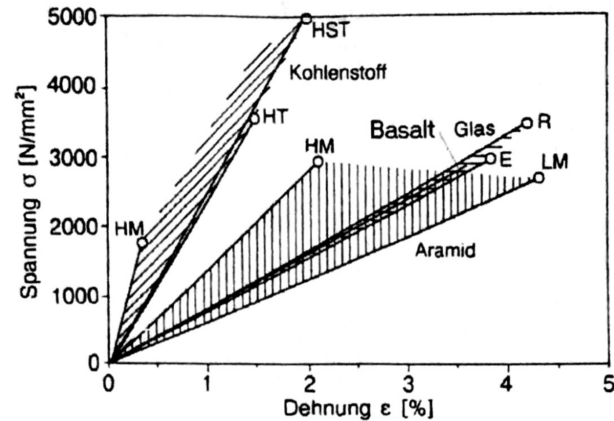


Abbildung 3.5: Spannungs-Dehnungsverhalten verschiedener Fasern [9]

### 3.3.2 Textile Erzeugnisse

Um die Fasern als Verstärkungselemente in einem Verbundwerkstoff verwenden zu können, müssen diese zunächst zu Garnen oder Rovings zusammengefasst werden, woraus schließlich textile Strukturen erzeugt werden. Diese werden meistens mit einer Tränkung oder Imprägnierung behandelt, wodurch sie formstabil als zwei- oder dreidimensionale Elemente mit geeigneter Oberflächenbeschaffenheit eingesetzt werden können.

#### 3.3.2.1 Rovings und Garne

Das Zusammenfassen der einzelnen Filamente unterscheidet sich je nach Faserart und der vorgesehenen Nutzung des Faserbündels. Die Unterschiede in der Bündelung liegen hauptsächlich in der Orientierung der einzelnen Fasern.

Als Garn bezeichnet man in der Regel ein Bündel von Fasern mit endlicher Länge, die miteinander durch Verdrehung formschlüssig verbunden sind. Im Gegensatz dazu werden im Bereich der Hochleistungsfaserstoffe die Fasern üblicherweise nicht miteinander verdreht, da die höchste Ausnutzung der Faserzugfestigkeit bei einer Orientierung in Krafrichtung gegeben ist. Zudem können die spröden, steifen Fasern durch die Verdrehung leicht beschädigt werden, was zu einer weiteren Abminderung der Garnfestigkeit führt. Für die hier beschriebenen Anwendungen werden vornehmlich Endlosfilamente in nahezu ideal gestreckter Form, parallel zueinander zu Multifilamentgarnen, sogenannten Rovings, zusammengefasst [11].

Die Festigkeit von Garnen oder Rovings lässt sich in den meisten Fällen nicht direkt von der Festigkeit der Einzelfilamente ableiten. Dies ist mit der ungleichmäßigen Belastung der einzelnen Filamente in einem Roving begründet, die eine frühzeitige Zerstörung einzelner Fasern zur Folge hat. Imprägnierungen und Tränkungen können diesem Umstand entgegenwirken, allerdings wird auch hier die maximale Festigkeit der Einzelfilamente nicht erreicht.

Bestrebungen, die eingesetzten Hochleistungswerkstoffe maximal auszunutzen, haben zu der Entwicklung von Spezialgarnen geführt, die durch Strukturierung und Materialkombinationen

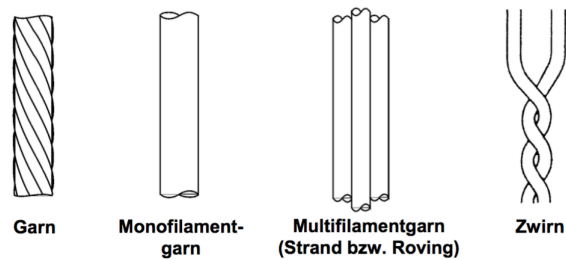


Abbildung 3.6: Garnstrukturen [20]

einen besseren Verbund im Beton aufweisen. Man unterscheidet dabei zwischen geschlossenen, kompakten Garnstrukturen und offenen Garntypen.

Zu den kompakten Sondergarntypen zählen zum Beispiel die friktionsgesponnenen Hybridgarne, die eine Kern-Mantel-Struktur aus verschiedenen Materialien aufweisen (Abb. 3.7a). Die lasttragenden Hochleistungsfasern im Kern sind dabei mit Polypropylen- oder Polyvinylalkoholfasern ummantelt, die sowohl zum Schutz der Kernfasern, als auch zur Krafteinleitung dienen. Ein weiteres Beispiel sind gedrehte Multifilamentgarne, bei denen die Kernfasern ebenfalls gestreckt vorliegen (Abb. 3.7b). Durch das sogenannte Cablieren mit einem zweiten Garn, der den Kern spiralförmig umwindet, wird eine gerippte Struktur geschaffen, die ebenfalls das Verbundverhalten verbessern soll. Bei den offenen Garntypen wird eine bessere Einbettung der Fasern in der Feinbetonmatrix angestrebt, beispielsweise durch Aufspreizen der Filamentrovings [1].

Aktuell stellen herkömmliche Rovings mit einer Tränkung effizientere Optionen dar, sodass diese Sondergarntypen nicht mehr dem Stand der Technik entsprechen. Mit hochentwickelten Tränkungen kann der Herstellungsprozess wesentlich vereinfacht werden, und ein ausgezeichneter Materialverbund hergestellt werden (siehe 3.3.2.5).

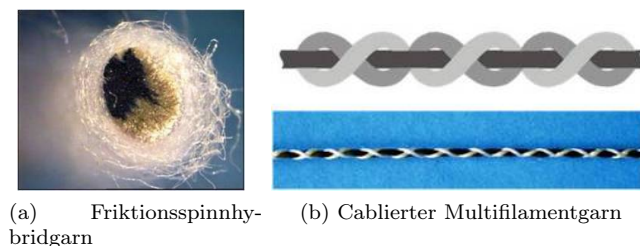


Abbildung 3.7: Sondergarntypen [1]

### 3.3.2.2 Eindimensionale Erzeugnisse

Im Betonbau sind stabförmige Bewehrungselemente von besonderer Bedeutung. Zusätzlich zu einem Grundnetz aus zwei- oder dreidimensionalen Textilien, können Faserverbundkunststoffe als stabförmige Bewehrungselemente eingesetzt werden. Diese Stäbe werden durch Einbetten der Hochleistungsfasern in eine Kunststoffmatrix hergestellt, wodurch ein formstabiler Querschnitt geschaffen wird.

Stäbe können aus allen Faserarten hergestellt werden und weisen üblicherweise Durchmesser von 3 bis 8 mm auf. Die Oberflächenstruktur kann dabei glatt oder strukturiert (z.B. gerippt) sein, um einen ausreichenden Verbund mit dem Beton sicherzustellen [9].

### 3.3.2.3 Zweidimensionale Erzeugnisse

Zweidimensionale Verstärkungstextile werden durch Verwirkung von Rovings und Garnen in diversen Geometrien und Strukturen hergestellt. Dazu stehen verschiedene Flächenbildungsverfahren zur Auswahl. Abb. 3.8 zeigt die wichtigsten Grundtypen flächiger Gebilde: Gewebe, Gewirke, Gestricke, Geflechte, Gelege und Vliese. Letztere werden aus Kurzfasern hergestellt und sind daher für die Verstärkung von Bauteilen nicht von Interesse.

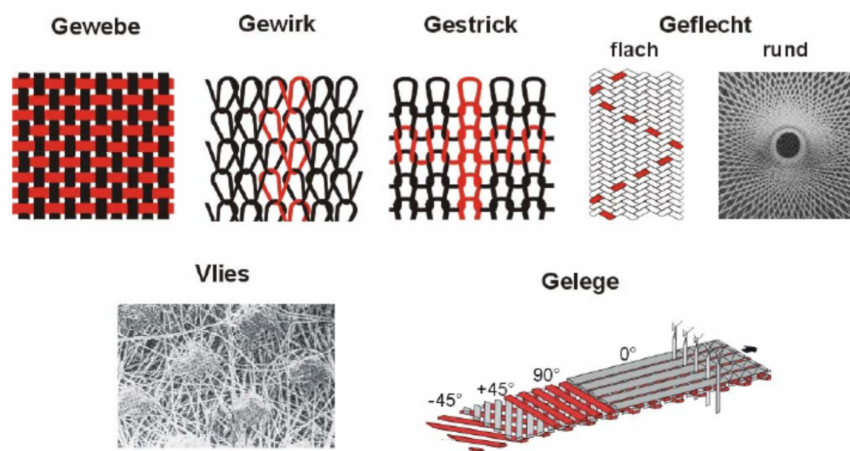


Abbildung 3.8: Definition textiler Strukturen [20]

Einer der wichtigsten Kriterien für die Wahl einer geeigneten Struktur stellt die Verarbeitbarkeit der zu verwendenden Rovings dar. Hochfeste Fasern mit einer ausgeprägten Bruchempfindlichkeit, oder Garne mit einem hohen Titer eignen sich beispielsweise nicht für die Herstellung von Maschenwaren wie Gestricke oder Gewirke. Nichtmaschenbildende Systeme sind nicht nur schonender für die empfindlichen Fasern, durch die gestreckte Ausrichtung der Rovings sind die Textilien deutlich effizienter in Bezug auf Festigkeit und Steifigkeit. Von besonderer Bedeutung sind daher die Gelege und die Gewebe.

Weitere Anforderungen an die Textilien stellen die Verschiebefestigkeit und die Formbarkeit dar, sowie eine ausreichende Offenmaschigkeit, um die Durchdringung des Bewehrungstextils mit dem Beton zu ermöglichen.

Gewebe haben den Vorteil, dass die Maschenweite des Textils sehr variabel gewählt werden kann. Bei einer zu großen Offenmaschigkeit ist aber zu beachten, dass die Verschiebefestigkeit des Textils stark beeinträchtigt werden kann. Die Flächenstabilität eines Gewebes hängt nämlich hauptsächlich von der Reibung an den Kreuzungsstellen der sogenannten Schuss- und Kettfäden ab. Diesem Problem wird meistens mit einer Tauchbeschichtung des Gewebes entgegengewirkt, die zusätzlich einen Schutz vor mechanischen und chemischen Einwirkungen darstellt.

Für den Einsatz als Betonbewehrung haben sich weitgehend Gelege durchgesetzt. Bei diesen werden parallel aufeinanderliegende Faserlagen durch einen Wirkfaden miteinander verbunden. Im Gegensatz zu anderen Textilien erfolgt hier somit eine Trennung zwischen Verstärkungsfasern und textilbildenden Fasern, wodurch die tragenden Rovings mit einer nur sehr geringen Faserumlenkung angeordnet werden können. Weiterhin kann die Orientierung der Fasern in den einzelnen Lagen beliebig variiert werden, wodurch eine flexible Gestaltung der Bewehrung ermöglicht wird. Gelege eignen sich dadurch optimal für die Realisierung speziell angepasster Trajektorienbewehrungen.

Die Verbindung der einzelnen Lagen zueinander erfolgt meistens über die sogenannten Trikot- oder Fransebindungen. Je nach Bindungstyp können verschiedene Eigenschaften des Textils, wie beispielsweise die Drapierbarkeit, gesteuert werden. Als Wirkfäden kommen hauptsächlich Garne aus Polyethylen und Polypropylen zum Einsatz. Am Beispiel von einem Biaxialgelege sind in Abb. 3.9 die verschiedenen Maschensysteme dargestellt. Bei der Franse-Bindung erfolgt eine feste Einbindung der 0°-Rovings, wodurch eine hohe Verschiebefestigkeit erzeugt wird. Mit der geschlossenen Trikot-Bindung kann ebenfalls eine hohe Verschiebefestigkeit erzielt werden, ohne dabei die Rovings zusammenzudrücken, wodurch eine bessere Betonpenetration gegeben ist. Der Nachteil hierbei liegt allerdings in der geschlossenen Oberfläche des Textils, die eine Verarbeitung im Gießverfahren nicht ermöglicht. Die offene Trikot-Bindung hat zwar eine geringere Verschiebefestigkeit, bietet jedoch durch die Offenmaschigkeit genügend Platz für den Beton [20, 5, 1, 31].

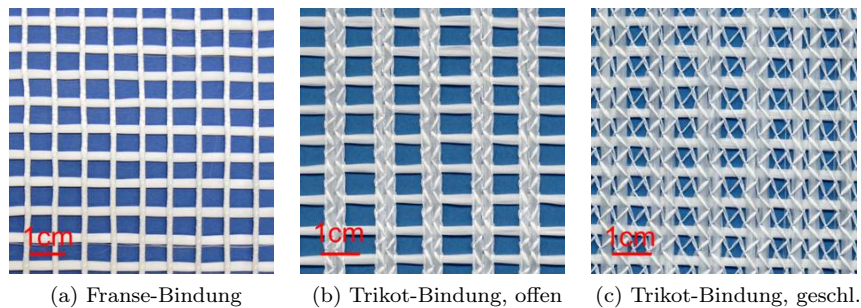


Abbildung 3.9: Bindungstypen von Gelegen [1]

### 3.3.2.4 Dreidimensionale Erzeugnisse

Um einen wirtschaftlichen, konkurrenzfähigen Einsatz von textilen Bewehrungserzeugnissen zu gewährleisten, ist es unerlässlich die Verarbeitung und den Einbauaufwand in Betracht zu ziehen. Dreidimensionale Gelege können als formstabile Bauteilbewehrungen (analog zu konventionellen Bewehrungskörben) einbaufertig produziert werden. Der Begriff des dreidimensionalen Textils bezieht sich hier auf einen textilen Körper, welcher ohne umformende Maßnahmen eine volumenmäßige Ausdehnung vorweist [5]. Davon zu differenzieren sind dreidimensionale Gebilde, die durch Formgebung von flächigen Textilien entstehen.

Dreidimensionale Elemente sind besonders zielführend für den Einsatz in dünnen Platten oder Schalentragerwerken. Je nach Anwendung gibt es verschiedene Typen, einige Beispiele von flächigen 3D-Gelegen sind in Abb. 3.10 dargestellt. Sandwichgelege eignen sich durch zwei gleichmäßig dichte Deckflächen für die Bewehrung von durchgehenden Platten und ermöglichen einen hohen Bewehrungsgrad. Gitterstrukturen weisen eine ähnliche Bauweise auf, mit sogenannten Polfäden, welche die Deckschichten miteinander verbinden. Durch die variablen Gitterabstände kann die Bewehrung an durchbrochene und gitterförmige Bauteile angepasst werden. Als Hybrid der ersten beiden Varianten haben Waffelstrukturen eine flächige und eine gitterförmige Deckschicht, wodurch einseitig profilierte Bauteile hergestellt werden können [1].

Weitere räumliche textile Bewehrungen mit einem großen Nutzungspotenzial stellen die Rundgewirke und -gelege dar. Diese geschlossenen Verstärkungsstrukturen eignen sich besonders zur Herstellung von dünnwandigen Rohren. Die Formstabilität wird entweder durch textile Bindung (analog zu 2D-Strukturen) oder durch Ultraschallschweißung von thermoplastischen Friktions-spinnhybridgarnen erreicht.

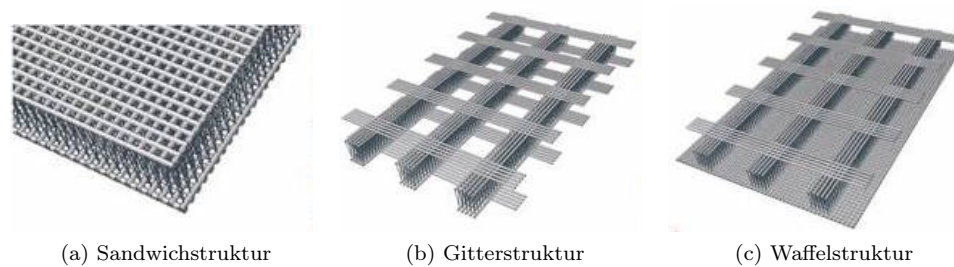


Abbildung 3.10: Dreidimensionale Gelegetypen [1]

### 3.3.2.5 Oberflächenbehandlung

Bei der Oberflächenbehandlung unterscheidet man die Modifikation der Faseroberfläche (das *Schlichten*), und das Behandeln des gesamten Textils (das *Tränken* oder *Imprägnieren*).

Das Schlichten betrifft nahezu sämtliche Hochleistungsfasern, die zu Textilien verarbeitet werden, da die spröden Filamente erst durch diese Oberflächenbehandlung verarbeitbar werden. Zusätzlich können dadurch Eigenschaften wie die Dauerhaftigkeit der Fasern oder das Verbundverhalten gesteuert werden. Das Auftragen der Schlichte erfolgt in der Regel direkt im Zuge der Herstellung der Filamente. Die genaue Zusammensetzung der Schlichte ist Hersteller- und Anwendungsbedingt, und in den meisten Fällen ein Betriebsgeheimnis [20].

Einen weitaus höheren Einfluss auf das Tragverhalten von textilbewehrten Bauteilen hat die Tränkung oder Imprägnierung des Textils. Bei einem unbehandelten Roving liegt im Beton eine über den Rovingquerschnitt ungleichmäßige Belastung der Fasern vor. Die Verschiebung der Filamente zueinander ermöglicht es nicht die inneren Fasern zur Lastabtragung zu aktivieren. Durch das vollständige Tränken der Rovings in einer Polymermatrix, werden die einzelnen Filamente miteinander verklebt, sodass man von einer gleichmäßigeren Belastung und einer besseren



Ausnutzung des Querschnitts ausgehen kann.

Nicht nur der Verbund der Filamente untereinander, sondern auch der Verbund des Textils mit der Betonmatrix wird hierdurch gesteigert. Die Tränkung der Textilien erfolgt meistens mit Duroplasten wie Epoxydharz (EP) oder ungesättigtem Polyesterharz (UP), wobei auch Thermoplaste wie Butadien-Styrol (SBR) zum Einsatz kommen. Aufgrund der Kriechneigung von Thermoplasten sind diese für den Einsatz in dauerbeanspruchten Bauteilen jedoch nur bedingt geeignet.

Epoxydharz stellt durch seine hohe Zähigkeit und sein hervorragendes Verbundverhalten ein besonders geeignetes Tränkungsmittel dar. Nachteilig wirken sich jedoch die vergleichsweise hohen Materialkosten aus. Ebenfalls zu beachten ist, dass eine hohe Viskosität zwar die mechanischen Eigenschaften verbessert, die Verarbeitbarkeit und die Penetration der Rovings jedoch erschwert. Hochviskose Harze sind daher vor allem für die oberflächliche Beschichtung von Textilien geeignet. Andere nachträgliche Oberflächenbehandlungen, wie beispielsweise die Besandung von Gelegen, zielen speziell darauf ab, den Verbund zwischen Textil und Betonmatrix möglichst zu steigern [20].

Neben der Einleitung und gleichmäßigen Verteilung der Kräfte auf die Fasern, schützt die Matrix die Filamente vor äußerlichen mechanischen und chemischen Einwirkungen. Die Tränkung wird ebenfalls zur Formgebung von Verstärkungstextilen genutzt.

## 3.4 Verbundwerkstoff TRUHPC

### 3.4.1 Herstellverfahren

Je nach herzustellendem Bauteil kommen verschiedene Verfahren zum Einsatz, von denen die wichtigsten das Laminieren, das Gießen, das Spritzen und das Schleudern sind (siehe Abb. 3.11). Für die unterschiedlichen Verfahren gelten spezielle, produktionsbedingte Anforderungen, sowohl an die Bewehrung als auch an den Feinbeton, die beachtet werden müssen. Tab. 3.2 gibt einen Überblick über die Herstellungsverfahren, die dazu verwendeten Textilien und die Produkte, die hergestellt werden können.

Das Laminierverfahren eignet sich besonders für die Herstellung dünner, flächiger Bauteile. Hierbei werden Textil und Feinbeton abwechselnd in Lagen verarbeitet. Dies ermöglicht einen hohen Verdichtungsgrad des Betons.

Das Gießverfahren erfordert, im Gegensatz zu den anderen Verfahren, entweder den Einsatz von Abstandshaltern (in Kombination mit 2D-Textilien) oder von dreidimensionalen Bewehrungserzeugnissen. Diese werden in eine konventionelle Schalung verlegt, in die der Beton eingegossen wird. Beim Betonieren ist darauf zu achten, dass der Frischbetondruck die Bewehrung nicht verformt oder verschiebt. Es ist daher eine Bewehrung mit ausreichender Formstabilität anzuwenden. Der Bewehrungsgrad ist so zu wählen, dass ein ausreichendes Eindringen des Betons sichergestellt ist.

Mit dem Spritzverfahren lassen sich beliebig gekrümmte dreidimensionale Schalen und Tonnen herstellen. Ähnlich zum Laminierverfahren werden auch hier abwechselnd Textil und Beton

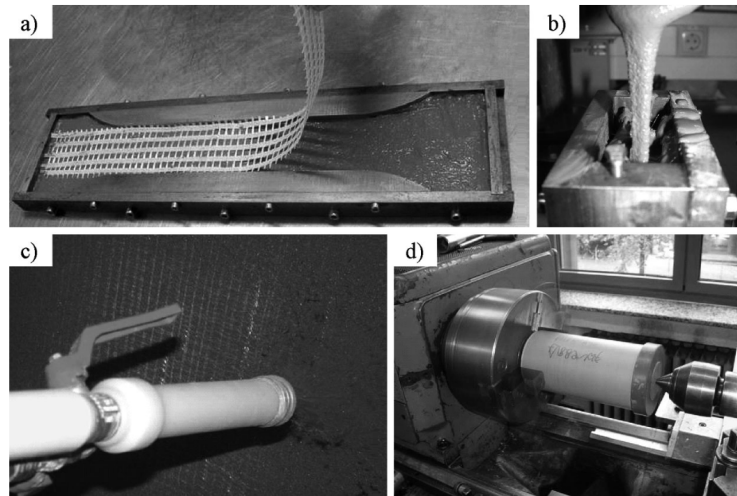


Abbildung 3.11: Produktionstechniken: a) Laminieren, b) Gießen, c) Spritzen, d) Schleudern [8]

lagenweise verlegt bzw. gespritzt. Um dabei eine Schädigung der Oberflächenfilamente durch die Körnung zu vermeiden, muss der maximale Sprühdruk unbedingt beachtet werden [14].

Für die Herstellung von Rohren, Masten und sonstigen gestreckten Bauteilen mit kreisförmigen Profilen stellt das Schleuderverfahren eine sehr effektive Herstellungsmethode dar. Hierbei wird der Beton samt Schalung um die Längsachse rotiert, wodurch dieser verdichtet wird. Anforderungen an die eingelegte Textilbewehrung sind eine ausreichende Steifigkeit und der Einsatz von Abstandhaltern [1].

Produktionstechnik	Bauteilgeometrie	Textil	Bauteil
Laminieren	2D-Bauteile	2D-Textil, unbeschichtet	Fassaden, Platten
Gießen	2D- und einfache 3D-Bauteile	2D/3D-Textil, beschichtet/unbeschichtet	Fassaden, Schalungselemente, Sandwichelemente
Spritzen	2D- und 3D-Bauteile	2D-Textil, unbeschichtet	Platten in horizontaler und vertikaler Lage, Schalen
Schleudern	kreisförmige Hohlprofile	2D/3D-Textil, beschichtet/unbeschichtet	Rohre, Masten, Pfähle

Tabelle 3.2: Herstellungsverfahren für Textilbetonbauteile [1]

### 3.4.2 Tragverhalten von textilbewehrten Betonbauteilen

Allgemein ist Textilbeton durch eine sehr hohe Tragfähigkeit gekennzeichnet. Die Eigenschaften eines Textilbetonbauteils werden jedoch stark von Faktoren wie dem Fasermaterial, dem Bewehrungsgrad, der Geometrie und der Beschichtung des Textils, etc. beeinflusst. Dies verdeutlicht das Last-Verformungs-Diagramm (Abb. 3.12) einer Versuchsreihe von Textilbeton-Dehnkörpern mit verschiedenen Textilgelegen.

Erwartungsgemäß besitzt der mit Carbonfasern verstärkte Versuchskörper (Textil 2) die höchste Steifigkeit und gleichzeitig die geringste Bruchdehnung. Die AR-Glasfasern weisen ein ähnliches Materialverhalten mit einem spröden Bruch auf, jedoch mit größeren Dehnungen. Bemerkenswert ist die deutliche Verbesserung des Materialverhaltens durch die Tränkung des Textils. Das epoxidharzgetränkte AR-Glas-Gelege (Textil 5) zeigt ein duktileres Verhalten, mit Dehnungen, die nahezu das vierfache der ungetränkten Textile erreichen. Im direkten Vergleich zum gleichen Textil ohne Beschichtung (Textil 1) erkennt man, dass die Bruchspannung ungefähr doppelt so hoch liegt. Es ist ebenfalls festzustellen, dass die Erstrissbildung deutlich früher eintritt.

Bei unbehandelten Textilien ist vor allem die Penetration der Rovings durch die Betonmatrix entscheidend. Dies verdeutlichen die Ergebnisse der Textil 3 und 4: bei der losen Trikot-Bindung (Textil 3) sind höhere Spannungen erreichbar als mit dem kompakten Rovingquerschnitt des Textils mit der Franse-Bindung (Textil 4).

Vergleicht man die Textilbruchspannungen in Abb. 3.12 mit den tatsächlichen Zugfestigkeiten der Fasermaterialien (siehe Tab. 3.1), erkennt man, dass diese bei Weitem nicht erreicht werden. Die im Diagramm dargestellte Textilspannung stellt eine über die Querschnittsfläche gemittelte Bruchspannung aus der im Versuch gemessenen Bruchkraft dar. Stellt man diese gemittelte Bruchspannung der tatsächlichen Filamentzugfestigkeit gegenüber, erhält man die Effektivität, welche bei den unbehandelten Textilien lediglich zwischen 20% und 40% liegt. Das getränkte Gelege erreicht eine Effektivität von ca. 50% [14].

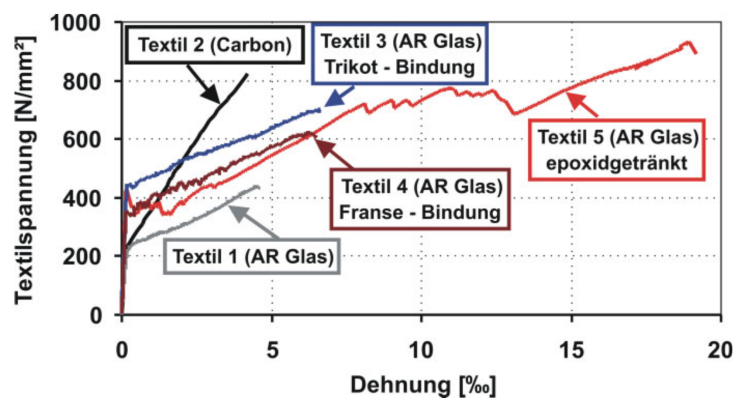


Abbildung 3.12: Materialverhalten von Textilbeton mit verschiedenen Textilbewehrungen [14]

### 3.4.2.1 Verbundverhalten

Im Gegensatz zur Bewehrung aus Betonstahl, bei der die Zugkraft in einen Stab geleitet wird, muss bei der textilen Bewehrung die Kraft in Hunderte einzelne Filamente eines Rovings eingetragen werden. Man unterscheidet daher den äußeren Verbund des Rovings mit dem Beton, und den inneren Verbund der Filamente untereinander. Maßgebend ist zum einen die Querschnittsform der Rovings, zum anderen eine eventuell vorhandene Beschichtung oder Tränkung derselben [20].

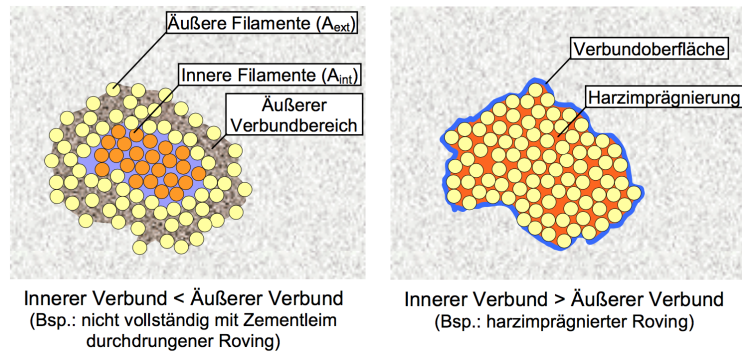


Abbildung 3.13: Verbund von textilen Rovings im Beton [20]

Wenn keine Imprägnierung vorhanden ist, dann ist der innere Verbund nur durch die Zementmatrix gegeben. Entscheidend ist daher eine möglichst hohe Durchdringung der Rovings durch den Zementleim, was bei einer hohen Filamentanzahl durchaus problematisch sein kann. In diesem Fall überwiegt der äußere Verbund gegenüber dem Verbund der Filamente untereinander (vgl. Abb. 3.13). Durch die besseren Verhältnisse im äußeren Bereich ist das Verbundverhalten über den Querschnitt nicht konstant, was eine ungleichmäßige Belastung der Filamente zur Folge hat. Bei unbehandelten Rovings spielt daher die Querschnittsform eine wichtige Rolle; eine im Vergleich zum Volumen große Querschnittsoberfläche sowie eine lose Bindungsart können den Verbund wesentlich steigern. Die Spannungen, welche in diesen Rovings wirken sind in Abb. 3.14 (a) schematisch dargestellt. Neben der eingedrungenen Zementmatrix spielt die Welligkeit und die Rauigkeit der Filamente eine wesentliche Rolle für die Sicherung des inneren Verbunds. Die während des Herstellungsprozesses aufgetragene Schlichte ist bei ungetränkten Rovings demnach von besonderer Bedeutung.

Vollkommen imprägnierte Rovings weisen einen über den Querschnitt konstanten inneren Verbund auf, der in der Regel den Verbund mit dem Zementleim übertrifft. Der innere Verbund wird nach einer möglichen Ablösung einzelner Filamente durch die Welligkeit und der Reibung der Fasern untereinander gesichert. Wie in Abb. 3.14 (b) und (c) ersichtlich, können durch eine Tränkung (Sekundärbeschichtung) die inneren Fasern wesentlich besser zur Lastabtragung aktiviert werden.

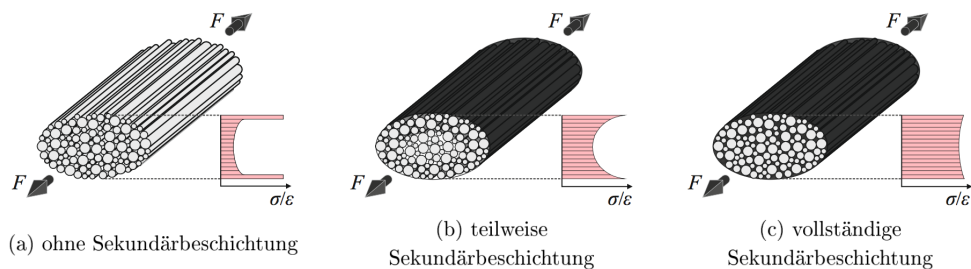


Abbildung 3.14: Verbundspannungen getränkter und ungetränkter Rovings in der Zementmatrix [21]

Um das Versagen des Verbundes näher zu untersuchen, können sogenannte Pull-Out-Versuche herangezogen werden, bei denen ein in Beton eingebetteter Roving herausgezogen wird. Bei der Versuchsdurchführung kann der Roving auf beiden Seiten in Beton eingebettet sein, oder an einem freien Ende gezogen werden.

In Abb. 3.15 sind die charakteristischen Verläufe von solchen Ausziehversuchen an getränkten und ungetränkten Rovings dargestellt. Die hier gezeigten Verläufe gehen von einem Versuch mit einer unendlichen Einbettungslänge aus. Beim unbeschichteten Roving ist erwartungsgemäß zu beobachten, dass zunächst der innere Verbund versagt, danach der äußere. Anschließend kommt es zum Filamentversagen, wobei die äußeren Filamente zuerst reißen. Da in diesem Fall das Filamentversagen besonders früh eintritt, ist es schwierig das reine Verbundversagen isoliert zu betrachten.

Mit dem vollständig imprägnierten Roving ist ein deutlich höheres Lastniveau erreichbar, zudem kann das Versagen der Filamente klar vom Verbundversagen abgegrenzt werden.

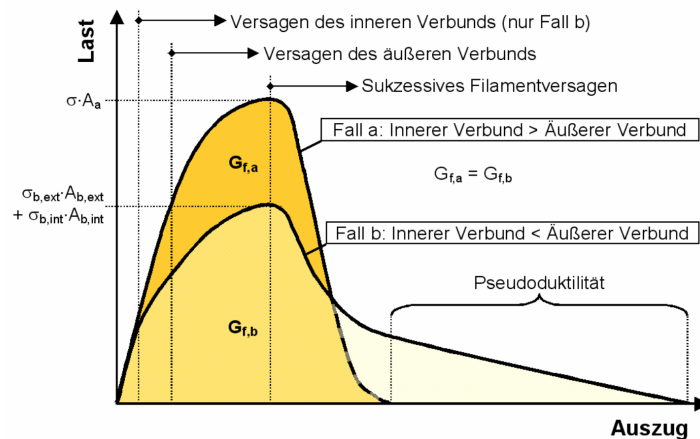


Abbildung 3.15: Qualitativer Verlauf von Pull-Out-Versuchen mit getränkten (a) und ungetränkten (b) Rovings [20]

### 3.4.2.2 Zugtragverhalten

Das Last-Verformungs-Verhalten eines Textilbetondehnkörpers lässt sich in drei Phasen aufteilen. Abb. 3.16 zeigt ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Dehnkörperversuchs mit den folgenden charakteristischen Phasen:

1. Zustand I: Der Beton ist ungerissen, das Material verhält sich linear elastisch. Das Verhalten wird hauptsächlich vom Elastizitätsmodul  $E_c$  des Feinbetons beschrieben.
2. Zustand IIa: Die Zugfestigkeit des Verbundquerschnitts wird an einer Stelle überschritten, es kommt zur Erstrissbildung. Bei steigender Belastung tritt anschließend die Mehrfachrissbildung ein. Die Spannungen im Textil steigen weiter an.
3. Zustand IIb: Bei einem abgeschlossenen Rissbild wird das Verhalten, und letztendlich die Tragfähigkeit des Versuchskörpers, von der textilen Bewehrung bestimmt. Bei zunehmen-

der Belastung erfolgt ein stetiger, geradliniger Anstieg der Spannung bis hin zum Bruch. Das Material versagt schließlich aufgrund der ungleichmäßigen Belastung der Rovings bei einem Spannungsniveau deutlich unterhalb der Filamentzugfestigkeit.

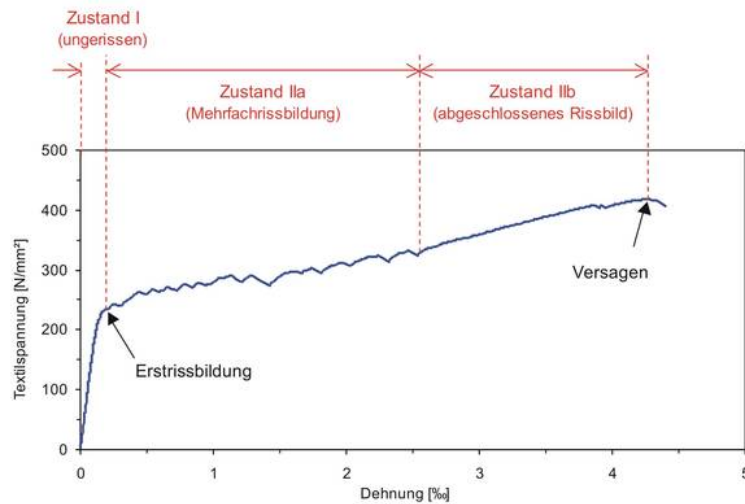


Abbildung 3.16: Spannungs-Dehnungs-Diagramm: Dehnkörperversuch [1]

Ein nicht zu vernachlässigender Einfluss auf das Zugtragverhalten ist eine zur Faserachse nicht parallel tretende Zugbeanspruchung. Durch die ausgeprägt orthotropen Eigenschaften und der hohen Sprödigkeit der textilen Rovings, sind diese gegenüber schiefwinkligen Belastungen relativ stark empfindlich. Versuche mit Dehnkörpern mit unterschiedlichen Bewehrungsneigungen haben ergeben, dass die Tragfähigkeit mit zunehmendem Belastungswinkel linear abnimmt. Für die Abnahme der Tragfähigkeit sind vor allem die an den Rissen auftretenden Effekte verantwortlich. Wie in Abb. 3.17 zu erkennen ist, verlaufen die Filamente im Riss in Richtung der wirkenden Kraft, also orthogonal zum Riss. Weicht die Ursprungslage des Filaments davon ab, kommt es im Bewehrungsverlauf zu Richtungsänderungen. Durch die Umlenkkräfte, die an den Risskanten wirken, kommt es sowohl zu Querpressungen als auch zu Biegespannungen in den Filamenten. Diese verursachen Beschädigungen an den Filamenten, welche einen frühzeitigen Bruch der außenliegenden Fasern zur Folge haben. Die inneren Fasern können hingegen durch die Querpressungen zusätzlich aktiviert werden. Dieser Erhöhung des inneren Verbundes steht jedoch eine Lösung des äußeren Haftverbundes gegenüber, die auf der gegenüberliegenden Risskante zu beobachten ist [14, 23].

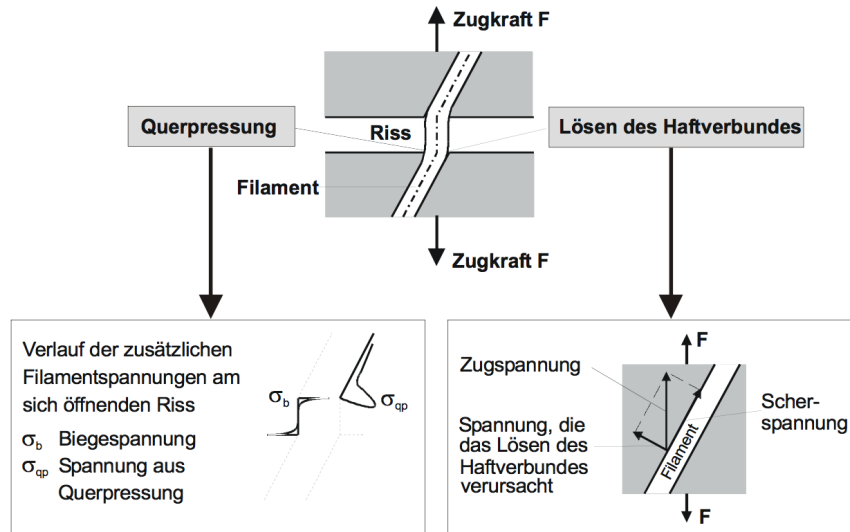


Abbildung 3.17: Belastungen an Filamenten bei schiefwinkliger Zugbeanspruchung [23]

Ein weiterer Faktor, der bei der Ermittlung der Zugtragfähigkeit berücksichtigt werden muss, ist die Wirkung von eventuell auftretenden Querzug- und Querdruckbeanspruchungen. Durch eine zusätzliche Querzugkomponente können die empfindlichen Rovings aufgespalten, und deren Verbund mit dem Beton abgemindert werden.

In [14] wird, unter Berücksichtigung dieser Faktoren, die Zugtragfähigkeit  $F_{ctu}$  eines textilbewehrten Betonbauteils mit folgender Formel angegeben:

$$F_{ctu} = A_t \cdot f_{t,fil} \cdot k_1 \cdot k_{0,\alpha} \cdot k_2 \quad (3.1)$$

mit

$A_t$	Textilquerschnittsfläche
$f_{t,fil}$	Filamentzugfestigkeit
$k_1$	Effektivitätsbeiwert (empirisch ermittelt)
$k_{0,\alpha} = 1 - \frac{\alpha}{90^\circ}$	Faktor für schiefwinklige Beanspruchung
$k_2$	Faktor für zweiachsiges Beanspruchung (empirisch ermittelt).

### 3.4.2.3 Biegetragverhalten

Das Biegetragverhalten teilt sich, analog zum Verhalten unter Zugbeanspruchung, in den ungerissenen Zustand I und den gerissenen Zustand II auf.

Während im Zustand I das Tragverhalten überwiegend von den Eigenschaften des Betons vorgegeben wird, findet im Zustand II eine Interaktion der beiden Komponenten statt.

Abb. 3.18 zeigt die Spannungs- und Dehnungsverteilung eines biegebeanspruchten Textilbetonquerschnitts mit einem zentrischen (vorgespannten) CFK-Bewehrungselement und einer oberflächennahen Textilbewehrung.

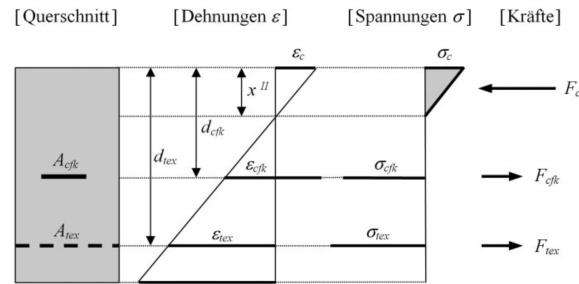


Abbildung 3.18: Spannung- und Dehnungszustand an einem biegebeanspruchten Textilbeton-Querschnitt [13]

Ungerissen verhält sich das Material wie ein homogener Werkstoff. Vereinfachend, kann das Verhalten mit den Querschnittswerten des Brutto-Betonquerschnitts beschrieben werden. Es gilt das lineare Momenten-Krümmungs-Verhältnis:

$$\kappa^I = \frac{M}{E_c I_c} \quad (3.2)$$

Der Übergang zum Zustand II tritt mit dem Beginn der Rissbildung ein. Das Rissmoment wird im Falle einer nicht vorgespannten Platte nur durch die Zugfestigkeit des Betons bestimmt:

$$M_{Riss} = f_{ctm} \cdot W_c^I \quad (3.3)$$

Um die maximale Biegetragfähigkeit im Zustand II zu ermitteln, wird ein Dehnungszustand, der das Gleichgewicht zwischen den inneren und den äußeren Kräften befriedigt, angesetzt. Zunächst wird eine Gleichgewichtsbedingung für die Normalkräfte aufgestellt:

$$F_c = F_{tex} + F_{cfk} \quad (3.4)$$

wobei die Druckkraft  $F_c$  durch folgende Gleichung definiert ist:

$$F_c = x^{II} \cdot b/2 \cdot E_c \cdot \varepsilon_c \quad (3.5)$$

Unter Berücksichtigung der Bernoulli-Hypothese und den geometrischen Zusammenhängen des Dehnungszustandes, ist es möglich eine quadratische Lösungsgleichung für die Betondruckzonenhöhe  $x^{II}$  zu formulieren. Mit der Kenntnis von  $x^{II}$  können sämtliche notwendigen Parameter definiert werden, z.B. die Bewehrungsdehnungen, die inneren Hebelarme etc.

Sind die in der Bewehrung wirkenden Kräfte bekannt, kann das Tragfähigkeitsmoment durch Multiplikation der Kräfte mit den inneren Hebelarmen ermittelt werden. Die Hebelarme werden in [13] mit einem Vorhaltemaß  $a = 2 \text{ mm}$  abgemindert, um etwaige Abweichungen zur planmäßigen Lage der Bewehrungselemente zu berücksichtigen.

$$M_R = F_{tex} \cdot (z_{tex} - a) + F_{cfk} \cdot (z_{cfk} - a) \quad (3.6)$$



### 3.4.2.4 Querkrafttragverhalten

Um das Querkrafttragverhalten ausreichend genau beschreiben zu können ist es unter anderem notwendig die Verformungen des Schubfeldes zu kennen. Dazu wurden diverse Untersuchungen betrieben, welche die Neigung der Schubrisse sowie deren Rissuferverschiebungen genau analysieren [14]. Diese haben, wie in 3.4.2.2 beschrieben, einen erheblichen Einfluss auf das Zugtragverhalten, und somit direkt auch auf die Aufnahme der Querkräfte im Verbundquerschnitt.

Die Querkrafttragfähigkeit eines Textilbetonbauteils kann in zwei Komponenten unterteilt werden und lässt sich wie folgt angeben [14]:

$$V = V_F + \kappa_f \cdot V_{c,f} \quad (3.7)$$

mit

$V_F$  Fachwerkanteil

$V_{c,f}$  Betontraganteil

$\kappa_f$  Kombinationsbeiwert für den Betontraganteil.

Der Betontraganteil berechnet sich nach [14] zu

$$V_{c,f} = 1,5 \cdot 0,1 \cdot f_t/500 \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (3.8)$$

mit

$\eta_1 = 1,0$  für Normalbeton

$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  mit  $d$  in mm

$\rho_1 = \frac{A_t}{b_w \cdot d} \leq 0,02$  Längsbewehrungsgrad

$f_t = f_{t,fil} \cdot k_1$  Zugfestigkeit der textilen Längsbewehrung.

Eine Mitwirkung einer etwaigen Verzahnung oder Reibungskraft in den Rissen kann aufgrund der sehr geringen Größtkorndurchmesser des Feinbetons, und der im Vergleich dazu großen Rissweiten nicht angenommen werden.

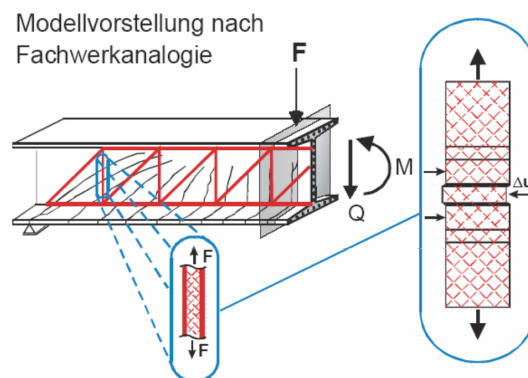


Abbildung 3.19: Fachwerkmodell für die Querkrafttragfähigkeit [23]

Der Fachwerkanteil  $V_F$  setzt sich aus der Wirkung der Betondruckstreben und der textilen Zugstreben zusammen. Bei der Ermittlung der Zugstreben Tragfähigkeit muss die Auslenkung der vertikalen Rovings stets mitberücksichtigt werden. Wie in Abb. 3.19 ersichtlich, kreuzen die Schubrisse die Zugstreben, wodurch eine erhebliche Abminderung der Zugtragfähigkeit erfolgt, die über den Beiwert  $k_{0,\alpha}$  berücksichtigt werden muss. Im Bruchzustand können die auf die Bewehrung wirkenden Umlenkwinkel bis zu  $25^\circ$  erreichen. Die in den Schubrisen in Krafrichtung ausgelenkte horizontale Stegbewehrung liefert ebenfalls einen Traganteil, der entsprechend mitberücksichtigt werden kann [23].

Bei der Berechnung der Tragfähigkeit der Betondruckstreben ist zu beachten, dass Querspannungen eine entsprechende Abminderung der Betondruckfestigkeit erfordern. Maßgebend für den Fachwerkanteil ist die geringere Tragfähigkeit der Zug- und Druckstreben:

$$V_F = \min \left\{ \begin{array}{l} (a_{tw,0^\circ} \cdot f_{t,res} + a_{tw,90^\circ} \cdot f_{t,res}) \cdot z \cdot \cot \beta_r \cdot \cos \alpha \\ 0,24 \cdot f_{cm} \cdot b_w \cdot z / (\cot \beta_r + \tan \beta_r) \end{array} \right. \quad (3.9)$$

mit

$a_{tw,0^\circ}$  Querschnitt der vertikal verlaufenden Textilbewehrung

$a_{tw,90^\circ}$  Querschnitt der horizontal verlaufenden Textilbewehrung

$\beta_r$  Schubrisswinkel

$f_{t,res}$  resultierende Zugfestigkeit der Bewehrung

$$f_{t,res} = f_{t,fil} \cdot k_1 \cdot k_{0,\alpha}$$

Mit steigendem mechanischen Schubbewehrungsgrad nimmt die Steifigkeit des Fachwerkanteils zu, während der Beitrag des Betontraganteils abgemindert wird. Dies wird durch den Kombinationsbeiwert  $\kappa_f$  berücksichtigt, der sich als Funktion des Schubbewehrungsgrades berechnen lässt [31].

$$\kappa_f = 1 - \frac{\omega_{res}}{3} > 0 \quad (3.10)$$

mit

$$\omega_{res} = \frac{a_{tw} \cdot f_{t,res}}{b_w \cdot f_{ct}} \quad (3.11)$$

$\omega_{res}$  mechanischer Schubbewehrungsgrad.

### 3.4.3 Vorgespannter TRUHPC

Die hervorragenden mechanischen Eigenschaften des TRUHPC erlauben es, hochwertige Bauteile mit extrem geringen Abmessungen zu fertigen, welche hohen Anforderungen bezüglich Tragfähigkeit, Rissbildung und Oberflächenqualität genügen (Sichtbetonbauteile). Die Folge von geringen Bauteildimensionen ist jedoch ein Verlust an Steifigkeit und damit ein Zuwachs an auftretenden Verformungen, sodass der Gebrauchstauglichkeitsnachweis zum maßgebenden Kriterium wird.

Eine hervorragende Möglichkeit zur Erhöhung der Bauteilsteifigkeit ist die Vorspannung. Mit

dieser Bautechnik kann eine nennenswerte Steigerung der erreichbaren Stützweiten, bzw. eine Reduzierung der Konstruktionshöhen für eine gegebene Stützweite erzielt werden. Effiziente Spannbetontragwerke stellen hohe Anforderungen an die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe. Für die Spannlieder kommen in der Regel hochfeste Spannstähle zum Einsatz, welche den Nachteil haben, dass sie besonders korrosionsempfindlich sind. Die Spannungsrissskorrosion von Spannliedern stellt eine der häufigsten Schadensursachen bei alten Spannbetontragwerken dar. Carbonfaserverstärkte Kunststoffe bieten daher durch ihre hohe Festigkeit und Resistenz gegenüber Umwelteinflüssen ideale Voraussetzungen für eine Alternative zu Spannstahl.

In einem Forschungsprojekt an der TU Graz, welches sich mit filigranen Strukturen aus TRUHPC befasste ([13]), wurden Versuche an zentrisch vorgespannten Platten mit Dicken von nur 5,0 cm durchgeführt. Um die aus der Vorspannung resultierende Längsrissbildung so weit wie möglich zu verhindern, wurden für die zentrische Vorspannung an Stelle von Stäben, flache CFK-Lamellen verwendet. An der Ober- und Unterseite der Platte wurden feinmaschige Carbon-Textilgelege möglichst oberflächennah verlegt; die Betondeckung konnte auf nur 1,0 cm begrenzt werden (siehe Querschnitt in Abb. 3.20).

In Abb. 3.21 sind die Arbeitslinien der Biegeversuche aus [13] dargestellt. Die Punkte 1 und 2 im Diagramm markieren den Übergang vom Zustand I zum Zustand II. Man kann feststellen, dass trotz der äußerst geringen Bauhöhe rund ein Viertel der Traglast vom Bauteil im ungerissenen Zustand abgetragen werden kann, ein Umstand der nur durch die Vorspannung ermöglicht wird. Das Erreichen der Traglast erfolgt schließlich durch das Versagen des Betons in der Druckzone oder durch das Reißen der Textilbewehrung (Punkt 5).

Die Versuchsergebnisse bestätigen demnach, dass sich die Vorspannung von CFK-Elementen hervorragend dafür eignet, extrem schlanke leistungsfähige Bauteile mit hohen Steifigkeiten herzustellen.

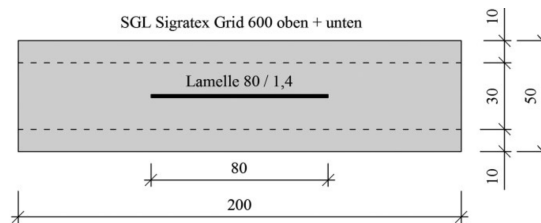


Abbildung 3.20: Querschnitt eines Probekörpers [13]

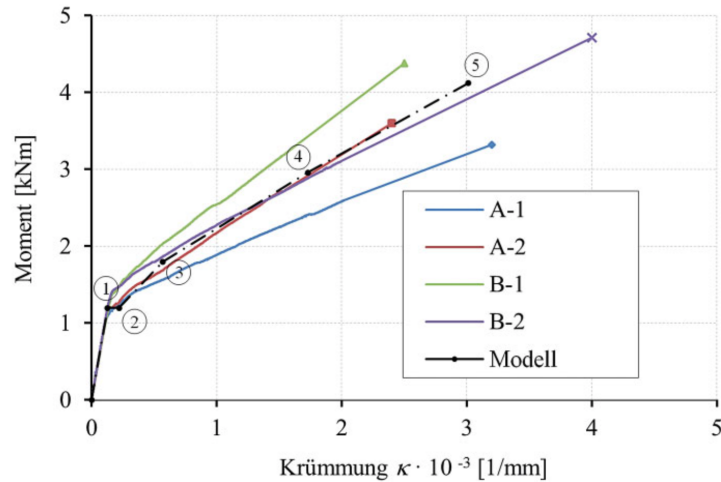


Abbildung 3.21: Momenten-Krümmungs-Diagramm von vorgespannten TRUHPC Platten. A: glatte Lamellen, B: besandete Lamellen [13]

Bei der Vorspannung von CFK-Elementen entstehen durch die komplexen Materialeigenschaften jedoch neue technische Herausforderungen, sodass einige Entwicklungen für die Vorspannung von Spannstahl nicht ohne Adaptierungen übernommen werden können.

Carbonfasern verfügen über ein stark orthotropes Materialverhalten: das Material erreicht in Faserlängsrichtung hohe Zugfestigkeiten, während es normal dazu äußerst empfindlich gegenüber Querpressungen ist. Begrenzender Faktor für die Ausnutzung der CFK-Spannglieder ist daher die Lasteinleitung in der Verankerungskonstruktion.

Hierzu wurde an der TU Wien intensive Forschungsarbeit geleistet und eine segmentierte Vergussverankerung entwickelt, welche eine effektive, schonende Lasteinleitung ermöglicht [15]. Das Prinzip dieser Entwicklung wird im Folgenden knapp erläutert.

Durch die Konzipierung einer speziellen Geometrie wird eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Querpressungen entlang der Verankerungslänge erreicht. Die Geometrie basiert auf der Form einer herkömmlichen konischen Verankerung, die in einzelne Segmente geteilt und in umgekehrter Reihenfolge zusammengesetzt wird (siehe Abb. 3.22). Dadurch können Radialspannungen im lastnahen Bereich verringert werden, wodurch Spannungsspitzen reduziert werden.

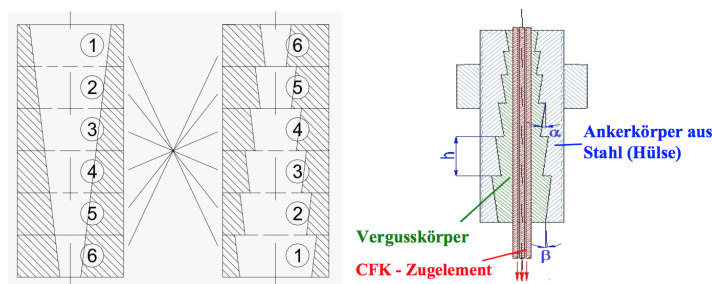


Abbildung 3.22: Geometrie der konisch segmentierten Vergussverankerung [15]

TRUHPC eignet sich ebenfalls bestens zur Produktion von vorgespannten Fertigteilen. Hierbei kommt die Vorspannung mit sofortigem Verbund zur Anwendung, bei der die Vorspannkraft über die gesamte Länge des Bauteils eingeleitet wird. Die Spannglieder (Stäbe, Drähte, oder Lamellen) werden dabei in einem Spannbett frei vorgespannt, wodurch der Verlauf der Spannglieder auf gerade Abschnitte beschränkt ist.

#### 3.4.4 Zusammenfassung

Die angeführten Versuchsergebnisse und Bemessungskonzepte beschreiben das Tragverhalten von textilbewehrten Feinkornbetonen, welche sich in der Mikrostruktur zu modernen Ultrahochleistungsbetonen deutlich unterscheiden.

Empirisch ermittelte, baustoffspezifische Beiwerte, wie beispielsweise bei der Ermittlung der Zugtragfähigkeit  $F_{ctu}$ , sind jedenfalls anhand von geeigneten Versuchsreihen neu zu bestimmen. In die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit fließen ebenfalls materialspezifische Kennwerte ein, welche an einen neuen Baustoff anzupassen sind. Bei mechanisch begründeten Bemessungsmodellen, wie bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit, ist eine einfache Übertragbarkeit auf TRUHPC gewährleistet.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Ergebnisse der bisherigen Forschung an Feinkorn- und Textilbetonen jedenfalls eine gute Basis für die Bemessung von TRUHPC darstellt, spezifische Bauteilversuche mit TRUHPC jedoch unabdingbar für die genaue Beschreibung des Materialverhaltens sind.

# Kapitel 4

## Numerische Analyse

### 4.1 Allgemeines

Anhand dieser numerischen Studie soll durch Variation der Bewehrungsführung der Einfluss einer Trajektorienbewehrung auf die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit von vorgespannten und nicht vorgespannten TRUHPC Bauteilen analysiert werden.

Weiterhin soll die TRUHPC Bauweise, sowohl in der schlaff bewehrten als auch in der vorgespannten Variante, in Bezug auf das Tragverhalten und der Materialeffizienz im Vergleich zu konventionellen Stahlbetonbauteilen untersucht werden.

Die Versuche der Studie werden mit Nichtlinearen Finite Elemente Methoden (FEM) simuliert und berechnet.

#### 4.1.1 Das Finite Elemente Programm ATENA

Die Simulation und Berechnung der Versuche erfolgt mit der kommerziellen Finite Elemente Software *Cervenka Consult - ATENA*. ATENA ist spezialisiert auf die nichtlineare Analyse von Bauteilen aus (bewehrtem) Beton, und auf die Untersuchung der Rissbildung und des Versagensmechanismus.

## 4.2 Versuchsparameter

### 4.2.1 Geometrie

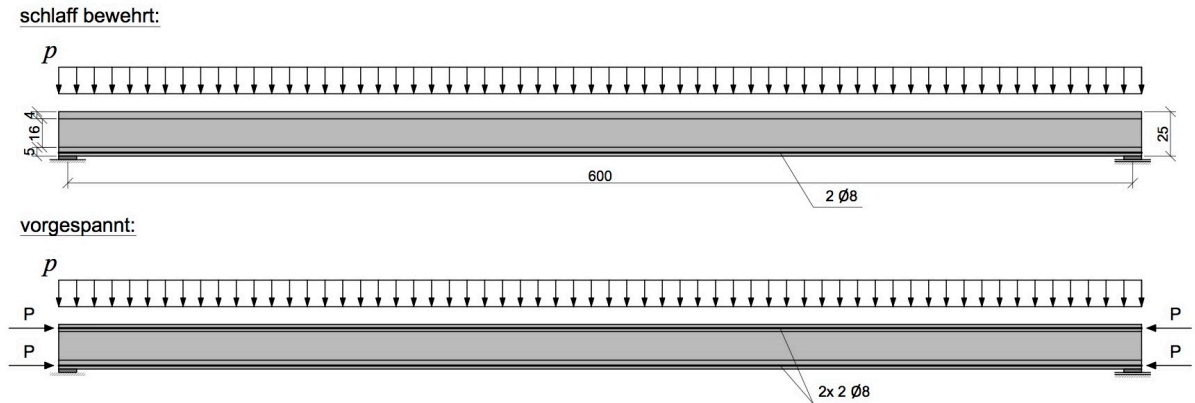


Abbildung 4.1: Versuchsgeometrie

Untersucht werden Einfeldträger mit einer Spannweite von  $l = 6,0 \text{ m}$  (Abb. 4.1). Der Querschnitt der Träger, welcher für das Forschungsprojekt *Sustainable Building with Textile Reinforced Ultra High Performance Concrete* an der Technischen Universität Wien konzipiert wurde, macht sich durch geringe Bauteildicken und Betondeckungen, die Vorteile der Textilbetonbauweise zu Nutze. Der T-förmige Querschnitt, dargestellt in Abb. 4.2, weist eine Bauhöhe von 250 mm, eine Obergurtbreite von 300 mm, und eine Stegbreite von nur 30 mm auf.

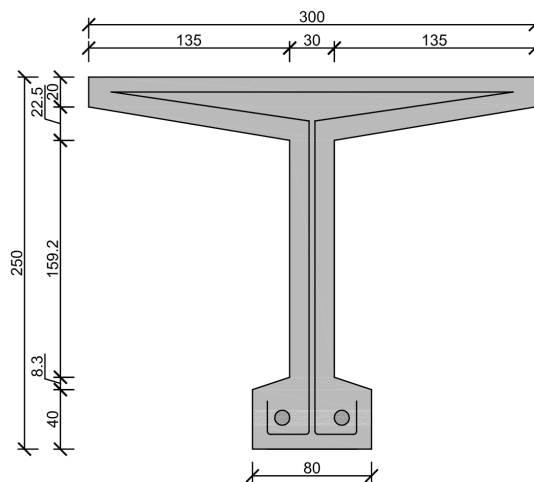
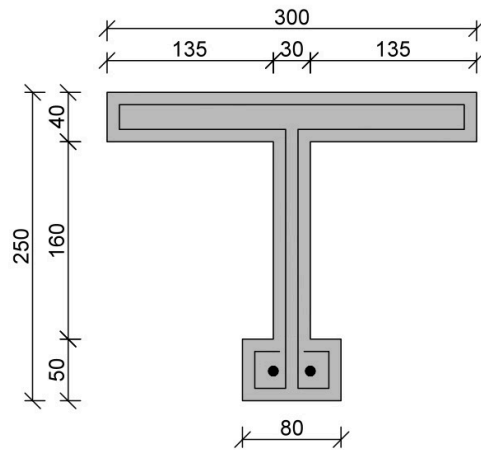


Abbildung 4.2: TRUHPC optimierter Querschnitt

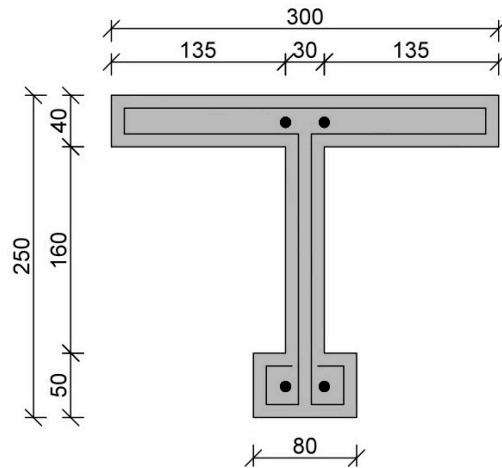
Die Bewehrung des Querschnitts umfasst zwei Carbonfaserstäbe im Untergurt, sowie ein

umlaufendes Textil, welches die Stäbe umschließt. Der Durchmesser der Bewehrungsstäbe beträgt 8 mm, die Geometrie des CFK-Geleges kann Abb. 4.6 entnommen werden. Die Betondeckung der Stäbe liegt bei 20 mm, während die des Bewehrungstextils auf 10 mm begrenzt wird. Für die Versuchsreihe mit vorgespannten Carbonstäben werden zusätzlich zwei Stäbe im Obergurt angeordnet, die ebenfalls vorgespannt werden. Diese beschränken das negative Vorspannmoment, wodurch die Rissbildung im Obergurt begrenzt bzw. gänzlich verhindert werden kann.

Für die zweidimensionale Simulation in ATENA, wurden die Querschnittsteile mit einer konstanten mittleren Breite vereinfacht angenommen (siehe Querschnitte in Abb. 4.3).



(a) schlaff bewehrt



(b) vorgespannt

Abbildung 4.3: Berechnungsquerschnitt



## 4.2.2 Material

### 4.2.2.1 Ultrahochleistungsbeton

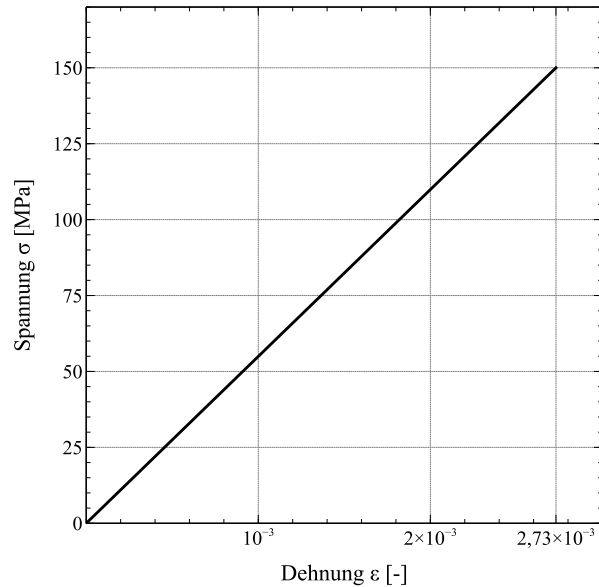


Abbildung 4.4: Materialgesetz UHPC

Dem Beton wird ein linear elastisches Materialverhalten bis zum spröden Versagen, gemäß Abb. 4.4, zugrunde gelegt. Die Druckfestigkeit wird mit einem für UHPC typischen Wert von 150 MPa angenommen. Dieser Wert liegt eher im unteren Spektrum der realisierbaren Festigkeiten, höhere Werte würden für eine einfache Produktion jedoch unrealistisch hohe Anforderungen an den Betoniervorgang stellen.

Die Materialparameter basieren auf Mischrezepturen von Seiten des Institutes und wurden wie folgt angenommen:

Druckfestigkeit:	$f_c = 150 \text{ MPa}$
Zugfestigkeit:	$f_t = 8 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E = 55000 \text{ MPa}$
Bruchstauchung:	$\epsilon_{cu} = 2,73\%$
Querdehnungszahl:	$\mu = 0,20$
Rohdichte:	$\rho = 2,5 \text{ g/cm}^3$
Größtkorn:	$2 \text{ mm}$

#### 4.2.2.2 Carbonfaser-Bewehrung

Da für textile Bewehrungserzeugnisse nicht die Materialparameter des Grundmaterials angesetzt werden können, und die Effektivität von verschiedenen Parametern stark abhängig ist, müssen die Kennwerte von aktuell am Markt erhältlichen Bewehrungstextilen herangezogen werden. Für

die hier untersuchten Bauteile bietet sich beispielsweise ein Carbonfasergelege des deutschen Herstellers *solidian* an (siehe Abb. 4.6). Es wurde das Gelege „GRID Q85/85-CCE-21“ gewählt, da dieses, zum Zeitpunkt der Untersuchungen (Februar 2017), das Textil mit der geringsten Faserquerschnittsfläche darstellte. Dies erlaubt einerseits eine wirtschaftliche Bemessung, andererseits können durch die höhere Auslastung größere Unterschiede der Ergebnisse bei der Variation der Bewehrungsführung erwartet werden.

Die Geometrie dieses Produkts wurde ebenfalls für die Berechnung übernommen.

Die Arbeitslinie des Materials ist in Abb. 4.5 dargestellt. Das Materialverhalten ist ebenfalls bis zum Bruch linear elastisch; die Auswirkungen einer Tränkung des Textils auf das Nachbruchverhalten können für diese Zwecke vernachlässigt werden. Dies gilt sowohl für die CFK-Gelege, als auch für die Carbonfaserstäbe, für die das selbe Material angenommen wurde.

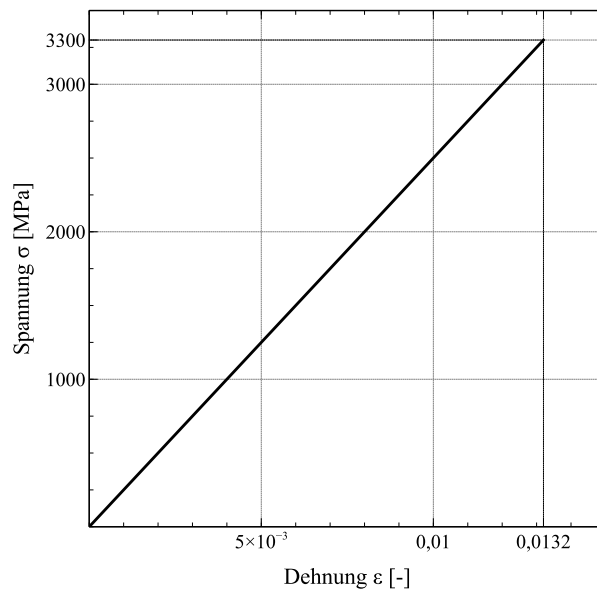
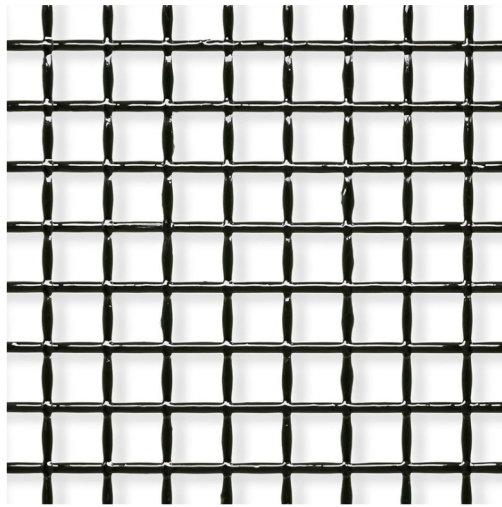


Abbildung 4.5: Materialgesetz Carbonfaserelemente

solidian GRID Q85/85-CCE-21



Fasermaterial	Carbon	
Tränkungsmaterial	Epoxidharz	
Achsabstand Strang	Längs [mm]	21
	Quer [mm]	[21]
Faserquerschnittsfläche (Strang)	Längs [mm <sup>2</sup> ]	1,81
	Quer [mm <sup>2</sup> ]	1,81
Faserquerschnittsfläche (Bewehrung)	Längs [mm <sup>2</sup> /m]	85
	Quer [mm <sup>2</sup> /m]	85
Bruchspannung (Mittelwert)	Längs [N/mm <sup>2</sup> ]	3300
	min [N/mm <sup>2</sup> ]	3000
	max [N/mm <sup>2</sup> ]	4050
	Quer [N/mm <sup>2</sup> ]	3550
	min [N/mm <sup>2</sup> ]	2900
	max [N/mm <sup>2</sup> ]	4400

Abbildung 4.6: CFK-Gelege: solidian GRID Q85/85 [6]

Der Elastizitätsmodul wurde vom Hersteller mit 200000 MPa bis 250000 MPa angegeben. Für die Berechnung wurden (vereinfachend in beide Richtungen) folgende Kennwerte angesetzt:

Zugfestigkeit:	$f_t = 3300 \text{ MPa}$
E-Modul:	$E = 250000 \text{ MPa}$
Bruchdehnung:	$\varepsilon_{cu} = 1,32\%$
Rohdichte:	$\rho = 1,8 \text{ g/cm}^3$

**Vorspannung der CFK-Bewehrung:** Die Carbonfaserstäbe werden (bei den vorgespannten Systemen) auf 60% ihrer Nennfestigkeit vorgespannt. Dieser Vorspanngrad entspricht den Empfehlungen des *American Concrete Institute* [12].

Die aufgebrachte Vorspannkraft liegt bei einer Querschnittsfläche von  $A = \pi \cdot (0,8/2)^2 = 0,50 \text{ cm}^2$  bei

$$P = 0,60 \cdot 0,50 \cdot 330 = 99 \approx 100 \text{ kN}.$$

**Modellierung der Bewehrung:** Die Bewehrungsstäbe werden in das Modell als diskrete Bewehrungselemente eingegeben, für das Verbundverhalten wurde für alle Systeme ein idealer Verbund angenommen.

Für die Modellierung der textilen Bewehrungselemente ist die Eingabe als „verschmierte“ Bewehrung besonders gut geeignet. Hierbei wird die Zugfestigkeit des Bewehrungsmaterials über den Bewehrungsgrad des Querschnitts berücksichtigt. Laut Herstellerangabe beträgt die Bewehrungsquerschnittsfläche des CFK-Geleges  $85 \text{ mm}^2/\text{m}$  (Abb. 4.6). Da die einzelnen Querschnittsteile verschiedene Dicken aufweisen, muss der mechanische Bewehrungsgrad  $\rho$  getrennt ermittelt werden.

- Obergurt:  $\rho_{OG} = \frac{85 \cdot 10^{-6} \cdot (2 \cdot 0,3 + 2 \cdot 0,04)}{0,3 \cdot 0,04} = 4,8\%$
- Steg:  $\rho_{St} = \frac{85 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 160}{0,03 \cdot 160} = 5,7\%$
- Untergurt:  $\rho_{UG} = \frac{85 \cdot 10^{-6} \cdot (4 \cdot 0,05 + 0,06)}{0,08 \cdot 0,05} = 5,5\%$

Aufgrund der geringen Abweichung wird vereinfachend für alle Querschnittsteile ein konstanter mechanischer Bewehrungsgrad von  $\rho = 5,5\%$  angesetzt.

### 4.2.3 Belastung

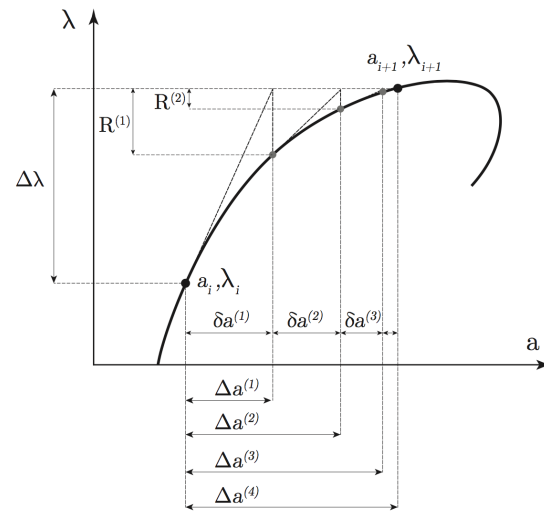
Um eine möglichst allgemeine Aussage über den Einfluss einer Trajektorienbewehrung treffen zu können, wird hier der oft auftretende Fall einer Gleichlast untersucht. Dies bedingt eine Simulation mit einer inkrementellen Lastaufbringung, da ein weggesteuerter Versuch mit einer Gleichlast nicht möglich ist.

Pro Laststufe wird eine Last von ca. 0,25 kN/m aufgebracht. Das Lastinkrement ist nicht über alle Laststufen konstant, da bei der gewählten Berechnungsmethode (siehe 4.2.4) die Laststeigerung durch den Iterationsvorgang angepasst werden kann. Daher ist es besonders wichtig die Laststufe über im Modell definierte *monitoring points* zu ermitteln. Um die Versuchsergebnisse in Form von Last-Verschiebungskurven zu erhalten, wurde ein Monitor in Feldmitte zur Ermittlung der maximalen Durchbiegung gesetzt. Der zweite Monitor misst die resultierende Kraft an einem Auflager, über welche die wirkende Streckenlast zurückgerechnet wird.

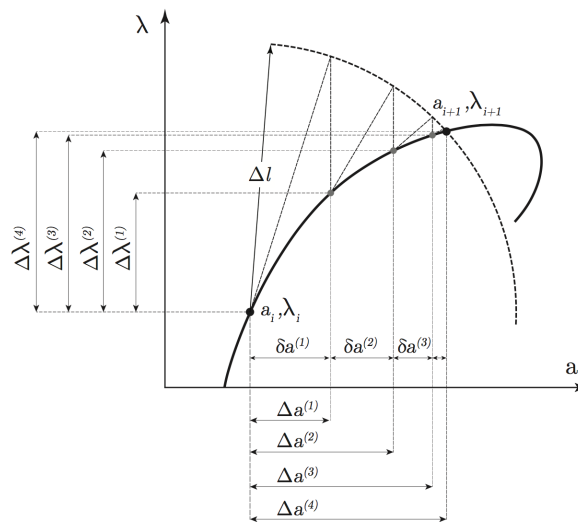
### 4.2.4 Berechnungsverfahren

Für die nichtlineare Berechnung von Strukturen, die mit Kräften (im Gegensatz zu Verformungen) belastet werden, eignet sich die *Bogenlängen-Methode*. Diese nichtlineare Finite Elemente Methode erlaubt es, im Gegensatz zum Newton-Raphson Verfahren auch bei inkrementeller Lasterhöhung durch Kräfte, das Höchstlastniveau zu ermitteln, und das Nachbruchverhalten zu analysieren [10]. Der Vergleich in Abb. 4.7 zeigt die verschiedenen Iterationsverfahren der beiden Methoden. Man erkennt, dass das Newton-Raphson-Verfahren durch die positiven Inkremente  $\Delta\lambda$  immer eine positive Tangentensteifigkeit aufweist, und somit nicht in der Lage ist, eine Lösung hinter einem Maximum zu erreichen. Erreicht die Tangentensteifigkeit null, so kann das Verfahren nicht mehr zuverlässig das Gleichgewicht in der Iteration finden. Bei der Bogenlänge-Methode wird sowohl  $\Delta u$  als auch  $\Delta\lambda$  variiert, wodurch die Inkremente auch einen negativen Wert annehmen können. Dadurch können Gleichgewichtszustände auf dem abfallenden Ast zuverlässig berechnet werden.

Bei der Berechnung in ATENA kommt ebenfalls das *Liniensuchverfahren* zur Anwendung, welches eine Erhöhung der Konvergenzgeschwindigkeit des Iterationsalgorithmus erreicht. Innerhalb der einzelnen Iterationsschritte wird dadurch das Residuum durch mehrmaliges Berechnen minimiert, wodurch die Gesamtanzahl der Iterationsschritte reduziert werden kann.



(a) Newton-Raphson Methode



(b) Bogenlänge Methode

Abbildung 4.7: Nichtlineare Finite Elemente Methoden [30]

Im Anschluss sind die gewählten Toleranzen für die Konvergenzkriterien der Berechnung angeführt:

Maximale Iterationsschritte:	40
Verschiebungskriterium:	0,01
Residuuskriterium:	0,01
Energiekriterium:	0,001

Das FE-Netz besteht aus rechtwinkligen Elementen, dessen Größe an die verschiedenen Teile des Querschnitts angepasst wird. Im Obergurt beträgt die angestrebte Elementgröße 50 mm, im Steg 30 mm und im Untergurt 20 mm.

### 4.3 Varianten

Es werden jeweils drei schlaff bewehrte und drei vorgespannte Systeme untersucht. Diese unterscheiden sich an der Orientierung der textilen Rovings, wobei die Schuss- und Kettrovings bei sämtlichen Varianten rechtwinklig zueinander verbleiben. Die Carbonstäbe verlaufen bei allen Systemen im Untergurt des Trägers mit einem geraden Verlauf, parallel zur Bauteilkante. Bei den vorgespannten Systemen werden, wie bereits beschrieben, im Obergurt zwei weitere Spannstäbe eingebaut. Diese verhindern die Rissbildung im Obergurt durch das negative Vorspannmoment.

Die Details der analysierten Varianten der Parameterstudie sind in Tab. 4.1 zusammengestellt.

Bezeichnung	Bewehrungsstäbe	Vorspannkraft je Stab	Bewehrungsnetz
V1	schlaff	-	orthogonal
V2	schlaff	-	45°
V3	schlaff	-	Trajektorienbew.
V4	vorgespannt	100 kN	orthogonal
V5	vorgespannt	100 kN	45°
V6	vorgespannt	100 kN	Trajektorienbew.

Tabelle 4.1: Untersuchte Varianten

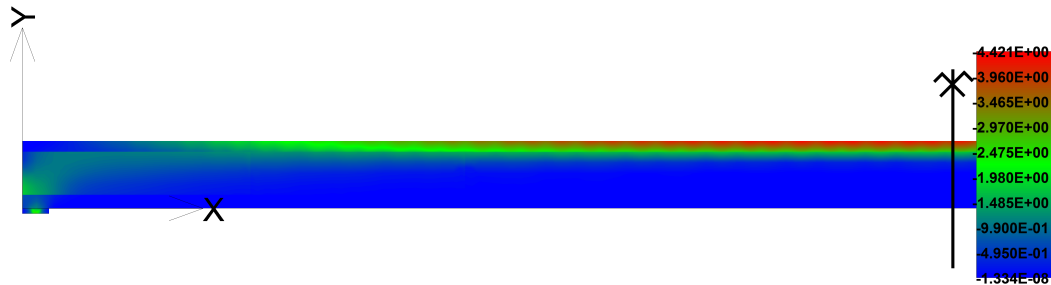
### 4.4 Verlauf der Trajektorienbewehrung

Das Anpassen der Bewehrung an die Spannungsverläufe beschränkt sich auf die textile Bewehrung, die über die gesamte Querschnittshöhe verteilt ist. Die CFK-Stabbewehrung hat in allen Varianten einen geraden Verlauf im Untergurt, da die geringe Stegbreite zur Unterbringung der Bewehrung nicht ausreichend ist. Besonders bei den vorgespannten Bauteilen ist ein ausreichender Betonquerschnitt um die Bewehrung notwendig, um die Vorspannkraft in das Bauteil übertragen zu können.

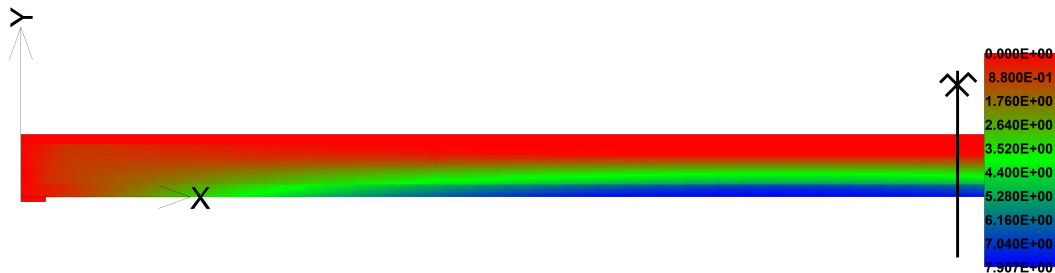
Um den Verlauf der Bewehrung so gut wie möglich an die Hauptzugspannungen zu approximieren, wurden sowohl Spannungsbilder als auch Rissbilder der Bauteile untersucht. Der Spannungsverlauf im Bauteil wird durch die Vorspannung deutlich verändert, sodass die Anpassung des Bewehrungsverlaufs für das vorgespannte und für das nicht vorgespannte System getrennt behandelt wird. Die in dieser Hinsicht untersuchten Bauteile sind das Modell V1 für das schlaff bewehrte Bauteil, sowie das Modell V4 für die vorgespannte Variante.

Für die Trajektorien der Hauptspannungen wird das Spannungsbild einer niederen Laststufe herangezogen, in der sich das Bauteil noch im ungerissenen Zustand (Zustand I) befindet, sodass die Spannungsverläufe nicht durch Risse gestört werden.

### 4.4.1 Nicht vorgespannt



(a) Hauptdruckspannungen



(b) Hauptzugspannungen

Abbildung 4.8: Hauptspannungen V1 im Zustand I

Am Verlauf der Hauptdruckspannungen in Abb. 4.8 ist der sich ausbildende Druckbogen gut erkennbar. Die Hauptzugspannungen hingegen, zeigen das entstehende Zugband, welches die Auflagerpunkte des Druckbogens verbindet. Durch die geringe Bauhöhe des Trägers stellt sich ein eher flacher Druckbogen mit einer starken Krümmung an den Auflagerpunkten ein, wodurch es im mittleren Bereich des Bauteils zu einer sehr regelmäßigen Spannungsverteilung mit einer Wirkungsrichtung parallel zu den Bauteilrändern kommt.

Die maximal wirkende Zugspannung liegt bei dieser Laststufe mit 7,9 MPa knapp unter der rechnerischen Betonzugfestigkeit von 8,0 MPa, sodass sich das Bauteil kurz vor der ersten Rissbildung befindet.

Um die genaue Richtung der Hauptspannungen zu ermitteln, werden zunächst die wirkenden Spannungsvektoren dargestellt, anschließend kann mithilfe von CAD-Software die Neigung der Vektoren gemessen werden. Je nach Neigungsgrad der Vektoren, können diese in einzelne Bereiche unterteilt werden. So erhält man getrennte Abschnitte, in denen man die Richtung der Bewehrung durch einen konstanten Winkel an den Spannungsverlauf approximieren kann.

Die Neigungsänderungen der Hauptspannungen sind hauptsächlich bei Diskontinuitätsbereichen zu beobachten, in diesem Fall an den Auflagern. In Feldmitte wirken die Spannungen parallel

zur Bauteilachse. Die Anpassung eines orthogonalen Bewehrungsnetzes an eine Trajektorienbewehrung findet daher (im Fall einer Gleichlast) vornehmlich an den Auflagerbereichen statt.

Abb. 4.9 zeigt den oben genannten Vorgang zur Feststellung der Geometrie der Trajektorienbewehrung. Der Bewehrungsverlauf wurde schließlich so gewählt, dass im Bereich direkt über dem Auflager das Bewehrungsnetz einen Neigungswinkel von  $45^\circ$  über die gesamte Querschnittshöhe aufweist. Im nächsten Abschnitt wird die Neigung um die Hälfte reduziert, und ab einem Abstand von 1,50 m vom Auflager wird die Bewehrung orthogonal zu den Bauteilachsen angenommen.

Man beachte, dass die Spannungsvektoren in Ober- und Untergurt in relativ naher Distanz zum Auflager bereits horizontal gerichtet sind. Die rot und orange gekennzeichneten Bereiche umfassen jedoch trotzdem Teile des Untergurts, da einerseits die Spannungen von Bewehrungsstäben aufgenommen werden, und andererseits die Spannungsvektoren im Übergangsbereich zum Steg bereits deutlich geneigt sind.

Als Anmerkung sei hinzugefügt, dass die scheinbaren Diskontinuitäten im Stegbereich darstellungsbedingt durch die Grenzen der einzelnen Teilbereiche, die später zur Anpassung der Bewehrung verwendet wurden, erzeugt werden. Je Bauteilhälfte wurde der Träger in drei Abschnitte mit variabler Länge geteilt, um im Zuge der Parameterstudie die Neigung der verschmiereten Bewehrung der einzelnen Teilbereiche zu variieren. Es handelt sich hierbei demnach nicht um Unstetigkeiten im Spannungsverlauf, sondern um Unregelmäßigkeiten in der Darstellung der Spannungsvektoren in den Grenzen der Teilbereiche.

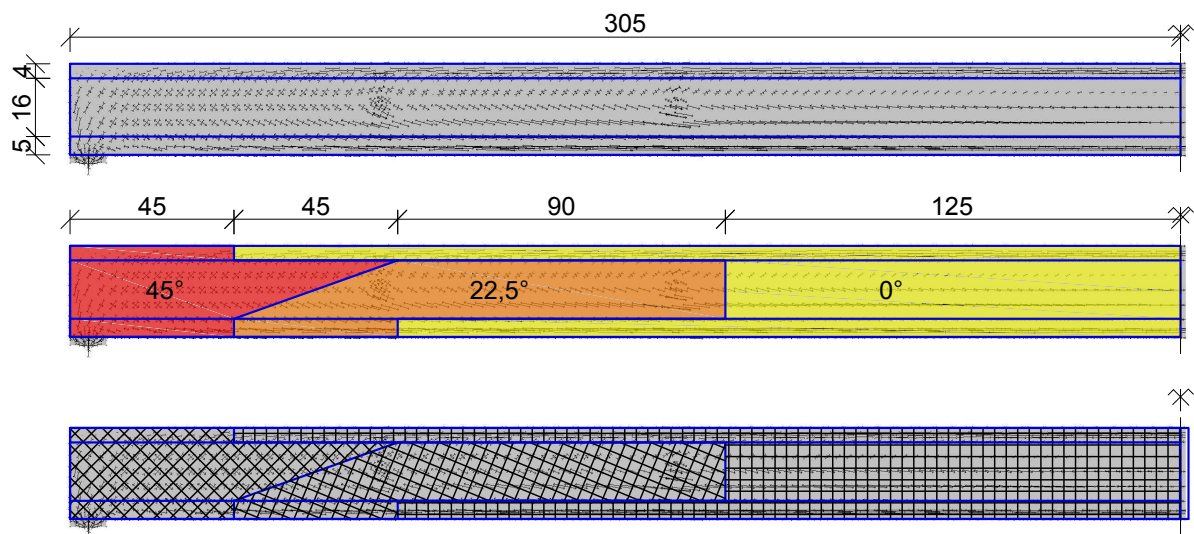


Abbildung 4.9: Formfindung der Trajektorienbewehrung

Zur Überprüfung der gewählten Bewehrungsgeometrie wird diese mit dem Rissbild des Trägers unter einer höheren Laststufe abgeglichen (siehe Abb. 4.10). Durch Visualisierung der Spannungen an den Rissen können die Hauptzugspannungen ebenfalls veranschaulicht werden. Die hohe Übereinstimmung der Neigungswinkel der Bewehrung und der Spannungen bestätigt, dass der Verlauf der Bewehrung geeignet ist, und die Rovings die Risse weitgehend senkrecht kreuzen.



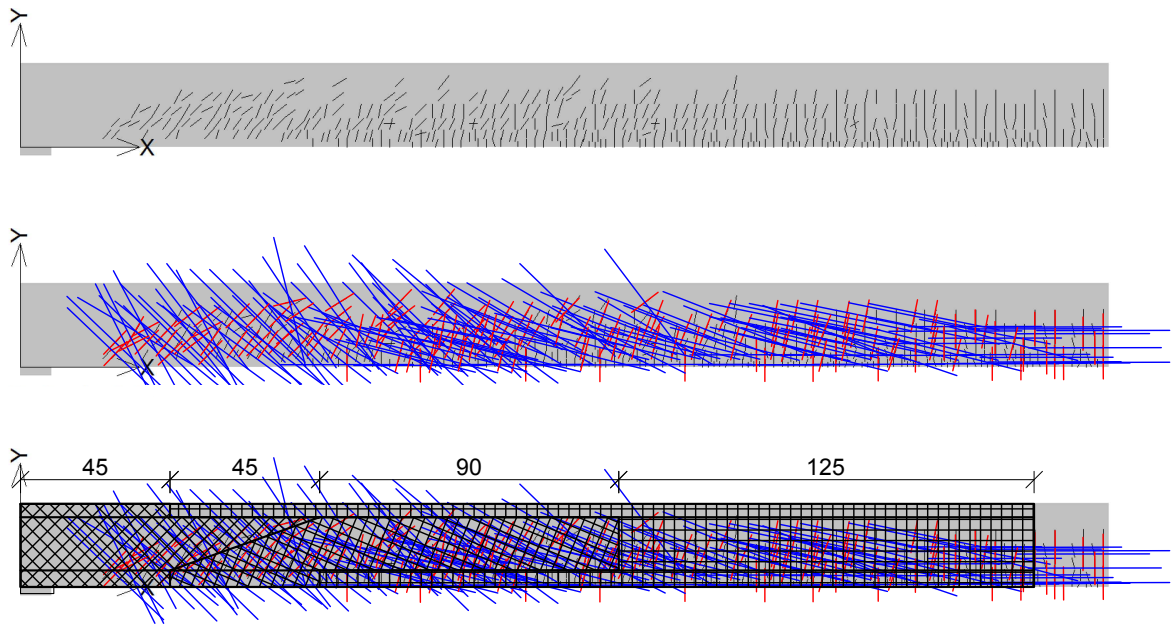
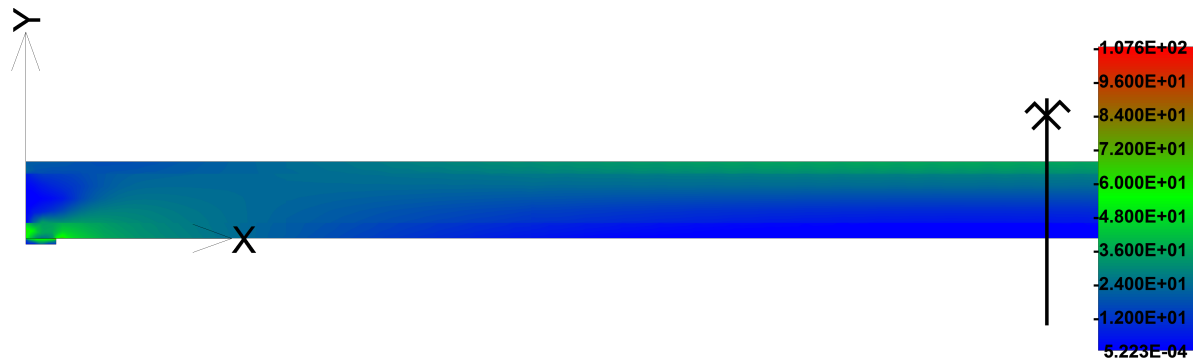


Abbildung 4.10: Bewehrungsverlauf mit Rissbild

### 4.4.2 Vorgespannt



(a) Hauptdruckspannungen



(b) Hauptzugspannungen

Abbildung 4.11: Hauptspannungen V4 im Zustand I

Für die Anpassung der verschmierten Bewehrung des vorgespannten Bauteils wird gleich vorgegangen wie zuvor. Der sich einstellende Spannungszustand, und damit einhergehend die optimale Bewehrungsführung, unterscheidet sich jedoch deutlich. Durch die Vorspannung zeigt der Bogen der Hauptdruckspannungen eine viel flachere Neigung. Der Spannungszustand kurz vor der ersten Biegerissbildung, dargestellt in Abb. 4.11, zeigt, dass der Querschnitt fast über die gesamte Trägerlänge vollkommen überdrückt ist. In nur einem sehr kleinen Bereich des Untergurts wirken in Feldmitte Zugspannungen nahe der Zugfestigkeit. Der Zweck des Bewehrungsnetzes liegt demnach hauptsächlich darin, die durch die Hauptdruckspannungen hervorgerufenen Querzugspannungen im Bereich der Auflager aufzunehmen.

In Abb. 4.12 sind die wirkenden Spannungsvektoren dargestellt. Das zweite Bild von oben soll verdeutlichen, dass im Gegensatz zum schlaff bewehrtem Bauteil die Neigung der Zugspannungen im Steg mit wachsendem Abstand vom Auflager steiler anstatt flacher wird. Die angeführten Neigungswinkel für das Bewehrungstextil beschreiben daher in diesem Fall die Neigung

der Hauptdruckspannungen, die Hauptzugspannungen wirken orthogonal auf diese. In Feldmitte kommt es selbstverständlich bei höheren Laststufen zu einem Wechsel von Druckspannungen auf horizontal wirkende Zugspannungen, die von Längsrovings des Bewehrungstextils aufgenommen werden.

Aufgrund der direkt in den Gurten wirkenden Vorspannung ist außerhalb des Steges nahezu keine Neigung der Spannungsvektoren erkennbar. Daher wird beim diesem Modell die Anpassung der Bewehrung auf zwei Bereiche im Steg begrenzt. Im ersten Bereich über dem Auflager wird das Bewehrungsnetz um  $22,5^\circ$  gegenüber der Horizontalen verdreht, im anschließenden Bereich wird die Neigung weiter reduziert auf  $12^\circ$ . In Feldmitte, sowie im Ober- und Untergurt über die gesamte Trägerlänge, ist die Bewehrung als orthogonales Netz ohne Neigung vorgesehen.

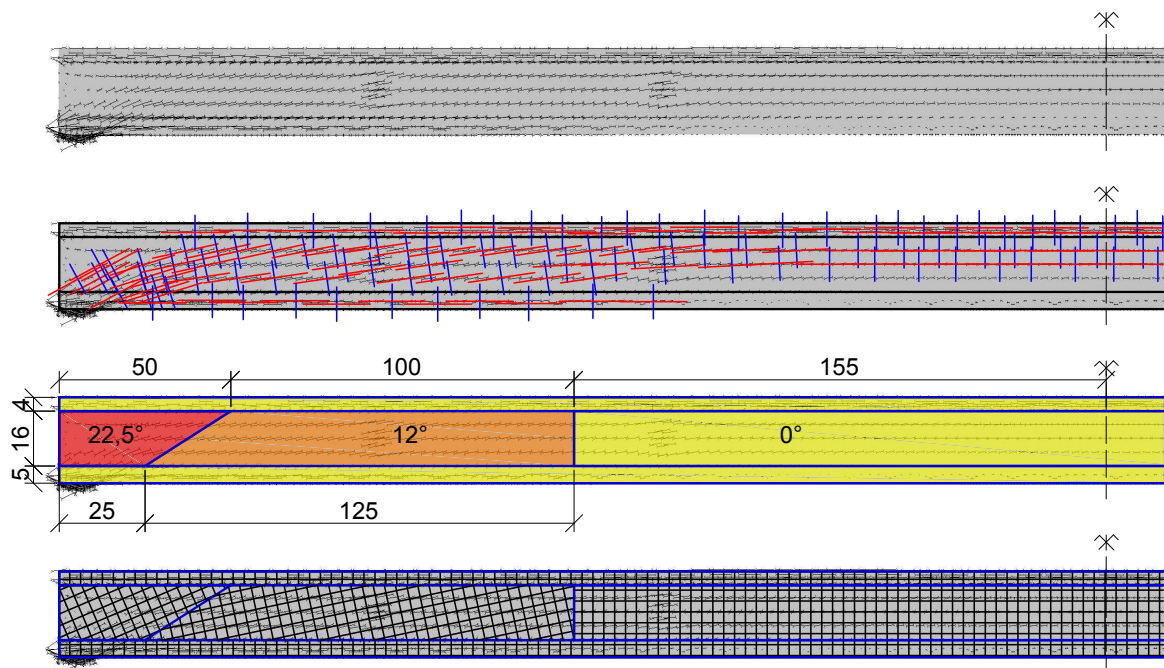


Abbildung 4.12: Spannungsbild und Trajektorienbewehrung

## 4.5 Ergebnisse

In den folgenden Abbildungen sind die in den Simulationen aufgezeichneten Last-Verformungs-Diagramme der sechs untersuchten Varianten dargestellt. Zudem wird für jedes Bauteil der Versagensmodus anhand von Rissbildern und Spannungsverläufen erläutert. Neben der Traglast und der Verformung beim Erreichen derselben, wird eine Gebrauchstauglichkeitslast angegeben, bei der eine Durchbiegung von  $u_{max} = l/250 = 24\text{ mm}$  in Feldmitte erreicht wird.

### 4.5.1 Schlaff bewehrte Bauteile (Varianten V1-V3)

Bei den schlaff bewehrten Bauteilen ist zunächst ein sehr steifes Verformungsverhalten zu beobachten, in diesem Bereich befindet sich der Querschnitt im ungerissenen Zustand I. Das Erreichen des Rissmomentes erfolgt bereits bei einer niedrigen Laststufe, sodass es rasch zu einem Übergang in den Zustand II kommt. Die Bauteile zeigen anschließend ein lineares Verformungsverhalten bis zum Bruch, der ohne Vorankündigung eintritt. Nach dem Erreichen der Traglast versagt das System ohne ein ausgeprägtes Nachbruchverhalten zu zeigen.

Bei der ersten Ausführungsvariante (4.5.1.1) kommt es nicht zur vollen Ausschöpfung der Zugfestigkeit der Bewehrungselemente (siehe Abb. 4.15). Die Bewehrungsstäbe sind mit einer Höchstspannung von 2715 MPa relativ weit entfernt von ihrer Zugfestigkeit von 3300 MPa. Ähnliches gilt für die Textilbewehrung, in der eine maximale Zugspannung von 2516 MPa wirkt. Auch die Betondruckspannung erreicht im Obergurt in Feldmitte mit ca. 70 MPa nur rund die Hälfte der Druckfestigkeit (Abb. 4.14). Daraus lässt sich schlussfolgern, dass es nicht zu einem Biegeversagen in Feldmitte kommt, sondern ein Schubversagen verantwortlich für das Erreichen der Traglast ist. Dies kann man anhand des Rissbilds in Abb. 4.16 und der Rissbreitenverteilung in Abb. 4.18 gut erkennen. In den gekennzeichneten Bereichen zwischen Auflager und Feldmitte sind deutliche Schubrisse zu erkennen, die zum Teil horizontal über dem Untergurt verlaufen. Es ist daher von einem Ablösen des Untergurts vom Steg durch ein Schubversagen auszugehen. Die Verteilung der Rissbreiten in Abb. 4.17 bestätigt zudem eine ausgeprägte Rissbildung ausgehend von den Auflagerpunkten.

In der zweiten Ausführungsvariante (4.5.1.2) wird das Versagen durch Erreichen der Bruchfestigkeit der Bewehrung verursacht. Wie in Abb. 4.21 ersichtlich ist, liegt die Zugspannung in der Stabbewehrung knapp unter der Zugfestigkeit des Materials. Bei einer weiteren Laststeigerung kommt es somit zum Bruch der CFK-Stäbe im Untergurt des Trägers. Da im lastgesteuerten Berechnungsverfahren in der exakten Versagenlaststufe keine Konvergenz erreicht wird, liegt die Spannung im letzten erreichten Lastschritt knapp unter der Materialfestigkeit. Abb. 4.20 zeigt, dass die Tragfähigkeit in dem Bauteil von der Bewehrung begrenzt wird. Der Beton erreicht im Obergurt in Feldmitte nur eine Druckspannung von rund 80 MPa. Das Rissbild (Abb. 4.22) zeigt einerseits eine deutlich reduzierte Schubrissbildung in Auflagernähe, andererseits sind in Feldmitte größere Rissbreiten zu beobachten (Abb. 4.23).

Der trajektorienbewehrte Träger (4.5.1.3) versagt ebenfalls auf Biegung, durch Bruch der horizontalen Textilbewehrung in Feldmitte. In Abb. 4.26 sind die in der Bewehrung wirkenden Spannungen kurz vor dem Erreichen der Traglast dargestellt. Es ist ersichtlich, dass das CFK-Textil vor der Stabbewehrung seine Tragfähigkeit erreicht. Die Betondruckfestigkeit kann auch bei dieser Variante im Grenzzustand nicht voll ausgeschöpft werden, mit rund 85 MPa liegt die wirkende Druckspannung weit unter der Materialfestigkeit (Abb. 4.25).

Abb. 4.27 und 4.28 zeigen ein relativ gleichmäßiges Rissbild beim Versagen, mit Rissbreiten von rund 0,4 mm. Der angezeigte Maximalwert von 1,02 mm betrifft nur einen einzelnen Riss der im Übergangsbereich zur geneigten Bewehrung entsteht. Dieser ist jedoch für das Versagen des Bauteils nicht maßgebend, wie das Rissbild nach dem Überschreiten der Traglast in Abb. 4.29 verdeutlicht.

4.5.1.1 V1 – orthogonales Textil

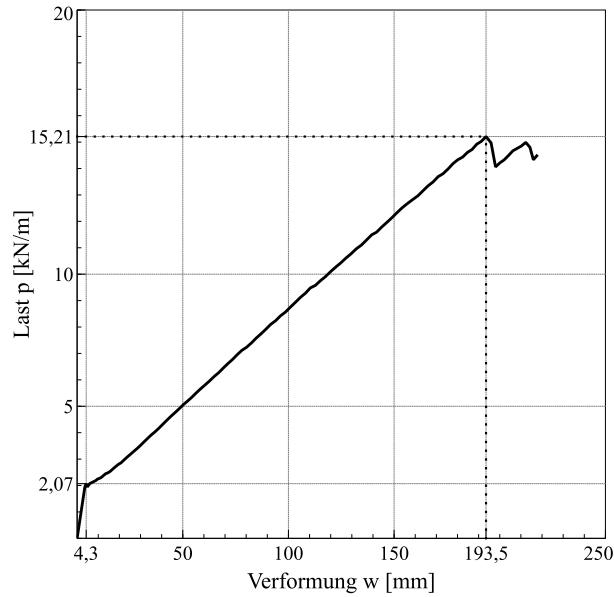


Abbildung 4.13: Last-Verformungs-Diagramm V1

<b>Versagensmechanismus:</b>	Schubversagen des Betons, Ablösen des Untergurts
<b>Traglast:</b>	$p_{max} = 15,21 \text{ kN/m}$
<b>Verformung unter Traglast:</b>	$u_z = 193,5 \text{ mm}$
<b>Gebrauchstauglichkeitslast:</b>	$p_{SLS} = 3,10 \text{ kN/m}$

Step 107, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Principal Stress, Min., -6.963E+01; 3.087E-03>[MPa]

Cracks: in elements, <2.000E-04; ...), opening: <0.000E+00;6.702E-04>[m], Sigma\_n: <-1.980E+01;8.027E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

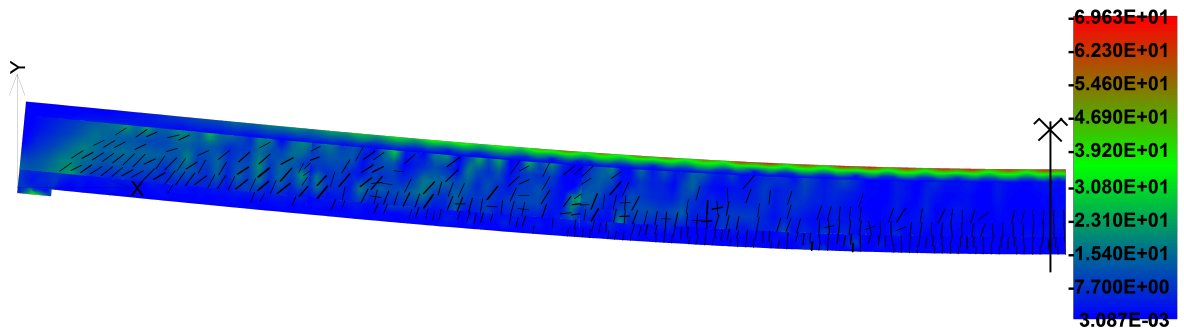


Abbildung 4.14: V1 - Hauptdruckspannungen im Beton

Step 107, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, sm. reinforc. layer 1, in nodes, Principal Stress (cfk textil 0°), Max., <-3.156E+02;2.516E+03>[MPa]

Reinforcements: Principal Stress, Max., <2.251E+00;2.715E+03>[MPa]

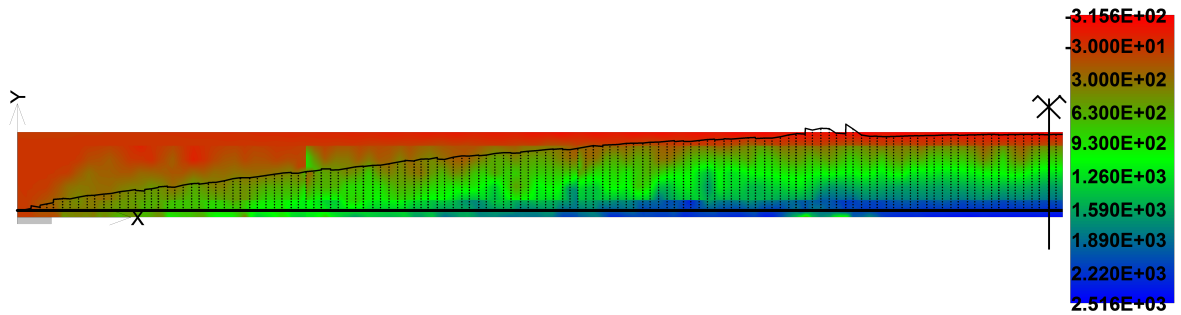


Abbildung 4.15: V1 - Spannungen in der Bewehrung

Step 107, Steel reinforced beam

Cracks: in elements, <2.000E-04; ...), opening: <0.000E+00;6.702E-04>[m], Sigma\_n: <-1.980E+01;8.027E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

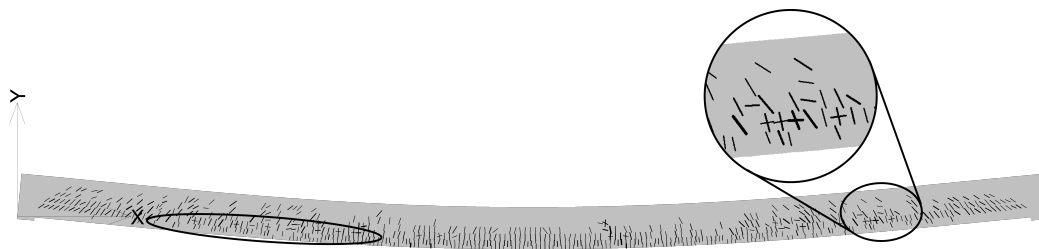


Abbildung 4.16: V1 - Rissbild beim Versagen

Step 107, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Crack Width, Cod1, <0.000E+00;5.404E-04>[m]

Cracks: in elements, <2.000E-04;...>, opening: <0.000E+00;6.702E-04>[m], Sigma\_n: <-1.980E+01;8.027E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

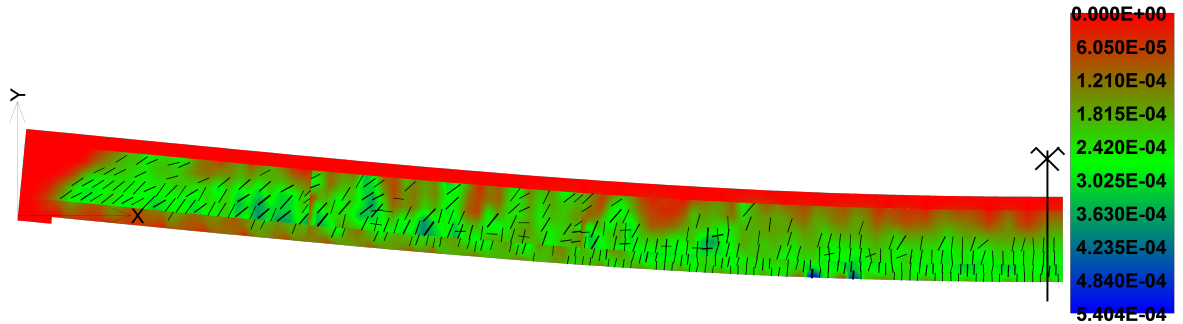


Abbildung 4.17: V1 - Rissbreiten beim Versagen

Step 107, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Crack Width, Cod2, <0.000E+00;3.100E-04>[m]

Cracks: in elements, <2.000E-04;...>, opening: <0.000E+00;6.702E-04>[m], Sigma\_n: <-1.980E+01;8.027E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

Rissbreiten in lokaler Y-Achse

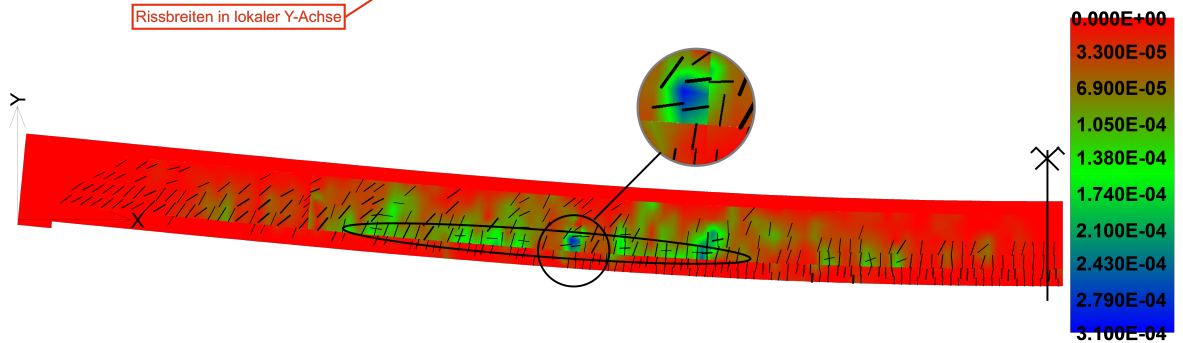


Abbildung 4.18: V1 - Rissbreiten (Y-Achse) beim Versagen

4.5.1.2 V2 – 45° geneigtes Textil

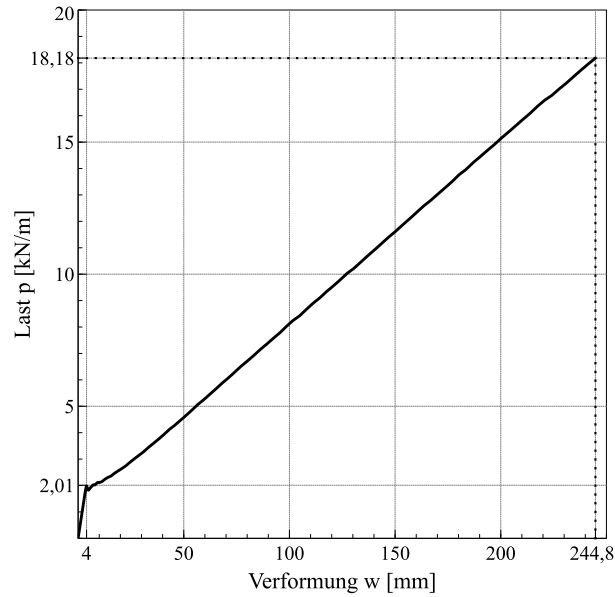


Abbildung 4.19: Last-Verformungs-Diagramm V2

<b>Versagensmechanismus:</b>	Biegeversagen, Erreichen der Zugfestigkeit der Stabbewehrung
<b>Traglast:</b>	$p_{max} = 18,18 \text{ kN/m}$
<b>Verformung unter Traglast:</b>	$u_z = 244,8 \text{ mm}$
<b>Gebrauchstauglichkeitslast:</b>	$p_{SLS} = 2,84 \text{ kN/m}$

Step 95, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Principal Stress, Min.,  $<-8.042E+01; 2.779E-03>$ [MPa]

Cracks: in elements,  $<2.000E-04; \dots>$ , opening:  $<0.000E+00; 5.017E-04>$ [m], Sigma\_n:  $<-1.101E+01; 8.000E+00>$ [MPa], Sigma\_T:  $<0$

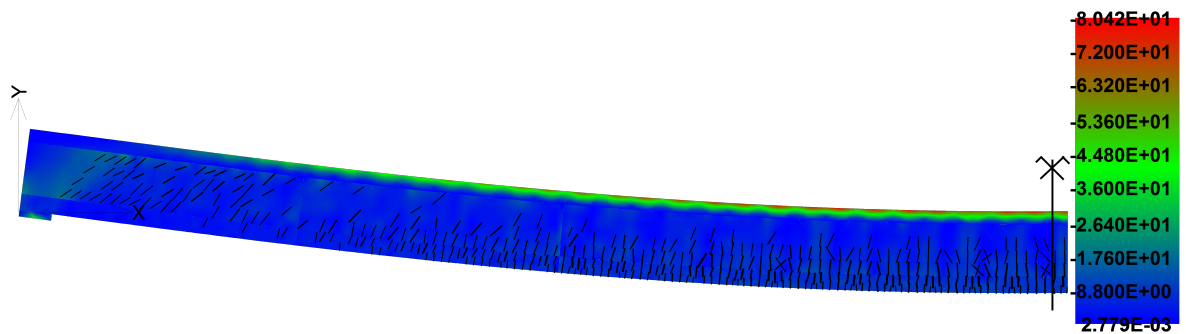


Abbildung 4.20: V2 - Hauptdruckspannungen im Beton



Step 95, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, sm. reinforc. layer 2, in nodes, Principal Stress (cfk textil 135°), Max., <-2.464E+02; 1.797E+03>[MPa]

Cracks: in elements, <2.000E-04; ...), opening: <0.000E+00; 5.017E-04>[m], Sigma\_n: <-1.101E+01; 8.000E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

Reinforcements: Principal Stress, Max., <2.648E+00; 3.259E+03>[MPa]

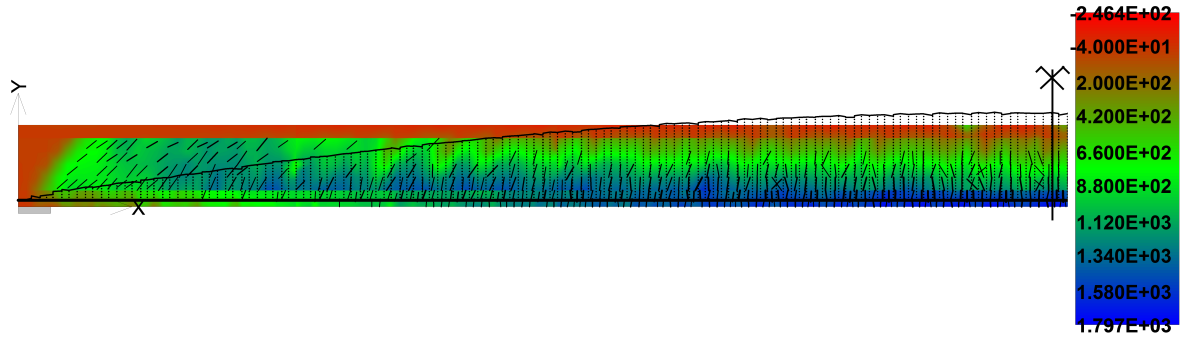


Abbildung 4.21: V2 - Spannungen in der Bewehrung

Step 95, Steel reinforced beam

Cracks: in elements, <2.000E-04; ...), opening: <0.000E+00; 5.017E-04>[m], Sigma\_n: <-1.101E+01; 8.000E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

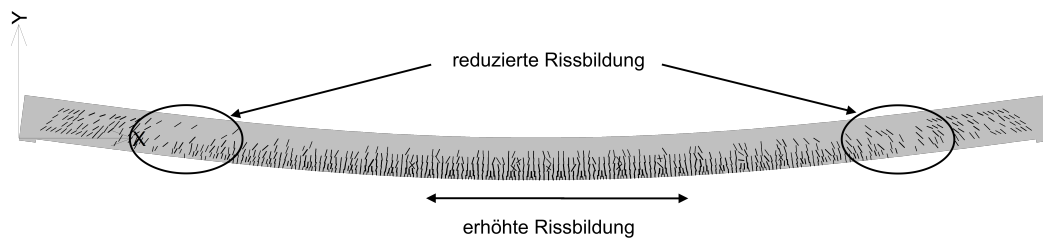


Abbildung 4.22: V2 - Rissbild beim Versagen

Step 95, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Crack Width, Cod1, <0.000E+00;4.540E-04>[m]

Cracks: in elements <2.000E-04; ...>), opening: <0.000E+00;5.017E-04>[m], Sigma\_n: <-1.101E+01;8.000E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

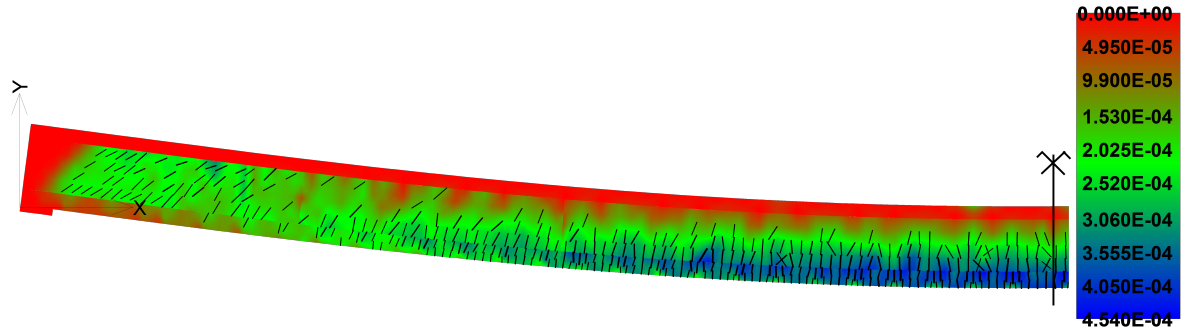


Abbildung 4.23: V2 - Rissbreiten beim Versagen

#### 4.5.1.3 V3 – Trajektorienbewehrung

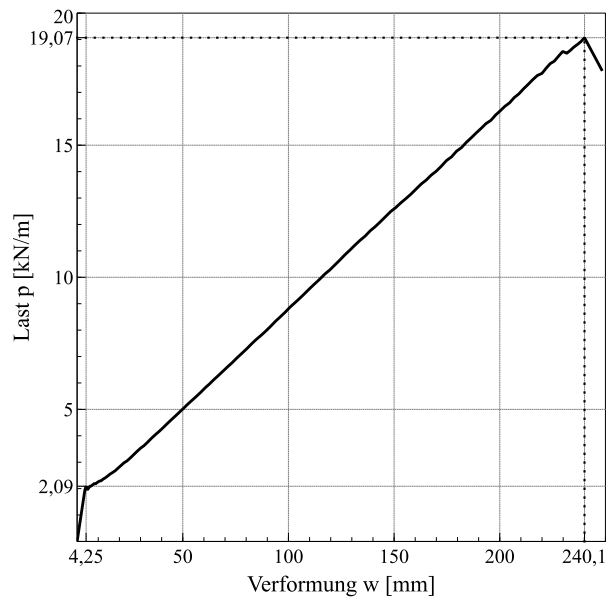


Abbildung 4.24: Last-Verformungs-Diagramm V3

<b>Versagensmechanismus:</b>	Biegeversagen, Erreichen der Zugfestigkeit des Bewehrungstextils
<b>Traglast:</b>	$p_{max} = 19,07 \text{ kN/m}$
<b>Verformung unter Traglast:</b>	$u_z = 240,1 \text{ mm}$
<b>Gebrauchstauglichkeitslast:</b>	$p_{SLS} = 3,07 \text{ kN/m}$

Step 128,

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Principal Stress, Min.,  $<-8.512E+01; 3.388E-03>$ [MPa]

Cracks: in elements,  $<2.000E-04; \dots>$ , opening:  $<0.000E+00; 1.022E-03>$ [m], Sigma\_n:  $<-2.104E+01; 8.049E+00>$ [MPa], Sigma\_T:  $<0$

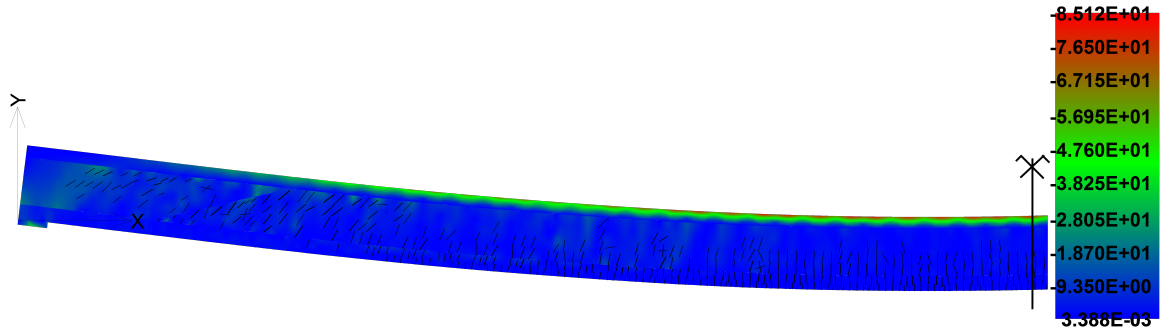


Abbildung 4.25: V3 - Hauptdruckspannungen im Beton

Step 128,

Skaláry: barevný přechod, sm. reinforc. layer 1, in nodes, Principal Stress (cfrp tex 0°), Max.,  $<-3.864E+02; 3.156E+03>$ [MPa]

Reinforcements: Principal Stress, Max.,  $<5.561E+00; 2.923E+03>$ [MPa]

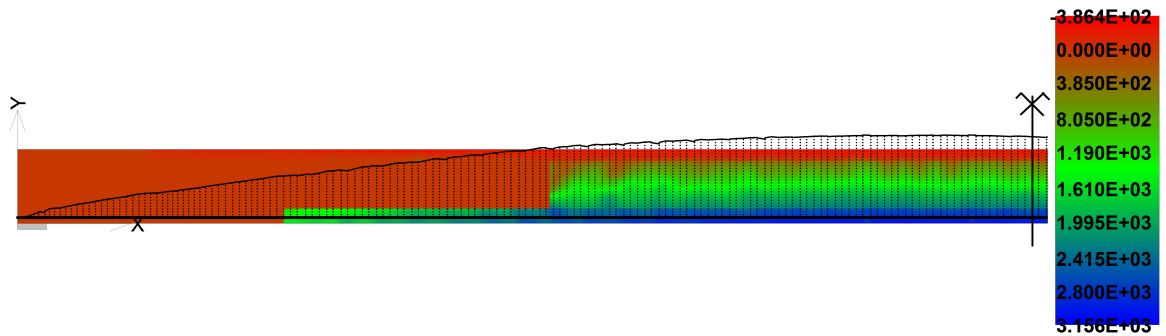


Abbildung 4.26: V3 - Spannungen in der Bewehrung

Step 128,

Cracks: in elements, <2.000E-04; ...), opening: <0.000E+00;1.022E-03>[m], Sigma\_n: <-2.104E+01;8.049E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

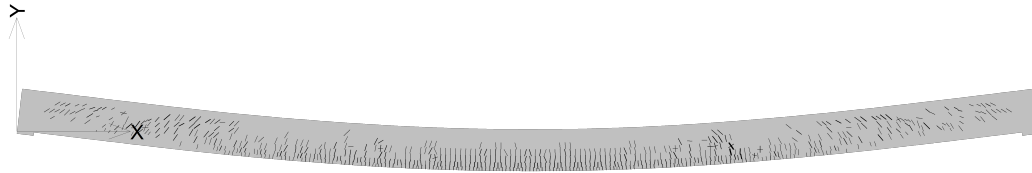


Abbildung 4.27: V3 - Rissbild beim Versagen

Step 128,

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Crack Width, Cod1, <0.000E+00;7.513E-04>[m]

Cracks: in elements, <2.000E-04; ...), opening: <0.000E+00;1.022E-03>[m], Sigma\_n: <-2.104E+01;8.049E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

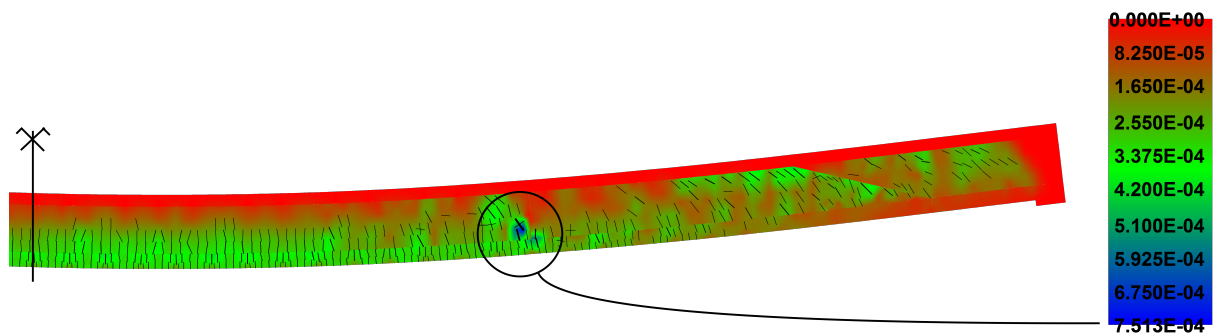


Abbildung 4.28: V3 - Rissbreiten beim Versagen

Step 130,

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Crack Width, Cod1, <0.000E+00;7.300E-03>[m]

Cracks: in elements, <2.000E-04; ...), opening: <0.000E+00;8.532E-03>[m], Sigma\_n: <-7.986E+01;8.054E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

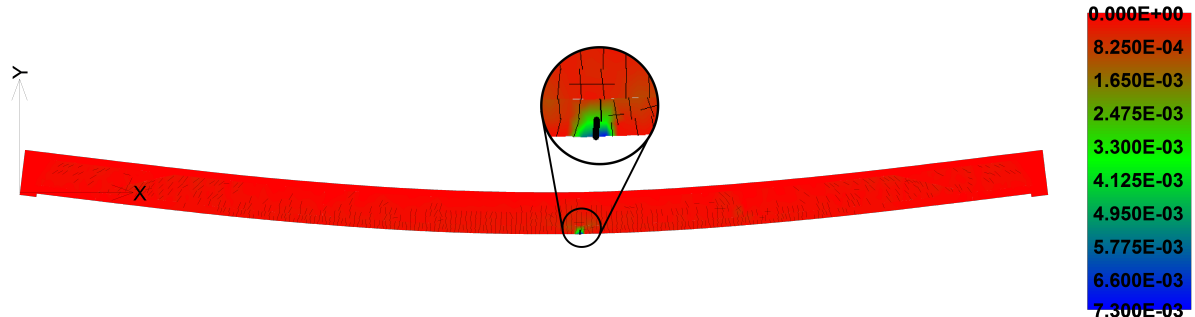


Abbildung 4.29: V3 - Riss nach Überschreiten der Traglast

#### 4.5.2 Vorgespannte Bauteile (Varianten V4-V6)

Die vorgespannten Bauteile zeigen alle ein sehr ähnliches Verformungsverhalten. Zunächst wird durch die Vorspannung eine Überhöhung der Träger von rund 7,3 mm erzeugt, wobei keine Biegerisse an der Oberseite der Träger entstehen. Die Überhöhung entsteht dadurch, dass die gleiche Vorspannkraft im Ober- und Untergurt in Letzterem durch die geringere Querschnittsfläche höhere Spannungen erzeugt und somit eine Verkrümmung des Trägers induziert.

Erst nach dem Aufbringen der Vorspannkraft wird die Streckenlast schrittweise aufgebracht. Der Nulldurchgang der Durchbiegung in Feldmitte wird bei einer Belastung von  $p = 5,40 \text{ kN/m}$  erreicht. Bis zu einer Belastung von rund  $13,0 \text{ kN/m}$  befinden sich die Träger weiterhin im Zustand I, sodass bis zu diesem Punkt ein lineares Verformungsverhalten gilt. Nach dem Übergang in den Zustand II stellt sich erneut ein lineares Verhalten mit einer deutlich reduzierten Steifigkeit ein. Das Eintreten des Versagens erfolgt schließlich schlagartig und ohne Vorankündigung.

Das Versagen aller drei Varianten erfolgt auf Biegung, durch Überschreiten der Zugfestigkeit der Bewehrungsstäbe im Untergurt. Diese sind durch die Vorspannkraft immer maßgebend gegenüber dem Bewehrungstextil (siehe Abbildungen 4.32; 4.37; 4.42).

Die Hauptdruckspannungen im Beton bilden gut erkennbare flache Druckbögen, bei denen die Spannungen Maximalwerte von rund 100 MPa erreichen (Abbildungen 4.31; 4.36; 4.41).

Anhand der Rissbilder in Abb. 4.33; 4.38 und 4.43 ist ersichtlich, dass sich bei den vorgespannten Bauteilen kaum Schubrisse ausbilden. Die abgeschlossene Rissbildung besteht hauptsächlich aus vertikalen Biegerissen in Feldmitte, an den Auflagern sind zusätzlich Risse durch die Einleitung der Vorspannkraft ersichtlich.

Die maximalen Rissbreiten liegen im Bauteil V4 bei 0,13 mm (Abb. 4.34), bei der zweiten Variante V5 liegen sie bei 0,18 mm (Abb. 4.39) und im trajektorienbewehrtem Bauteil liegen sie bei 0,12 mm (Abb. 4.44).

4.5.2.1 V4 – orthogonales Textil

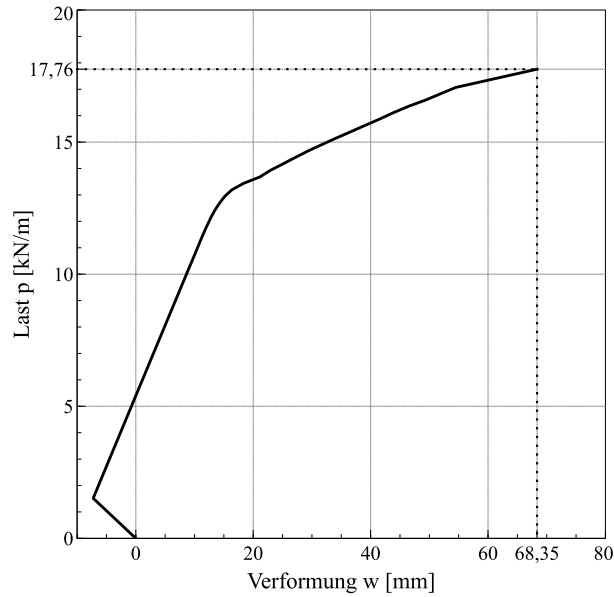


Abbildung 4.30: Last-Verformungs-Diagramm V4

<b>Versagensmechanismus:</b>	Biegeversagen, Erreichen der Zugfestigkeit der Spannstäbe
<b>Traglast:</b>	$p_{max} = 17,76 \text{ kN/m}$
<b>Verformung unter Traglast:</b>	$u_z = 68,35 \text{ mm}$
<b>Gebrauchstauglichkeitslast:</b>	$p_{SLS} = 14,05 \text{ kN/m}$

Step 62, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Principal Stress, Min., -1.030E+02; 7.187E-04 [MPa]

Cracks: in elements, opening: <0.000E+00;1.254E-04>[m], Sigma\_n: <-4.853E+00;7.905E+00>[MPa], Sigma\_T: <0.000E+00;7.534E

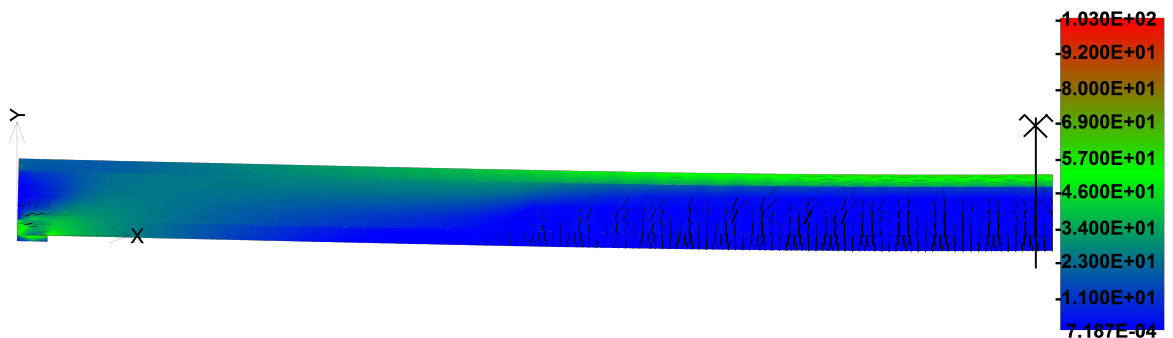


Abbildung 4.31: V4 - Hauptdruckspannungen im Beton

Step 62, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, sm. reinforc. layer 1, in nodes, Principal Stress (cfk textil 0°), Max., <-2.879E+02;8.330E+02>[MPa]

Reinforcements: Principal Stress, Max., <2.118E+03;3.184E+03>[MPa]

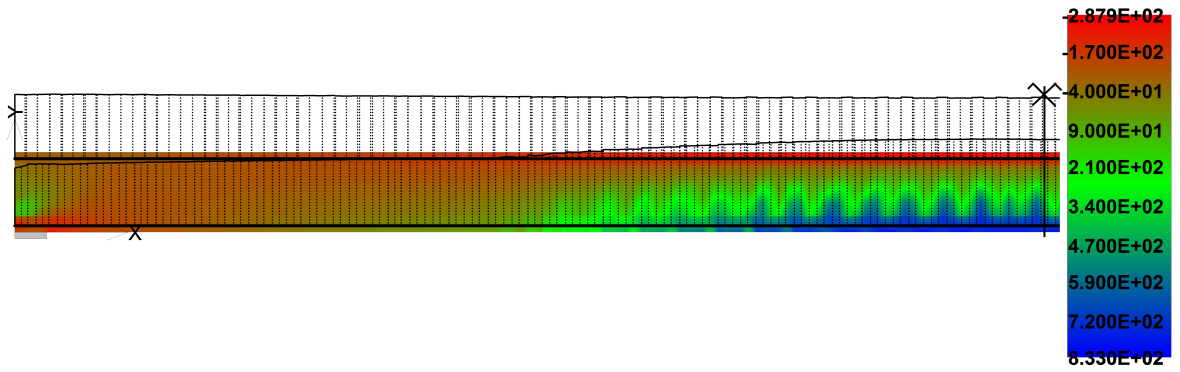


Abbildung 4.32: V4 - Spannungen in der Bewehrung

Step 62, Steel reinforced beam

Cracks: in elements, opening: <0.000E+00;1.254E-04>[m], Sigma\_n: <-4.853E+00;7.905E+00>[MPa], Sigma\_T: <0.000E+00;7.534E+00>[MPa]

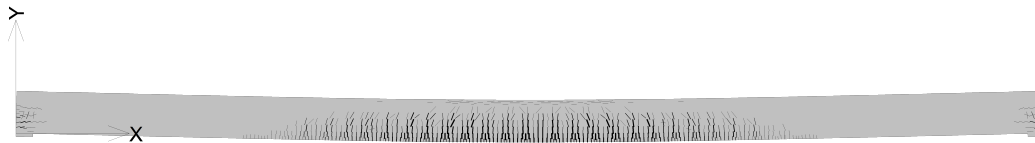


Abbildung 4.33: V4 - Rissbild beim Versagen

Step 62, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Crack Width, Cod1, <0.000E+00;1.155E-04>[m]

Cracks: in elements, opening: <0.000E+00;1.254E-04>[m], Sigma\_n: <-4.853E+00;7.905E+00>[MPa], Sigma\_T: <0.000E+00;7.534E

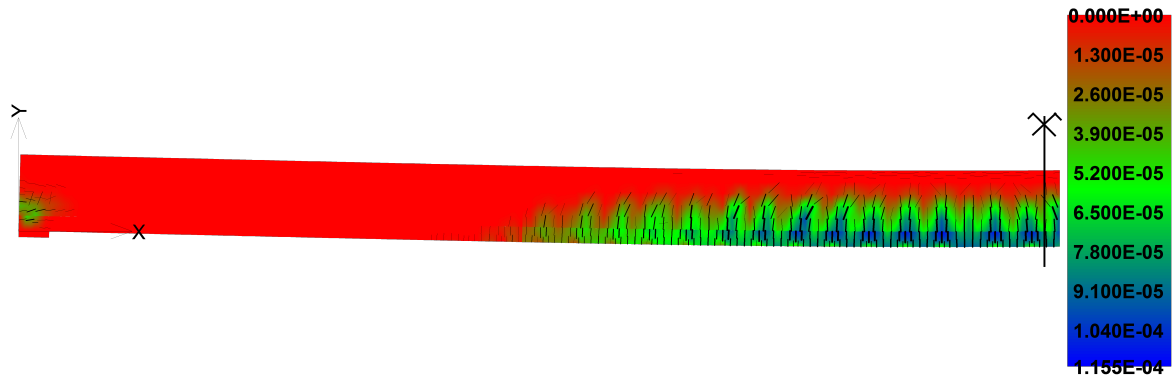


Abbildung 4.34: V4 - Rissbreiten beim Versagen

#### 4.5.2.2 V5 – 45° geneigtes Textil

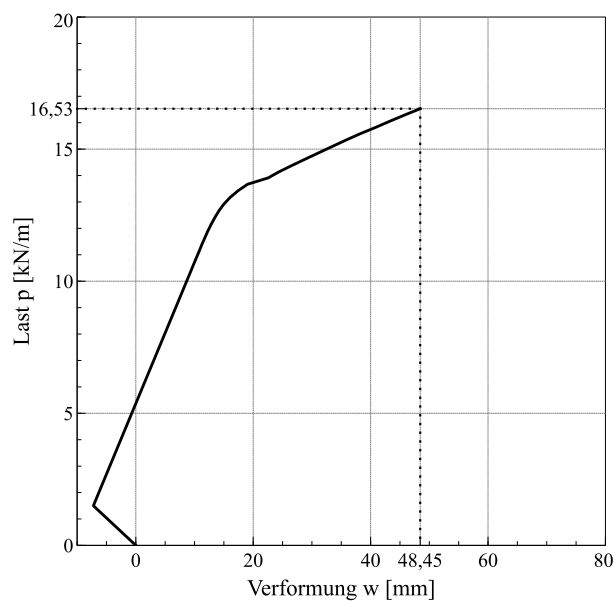


Abbildung 4.35: Last-Verformungs-Diagramm V5

<b>Versagensmechanismus:</b>	Biegeversagen, Erreichen der Zugfestigkeit der Spannstäbe
<b>Traglast:</b>	$p_{max} = 16,53 \text{ kN/m}$
<b>Verformung unter Traglast:</b>	$u_z = 48,45 \text{ mm}$
<b>Gebrauchstauglichkeitslast:</b>	$p_{SLS} = 14,09 \text{ kN/m}$



Step 60, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Principal Stress, Min.,  $-9.771E+01$ ;  $3.414E-04$  [MPa]

Cracks: in elements, opening:  $<2.387E-08; 1.830E-04>$  [m], Sigma\_n:  $<-6.948E+00; 7.904E+00>$  [MPa], Sigma\_T:  $<0.000E+00; 7.560E$

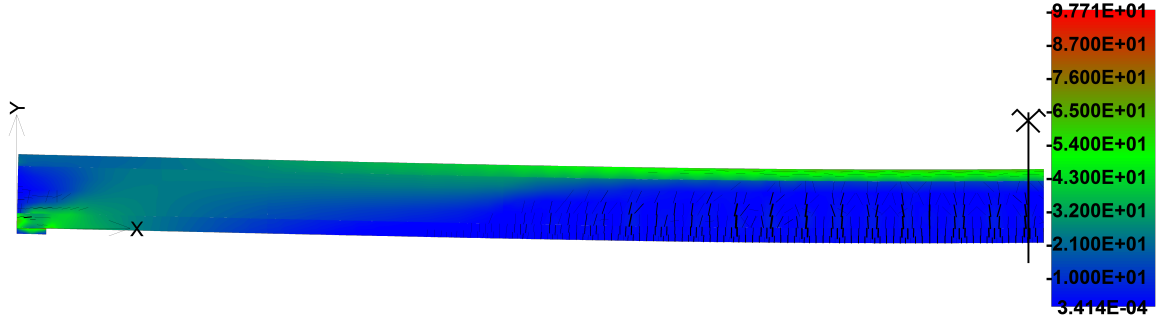


Abbildung 4.36: V5 - Hauptdruckspannungen im Beton

Step 60, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, sm. reinforc. layer 2, in nodes, Principal Stress (cfk textil 135°), Max.,  $-4.973E+02$ ;  $5.898E+02$  [MPa]

Reinforcements: Principal Stress, Max.,  $<2.111E+03; 3.176E+03>$  [MPa]

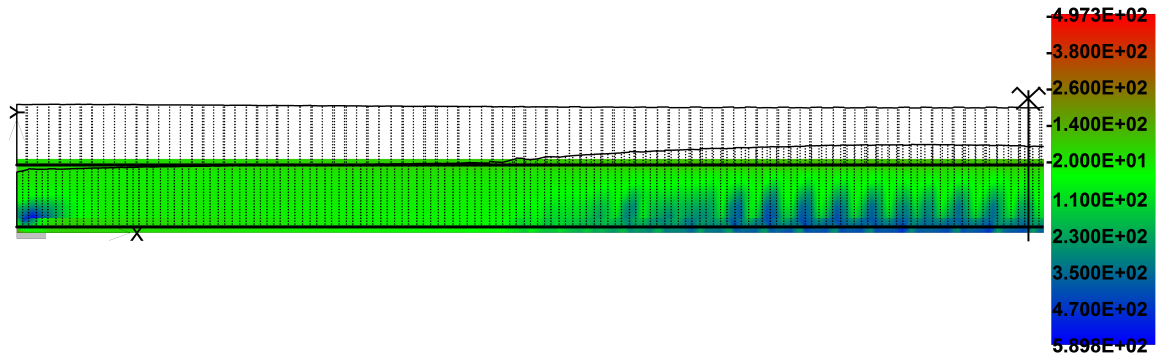


Abbildung 4.37: V5 - Spannungen in der Bewehrung

Step 60, Steel reinforced beam

Cracks: in elements, opening: <2.387E-08;1.830E-04>[m], Sigma\_n: <-6.948E+00;7.904E+00>[MPa], Sigma\_T: <0.000E+00;7.560E

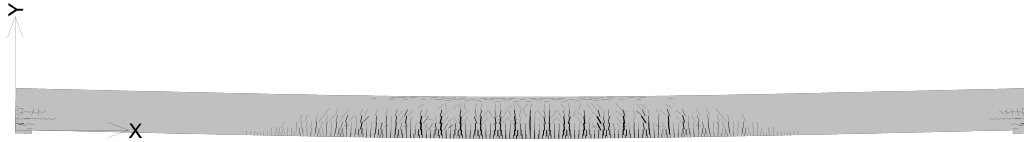


Abbildung 4.38: V5 - Rissbild beim Versagen

Step 60, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Crack Width, Cod1, <0.000E+00;1.339E-04>[m]

Cracks: in elements, opening: <2.387E-08;1.830E-04>[m], Sigma\_n: <-6.948E+00;7.904E+00>[MPa], Sigma\_T: <0.000E+00;7.560E

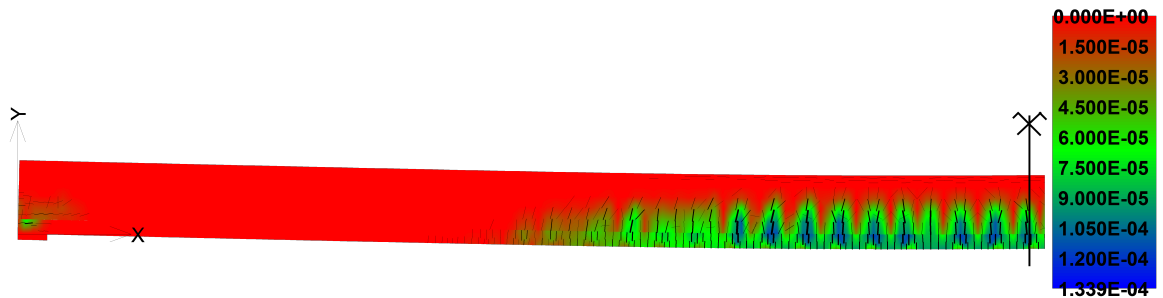


Abbildung 4.39: V5 - Rissbreiten beim Versagen

### 4.5.2.3 V6 – Trajektorienbewehrung

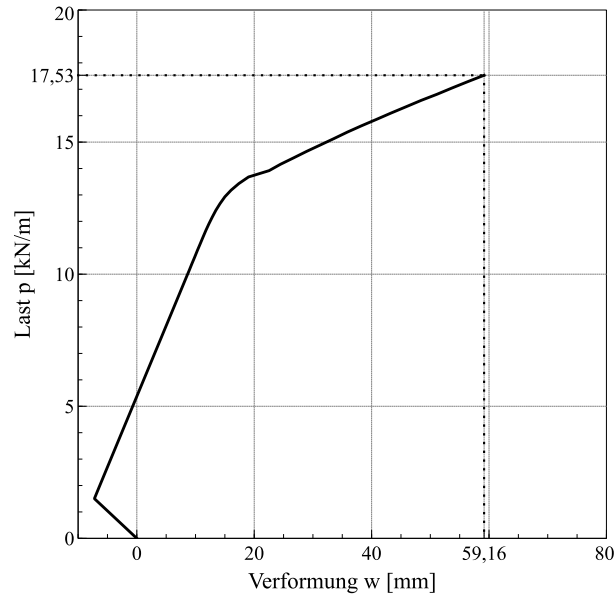


Abbildung 4.40: Last-Verformungs-Diagramm V6

<b>Versagensmechanismus:</b>	Biegeversagen, Erreichen der Zugfestigkeit der Spannbstäbe
<b>Traglast:</b>	$p_{max} = 17,53 \text{ kN/m}$
<b>Verformung unter Traglast:</b>	$u_z = 59,16 \text{ mm}$
<b>Gebrauchstauglichkeitslast:</b>	$p_{SLS} = 14,09 \text{ kN/m}$

Step 65, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Principal Stress, Min.,  $<-1.107E+02; 2.246E-04>$  [MPa]

Cracks: in elements, opening:  $<0.000E+00; 1.207E-04>$  [m], Sigma\_n:  $<-7.558E+00; 8.000E+00>$  [MPa], Sigma\_T:  $<0.000E+00; 7.925E+00>$  [MPa]

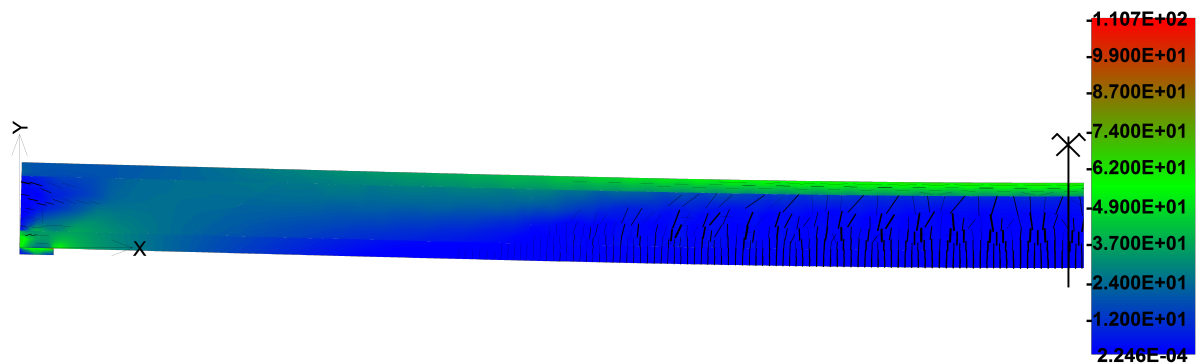


Abbildung 4.41: V6 - Hauptdruckspannungen im Beton

Step 65, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, sm. reinforc. layer 1, in nodes. Principal Stress (cfk textil 0°), Max., <-2.993E+02;9.219E+02>[MPa]

Reinforcements: Principal Stress, Max., <2.057E+03;3.278E+03>[MPa]

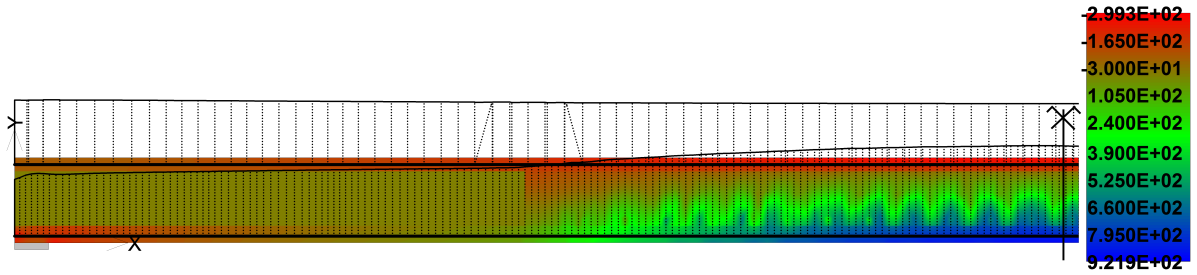


Abbildung 4.42: V6 - Spannungen in der Bewehrung

Step 65, Steel reinforced beam

Cracks: in elements, opening: <0.000E+00;1.207E-04>[m], Sigma\_n: <-7.558E+00;8.000E+00>[MPa], Sigma\_T: <0.000E+00;7.925E+00>[MPa]

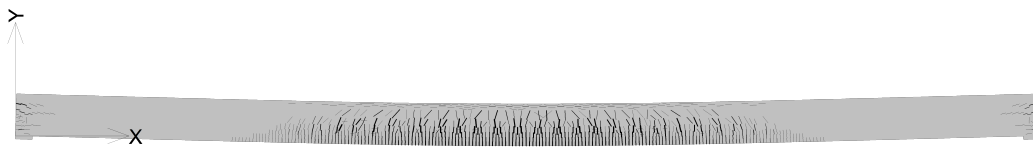


Abbildung 4.43: V6 - Rissbild beim Versagen

Step 65, Steel reinforced beam

Skaláry: barevný přechod, Basic material, in nodes, Crack Width, Cod1, <0.000E+00;9.929E-05>[m]

Cracks: in elements, opening: <0.000E+00;1.207E-04>[m], Sigma\_n: <-7.558E+00;8.000E+00>[MPa], Sigma\_T: <0.000E+00;7.925E+00>[MPa]

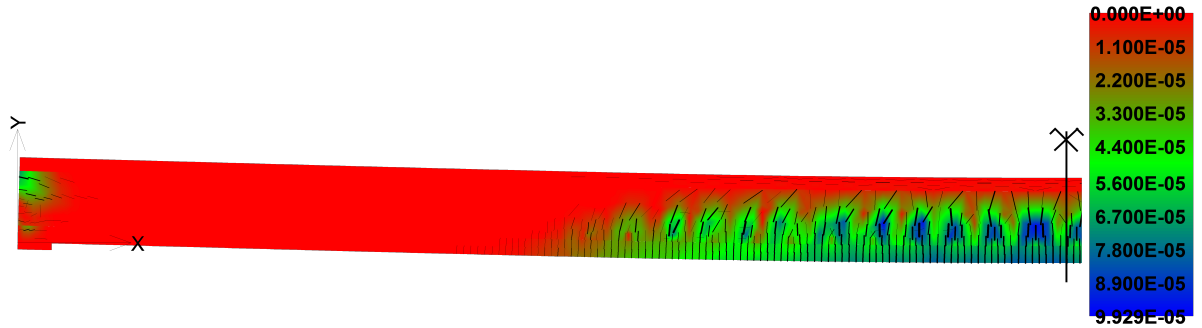
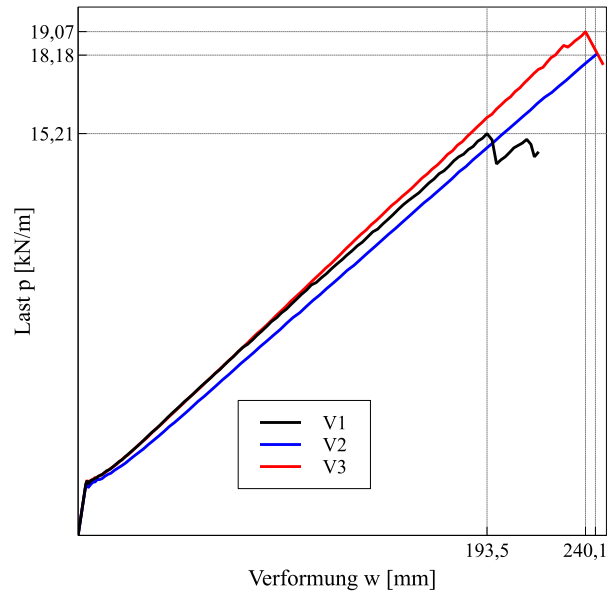
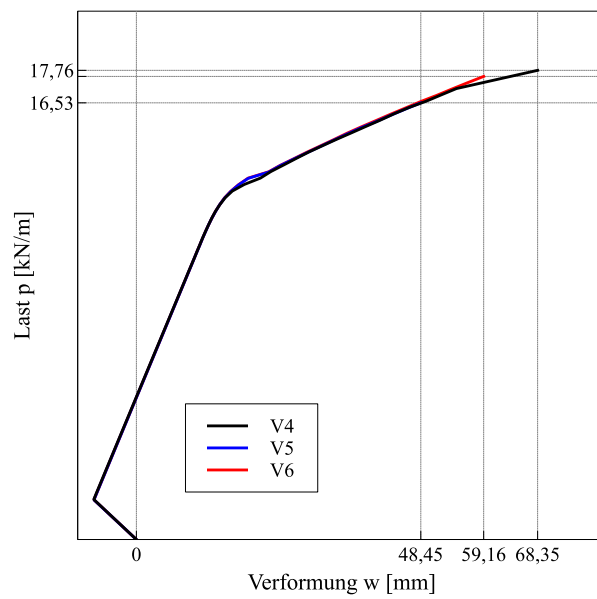


Abbildung 4.44: V6 - Rissbreiten beim Versagen

### 4.5.3 Zusammenfassung der Ergebnisse



(a) Schlaff bewehrte Varianten (V1-V3)



(b) Vorgespannte Varianten (V4-V6)

Abbildung 4.45: Last-Verformungs-Verhalten im Vergleich

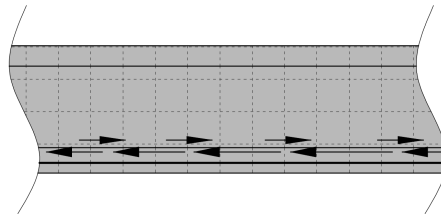
			schlaff bewehrt			vorgespannt		
			V1	V2	V3	V4	V5	V6
Versagen		[-]	Schub	Biegung	Biegung	Biegung	Biegung	Biegung
Traglast	$p_{max}$	[kN/m]	15,21	18,18	<b>19,07</b>	17,76	16,53	17,53
Verformung	$u_z$	[mm]	193,5	244,8	240,1	68,35	<b>48,45</b>	59,16
SLS-Last	$p_{SLS}$	[kN/m]	3,10	2,84	3,07	14,05	<b>14,09</b>	<b>14,09</b>
Rissbreite	$w_{max}$	[mm]	0,67	0,50	1,02	0,13	0,18	<b>0,12</b>
Ausnutzung	$\eta_{UHPC}$	[-]	0,46	0,54	0,57	0,67	0,65	<b>0,73</b>
	$\eta_{CFK-TEX}$	[-]	0,76	0,54	<b>1,0</b>	0,25	0,18	0,28
	$\eta_{CFK-STAB}$	[-]	0,82	<b>1,0</b>	0,89	<b>1,0</b>	<b>1,0</b>	<b>1,0</b>

Tabelle 4.2: Ergebnisse

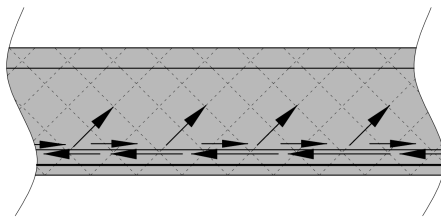
## 4.6 Interpretation der Ergebnisse

### 4.6.1 Schlaff bewehrte Bauteile (V1-V3)

Bei den nicht vorgespannten Systemen mit einer geeigneten Textilbewehrung im Auflagerbereich (V2, V3) ist im Vergleich zum Bauteil mit rein orthogonaler Textilbewehrung ein Anstieg der Tragfähigkeit zu beobachten. Die Ergebnisse zeigen, dass bei der ersten Variante V1 die Schubtragfähigkeit im auflagnahen Bereich maßgebend wird. Das Schubversagen tritt dabei direkt am Übergang vom Steg zum Untergurt ein, was daran liegt, dass weder die senkrechten noch die horizontalen Rovings geeignet sind, den Schub zwischen den Querschnittsteilen zu übertragen (siehe Abb. 4.46). Erst durch die zum Auflager „hinaufgezogene“ Bewehrung der Varianten V2 und V3 kann der Schub (bzw. die Hauptzugspannungen) übertragen werden und die volle Biegetragfähigkeit kann ausgeschöpft werden, welche in diesem Fall von der Zugbewehrung begrenzt ist.



(a) 0°/90° Textil



(b) 45°/135° Textil

Abbildung 4.46: Übertragung von Schub- bzw. Hauptzugspannungen zwischen Untergurt und Steg

Die Bewehrung mit einer Neigung von 45° (bzw. 135°) kann in der zweiten Variante zwar die Hauptzugspannungen an den auflagnahen Bereichen gut aufnehmen, allerdings können die horizontalen Zugspannungen in Feldmitte durch die große Neigung nicht effizient abgetragen werden, wie die geringe Ausnutzung von knapp über 50% verdeutlicht. Die Biegezugspannungen in Feldmitte müssen somit hauptsächlich von der Stabbewehrung aufgenommen werden, wodurch diese maßgebend für das Bauteilversagen wird.

Der trajektorienbewehrte Träger kann durch die Kombination von dem geneigten Textil am Auflager und dem horizontalen Rovings in Feldmitte eine weitere Laststeigerung erzielen und auch die Verformungen und die generelle Rissbildung des Trägers begrenzen. Die hohen Spannungen in den geneigten Rovings im Randbereich des Trägers (siehe Spannungsbild in Abb. 4.47) belegen, dass die erwünschte Wirkung der hochgezogenen Bewehrung wie angenommen eintritt. Die Begrenzung der Rissbreiten ist ebenfalls auf die angepasste Bewehrung zurückzuführen, welche über die gesamte Trägerlänge die entstehenden Risse weitestgehend senkrecht kreuzt.



Step 128,

Skaláry: barevný přechod, sm. reinforc. layer 1, in nodes, Principal Stress (cfrp tex -22,5°), Max., <2.051E+02;2.552E+03>[MPa]

Cracks: in elements, <2.000E-04; ...), opening: <0.000E+00;1.022E-03>[m], Sigma\_n: <-2.104E+01;8.049E+00>[MPa], Sigma\_T: <0

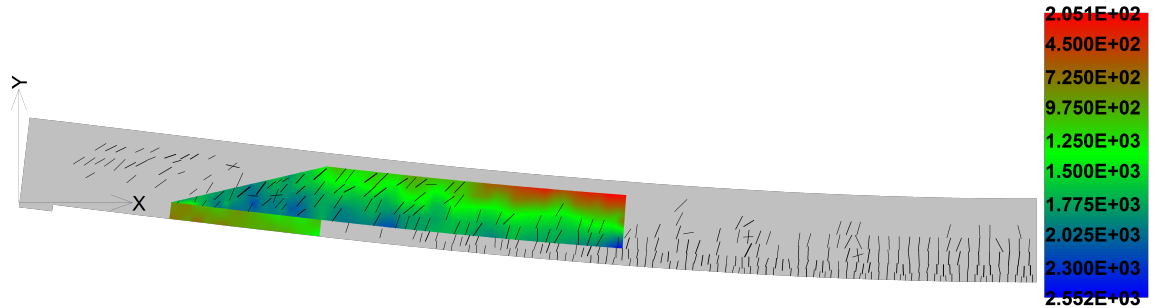


Abbildung 4.47: Textilspannungen im Randbereich des Trägers V3

#### 4.6.2 Vorgespannte Bauteile (V4-V6)

Wie im Last-Verformungs-Diagramm in Abb. 4.45 ersichtlich, ist der Einfluss der Textilbewehrung bei den vorgespannten Systemen deutlich geringer. Sowohl die Traglast als auch die Verformungen sind bei allen drei Varianten sehr nah beinander. Aufgrund der hohen Druckspannungen im Querschnitt durch die Vorspannung, wirken nur in Feldmitte, wo ein großer Biegezug entsteht, Zugspannungen im unteren Bereich des Querschnitts. Die hohen Spannungen aus der Vorspannkraft und die eben genannten Biegezugspannungen sorgen in allen drei Fällen für das Versagen der Stabbewehrung im Untergurt.

Zwischen der orthogonal bewehrten Variante, und dem trajektorienbewehrten Bauteil unterscheiden sich die Versuchsergebnisse nur sehr geringfügig. Der geringe Einfluss der angepassten Bewehrungsführung lässt sich anhand der Textilspannungen in den Randbereichen des Trägers bestätigen: sowohl über dem Auflager (Abb. 4.48) als auch im Übergangsbereich zur Feldmitte (Abb. 4.49) erreichen die Spannungen nur sehr geringe Werte von rund 30 MPa.

Im Vergleich zu den anderen zwei Varianten erreicht das System mit der 45° geneigten Bewehrung eine geringere Traglast, was auf die geringe Mitwirkung der Rovings in Feldmitte zurückzuführen ist. Betrachtet man die Spannungstrajektorien im vorgespannten Bauteil (Abb. 4.12), erkennt man, dass eine 45°/135° Neigung für die Abdeckung der Zugspannungen im Bauteil ungeeignet ist, wodurch das schlechtere Abschneiden dieser Variante zu erwarten war.

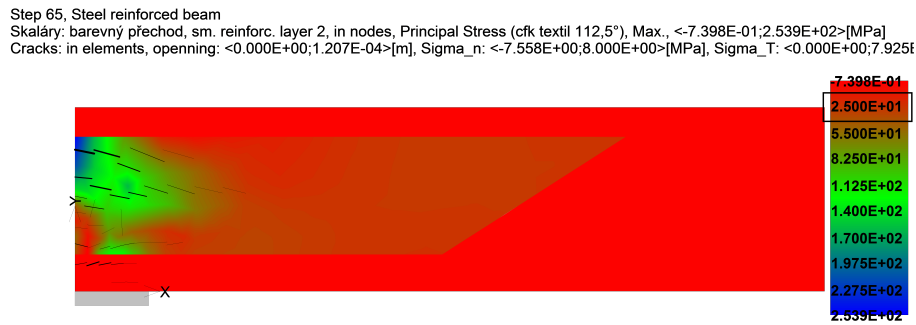


Abbildung 4.48: V6 - Textilspannungen im Auflagerbereich

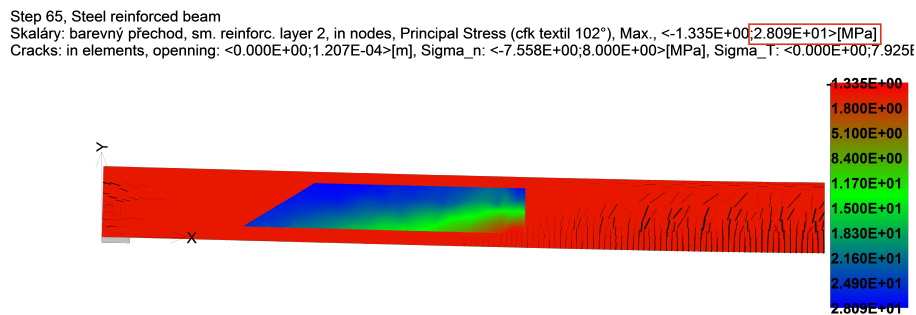


Abbildung 4.49: V6 - Textilspannungen im Übergangsbereich

### 4.6.3 Bewertung der Varianten

Die Ergebnisse zeigen, dass eine Bewehrung entlang der Hauptspannungen (bei nicht vorgespannten Systemen) in der Tat eine Laststeigerung, sowie eine Reduktion der Verformungen und der Rissbildung ermöglicht. Die höchste Traglast wird von dem trajektorienbewehrten Träger ohne Vorspannung erreicht.

Betrachtet man jedoch die Verformungen aller Versuchskörper, wird klar deutlich, dass der wichtigste Faktor zur Verbesserung des Bauteilverhaltens die Vorspannung des Trägers ist. Die Maximalverformungen der nicht vorgespannten Bauteile betragen durchschnittlich das drei- bis vierfache der Durchbiegungen der vorgespannten Varianten, während die Traglast maximal 15% höher ist.

Als besonders anschaulich erweist sich ein Vergleich der Gebrauchstauglichkeit der Bauteile. Der rot markierte Bereich im Diagramm in Abb. 4.50 kennzeichnet jenen Bereich, in dem die Bauteilverformung unter der angenommenen Gebrauchstauglichkeitsgrenze von  $l/250$  liegt. Die nicht vorgespannte Variante V3 zeigt ein sehr weiches Verformungsverhalten, mit einer Überschreitung der Verformungsgrenze bei lediglich 16% der Traglast – im Vergleich dazu erreicht der vorgespannte Träger bei der gleichen Verformung 80% seiner Traglast. Mithilfe der Vorspannung kann somit für die Gebrauchstauglichkeitsgrenze eine 455%-ige Laststeigerung von 3,1 kN/m

auf 14,1 kN/m erzielt werden. Die Rissbildung wird durch die Überdrückung des Querschnitts ebenfalls sehr stark verbessert: maximale Rissbreiten von 0,12 mm stehen Werten von 0,5 bis 1,0 mm gegenüber.

Zur Bewertung der vorgespannten Systeme sei festgehalten, dass eine angepasste Bewehrungsführung entlang der Hauptzugspannungen keine nennenswerte laststeigernde oder verformungsbegrenzende Auswirkung auf das Bauteilverhalten hat.

Die Ergebnisse lassen schlussfolgern, dass die Trajektorienbewehrung nur bedingt ein geeignetes Mittel zur Steigerung der Bauteileffizienz ist. Deutlich effektiver für das Erzielen einer hohen Ausnutzung des Hochleistungswerkstoffes TRUHPC ist die Vorspannung des Bauteils.

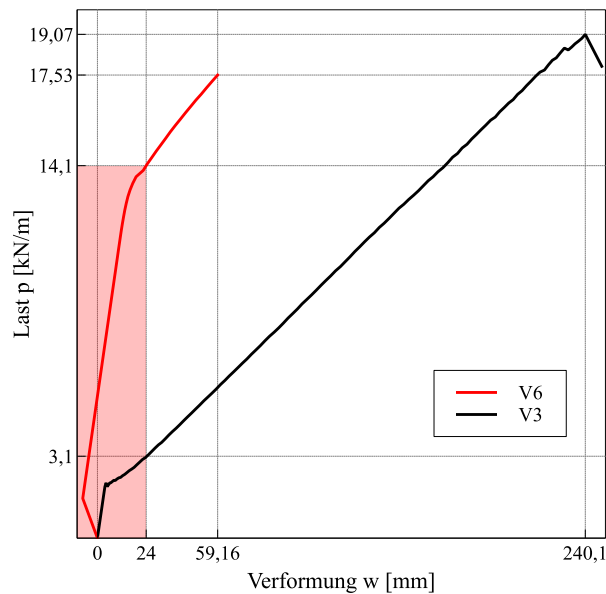


Abbildung 4.50: Gebrauchstauglichkeit im Vergleich: vorgespannt/nicht vorgespannt

#### 4.6.4 Vergleich mit Stahlbetonträger

Zur Beurteilung des Tragverhaltens der TRUHPC Bauteile erfolgt an dieser Stelle ein Vergleich mit einem konventionell bewehrten Stahlbetonbauteil. Rahmenbedingungen, wie die Bauteillänge, die Querschnittshöhe und die Bemessungslast bleiben konstant.

Bei einer Bauhöhe von 25 cm kann aufgrund der notwendigen Betondeckung keine nennenswerte Materialeinsparung im Stegbereich erreicht werden, sodass ein I-Querschnitt nicht zielführend erscheint. Es wird daher ein Rechteckquerschnitt mit den Abmessungen  $b/h = 25/25$  cm gewählt. Die Bemessung erfolgt auf eine Streckenlast von 20 kN/m. Die verwendeten Baustoffe sind ein Beton der Güte C25/30 und ein Betonstahl B550 für die Bewehrung. Die Bemessung ergibt eine erforderliche Biegebewehrung von  $10,2 \text{ cm}^2$  und eine Bügelbewehrung von  $3,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Für die Biegebewehrung werden  $5\text{Ø}16$  angesetzt ( $10,05 \text{ cm}^2$ ) und für die Querkraftbewehrung  $\text{Ø}8/15$  ( $6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Da für den Vergleich weniger das Erreichen einer genauen Tragfähigkeit, als die Bauteilsteifigkeit bedeutend ist, kann die erforderliche Bewehrung leicht unterschritten

werden.

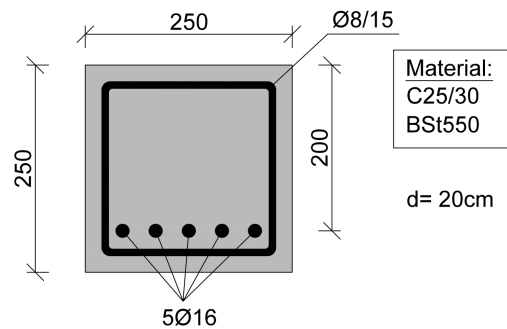


Abbildung 4.51: Vergleichsquerschnitt: Stahlbeton 25x25 cm

Für diesen Bauteil, mit dem in Abb. 4.51 dargestellten Querschnitt, wurde ebenfalls eine ATENA Simulation durchgeführt, mit einer Last-Verformungs-Kurve als Ergebnis. Diese ist in Abb. 4.52 grün aufgetragen. Zum Vergleich sind die Arbeitslinien der Bauteile V3 und V6 (trajektorienbewehrt; schlaff/vorgespannt) dargestellt.

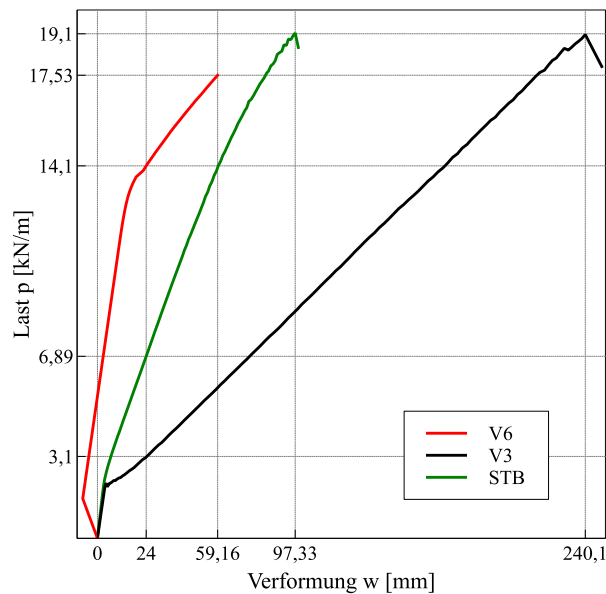


Abbildung 4.52: Vergleich zwischen TRUHPC und Stahlbeton Bauteilen

Der Stahlbetonträger erreicht mit einer Traglast von 19,1 kN/m das gleiche Lastniveau wie der schlaff bewehrte Vergleichsbauteil aus TRUHPC. Während im Zustand I das Verformungsverhalten der Bauteile ungefähr gleich ist, fällt die Steifigkeit des TRUHPC Trägers im Zustand II deutlich stärker ab. Die Endverformung liegt unter der Hälfte der des TRUHPC Trägers, während das erreichte Lastniveau bei der Gebrauchstauglichkeitsgrenze mehr als doppelt so hoch ist.

Das lässt sich mit dem Trägheitsmoment des Querschnitts erklären, welches im Zustand II von der statischen Nutzhöhe, der Betondruckzone, der Bewehrungsmenge und deren Steifigkeit abhängt (siehe Formel 4.1).

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{3} + A_{s1} \cdot \alpha_s \cdot (d - x)^2 \quad (4.1)$$

mit

$b$	Druckzonenbreite
$x$	Druckzonenhöhe
$d$	statische Nutzhöhe
$A_{s1}$	Bewehrungsfläche
$\alpha_s$	E-Modul Verhältnis Bewehrung/Beton

Wie der folgende Vergleich zeigt, ist für die unterschiedlich hohen Steifigkeiten der Anteil des Trägheitsmomentes, der die Dehnsteifigkeit der Bewehrung berücksichtigt, maßgebend:

- Stahlbetonquerschnitt:

$$\text{Bewehrungsfläche: } A_{s1} = 10,05 \text{ cm}^2 (5\phi 16)$$

$$\text{E-Modul: } E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\text{Dehnsteifigkeit: } E_s A_s = 211 \text{ MN}$$

- TRUHPC Querschnitt:

$$\text{Bewehrungsfläche: } A_{CFK} = 1,2 \text{ cm}^2 (2\phi 8 + \text{Textil})$$

$$\text{E-Modul: } E_{CFK} = 250000 \text{ MPa}$$

$$\text{Dehnsteifigkeit: } E_{CFK} A_{CFK} = 30 \text{ MN}$$

Die Dehnsteifigkeit der Stahlbewehrung ist somit um einen Faktor 7 höher. Die statische Nutzhöhe, welche für die Berechnung des Trägheitsmomentes quadratisch einfließt, ist bei dem Stahlbetonquerschnitt aufgrund der höheren Betondeckung geringer, jedoch ist der Unterschied zum TRUHPC Querschnitt nicht allzu groß ( $d_{STB} = 20 \text{ cm}$ ;  $d_{TRUHPC} = 23 \text{ cm}$ ). Der Steifigkeitsunterschied kann somit mit der deutlich größeren Querschnittsfläche der Stahlbewehrung begründet werden.

Der vorgespannte TRUHPC Träger weist hingegen noch geringere Verformungen auf, und kann eine rund doppelt so hohe Last bei einer Verformung von 1/250 aufnehmen. Die Vorspannung erlaubt es demnach mit einem TRUHPC Querschnitt ein besseres Verformungsverhalten zu erzielen und dabei erhebliche Mengen an Material einzusparen. Dies verdeutlicht ein Gewichtsvergleich der beiden Bauteile:

- Stahlbetonquerschnitt:

Beton:	$A_c = 25 \cdot 25 = 625 \text{ cm}^2$	$\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
	$m_c = 0,0625 \cdot 2400 = 150 \text{ kg/lfm}$	
Bewehrung:	$A_{s1} = 10,05 \text{ cm}^2$ (5 $\Phi$ 16)	$\rho_s = 7800 \text{ kg/m}^3$
	$V_{Bü} = \frac{100}{15} \cdot 88 \cdot 0,5 = 293 \text{ cm}^3/\text{m}$ ( $\Phi$ 8/15)	(Bügelänge: $l = 88 \text{ cm}$ )
	$m_s = (10,05 + 2,93) \cdot 10^{-4} \cdot 7800 = 10,12 \text{ kg/lfm}$	
Gesamt:	$\mathbf{m_{ges} = 150 + 10,12 = 160,1 \text{ kg/lfm}}$	

- TRUHPC Querschnitt:

Beton:	$A_c = 30 \cdot 4 + 16 \cdot 3 + 5 \cdot 8 = 208 \text{ cm}^2$	$\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
	$m_c = 0,0208 \cdot 2500 = 52 \text{ kg/lfm}$	
Bewehrung:	$A_{STAB} = 2 \text{ cm}^2$ (4 $\Phi$ 8)	$\rho_{CFK} = 1800 \text{ kg/m}^3$
	$V_{TEX} = 306 \text{ cm}^3/\text{m}$	
	$m_{CFK} = (2 \cdot 10^{-4} + 306 \cdot 10^{-6}) \cdot 1800 = 0,91 \text{ kg/lfm}$	
Gesamt:	$\mathbf{m_{ges} = 52 + 0,91 = 52,9 \text{ kg/lfm}}$	

Das Bauteilgewicht kann mit dem TRUHPC Querschnitt um rund 2/3 reduziert werden. Dies ist eine beträchtliche Gewichtsersparnis, bei gleichzeitiger Erfüllung hoher Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

# Kapitel 5

## Fazit

### 5.1 Zusammenfassung

Das Hauptziel dieser Studie war es, den Einfluss der Trajektorienbewehrung und der Vorspannung auf das Tragverhalten von TRUHPC Bauteilen zu untersuchen. Zusätzlich wurde das Verhalten der Bauteile als Alternative zu konventionellen Stahlbetonträgern analysiert und bewertet.

Die Ergebnisse lassen zum Nutzen einer Trajektorienbewehrung eine klare Aussage treffen, wobei man zwischen vorgespannten und nicht vorgespannten Bauteilen strikt differenzieren muss. Bei vorgespannten Bauteilen ist der Einfluss der angepassten Bewehrungsführung vernachlässigbar gering. Sämtliche vorgespannten Varianten zeigen ein sehr ähnliches, verformungsarmes Tragverhalten. Nicht vorgespannte Bauteile, bei denen die Spannungstrajektorien deutlich stärker geneigt sind, zeigen tatsächlich ein verbessertes Tragverhalten, wenn die Bewehrung entlang der Hauptzugspannungen verläuft. In niederen Lastniveaus, bei denen die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit erfüllt sind, ist jedoch auch hier der Unterschied zu dem orthogonal bewehrtem Bauteil vernachlässigbar gering.

Als wesentlich bedeutender zur Verbesserung des Bauteilverhaltens erweist sich die Methode der Vorspannung. Lastniveaus im Bereich der Gebrauchstauglichkeit können durch die erhebliche Steigerung der Bauteilsteifigkeit nahezu auf ein fünffaches erhöht werden. Die Überdrückung des Querschnitts sorgt dafür, dass der Übergang in den Zustand II erst bei viel höheren Laststufen eintritt, wodurch die höhere Steifigkeit im Zustand I wesentlich besser ausgenutzt werden kann. Die durch die Vorspannung erzeugte Überhöhung des Bauteils trägt ebenfalls einen nicht zu vernachlässigenden Teil bei, die Verformungen gering zu halten.

Die TRUHPC-Bauweise erweist sich demnach im Vergleich zu konventionellen Stahlbetonbauteilen als eine sehr leistungsfähige, materialsparende Alternative, vor allem in der vorgespannten Ausführung. Die hohe Festigkeit und Dauerhaftigkeit der Baustoffe erlaubt es schlanke Querschnitte mit sehr geringen Bauteildicken zu fertigen, sodass Bauteilmassen auf ein Drittel reduziert werden können.

Die geringere Menge an hochfester Bewehrung mit einer zu Stahl vergleichbaren Steifigkeit geht bei schlaff bewehrten Trägern mit einem Verlust an Bauteilsteifigkeit einher, sodass ohne

Vorspannung mit größeren Verformungen zu rechnen ist. Vorgespannt erreicht der TRUHPC Träger hingegen geringere Verformungen als der Stahlbetonträger, bei einer vergleichbaren Tragfähigkeitslast. Einer der großen Vorteile des TRUHPC Querschnitts, nämlich der effiziente Materialeinsatz, kommt somit erst durch die Vorspannung besonders gut zur Geltung.

## 5.2 Schlussfolgerung

Die kritische Bewertung der Ergebnisse führt zu der Konklusion, dass das Konzept der Trajektorienbewehrung zwar seine Berechtigung und mechanische Sinnhaftigkeit besitzt, jedoch für die Baupraxis derzeit nur bedingt zielführend erscheint. Die Spannungstrajektorien im Bauteil sind für verschiedene Laststellungen unterschiedlich, sodass die Bewehrungsführung lastspezifisch gewählt werden muss. Eine Trajektorienbewehrung ist somit für Bauteile mit wandernden Einzellasten oder veränderlichen Streckenlasten nicht realisierbar, womit letztlich nur der Fall einer (überwiegend) konstanten Gleichlast relevant ist.

Für die serienmäßige Herstellung von TRUHPC Fertigteilen, kann durch einen hohen Grad an Automatisierung in der Produktion der Mehraufwand einer angepassten Bewehrung vertretbar erscheinen, sodass in diesem Bereich durchaus Potential vorliegt. Allerdings sei nochmal betont, dass die Motivation einer neuen Bauweise mit leistungsstarken Materialien in der hohen Ausnutzung und Effizienz der Baustoffe liegt, und diese am besten durch die Vorspannung erreicht wird.

Leistungsfähige, vorgespannte Bauteile mit geringen Bauhöhen lassen durch die sehr flach geneigten Spannungstrajektorien wenig Spielraum für große Anpassungen des Bewehrungsverlaufes. Die Versuche zeigen, dass ein zu den Bauteilkanten paralleles Bewehrungsgitter einen Großteil der Risse senkrecht kreuzt, und somit optimal eingesetzt ist. Durch die Vorspannung wird die Stabbewehrung in ihrer Tragfähigkeit voll ausgenutzt und auch der UHPC zeigt hohe Ausnutzungsgrade, sodass ein große Effizienz im Materialeinsatz vorliegt.

Die TRUHPC-Bauweise ermöglicht eine beträchtliche Materialersparnis, welche nicht nur zu einer massiven Gewichtsreduktion der Bauteile führt, sondern eine Reihe an weiteren Vorteilen mit sich bringt. Der gezielte, effiziente Materialeinsatz stellt eine Möglichkeit zu einer ressourcenschonenden Bauweise dar, welche die Stärken der einzelnen Komponenten maximal ausschöpft. Dies ist ein besonders wichtiger Aspekt für die Zukunft von Betontragwerken als nachhaltige, umweltverträgliche Konstruktionen. Ein geringerer Materialverbrauch bedeutet nicht zuletzt eine Kostenersparnis, welche vor allem bei einer serienmäßigen Produktion großer Stückzahlen zum Tragen kommt. Fertigteile mit einem reduzierten Gewicht optimieren nicht nur den Herstellungsprozess, sondern reduzieren auch Kosten und Aufwand beim Transport und der Montage.

## 5.3 Ausblick

Die Anwendung von textilen Bewehrungselementen aus Hochleistungsfasern eröffnet ein enormes Feld an neuen Möglichkeiten, das aktuell die Forschung beschäftigt. Diese können auch über das reine mechanische Tragverhalten, oder die Dauerhaftigkeit des Textilbetons hinausgehen.



Forschungsprojekte in Deutschland beschäftigen sich beispielsweise mit Möglichkeiten zur Nutzung der elektrischen und thermischen Leitfähigkeit von Carbonfaserbewehrungen. Denkbare Anwendungen reichen von der Datenübertragung, der Inkorporation von Messtechnik, bis hin zur Kühlung oder Heizung der Bauteile über die Bewehrung.

Im Sinne von materialgerechtem Konstruieren steckt im Konzept der Trajektorienbewehrung großes Potential. Neue, leistungsstarke Baustoffe wie TRUHPC bieten dabei optimale Bedingungen, um die Theorie in die Praxis umzusetzen. Die leichte, formbare Bewehrung ermöglicht realitätsnahe Abbildungen von Spannungszuständen in Bauteilen, während der dichte Ultrahochleistungsbeton zu beliebig komplexen Formen gestaltet werden kann.

Je nach Konstruktion muss bei der Anwendung von komplexen Bemessungskonzepten oder Bauweisen zwischen Nutzen und Mehraufwand abgewogen werden. Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen zwar einen geringen Vorteil der Trajektorienbewehrung bei schlanken, vorgespannten Bauteilen; ihre Wirkung konnte jedoch bei größeren Spannungsgradienten beobachtet werden. Für Querschnitte mit größeren Bauhöhen, wandartige Träger sowie für diverse Diskontinuitätsbereiche in Bauteilen kann die Trajektorienbewehrung einen großen Beitrag leisten, eine effiziente und materialgerechte Bauweise zu fördern.

# Literaturverzeichnis

- [1] *Kompetenzzentrum Textilbeton RWTH Aachen*. <http://www.textilbeton-aachen.de>, Abruf: 19.10.2016
- [2] *DIN EN 206-1: Beton-Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. Deutsches Institut für Normung e. V., 2001
- [3] VEREINIGUNG DER ÖSTERREICHISCHEN ZEMENTINDUSTRIE: *Zement Fundament der Zukunft - Nachhaltigkeitsbericht der Österreichischen Zementindustrie 2004*. 2004. – Forschungsbericht
- [4] *History of Reinforced Concrete Design*. <http://engineerstandpoint.blogspot.co.at>. Version: 2012, Abruf: Mai 2016
- [5] *Handbuch Faserverbundkunststoffe/Composites; Grundlagen, Verarbeitung, Anwendungen*. 4. Wiesbaden : AVK Industrievereinigung Verstärkte Kunststoffe e. V., 2013. – ISBN 978-3-658-02755-1
- [6] *solidian*. <http://www.solidian.com/produkte/ebene-bewehrung/>. Version: 2017, Abruf: 15.02.2017
- [7] *Das System Hennebique*. <https://www.espazium.ch/das-system-hennebique>. Version: September 2015, Abruf: Juni 2016
- [8] BRAMESHUBER, Wolfgang ; MOTT, Rebecca ; HEGGER, Josef ; VOSS, Stefan ; GRIES, Thomas ; BARLÉ, Marijan ; BÖHM, Stefan ; HARTUNG, Ilko: *Serielle Stückfertigung von Bauteilen aus textildbewehrtem Beton*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Nr. 2, S. 64–72. – ISSN 1437–1006
- [9] BURTSCHER, Stefan L.: *Faserverbundwerkstoffe - Betonbau 3*. Technische Versuchs- und Forschungsanstalt GmbH, 2013
- [10] CERVENKA, Vladimír ; JENDELE, Libor ; CERVENKA, Jan: *ATENA Program Documentation - Theory*. (2011)
- [11] CHERIF, Chokri: *Textile Werkstoffe für den Leichtbau*. Springer, 2011
- [12] EL-HACHA, R: *Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons (ACI 440.4 R-04)* / American Concrete Institute. 2005. – Forschungsbericht. – 1–8 S.

- [13] FORSTLECHNER, Franz X. ; FREYTAG, Bernhard ; PETERS, Stefan: Spannbett-Vorspannung dünner Carbonbeton-Platten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Nr. 6, S. 419–428. – ISSN 1437–1006
- [14] HEGGER, Josef ; HORSTMANN, Michael ; VOSS, Stefan ; WILL, Norbert: Textilbewehrter Beton: Tragverhalten, Bemessung und Anwendung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 6, S. 362–370
- [15] HORVATITS, Johann: *Segmentierte Vergussverankerung für Spannglieder mit Kohlenstofffaserverbundwerkstoff*, Technische Universität Wien, Diss., 2008
- [16] KAUFMANN, W.: *Entwicklung des Betonbaus*. ETH Zürich, 2015
- [17] KIRNBAUER, Johannes: *Der Vakuummischprozess zur Herstellung von Ultra High Performance Concrete*, Technische Universität Wien, Diss., 2013
- [18] KOLBITSCH, A.: *Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten*. Institut für Hochbau und Technologie, Technische Universität Wien, 2013
- [19] KOLLEGGER, Johann: *Skriptum zur Vorlesung Betonbau 2*. Institut für Tragkonstruktionen, Technische Universität Wien, 2014
- [20] KRÜGER, Markus: *Vorgespannter textilbewehrter Beton*, Universität Stuttgart, Diss., 2004
- [21] LORENZ, Enrico: *Endverankerung und Übergreifung textiler Bewehrungen in Betonmatrices*, TU Dresden, Diss., 2014
- [22] MANG, Herbert A. ; HOFSTETTER, Günter: *Festigkeitslehre*. Springer-Verlag, 2013
- [23] MOLTER, Matthias ; HEGGER, Josef: *Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*, RWTH Aachen, Diss., 2005
- [24] PAUSER, A.: *Der Brückenbau in der zweiten Jahrhunderthälfte; 100 Jahre Beton-und Bautechnik–Vom Beton- Eisen zum Spannbeton*. ÖVBB, 2007
- [25] POLÓNYI, Stefan: Zuviel Stahl im Beton? In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014), Nr. 9, S. 628–636
- [26] RICHTER, Thomas: *Hochfester Beton-Hochleistungsbeton*. Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf, 1999
- [27] ROTH, H.: *Die Entwicklung des Betonbaues im Hoch- und Tiefbau*. R. Kogler, H. Roth, R. Steininger, 1986
- [28] SCHEERER, Silke ; PROSKE, Dirk: *Stahlbeton for Beginners: Grundlagen für die Bemessung und Konstruktion*. Springer-Verlag, 2008
- [29] TESCHNER, Roman: *Glasfasern*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2013

- [30] VASIOS, Nikolaos: Nonlinear Analysis of Structures - The Arc Length Method: Formulation, Implementation and Applications. (2015)
- [31] VOSS, Stefan ; HEGGER, Josef: *Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textildbewehrtem Beton*, RWTH Aachen, Diss., 2008
- [32] WOLFFHARDT, Johannes: *Untersuchung der Druckfestigkeit und des E-Moduls von Normalbeton, HPC und UHPC unter Temperaturbelastung*, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2011
- [33] ZILCH, Konrad ; WEIHER, Hermann: Ingenieurbaukunst: 120 Jahre Spannbetonbau – von Doehring und Jackson bis heute. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Nr. 6, S. 422–430
- [34] ZILCH, Konrad ; ZEHETMAIER, Gerhard: *Bemessung im konstruktiven Betonbau; Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg: Berlin, Heidelberg, 2006

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Spannungsvektoren [22] . . . . .	4
2.2	Volumenelement im Hauptachsensystem [22] . . . . .	5
2.3	Spannungstrajektorien bei einem Einfeldträger unter Gleichlast [28] . . . . .	6
2.4	Spannungszustand (a) im lokalen System (b) im Hauptachsensystem . . . . .	6
2.5	Das System Hennebique [7] . . . . .	8
2.6	Bewehrungsführung am Einfeldträger nach Hyatt [27] . . . . .	8
2.7	Bewehrungserzeugnisse im 20. Jahrhundert . . . . .	9
2.8	Zulässige Eisen- bzw. Stahlspannungen in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts [24] . . . . .	10
2.9	Vergleich der Bewehrung um 1900 und heute . . . . .	13
2.10	Trajektorienbewehrung von biegebeanspruchten Bauteilen [25] . . . . .	14
2.11	Vorgespannter Durchlaufträger [19] . . . . .	14
2.12	Kräftegleichgewicht am Querschnitt [34] . . . . .	15
2.13	Fachwerkanalogie: Zug- und Druckstreben [34] . . . . .	16
2.14	Fachwerkanalogie für die Torsionsbemessung [34] . . . . .	16
2.15	Varianten für Stabwerksmodelle einer Wand mit Aussparung [19] . . . . .	17
2.16	Stabwerksmodell und Bewehrungsführung eines ausgeklinkten Auflagers [19] . . . . .	17
3.1	Unterteilung von Fasermaterialien [11] . . . . .	24
3.2	Schematische Darstellung des Düsenziehverfahrens [11] . . . . .	25
3.3	Herstellungsprozess von Carbonfasern auf Basis von PAN-Fasern [11] . . . . .	26
3.4	Kennwerte verschiedener Carbonfasertypen [5] . . . . .	27
3.5	Spannungs-Dehnungsverhalten verschiedener Fasern [9] . . . . .	29
3.6	Garnstrukturen [20] . . . . .	30
3.7	Sondergarntypen [1] . . . . .	30
3.8	Definition textiler Strukturen [20] . . . . .	31
3.9	Bindungstypen von Gelegen [1] . . . . .	32
3.10	Dreidimensionale Gelegetypen [1] . . . . .	33
3.11	Produktionstechniken: a) Laminierten, b) Gießen, c) Spritzen, d) Schleudern [8] . . . . .	35
3.12	Materialverhalten von Textilbeton mit verschiedenen Textilbewehrungen [14] . . . . .	36
3.13	Verbund von textilen Rovings im Beton [20] . . . . .	37

---

3.14	Verbundspannungen getränkter und ungetränkter Rovings in der Zementmatrix [21] . . . . .	37
3.15	Qualitativer Verlauf von Pull-Out-Versuchen mit getränkten (a) und ungetränkten (b) Rovings [20] . . . . .	38
3.16	Spannungs-Dehnungs-Diagramm: Dehnkörperversuch [1] . . . . .	39
3.17	Belastungen an Filamenten bei schiefwinkliger Zugbeanspruchung [23] . . . . .	40
3.18	Spannung- und Dehnungszustand an einem biegebeanspruchten Textilbeton Querschnitt [13] . . . . .	41
3.19	Fachwerkmodell für die Querkrafttragfähigkeit [23] . . . . .	42
3.20	Querschnitt eines Probekörpers [13] . . . . .	44
3.21	Momenten-Krümmungs-Diagramm von vorgespannten TRUHPC Platten. A: glatte Lamellen, B: besandete Lamellen [13] . . . . .	45
3.22	Geometrie der konisch segmentierten Vergussverankerung [15] . . . . .	45
4.1	Versuchsgeometrie . . . . .	48
4.2	TRUHPC optimierter Querschnitt . . . . .	48
4.3	Berechnungsquerschnitt . . . . .	49
4.4	Materialgesetz UHPC . . . . .	50
4.5	Materialgesetz Carbonfaserelemente . . . . .	51
4.6	CFK-Gelege: solidian GRID Q85/85 [6] . . . . .	52
4.7	Nichtlineare Finite Elemente Methoden [30] . . . . .	54
4.8	Hauptspannungen V1 im Zustand I . . . . .	56
4.9	Formfindung der Trajektorienbewehrung . . . . .	57
4.10	Bewehrungsverlauf mit Rissbild . . . . .	58
4.11	Hauptspannungen V4 im Zustand I . . . . .	59
4.12	Spannungsbild und Trajektorienbewehrung . . . . .	60
4.13	Last-Verformungs-Diagramm V1 . . . . .	62
4.14	V1 - Hauptdruckspannungen im Beton . . . . .	62
4.15	V1 - Spannungen in der Bewehrung . . . . .	63
4.16	V1 - Rissbild beim Versagen . . . . .	63
4.17	V1 - Rissbreiten beim Versagen . . . . .	64
4.18	V1 - Rissbreiten (Y-Achse) beim Versagen . . . . .	64
4.19	Last-Verformungs-Diagramm V2 . . . . .	65
4.20	V2 - Hauptdruckspannungen im Beton . . . . .	65
4.21	V2 - Spannungen in der Bewehrung . . . . .	66
4.22	V2 - Rissbild beim Versagen . . . . .	66
4.23	V2 - Rissbreiten beim Versagen . . . . .	67
4.24	Last-Verformungs-Diagramm V3 . . . . .	67
4.25	V3 - Hauptdruckspannungen im Beton . . . . .	68
4.26	V3 - Spannungen in der Bewehrung . . . . .	68
4.27	V3 - Rissbild beim Versagen . . . . .	69

4.28	V3 - Rissbreiten beim Versagen . . . . .	69
4.29	V3 - Riss nach Überschreiten der Traglast . . . . .	70
4.30	Last-Verformungs-Diagramm V4 . . . . .	71
4.31	V4 - Hauptdruckspannungen im Beton . . . . .	71
4.32	V4 - Spannungen in der Bewehrung . . . . .	72
4.33	V4 - Rissbild beim Versagen . . . . .	72
4.34	V4 - Rissbreiten beim Versagen . . . . .	73
4.35	Last-Verformungs-Diagramm V5 . . . . .	73
4.36	V5 - Hauptdruckspannungen im Beton . . . . .	74
4.37	V5 - Spannungen in der Bewehrung . . . . .	74
4.38	V5 - Rissbild beim Versagen . . . . .	75
4.39	V5 - Rissbreiten beim Versagen . . . . .	75
4.40	Last-Verformungs-Diagramm V6 . . . . .	76
4.41	V6 - Hauptdruckspannungen im Beton . . . . .	76
4.42	V6 - Spannungen in der Bewehrung . . . . .	77
4.43	V6 - Rissbild beim Versagen . . . . .	77
4.44	V6 - Rissbreiten beim Versagen . . . . .	78
4.45	Last-Verformungs-Verhalten im Vergleich . . . . .	79
4.46	Übertragung von Schub- bzw. Hauptzugspannungen zwischen Untergurt und Steg	81
4.47	Textilspannungen im Randbereich des Trägers V3 . . . . .	82
4.48	V6 - Textilspannungen im Auflagerbereich . . . . .	83
4.49	V6 - Textilspannungen im Übergangsbereich . . . . .	83
4.50	Gebrauchstauglichkeit im Vergleich: vorgespannt/nicht vorgespannt . . . . .	84
4.51	Vergleichsquerschnitt: Stahlbeton 25x25 cm . . . . .	85
4.52	Vergleich zwischen TRUHPC und Stahlbeton Bauteilen . . . . .	85