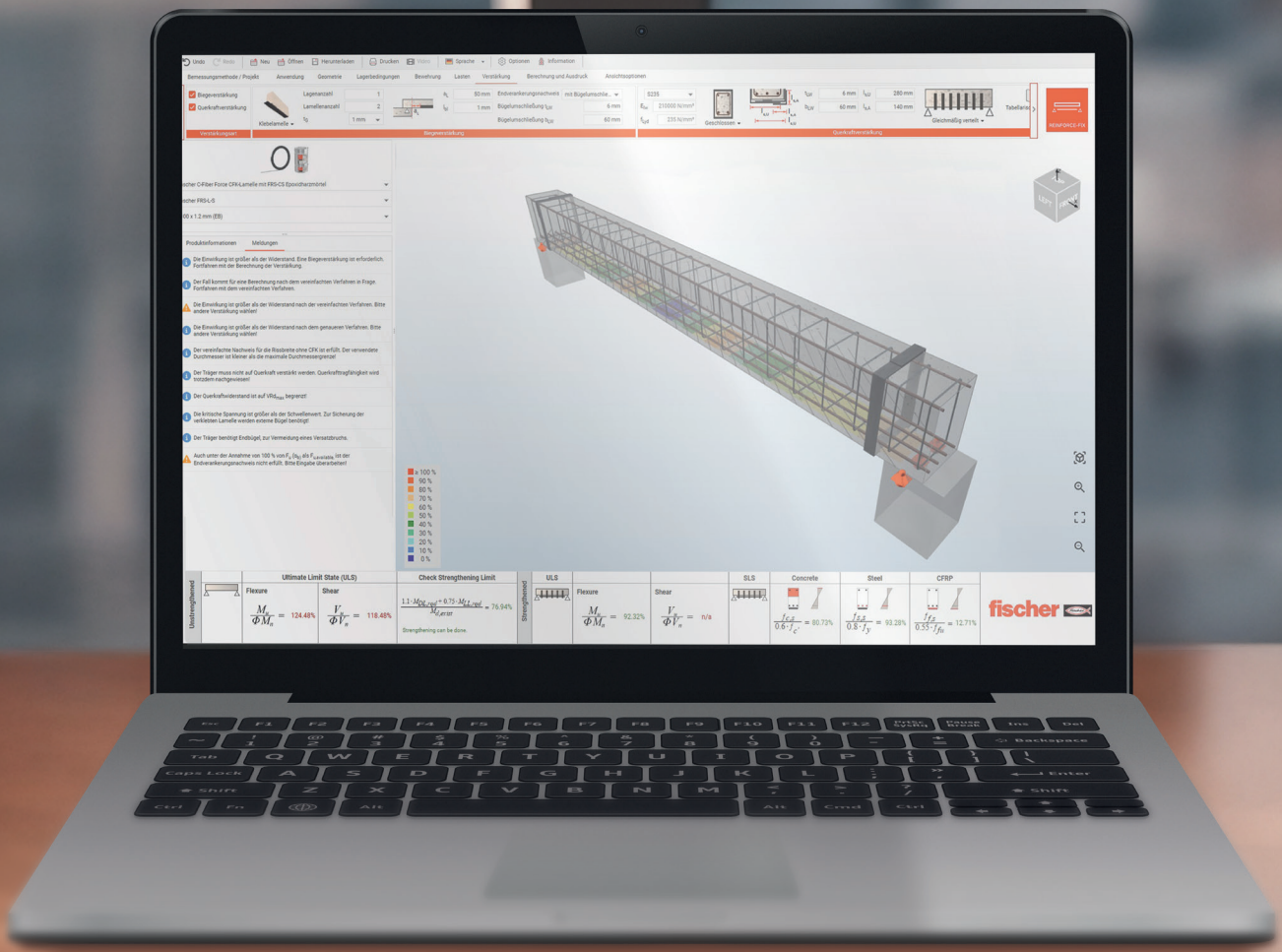
fischer

Expert Guide für Tragwerksverstärkung.

Technisches Handbuch für die Bemessung des C-Fiber-Force Verstärkungssystems gemäß DAfStb





REINFORCE-FIX

Our new planning assistant for structural strengthening

Experience a new generation of structural strengthening design

fischer.de/fixperience

Einleitung

Beton ist aufgrund seiner Druckfestigkeit, der einfachen Verarbeitung und der vielfältigen Planung einer der am häufigsten verwendeten Baustoffe im Baugewerbe weltweit. Allerdings benötigen Betonbauteile in der Regel eine Bewehrung, um die geringe Zug- und Schubfestigkeit auszugleichen. Stahlbewehrung ist aufgrund ihrer mechanischen Leistungsfähigkeit und Kosteneffizienz traditionell das Material der Wahl, was dazu führt, dass Stahlbeton eine skalierbare Materiallösung ist, die bei korrekter Planung einer Vielzahl unterschiedlicher Lastfälle standhalten kann. Bei zusätzlichen Verkehrslasten, Konstruktions- oder Ausführungsfehlern oder Änderungen an der Struktur kann eine Tragwerksverstärkung die bevorzugte Lösung sein.

Der hier vorliegende Expert Guide soll eine Hilfestellung geben bei der Bemessung von Tragwerksverstärkung von Bauteilen aus Beton in Übereinstimmung mit der aBG Z-36.1-91 und der ETA 24/0281 gemäß EAD 160086-01-0301. Das C-Fiber Force Verstärkungssystem mit aufgeklebten oder in Schlitze geklebten CFK-Lamellen ist für die Verstärkung von Betonbauteilen wie Träger, Platten, Wände und Stützen zugelassen. Es eignet sich für statische oder quasi-statische Belastungen.

Dieses Dokument enthält die Versuchs- und Bemessungsgrundlagen, Materialspezifikationen, Bemessungsgleichungen, Montageanleitungen, Verweise auf Bemessungshilfen für den lizenzierten Sachverständigen und Bemessungsbeispiele zu Referenzzwecken.

fischer bietet Systemlösungen mit dem neu eingeführten C-Fiber Force Verstärkungssystem mit CFK-Lamellen. Die Bemessung kann mit der fischer REINFORCE-FIX Bemessungssoftware, einem neuen Bemessungstool der bekannten FiXperience Suite, durchgeführt werden. Mit REINFORCE-FIX können Tragwerksplaner Rechteckträger für die Biege- und Querkraftverstärkung mit fischer CFK-Lamellen und Stahlbügeln nachweisen. Die Bemessung kann nach DAfStb Verstärkungsrichtlinie und ACI PRC-440.2-23 durchgeführt werden.

Gemeinsam mit unseren fischer Landesgesellschaften freuen wir uns auf Ihre Projektanfragen.



Sarah Kleiner, M.Sc.
Engineering, Software & Training
Business Unit Bauwerkssanierung



Hisham Keshta, M.Sc.
Engineering, Software & Training
Business Unit Bauwerkssanierung

ETA-24/0281 / aBG Z-36.1-91 / ICC-ES Evaluation Report (ESR-4774)
Approval Holder Information

fischerwerke GmbH & Co. KG
Klaus-Fischer-Straße 1
72178 Waldachtal
Deutschland
www.fischer.de

Inhalt

1. Verstärkungslösungen **6**
- 1.1 Biegeverstärkung 9
- 1.2 Querkraftverstärkung 13
- 1.3 Stützenverstärkung durch Umschnürung 15

2. Products for Structural Strengthening **17**
- 2.1 Aufgeklebte CFK-Lamellen FRS-L-S, FRS-L-H 18
- 2.2 In Schlitze verklebte CFK-Lamellen FRS-L-S NSM 18
- 2.3 Epoxidharzklebstoff FRS-CS 19
- 2.4 Epoxidreparaturmörtel FRS-PC 11 19
- 2.5 Haftbrücke FRS-BA 19
- 2.6 Reinigungsmittel FRS-CA 20
- 2.7 Komplementärprodukte 20

3. Materialparameter **22**
- 3.1 Experimentelle Materialparameter 22
- 3.2 Bemessungsmaterialparameters 23

4. Bemessung nach der DAfStb Verstärkungsrichtlinie **24**
- 4.1 Allgemein 24
- 4.2 Bemessungsgrundlagen 25
- 4.3 Bemessung und Konstruktion 28

5. REINFORCE-FIX **43**
- 5.1 Benutzeroberfläche und Optionen 43
- 5.2 Bemessungsmethode/Projekt 45
- 5.3 Anwendung 45
- 5.4 Geometrie 45
- 5.5 Lagerbedingungen 46
- 5.6 Bewehrung 47
- 5.7 Lasten 49
- 5.8 Verstärkung 50
- 5.9 Berechnung und Ausdruck 51
- 5.10 Ansichtsoptionen 51

6. Bemessungsbeispiele gemäß DafStb Verstärkungsrichtlinie **52**
- 6.1 Beispiel 1: Verstärkung eines Einfeldträgers mit Plattenbalken-Querschnitt mit Klebelamellen 52
- 6.2 Beispiel 2: Verstärkung eines Platten-Einfeldträgers mit aufgeklebten CFK-Lamellen 108
- 6.3 Beispiel 3: Lokale Verstärkung einer nachträglichen Aussparung einer Platte mit aufgeklebten CFK-Lamellen 154

7. Montageanleitungen **164**

8. Besondere Prüfanforderungen **165**

9. Verweise **166**

10. Danksagung **166**

1. Verstärkungslösungen

1

Neue Anforderungen mit erhöhten Lasten, strengeren Sicherheitsanforderungen, Umnutzung von Gebäuden, Platzmangel in Großstädten, Restaurierung historischer Gebäude, Schäden, die zu korrodierten Bauteilen führen, Ausführungs- und Konstruktionsfehler oder seismische Belastungen - all dies kann dazu führen, dass das Tragwerk nicht mehr standsicher ist und verstärkt werden muss.
Betrachten wir als Beispiel die Umnutzung einer Wohnung in ein Büro. Für die neue Nutzung wird ein Aufzug benötigt, weshalb eine neue Öffnung in der bestehenden Decke erforderlich ist. Zudem sind die Verkehrslasten für die Büronutzung höher als ursprünglich für die Wohnnutzung angenommen. Folglich wird die Ausnutzung der Bauteile überschritten. Die Lösung besteht in der Verstärkung des Tragwerks: Die neue Öffnung für den zusätzlichen Aufzug wird mit CFK-Lamellen verstärkt, die Stützen werden mit CF-Gelege umwickelt, die Decken und Unterzüge können mit CFK-Lamellen auf Biegung verstärkt werden. Beton, Stahlbewehrung und CFK spielen in Tragwerken jeweils unterschiedliche Rollen.



Abb. 1 – Gebäude mit Biege- und Querkraftverstärkung

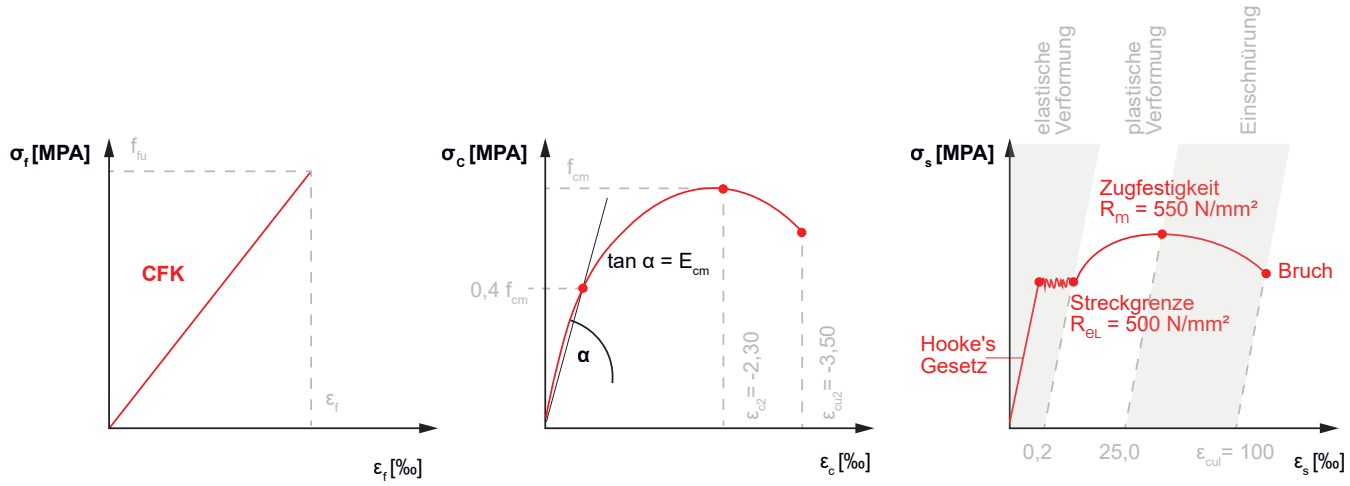


Abb. 2 – Spannungs-Dehnungs-Diagramme - links: CFK, Mitte: Beton, rechts: Betonstahl

Die Stahlbewehrung zeichnet sich durch eine hohe Anfangssteifigkeit aus und entwickelt oberhalb der Streckgrenze eine beträchtliche Duktilität, die sie zu einem wirksamen Mittel zur Energieaufnahme und zum Widerstand gegen Zugspannungen im Stahlbeton macht. Im Gegensatz dazu zeigt Beton ein nichtlineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten: Er ist in Druckrichtung sehr stark, in Zugrichtung jedoch relativ schwach, weshalb eine Bewehrung erforderlich ist, um die Zugspannungen zu kontrollieren und sprödes Versagen zu verhindern. CFK hingegen zeichnet sich durch hohe Steifigkeit und Festigkeit bei nahezu keiner plastischen Verformung aus, was eine effiziente Lastverteilung und eine höhere Zugfestigkeit als bei Stahl ermöglicht. Zusammen bilden diese Materialien ein Verbundsystem, in dem der Beton die Drucklasten aufnimmt und die Stahlbewehrung und CFK die Zugspannungen absorbieren, wodurch der Gesamtwiderstand des Bauteils insgesamt erheblich verbessert wird.

CFK nimmt in erster Linie die zusätzliche Last auf und erhöht die Gesamttragfähigkeit und Steifigkeit des Bauteils. Durch die Verstärkung mit CFK behält der Stahl auch bei erhöhter Belastung sein duktiles Verhalten bei. Die CFK-Verstärkung, die ein höheres Elastizitätsmodul und einen größeren Abstand von der neutralen Achse aufweist, entwickelt unter denselben Belastungsbedingungen höhere Dehnungen und Spannungen. Dadurch kann die Verstärkung erhebliche Lasten abtragen und die Stahlbewehrung unterstützen.

Dieser kombinierte Ansatz nutzt die Stärken beider Werkstoffe: CFK erhöht die Tragfähigkeit und Steifigkeit, während Stahl seine Duktilität beibehält und sprödes Versagen verhindert. Die Kombination von CFK und Stahlbewehrung führt zu einem ausgewogenen und widerstandsfähigen Tragwerk, das höheren Belastungen standhalten kann, Sicherheit gewährleistet und die Dauerhaftigkeit erhöht.

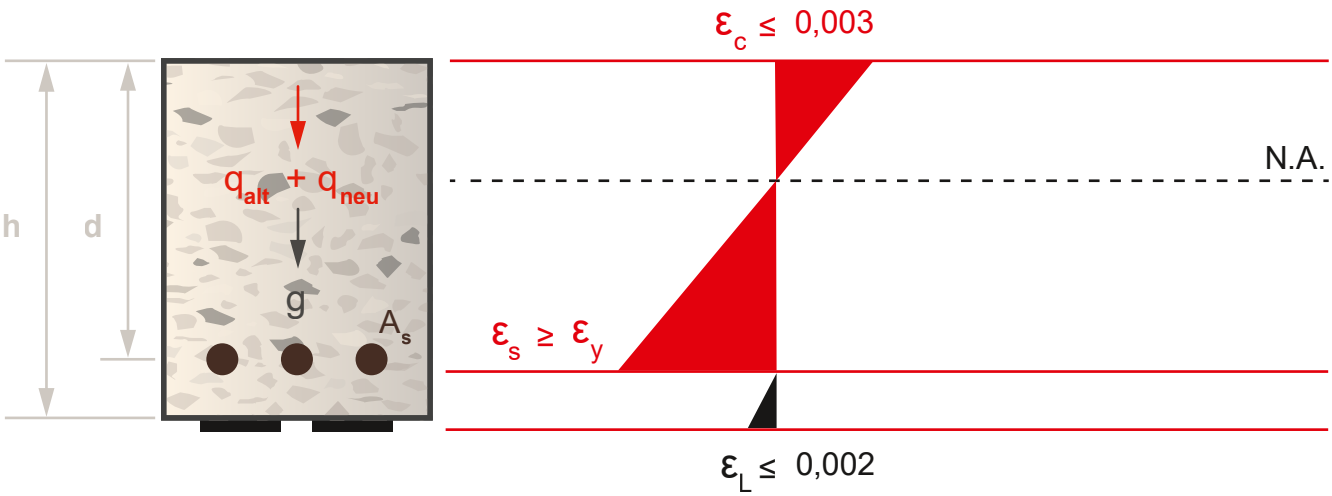
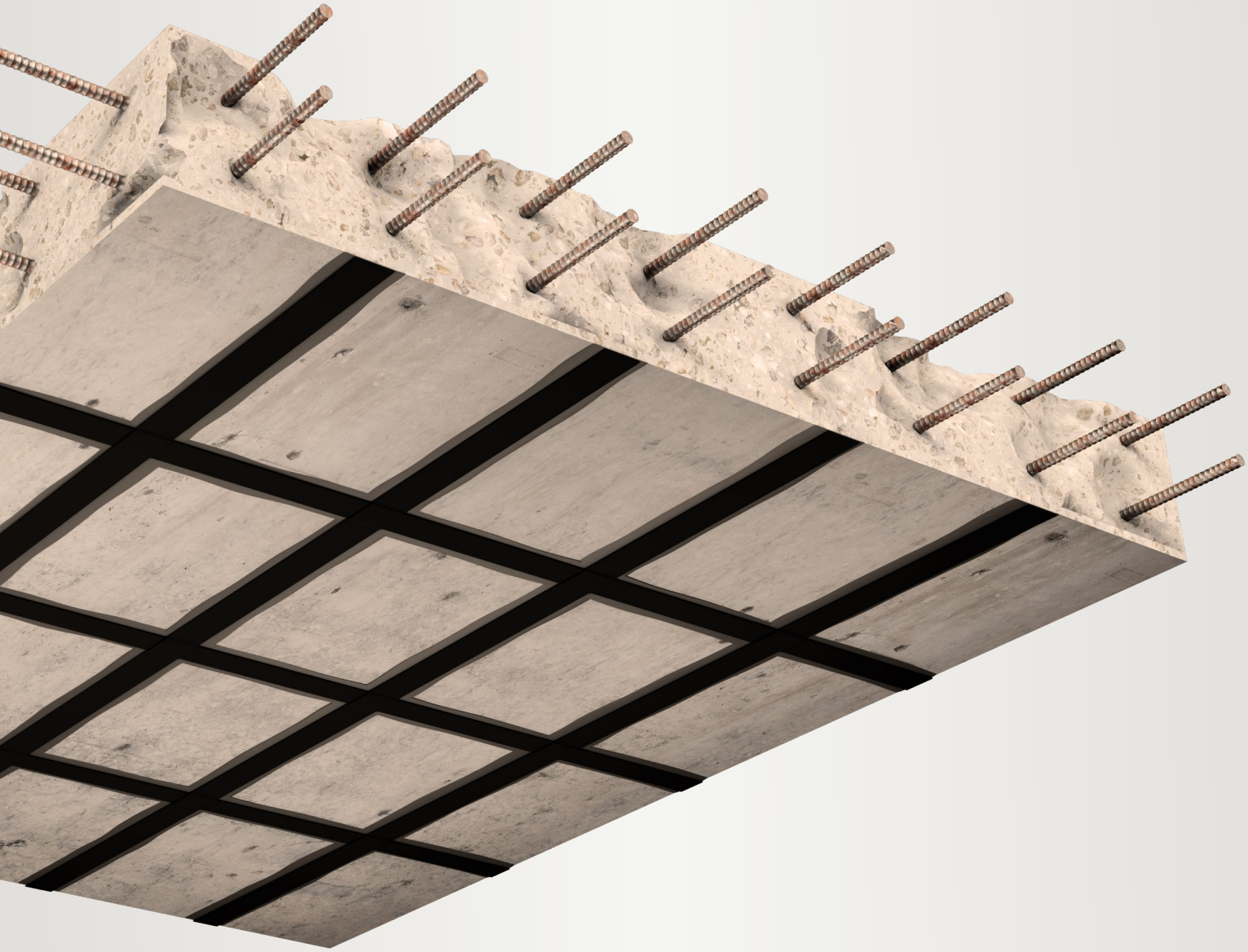


Abb. 3 - Verteilung der Dehnungen in Beton, Bewehrungsstahl und CFK

1



1.1 Biegeverstärkung

Rechteck- und T-Träger, Platten und Wände sind Bauteile, die typischerweise Biegebelastungen ausgesetzt sind. Diese Lasten führen zu einer Biegung, die Zugspannungen in den unteren Fasern und Druckspannungen in den oberen Fasern des Querschnitts erzeugt.



Abb. 4 – Links: unverstärkter Träger, rechts: biegeverstärkter Träger

In Abb. 4, links, wird ein einfacher Balken gleichmäßig belastet, was zu einer parabelförmigen Momentverteilung führt, wobei der Druck vom Beton und der Zug von der Stahlbewehrung aufgenommen wird. Wenn die einwirkende Last die Tragfähigkeit übersteigt, können diese Bauteile mit Lamellen oder Gelege aus Kohlenstofffasern verstärkt werden, um die Zugfestigkeit und die Gesamtleistung zu erhöhen.

Mit einem umfassenden Verständnis des Verhaltens von Beton, Stahlbewehrung und CFK lässt sich nun verstehen, wie diese Materialien zusammenwirken, um die Tragfähigkeit von Bauwerken zu verbessern. Um den Anforderungen des modernen Bauwesens und der Infrastruktur gerecht zu werden, bietet fischer eine Reihe innovativer Produkte an, die speziell für die Biegeverstärkung entwickelt wurden. Unsere CFK-Lamellen und CF-Gelege (*CF-Gelege mit ICC-Zulassung) sind so konzipiert, dass sie eine höhere Tragfähigkeit, Steifigkeit und eine verbesserte Dauerhaftigkeit erzielen. Diese Lösungen fügen sich nahtlos in bestehende Bauwerke ein und nutzen die hohe Festigkeit und Steifigkeit von CFK, um die Duktilität der Stahlbewehrung zu ergänzen und dauerhafte und belastbare Ergebnisse für eine
Vielzahl von Anwendungen zu gewährleisten.

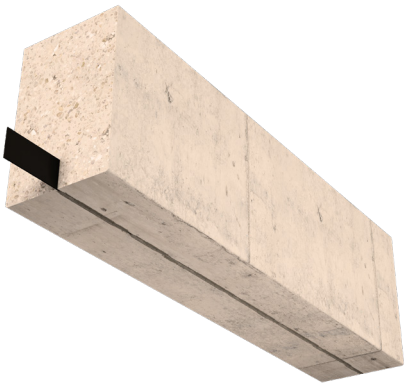
C-Fiber Force Verstärkungssystem

1

Aufgeklebte CFK-Lamellen FRS-L-S & FRS-L-H
- 50 × 1,2 mm (width × thickness)
- 75 × 1,2 mm
- 100 × 1,2 mm
- 50 × 1,4 mm
- 75 × 1,4 mm
- 100 × 1,4 mm



In Schlitze geklebte CFK-Lamellen FRS-L-S
- 20 x 1,2 mm (width × thickness)
- 15 x 1,4 mm
- 10 x 1,7 mm



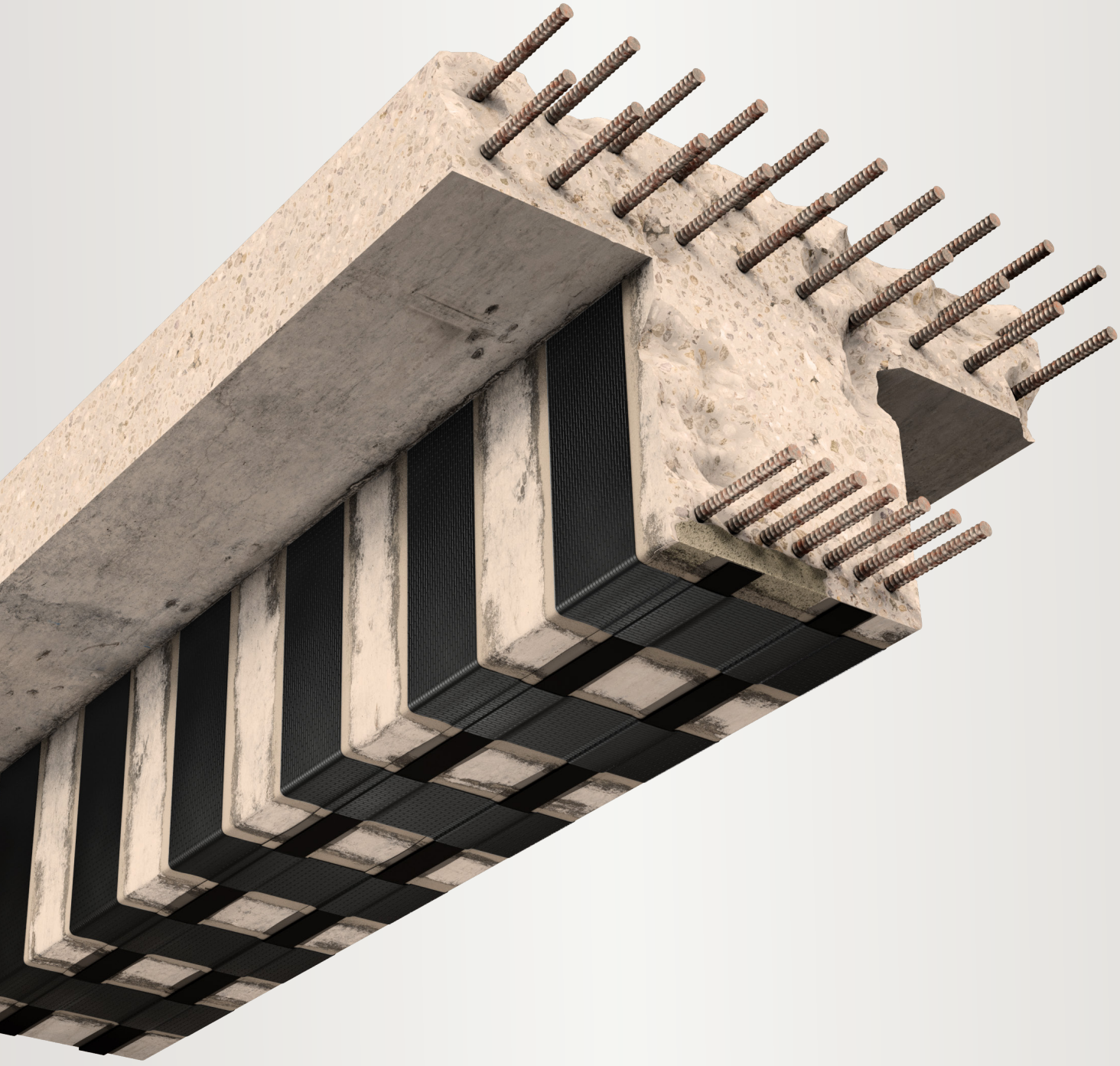
Aufbeton mit Beton-Beton Schubverbindern
UltraCut FBS II Betonschrauben
FCC Beton-Beton Schubverbinder
FCC-B Brückenkappenanker



Weitere Produktinformationen:
Katalog Tragwerksverstärkung


1

1



1.2 Querkraftverstärkung

Rechteck- und T-Träger sowie Wände sind typischerweise auf Schub beanspruchte Bauteile. Diese Lasten induzieren innere Zugkräfte, die zu diagonalen Rissen und potentiellem Versagen entlang der Querschnittsebene führen können. Wenn ein Träger gleichmäßig belastet wird, erreichen die Querkräfte ihr Maximum an kritischen Stellen, in der Regel in der Nähe der Auflager. Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton kann wiederum als die Fähigkeit verstanden werden, Zugkräften zu widerstehen. Ähnlich wie bei der axialen Bewehrung geht es bei der Verstärkung darum, die kritischen Bereiche, in diesem Fall in der Nähe der Auflager, einzuschließen, um die Querkrafttragfähigkeit des Systems zu erhöhen.

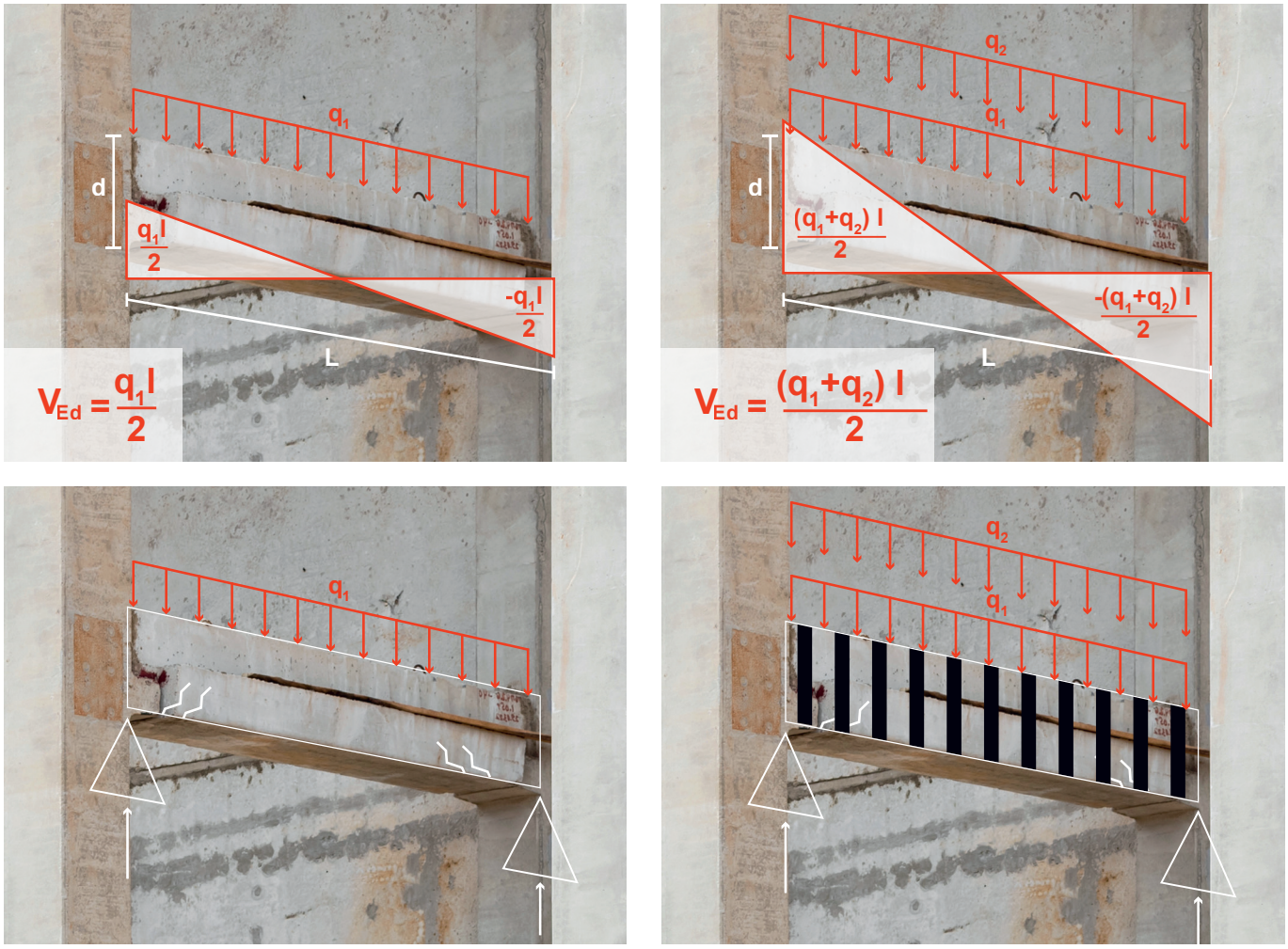


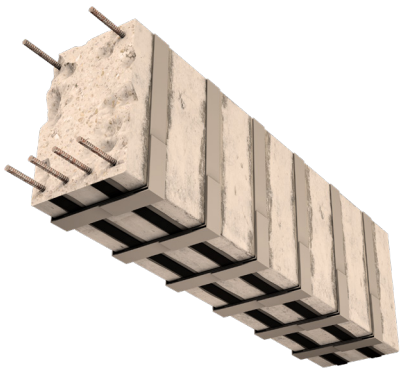
Abb. 5 – links: unverstärkter Träger, rechts: mit Querkraftverstärkung

Nach der deutschen DafStb Verstärkungsrichtlinie können Bauteile auf Querkraft mittels Stahlbügeln verstärkt werden. Es gibt dabei verschiedene Arten: geschlossene Bügel und nicht geschlossene Bügel. In Längsrichtung können sie vollflächig oder in Streifen verklebt werden. fischer bietet den für die Querkraftverstärkungslösung benötigten Epoxidharzklebstoff an.

Unsere Lösung für die Querkraftverstärkung:

Stahlbügel

· fischer FRS-CS



Weitere Produktinformationen:
Katalog Tragwerksverstärkung

1



1.3 Stützenverstärkung durch Umschnürung

Die axiale Belastung bezieht sich auf die Einwirkung von Kräften entlang der Längsachse eines Bauteils – etwa einer Stütze oder einer Wand – das sowohl Druck- als auch Zugbeanspruchungen ausgesetzt ist. Unter erheblichen axialen Druckbelastungen entstehen kritische Bereiche, in denen die inneren Kräfte in der Mitte maximale Druckspannungen erzeugen, die zu den Rändern hin abnehmen.

Diese kritischen Abschnitte stellen häufig Schwachstellen dar, an denen das Bauteil versagen kann, wenn es unzureichend entworfen oder konstruiert wurde. Typische Ursachen für ein Versagen unter axialer Belastung sind eine unzureichende Bewehrung, die zu Knicken oder Rissen führen kann, sowie eine schlechte Betonqualität, die die Fähigkeit des Bauteils, axialen Kräften standzuhalten, erheblich mindert.

Um diesen Problemen entgegenzuwirken, basieren wirksame Maßnahmen zur axialen Verstärkung auf einer CF-Umschnürung, um die Tragfähigkeit des Bauteils zu verbessern und ein Versagen unter axialer Belastung zu verhindern.



Abb. 6 – links: unverstärkte Stütze, rechts: umschnürte Stütze

fischer bietet CF-Gelege für die Stützenverstärkung an. Diese verfügen über eine ICC-Zulassung, jedoch keine ETA oder deutsche aBG.

Unsere Lösung für die Stützenverstärkung

CF-Gelege
fischer FRS-W U300 & FRS-W U600
- 500 mm (width)
- 200 mm (width)

Weitere Produktinformationen:
Katalog Tragwerksverstärkung





2. Produkte für die Tragwerksverstärkung

Das fischer C-Fiber Force Verstärkungssystem besteht aus zwei verschiedenen CFK-Systemlösungen für die Verstärkung von Beton nach der ETA-24/0281 gemäß EAD 160086-01-0301:

- aufgeklebte, unidirektionale CFK-Lamellen, bestehend aus zwei Typen CFK-Lamellen: die FRS-L-S CFK-Lamellen mit dem Standard E-Modul und die FRS-L-H CFK-Lamellen mit einem hohen E-Modul in jeweils sechs Geometrien mit Dicken von 1,2 mm bis 1,4 mm und Breiten von 50 mm, 75 mm und 100 mm. Die vorgefertigten CFK-Lamellen werden mit dem Zweikomponenten-Epoxidharzmörtel FRS-CS auf die Betonoberfläche geklebt.

- in Schlitze geklebte unidirektionale CFK-Lamellen FRS-L-S NSM in drei verschiedenen Geometrien 20 x 1,2 mm, 15 x 1,4 mm und 10 x 1,7 mm. Die vorgefertigten CFK-Lamellen werden mit dem Zweikomponenten-Epoxidharzmörtel FRS-CS bzw. FRS-CS 585 S in Schlitze des Betons geklebt.

Das C-Fiber Force Verstärkungssystem beinhaltet einen Reparaturmörtel FRS-PC 11 für die Betonreparatur vor der Verstärkung, inkl. einer Haftbrücke FRS-BA.

Informationen zu Produktgeometrien, Verpackungseinheiten, Zertifikaten und Bewertungen, Haltbarkeit und technischen Parametern finden Sie in den entsprechenden Produktkatalogen, technischen Datenblättern und Etiketten unter *www.fischer.de*.

Installationsanweisungen finden Sie in den entsprechenden Produkt-Installationsanleitungen der Hersteller, und können unter *www.fischer.de* sowie der jeweiligen länderspezifischen Homepage heruntergeladen werden. Für Montageschulungen und weitere technische Unterstützung wenden Sie sich bitte an Ihr lokales fischer Technikteam in einer der 52 Niederlassungen weltweit.

In diesem Abschnitt werden die in der aBG Z-36.1-91 enthaltenen und geregelten Produkte kurz beschrieben. Detaillierte Produktinformationen (Artikelnummer, Verkaufseinheiten usw.) und weitere technische Daten sind den entsprechenden Technischen Datenblättern, Katalogen und Broschüren zu entnehmen, die unter www.fischer.de abrufbar sind. Für die statische Bemessung und Berechnung sind die in der aBG Z-36.1-91 angegebenen technischen Parameter maßgebend.

2.1 Aufgeklebte CFK-Lamellen FRS-L-S, FRS-L-H



Die Klebelamellen FRS-L-S and FRS-L-H werden mit dem Expoxidharzklebstoff FRS-CS auf die Betonoberfläche aufgeklebt. Die Lamellen tragen zur zusätzlichen Tragfähigkeit der Bauteile bei.

- Tragwerksverstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen
- Vergrößerung der Fläche der Zugbewehrung des bestehenden Bauteils
- Gebäude, Infrastruktur und Parkdecks
- Träger, Betonplatten, Wände und Deckenöffnungen
- Die CFK-Klebelamellen sind in verschiedenen Geometrien erhältlich, passend für jeden Anwendungsfall.

2.2 In Schlitze verklebte CFK-Lamellen FRS-L-S NSM



Die FRS-L-S NSM Schlitzlamellen werden mit dem Epoxidharzklebstoff FRS-CS oder dem Injektionssystem FRS-CS 585 S in Betonfugen appliziert. Die Schlitzlamellen wirken als nachträglich angebrachte zusätzliche Zugbewehrung.

- Tragwerksverstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen
- Vergrößerung der Fläche der Zugbewehrung des bestehenden Bauteils
- Gebäude, Infrastruktur und Parkdecks
- Träger, Betonplatten, Wände und Deckenöffnungen
- Die CFK-Schlitzlamellen sind in verschiedenen Geometrien erhältlich, passend für jeden Anwendungsfall.

2.3 Epoxidharzklebstoff FRS-CS



FRS-CS ist ein zweikomponentiger, thixotroper Epoxidharzmörtel für die Installation der FRS-L-S, FRS-L-H und FRS-L-S NSM CFK-Lamellen.

- Erhältlich im Eimersystem mit 5 kg oder 10 kg Füllgewicht oder in Injektionskartusche mit 585 ml Füllvolumen
- Auch verwendbar als Nivelliermörtel ≤ 4 mm nach EN 1504

2.4 Epoxidreparaturmörtel FRS-PC 11



FRS-PC 11 ist ein Reparaturmörtel auf Epoxidbasis. Der Mörtel sollte in Kombination mit der Haftbrücke FRS-BA nass-in-nass aufgetragen werden, um einen guten Verbund zwischen neuem und altem Untergrund zu gewährleisten.

- Reprofilierung von Betonabplatzungen wie Kanten und Ecken - Nivellierung der Oberfläche von beschädigter Betondeckung
- Erhöhung der Betondeckung
- Maximale zulässige Schichtdicke: 30 mm

2.5 Haftbrücke FRS-BA



Die zweikomponentige, lösungsmittelfreie Haftbrücke auf Epoxidbasis sorgt für optimalen Verbund zwischen Betonreparaturmörtel und bestehendem Beton.

- Diffusionssperre durch dichte Struktur schützt eingebetteten Betonstahl vor Korrosion
- Erhältlich im Eimersystem mit 5kg Füllgewicht

2.6 Reinigungsmittel FRS-CA

Universal-Reinigungsmittel für die FRS-L-S, FRS-L-H und FRS-L-S NSM CFK-Lamellen und die verwendeten Werkzeuge.

- Entfernung von Schmutz und Rückständen insbesondere organischer Natur.
- Erhältlich in der 500 ml Dose

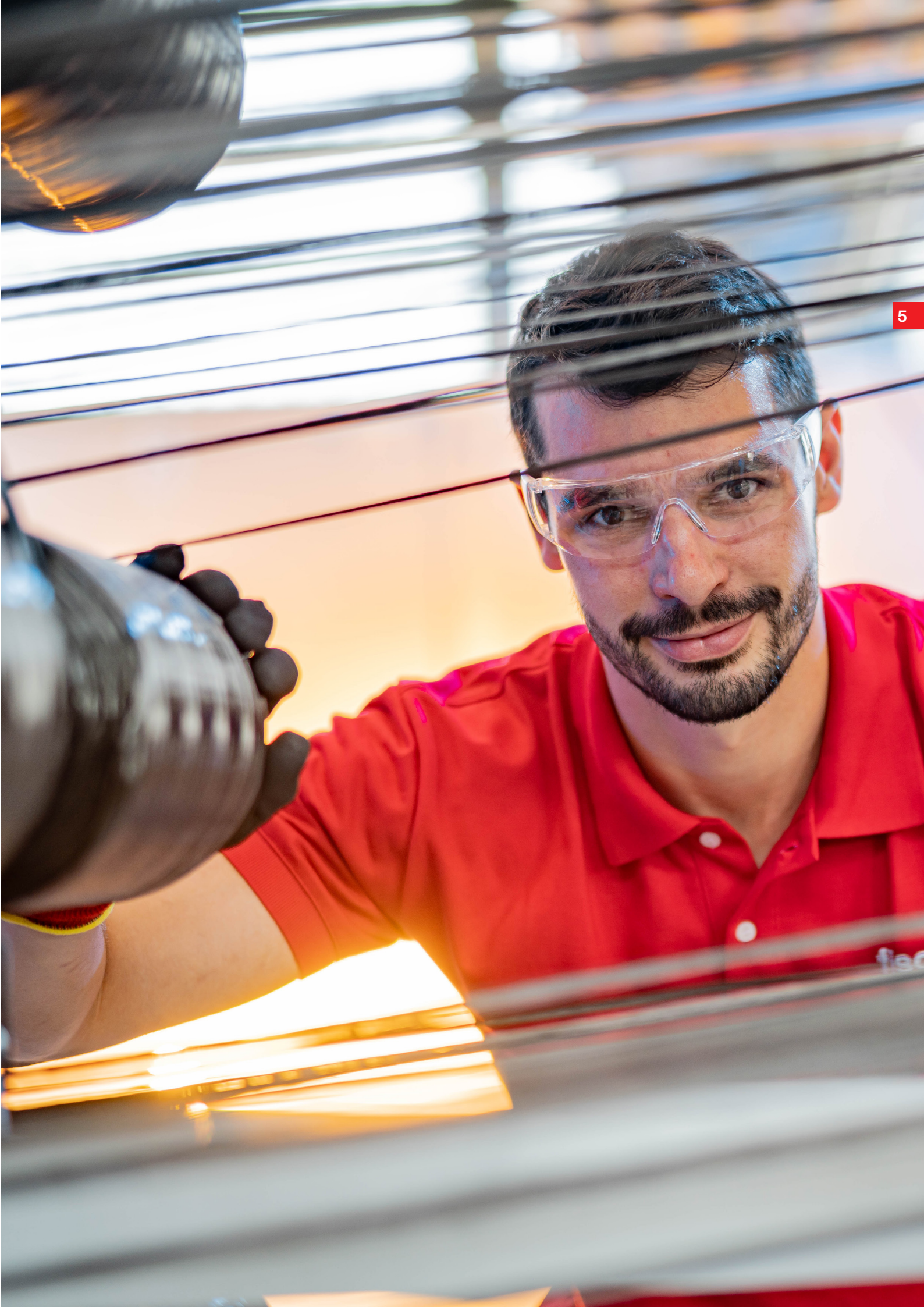


2.7 Komplementärprodukte

Es gibt eine Reihe zusätzlicher Produkte, die das C-Fiber Force Verstärkungssystem ergänzen. Diese Produkte sind zwar nicht im Geltungsbereich der ETA-Zulassung/ aBG enthalten, sind aber dennoch für eine umfassende Anwendung von großem Nutzen.

Beispiele hierfür sind FRS-FP Rauchschutzbeschichtung, FRS-SF UV-Schutzbeschichtung.





3. Materialparameter

Dieses Kapitel gibt einen detaillierten Überblick über die Materialparameter. Die experimentellen Materialparameter sind in Kapitel 3.1 aufgeführt. Kapitel 3.2 zeigt die für die statische Berechnung relevanten Parameter.

3.1 Experimentelle Materialparameter

Tab. 1 – FRS-L-S Aufgeklebte & FRS-L-S NSM in Schlitze geklebte CFK-Lamellen

Eigenschaft	Versuchsnorm	Ergebnis	Einheit
Zugfestigkeit	EN 2561	170	MPa
E-Modul (Zug)	EN 2561	3000	GPa
Bruchdehnung	EN 2561	1,7	%
Glasübergangstemperatur	EN 12614	110	°C
Interlaminare Scherfestigkeit	EN ISO 14130	77	MPa

Lamellendicke: 1,2 mm, 1,4 mm oder 1,7 mm.

Tab. 2 – FRS-L-H Aufgeklebte CFK-Lamellen

Eigenschaft	Versuchsnorm	Ergebnis	Einheit
Zugfestigkeit	EN 2561	200	MPa
E-Modul (Zug)	EN 2561	3400	GPa
Bruchdehnung	EN 2561	1,6	%
Glasübergangstemperatur	EN 12614	110	°C
Interlaminare Scherfestigkeit	EN ISO 14130	75	MPa

Lamellendicke: 1,2 mm oder 1,4 mm.

Tab. 3 – FRS-CS Epoxidharzklebstoff

Eigenschaft	Versuchsnorm	Ergebnis	Einheit
Biegezugfestigkeit	EN 196-1	30	MPa
Haftzugfestigkeit	EN 12199	24	MPa
Druckfestigkeit	EN 196-1	80	MPa
E-Modul (Zug)	DIN EN ISO 604	7000	MPa
Glasübergangstemperatur	EN 12614	55	°C

3.2 Bemessungsmaterialparameter

Tab. 4 – FRS-L-S Aufgeklebte CFK-Lamellen & FRS-L-S NSM in Schlitze verklebte Lamellen

Eigenschaft	Versuchsnorm	Ergebnis	Einheit
Zugfestigkeit (95% Perzentilwert)	EN 2561	2700	MPa
E-Modul	EN 2561	170	GPa
Bruchdehnung (95% Perzentilwert)	EN 2561	1,5	%

Tab. 5 – FRS-L-H Aufgeklebte CFK-Lamellen

Eigenschaft	Versuchsnorm	Ergebnis	Einheit
Zugfestigkeit (95% Perzentilwert)	EN 2561	3050	MPa
E-Modul	EN 2561	200	GPa
Bruchdehnung (95% Perzentilwert)	EN 2561	1,5	%

4. Bemessung nach der DAfStb Verstärkungsrichtlinie

4.1 Allgemein

Die Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ wurde im März 2013 vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, kurz DafStb, veröffentlicht. Im Oktober 2020 erfolgte eine erste Berichtigung, die überwiegend redaktionelle Anpassungen und Korrekturen umfasste. Die Richtlinie regelt die Planung, Bemessung und Ausführung der Biege- und Querkraftverstärkung von vorwiegend ruhend sowie nicht vorwiegend ruhend beanspruchten Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit aufgeklebten oder in Schlitzen verklebten Kohlenstofffaserlamellen, zu laminierenden Kohlenstofffasergelegen sowie aufgeklebten Stahllaschen. Außerdem ist die Verstärkung von Stahlbetonstützen mit Kohlenstofffasergelegen geregelt, die auf dem Prinzip der Umschnürung und dem daraus resultierenden dreiaxialen Spannungszustand beruhen, der höhere Druckbeanspruchungen des Betons zulässt. Explizit ausgenommen aus dem Anwendungsbereich der Richtlinie sind das Verstärken von Bauteilen aus Leichtbeton und das Verstärken von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit vorgespannten Faserverbundwerkstoffen.

Die Richtlinie umfasst vier Teile:

Teil 1: Bemessung und Konstruktion
Teil 2: Produkte und System für das Verstärken
Teil 3: Ausführung
Teil 4: Ergänzende Regelungen zur Planung von Verstärkungsmaßnahmen

Die Eigenschaften der Produkte und Systeme für das Verstärken sind als Eingangswerte für die Bemessungsansätze entweder nationalen deutschen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen oder europäischen technischen Zulassungen zu entnehmen. Für eine Anwendung der Verfahren sind in Deutschland darüber hinaus allgemeine Bauartgenehmigungen erforderlich. Erst diese stellen den zwingend erforderlichen Anwendbarkeitsnachweis nach den Landesbauordnungen dar, da die Richtlinie selbst nicht in die Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen aufgenommen wurde. Durch die Bauartgenehmigungen erfolgt unter Umständen systemspezifisch eine Beschränkung des Anwendungsbereichs oder eine Modifikation der Bemessungsansätze.

Viele der in der Richtlinie enthaltenen Bemessungsansätze beruhen auf Dissertationen, die in einem Zeitraum von ca. 20 Jahren ab Mitte der 90er Jahre in Deutschland entstanden sind. Eine Aufbereitung dieser wissenschaftlichen Schriften für die baupraktische Anwendung durch eine Vereinfachung der Formeln erfolgte bislang nicht, so dass z.B. über Exponenten von -0,89 eine Genauigkeit suggeriert wird, die einerseits für konkrete Bemessungsaufgaben gar nicht notwendig ist und andererseits aber die erforderliche Robustheit der Nachweise für die in Praxis vorliegenden projektspezifischen Randbedingungen, die sich von idealisierenden Laborversuchen maßgeblich unterscheiden, nicht zwangsläufig aufweisen.

Einige der wesentlichen Bemessungsprinzipien der Richtlinie wurden in den informativen Anhang J des Entwurfs der EN 1992-1-2021-10 übernommen. Zusammen mit der Richtlinie wurde vom DAfStb die Hefte 591 bis 595 veröffentlicht, die den Stand der Forschung zu speziellen Thematiken des Verstärkens mit aufgeklebter Bewehrung beschreiben. Heft 595, das wie die Richtlinie selbst in Deutsch und Englisch erhältlich ist, enthält neben Erläuterungen zum Teil 1 der Richtlinie auch einige Bemessungsbeispiele, die von den Autoren in eigener Verantwortung verfasst wurden. Die Beispiele stellen deshalb eine unverbindliche Interpretation der in der Richtlinie angegebenen Bemessungsprinzipien dar und erheben keinen Anspruch auf Vollständigkeit. In vielen Fällen ist ein vereinfachter Nachweis entsprechend den Beispielen in Heft 595 hinreichend. Je deutlicher sich die Randbedingungen bei Verstärkungsaufgaben von denen idealisierender Laborversuche unterscheiden, desto mehr sind weitergehende rechnerische Untersuchungen erforderlich. Auch die in diesem Expert Guide aufgezeigten Nachweise in den Bemessungsbeispielen, die im Vergleich mit den in Heft 595 dokumentierten Beispielen in vielerlei Hinsicht detaillierter ausgearbeitet wurden, um die erforderlichen weitergehenden rechnerischen Untersuchungen zu erläutern, stellen eine derartige Interpretation der Richtlinie dar. Im Bereich der Auflager von Biegeträgern ist häufig keine Biege- und Querkraftverstärkung möglich. Die aus den erhöhten Einwirkungen resultierenden Schnittgrößen müssen deshalb in diesem Bereich vom unverstärkten Stahlbeton- bzw. Spannbetonquerschnitt aufgenommen werden. Besondere Bedeutung kommt dabei der Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager und den in diesem Bereich erforderlichen Mindestbewehrungsquerschnitten zu. Da sich die Querkraftverstärkung von Vollplatten im Allgemeinen schwierig darstellt, muss die Querkrafttragfähigkeit auch für die Aufnahme der erhöhten Querkräfte nach der Biegeverstärkung ausreichen. Die Erhöhung der Biegebewehrung führt bei überwiegend biegebeanspruchten Bauteilen generell dazu, dass auch die Betondruckzone höher beansprucht wird, wofür gewisse Tragfähigkeitsreserven erforderlich sind.

Teil 1 der Richtlinie ist inhaltlich entsprechend EN 1992-1-1 aufgebaut. Soweit in der Richtlinie nicht anders geregelt, gelten die entsprechenden Abschnitte der DIN EN 1992-1-1 und die des zugehörigen deutschen Nationalen Anhangs. Da man sich bei Verstärkungsmaßnahmen im Bestand bewegt, der in der Mehrzahl der Fälle auf der Grundlage abweichender normativer Vorgaben zu Bemessung und Konstruktion mit heute nicht mehr eingesetzten Material erstellt wurde, können in der Praxis häufig nicht alle Anforderungen z.B. an die Betondeckung oder an Bügelbewehrungsgrade erfüllt werden.

Im Hinblick auf die häufig anzutreffenden Bewehrungsstähle, die keine gerippte Oberfläche aufweisen, enthält die Richtlinie eine Öffnungsklausel. An verschiedenen Stellen werden entsprechend modifizierter Ansätze für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zur Verfügung gestellt, beispielsweise hinsichtlich der Bestimmung der Rissabstände für die genaueren Verbundnachweise. Bei nicht korrigierbaren Abweichungen ist das konkrete Vorgehen unter Berücksichtigung der aktuell gültigen Konstruktionsprinzipien und der damit verfolgten Ziele im Einzelfall festzulegen.

Grundsätzlich ist auch festzustellen, dass die speziellen Thematiken, die beim Verstärken auftreten, z.B. die Vordehnung der Stahlbewehrung oder die unterschiedlichen statischen Nutzhöhen durch für den Neubau für Stahlbeton- und Spannbetonbauteile geltende DIN EN 1992-1-1 nicht zweckmäßig erfasst werden. Zusätzlich liegt den essentiellen Verbundnachweisen für die aufgeklebte Bewehrung eine völlig andere Herangehensweise zugrunde als den für die Stahlbewehrung zu führenden Verankerungsnachweisen. In der Folge gibt es z.B. keine klaren Vorgaben wie der obligatorisch geforderte grafische Nachweis der Zugkraftdeckung für diese Verstärkungsverfahren zu führen ist.

Im Bereich der Auflager von Trägern ist eine Verstärkung auf Biegung und Querkraft oft nicht möglich. Die aus den erhöhten Einwirkungen resultierenden Schnittgrößen müssen daher in diesem Bereich vom unverstärkten Stahl- oder Spannbetonquerschnitt aufgenommen werden. Von besonderer Bedeutung sind die Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager und die erforderlichen Mindestbewehrungsquerschnitte in diesem Bereich. Da die Querkraftbewehrung von Stahlbetonplatten im Allgemeinen schwierig ist, muss auch die Querkrafttragfähigkeit ausreichen, um die erhöhten Querkräfte nach der Biegeverstärkung aufzunehmen. Die Erhöhung der Biegebewehrung führt in der Regel zu einer höheren Beanspruchung der Betondruckzone, für die zusätzliche Tragfähigkeiten erforderlich sind.

Auch in den Bemessungsbeispielen des Hefts 595 bleiben diese speziellen Thematiken weitgehend ausgespart.

4.2 Bemessungsgrundlagen

Der geklebten Bewehrung dürfen bei der Biege- und Querkraftverstärkung sowie der Verstärkung von Stützen planmäßig nur Zugkräfte zugewiesen werden, wobei linear elastisches Materialverhalten der CFK-Lamellen und CF-Gelege angenommen werden darf. Allerdings dürfen aufgeklebte Lamellen und Schlitzlamellen auch in der Druckzone angeordnet werden. Dies ist z.B. bei Durchlaufträgern wegen der veränderlichen Lage des Momentnullpunkts unumgänglich ist. Die zulässigen Stauchungen betragen dann zwischen beiden von der Richtlinie erfassten CFK-Lamellen zwischen 2,4 ‰ und 3,5 ‰ und bei CF-Gelege zwischen 1,4 ‰ und 3,5 ‰, wobei Werte unter 3,5 ‰ nur bei ungewöhnlich hohen Querschnittssteifigkeiten $E_L \cdot A_L$, die am Rand des zulässigen Anwendungsbereichs der Richtlinie liegen, zu berücksichtigen sind. Im Grunde kann deshalb festgestellt werden kann, dass die Anordnung in der Druckzone fast immer möglich ist, die geklebte Bewehrung dort aber nicht angerechnet werden darf.

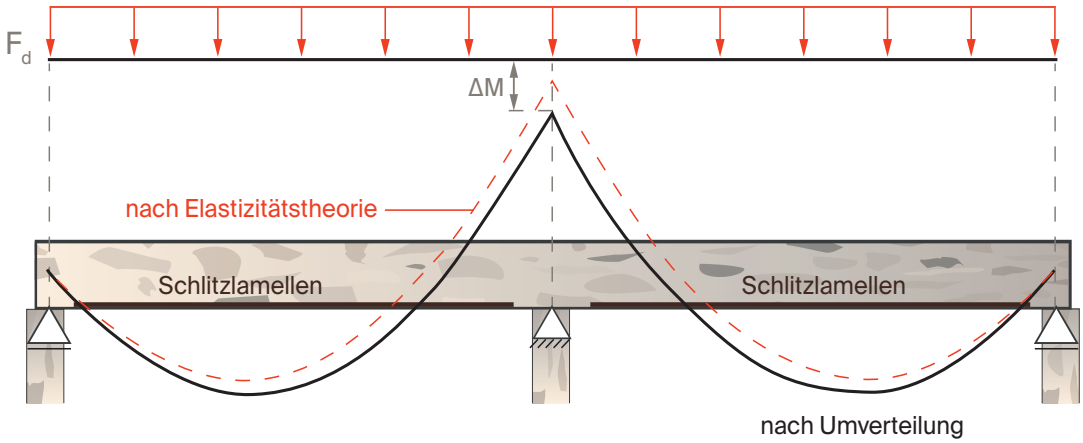


Abb. 7 – Kombination aus Umverteilung des Stützmoments und Verstärkung in den Bereichen der Feldmomente

Das linear elastische Materialverhalten der CFK-Lamellen und der CF-Gelege führt dazu, dass sich keine Fließgelenke einstellen. Verfahren nach der Plastizitätstheorie oder eine linear elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung sind deshalb nur zulässig, wenn sich im zu verstärkenden Bereich keine Reduktion der Schnittgrößen im Vergleich zur linear elastischen Berechnung ergibt. Die Kombination von zulässiger Umlagerung des Stützmoments mit einer Biegeverstärkung im Feld kann jedoch aufwendige Verstärkungen an der oft schwer zugänglichen Bauteiloberseite verhindern (vgl. Abb. 7 Durchlaufträger).

Die in der Richtlinie angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte ergänzen die in DIN EN 1992-1-1 für die rechnerischen Nachweise im Hinblick auf die konventionellen Versagensformen angegeben Teilsicherheitsbeiwerte. Dazu werden die bei Stahl- und Spannbetonbauteilen, die mit geklebter Bewehrung verstärkt wurden, zusätzlich auftretenden Versagensformen betrachtet.

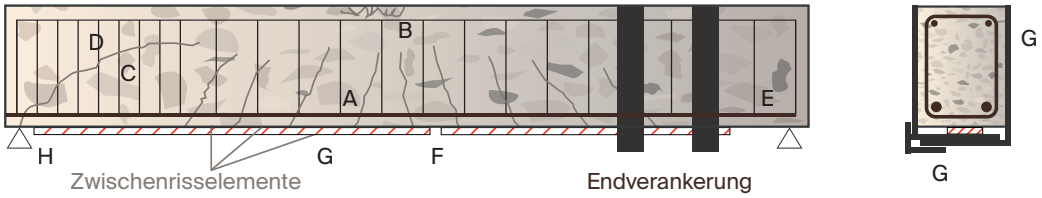


Abb. 8 – Versagensarten bei Trägern, die mit geklebter Bewehrung verstärkt sind

A	Zug- oder Druckversagen der einbetonierten Betonstahl- oder Spannstahlbewehrung
B	Versagen der Betondruckzone
C	Querkraftversagen Querkrafttragfähigkeit bzw. Druckstrebe
D	Zugversagen der einbetonierten Querkraftbewehrung
E	Verankerungsversagen der einbetonierten Betonstahl- oder Spannstahlbewehrung
F	Zugversagen der geklebten Bewehrung
G	Verbundversagen der geklebten Bewehrung
H	Versatzbruch

So wie sich die konventionellen Versagensarten auf ein lokales Versagen des Materials in Form der Bewehrung (A und D) oder des Betons (B, C und E) zurückführen lassen ist dies auch bei den zusätzlichen Versagensarten F, G und H der Fall. Für das Versagen des zugbeanspruchten Querschnitts der geklebten Bewehrung (F) wird in der Richtlinie zwischen den werkmäßig hergestellten CFK-Lamellen (γ_{LL}) und den am Bauwerk manuell auflaminierten CF-Gelege (γ_{LG}) unterschieden. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Festigkeit der geklebten Bewehrung wurden gemäß der Empfehlung des fib Bulletin 14[1] gewählt. Der Materialsicherheitsbeiwert für das Materialversagen geklebter Stahlteile ist DIN EN 1993-1-1 mit dem zugehörigen nationalen Anhang zu entnehmen.

Hinsichtlich des Verbundversagens ist zu unterscheiden, ob sich eine Bruchebene im Beton ausbildet oder ob es zu einem Adhäsions- oder Kohäsionsversagen des Klebstoffs kommt. Im Pultrusionsverfahren werden CFK-Lamellen mittels thermischer Aushärtung hergestellt. Im Gegensatz dazu kommen für die Verbindung der geklebten Bewehrung mit der Betonoberfläche für die Baustellenanwendung geeignete kalt härtende Epoxidharze als Klebstoff zum Einsatz. Die Eigenschaften dieser Kunststoffe hängen von den Umgebungsbedingungen (Temperatur und Feuchtigkeit) und der Beanspruchung (Einwirkungsdauer, Beanspruchungsniveau, Ermüdung) ab. Infolge einer Mindestanforderung an die Zugfestigkeit des Klebstoffs unter Berücksichtigung der ungünstigen Einflüsse aus den Umgebungsbedingungen kommt es bei aufgeklebten CFK-Lamellen und CF-Gelege grundsätzlich zur Ausbildung einer oberflächenparallelen Bruchebene im Beton. Hier wird ein Teilsicherheitsbeiwert (γ_{BA}) in Höhe des Teilsicherheitsbeiwerts für Betonversagen (γ_c) angesetzt. Bei einer Verklebung von Stahlplatten auf Stahlplatten, von CFK-Lamellen auf CFK-Lamellen oder von CF-Gelege auf CF-Gelege hingegen kommt es zu einem Adhäsions- oder Kohäsionsversagen des Klebstoffs (γ_{BG}). Bei Schlitzlamellen kann – abhängig von der Betonfestigkeit – entweder ein Versagen des Klebstoffs oder des Betons auftreten. Für die Verbundnachweise wird hingegen ein einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert (γ_{BE}) angesetzt, der sich am Klebstoffversagen orientiert.

Tab. 6 – Teilsicherheitsbeiwerte für geklebte Bewehrung im GZT

Bemessungssituation	Querschnittsversagen		Verbundversagen		
	(γ_{LL})	(γ_{LG})	(γ_{BA})	(γ_{BE})	(γ_{BG})
Ständig und vorübergehend	1,2	1,35	1,5	1,3	1,3
Außergewöhnlich	1,05	1,1	1,2	1,05	1,05

Konstruktive Vorgaben sowie produktspezifische Systembeiwerte für Schlitzlamellen (α_{bG}<1 bzw. α_{bG}<1) für die Berücksichtigung dauerhaft wirkender Beanspruchungen, die zusätzlich zu den Teilsicherheitsbeiwerten angesetzt werden, führen dazu, dass die Klebstoffspannungen unter quasi-ständiger Last auf etwa 10 % bis 20 % der charakteristischen Kurzzeitzugfestigkeit abgesenkt werden. Auf diesem geringen Beanspruchungsniveau können unter den zulässigen Anwendungstemperaturen, die unterhalb der Glasübergangstemperatur der kalthärtenden Epoxidharze liegen, deutliche Kriechverformungen der Klebstoffe ausgeschlossen werden.

Für die Anwendung des Teils 1 der Richtlinie ist mindestens die Betonfestigkeitsklasse C12/15 erforderlich, die nach DIN EN 13791 zu ermitteln ist. Andererseits sind die für die Nachweise der Verbundtragfähigkeit aufgeklebter Bewehrung anzusetzenden Betonfestigkeiten im Hinblick auf Werte entsprechend der Betonfestigkeitsklasse C50/60 begrenzt, wodurch in etwa der experimentelle Erfahrungsbereich abgebildet wird. Das bedeutet, dass prinzipiell auch Bauteile verstärkt werden dürfen, die höheren Betonfestigkeitsklassen zugeordnet werden können.

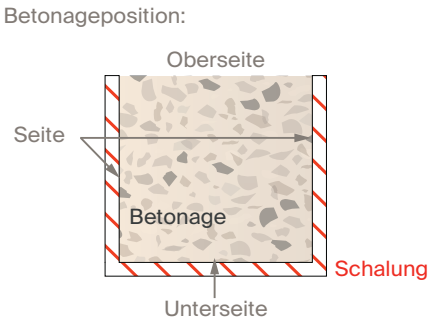


Abb. 9 – Position Oberflächen während dem Betonieren

Ein wichtiger Grundsatz der Richtlinie für die Verbundnachweise der aufgeklebten Bewehrung ist, dass die versagensbestimmende Zugfestigkeit geschätzt werden muss. Dafür muss eine Stichprobe der Oberflächenzugfestigkeit genommen werden, die dann nach DIN EN 1542 ermittelt wird. Da die Oberflächenzugfestigkeit des Betons von der Lage der geprüften Seitenfläche beim Betonieren abhängt, ist es unbedingt erforderlich, dass die Prüfstellen auf der Oberfläche des Bauteils liegen, die mit CFK-Lamellen, den CF-Gelegen oder den Stahllaschen beklebt wird. Wird eine Schalung von oben mit Beton befüllt, so stellen sich an der Fläche, die beim Betonieren oben liegt, die geringsten Oberflächenzugfestigkeiten ein. An der gegenüberliegenden Fläche, die beim Betonieren unten liegt, die höchsten und an den übrigen Seitenflächen mittlere Zugfestigkeiten ein, die in Mittel der zentrischen Zugfestigkeit des Betons entsprechen. Je geringer die Druckfestigkeit des Betons, desto deutlicher fallen diese Unterschiede zwischen den einzelnen Seitenflächen aus.

Da die Ergebnisse dieser Untersuchung der Oberflächenzugfestigkeit am Bauwerk oft zum Zeitpunkt der Planung der Verstärkungsmaßnahmen noch nicht vorliegen, ist es in der Praxis üblich, zunächst für die Verbundnachweise auf der sicheren Seite liegende Annahmen zu treffen. Diese Annahmen müssen später im Zuge der Verstärkungsmaßnahmen am Bauwerk verifiziert werden. Hierbei ist zu beachten, dass sich die Oberflächenzugfestigkeit, die auf der zu beklebenden Oberfläche auf der Biegezugseite des Bauteils ermittelt wird, sowohl auf den Rissabstand, als auch auf den Verbundwiderstand auswirkt. Auf den Rissabstand wirkt sich eine hohe Oberflächenzugfestigkeit ungünstig aus. Im Hinblick auf den Verbundwiderstand wirkt eine geringe Oberflächenzugfestigkeit ungünstig.

Da sich das zu verstärkende Bauteil im Allgemeinen bereits seit geraumer Zeit unter ständigen und veränderlichen Auswirkungen ausgesetzt war, befindet es sich häufig bereits im gerissenen Zustand, woraus ein eingeprägter Dehnungszustand resultiert. Die Vordehnung der Betonstahlbewehrung in der Zugzone ist beim Biegenachweis und in den Verbundnachweisen zu berücksichtigen, falls das Bauteil gerissen ist bzw. falls davon auszugehen ist, dass das Bauteil an der betrachteten Stelle unter der ursprünglichen Belastung gerissen ist. Dazu ist zunächst zu überprüfen, ob das vom Betonquerschnitt aufnehmbare Rissmoment durch die aufgetretenen Beanspruchungen bereits erreicht wurde. Da die Belastungsgeschichte des Bauteils meist nicht bekannt ist, darf laut Heft 595 stets davon ausgegangen werden, dass die quasi-ständige Beanspruchungskombination auch tatsächlich aufgetreten ist. Die Vordehnung im gerissenen Bauteilquerschnitt ist laut der Richtlinie entweder wirklichkeitsnah mit den vorhandenen Einwirkungen zum Zeitpunkt der Verstärkung oder vereinfachend unter Ansatz der quasi-ständigen Lastfallkombination zu ermitteln.

4.3 Bemessung und Konstruktion

4.3.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

a) Biegeverstärkung

Die Richtlinie enthält Bemessungsansätze für die Verstärkung überwiegend biegebeanspruchter Bauteile mit aufgeklebten CFK-Lamellen, CF-Gelegen und Stahllaschen. Neben rein biegebeanspruchten Bauteilen können mit diesen Verfahren folglich auch Bauteile verstärkt werden, die in einem untergeordneten Maß auch durch Normalkräfte beansprucht werden. Das Beispiel der Verstärkung eines Treppenlaufs mit aufgeklebten CFK-Lamellen zeigt, wie die zusätzlich zur Momentenbeanspruchung wirkende Normalkraft berücksichtigt werden kann.

Die Bemessungsansätze für alle Verstärkungsverfahren gehen von einachsig gespannten Biegeträgern aus. Die in der Praxis häufig auftretenden zweiachsig gespannten Platten sind insofern durch die Richtlinie nicht erfasst.

In den meisten Anwendungsfällen der Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung kann die zulässige Grenzdehnung der CFK-Lamellen und der CF-Gelege nicht ausgenutzt werden, da bereits bei geringeren Dehnungen am Ort der maximalen Biegebeanspruchung ein Verbundversagen im Endverankerungsbereich oder an den Zwischenrisselementen maßgebend wird. Aufgrund ihrer zentralen Bedeutung für die Tragfähigkeit von mit geklebter Bewehrung verstärkten Bauteilen wurden die Nachweise der Verbundtragfähigkeit in der Richtlinie in Abschnitt 6.1 integriert. Der Abschnitt 8.4, der sich in DIN EN 1992-1-1, die sich in der Regel mit der Verankerung der Längsbewehrung befasst, enthält nur grundlegende Informationen zur Verbundtragfähigkeit von aufgeklebter und in Schlitze verklebter Bewehrung.

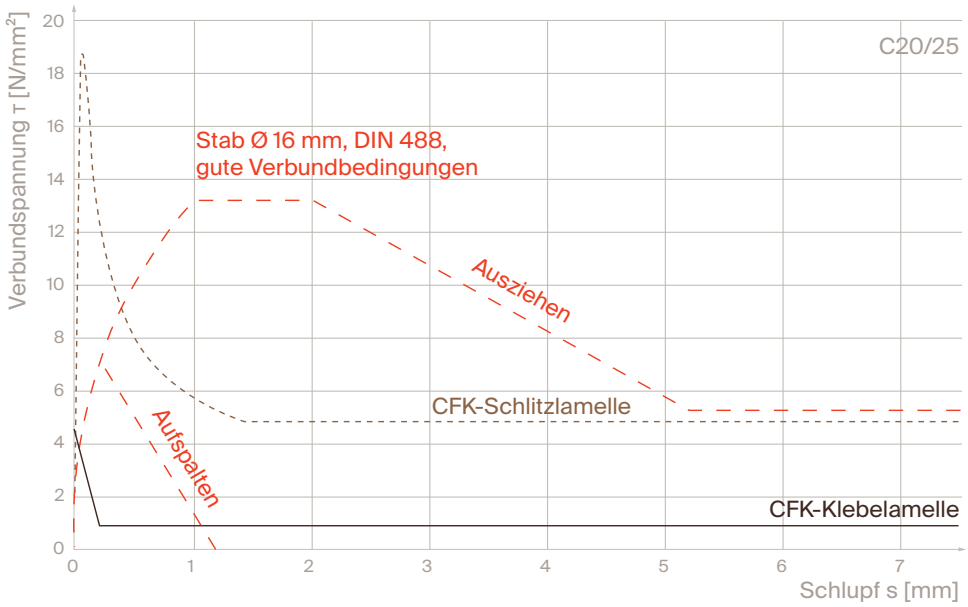


Abb. 10 – Spannungs-Schlupf-Verhältnis von geklebter Bewehrung und eingebetteter Stahlbewehrung

Die Verbundtragfähigkeit der aufgeklebten Bewehrung hängt im Wesentlichen von der geringen Zugfestigkeit des Betons ab, die durch die direkt am Bauteil ermittelte Oberflächenzugfestigkeit bestens beschrieben wird. Die Verbundtragfähigkeit der Schlitzlamellen hingegen hängt für Betonfestigkeitsklassen größer als C20/25 von der Zug- und Druckfestigkeit des Klebstoffs ab. Abb. 4 zeigt einen Vergleich des Spannungs-Schlupf-Verhältnis geklebter CFK-Lamellen mit der entsprechenden Beziehung für einbetonierte gerippte Betonstähle. Die Flächen unter den Kurven bis zum Erreichen der Reibungsplateaus entsprechen einer aufnehmbaren flächenbezogenen Verbundbruchenergie.

Mit den aktivierbaren Verbundbruchenergien kann sowohl beim Betonstahl als auch bei den Schlitzlamellen die rechnerische Zugfestigkeit auch ohne den Ansatz eines Reibungsplateaus an einem Einzelriss verankert werden. Bei der aufgeklebten Bewehrung ist dies wegen der bis zum Betonversagen geringen aufnehmbaren Verbundbruchenergie nicht möglich. Für die Verankerung höherer Zugkräfte sind deshalb mehrere Biegerisse am Bauteil erforderlich. An den zwischen benachbarten Biegerissen gelegenen Zwischenrisselementen kann dann jeweils die Verbundbruchenergie bis zur einsetzenden Ablösung der aufgeklebten Bewehrung und das anschließend wirkende Reibungsplateau genutzt werden.

Die Richtlinie enthält Bemessungsansätze für die Verstärkung überwiegend biegebeanspruchter Bauteile mit aufgeklebten CFK-Lamellen, CF-Gelegen und Stahllaschen. Neben rein biegebeanspruchten Bauteilen können mit diesen Verfahren folglich auch Bauteile verstärkt werden, die in einem untergeordneten Maß auch durch Normalkräfte beansprucht werden. Das Beispiel der Verstärkung eines Treppenlaufs mit aufgeklebten CFK-Lamellen zeigt, wie die zusätzlich zur Momentenbeanspruchung wirkende Normalkraft berücksichtigt werden kann.

Die Bemessungsansätze für alle Verstärkungsverfahren gehen von einachsig gespannten Biegeträgern aus. Die in der Praxis häufig auftretenden zweiachsig gespannten Platten sind insofern durch die Richtlinie nicht erfasst.

In den meisten Anwendungsfällen der Verstärkung mit aufgeklebter Bewehrung kann die zulässige Grenzdehnung der CFK-Lamellen und der CF-Gelege nicht ausgenutzt werden, da bereits bei geringeren Dehnungen am Ort der maximalen Biegebeanspruchung ein Verbundversagen im Endverankerungsbereich oder an den Zwischenrisselementen maßgebend wird. Aufgrund ihrer zentralen Bedeutung für die Tragfähigkeit von mit geklebter Bewehrung verstärkten Bauteilen wurden die Nachweise der Verbundtragfähigkeit in der Richtlinie in Abschnitt 6.1 integriert. Der Abschnitt 8.4, DIN EN 1992-1-1, welche sich in der Regel mit der Verankerung der Längsbewehrung befasst, enthält nur grundlegende Informationen zur Verbundtragfähigkeit von aufgeklebter und in Schlitze verklebter Bewehrung.

Aufgeklebte Lamellen

Für den Nachweis der Verankerung ist deshalb bei aufgeklebter Bewehrung eine völlig andere Herangehensweise erforderlich als bei der einbetonierten Betonstahlbewehrung, bei der die Abstufung des Bewehrungsquerschnitts im Fokus der Betrachtung steht. Man bewegt sich beim Verankerungsnachweis des Betonstahls insofern vom Ort der maximalen Biegebeanspruchung zu den Momentennullpunkten hin. Dort wird die Verankerung der Stabzugkraft an der Stelle nachgewiesen, an welcher der Bewehrungsstab nicht mehr zur Zugkraftdeckung benötigt wird. Zwischen dieser Nachweisstelle und dem Ort der maximalen Biegebeanspruchung wird der Zugkraftaufbau nicht explizit untersucht. Es ist in diesen Bereichen sogar möglich, dass die einwirkende Zugkraftlinie steiler verläuft als die Zugkraftdeckungslinie.

Bei der Verbundverankerung der aufgeklebten Bewehrung wird eine andere Perspektive eingenommen. Hier wird der Zugkraftaufbau zwischen dem Lamellenende und dem Ort der maximalen Beanspruchung rechnerisch untersucht. Dazu ist nachzuweisen, dass ausgehend vom Endverankerungsbereich der aufnehmbare Zugkraftzuwachs ΔF_{LRd} an jedem Zwischenrisselement größer ist, als die dort auftretende Zugkraftänderung ΔF_{LEd}. Die Zugkraftdeckungslinie muss also an jedem Zwischenrisselement steiler verlaufen als die Zugkraftlinie. Dieses Konzept, das den gesamten Biegeträger betrachtet, unterscheidet sich grundlegend von den Verbundnachweiskonzepten anderer Richtlinien wie ACI PRC-440.2-23 oder TR 55 unterscheidet, die nur einen punktuellen Nachweis vorsehen. Das Konzept der Richtlinie wird in der folgenden Darstellung vereinfacht für ein nur mit aufgeklebten CFK-Lamellen bewehrtes Bauteil dargestellt.

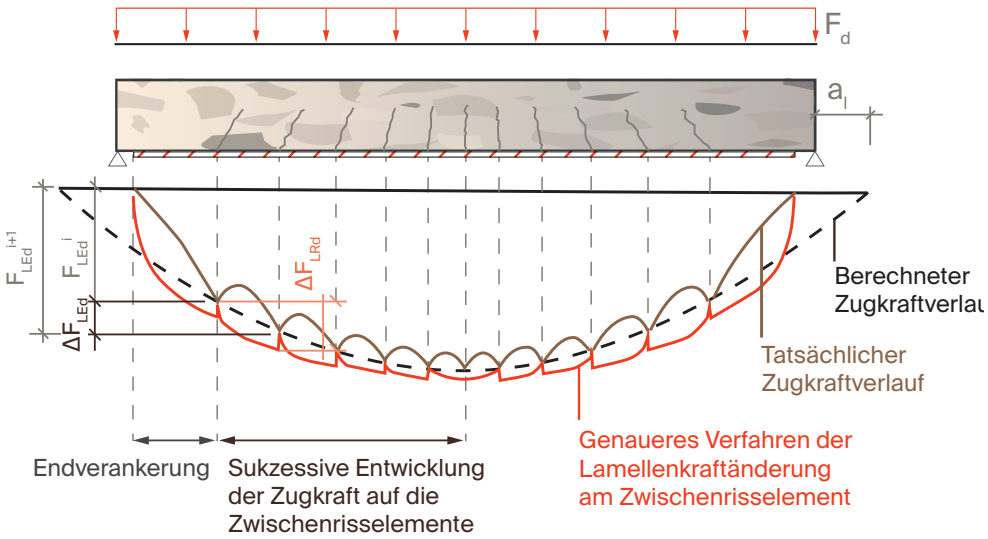


Abb. 11 – Genaueres Verfahren der Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement nach DAfStb

Die Biegerisse treten am Biegeträger infolge der Streuungen der Betonzugfestigkeit zufällig und damit unregelmäßig auf. Mit zunehmender Belastung kann es zudem zu einer weiteren Rissteilung durch zusätzliche Biegerisse zwischen den Primärrissen kommen. Für die Nachweise an den Zwischenrisselementen wird in Bereichen mit einheitlicher Stahlbewehrung ein einheitlicher mittlerer Rissabstand s_r angenommen, für dessen Ermittlung die Wirkung der aufgeklebten Bewehrung vollständig vernachlässigt wird.

Da große Biegerissabstände ungünstig wirken, liegt dieses Vorgehen auf der sicheren Seite. Der Rissabstand s_r wird aus dem Rissmoment M_{cr} ermittelt, dass in Abhängigkeit von der am Bauteil ermittelten Oberflächenzugfestigkeit und der Bauteilgeometrie bestimmt wird. Außerdem wird die verbundwirksame Oberfläche der Stahlbewehrung und eine konstante mittlere Verbundspannung angesetzt.

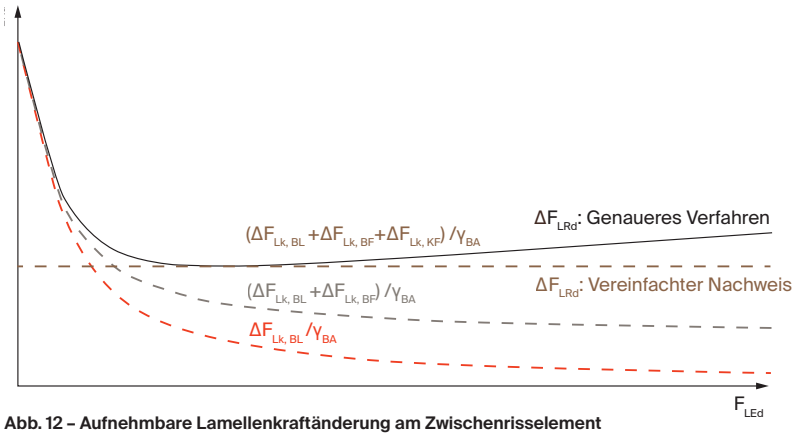


Abb. 12 – Aufnehmbare Lamellenkraftänderung am Zwischenrisselement

Der rechnerische Verbundwiderstand ΔF_{LRd} am Zwischenrisselement der Länge s_r wird auf der Grundlage einer erweiterten bilinearen Verbundspannung-Schlupf-Beziehung ermittelt. Diese Annahme basiert auf der experimentell bestätigten Erkenntnis, dass am Zwischenrisselement im GZT nur Relativverschiebungen der aufgeklebten Bewehrung in eine Richtung auftreten. Der in der Abbildung dargestellte Widerstand ΔF_{LRd} gilt deshalb jeweils für einen bestimmten Rissabstand s_r und setzt sich aus drei Anteilen zusammen: Dem Anteil aus dem intakten Klebeverbund $\Delta F_{Lk,BL}$, dem Reibungsanteil $\Delta F_{Lk,BF}$, der in den abgelösten Verbundbereichen wirkt und einer Verstärkung $\Delta F_{Lk,KF}$ dieser beiden Anteile durch einen selbstinduzierten Anpressdruck, der infolge der konvexen Bauteilkrümmung auf die Verbundfuge wirkt.

$$\Delta F_{LRd} = \frac{\Delta F_{Lk,BL} + \Delta F_{Lk,BF} + \Delta F_{Lk,KF}}{\gamma_{BA}}$$

Konkave Krümmungen der Bauteiloberfläche wirken hingegen abmindernd auf die Traganteile aus Klebung und Reibung. Da die Bemessungsansätze nicht für diesen ungünstigen Effekt kalibriert wurden, dürfen Bauteile mit konkaven Oberflächen nicht nach der Richtlinie verstärkt werden. Dazu ist die Einhaltung von Toleranzen an der vorbereiteten Betonoberfläche sowie an den verklebten CFK-Lamellen, dem CF Gelege und den Stahllaschen im Zuge der Ausführung am Bauteil nachzuweisen. Andererseits kann der der günstig wirkende Krümmungsanteil auch nur angesetzt werden, wenn sichergestellt ist, dass die Bauteiloberfläche auch die rechnerisch berücksichtigten konvexen Krümmungen aufweist. Sofern nicht sicher ausgeschlossen werden kann, dass das Bauteil im Hinblick auf die Verformungsbegrenzungen mit einer überhöhten Schalung hergestellt wurde, sollte deshalb auf den Ansatz des Krümmungsanteils verzichtet werden.

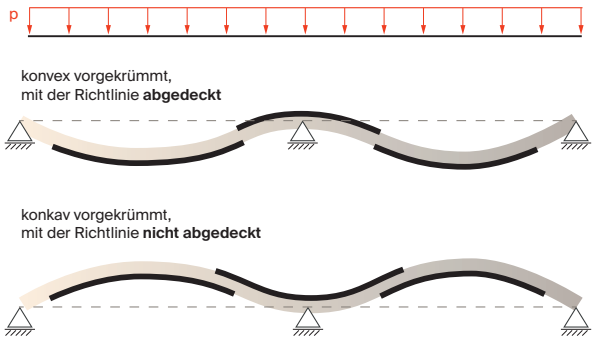


Abb. 13 – Bei aufgeklebten CFK-Lamellen und CF-Gelegen zulässige und nicht zulässige Richtung der Vorkrümmung

In der Praxis ist die Situation der rechnerischen Überprüfung des Zugkraftaufbaus natürlich komplexer als oben vereinfacht dargestellt, da das Bauteil auch eine möglicherweise abgestufte einbetonierte Stahlbewehrung aufweist, sich bereichsweise bereits im gerissenen Zustand befindet und zum Zeitpunkt der Verstärkung bereits unter Last steht, so dass Vordehnungen zu berücksichtigen sind.

Die Richtlinie gibt nicht vor, welche Spannungs-Dehnungs-Kurve zur Ermittlung des Vordehnungszustandes des Betons zu verwenden ist. Anstelle des Ansatzes zur nichtlinearen Statik und zur Berechnung von Durchbiegungen nach DIN EN 1992-1-1 Bild 3.2 können auch gleichwertige Ansätze verwendet werden. Beispielsweise kann die Parabel-Rechteck-Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Bemessung von Querschnitten nach DIN EN 1992-1-1, Bild 3.3 verwendet werden, wobei der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit durch den charakteristischen Wert oder den Mittelwert ersetzt wird. Alternativ ist auch eine linear-elastische Berechnung auf der Grundlage des informativen Anhangs RV L1 der Richtlinie möglich, wobei auch die zeitabhängigen Verformungen des in der Regel schon langen belasteten Bauteils infolge Kriechens und Schwindens berücksichtigt werden können.

Beim Verbundnachweis führt die Vordehnung der Stahlbewehrung in den zum Zeitpunkt der Verstärkung bereits gerissenen Querschnitten zu einem Sprung in der Zugkraft der aufgeklebten Bewehrung, wenn sich die Rissfront infolge höherer Lasten in Richtung der Momentennullpunkte ausbreitet. Dieser Sprung muss von der Verbundfuge aufgenommen werden, auch wenn er im realen Bauteil nicht so deutlich auftritt, solange es Möglichkeiten zur Umverteilung auf, die noch nicht fließende Stahlbewehrung gibt. Weder gibt es Bemessungsansätze zur Abschätzung dieser Umlagerung, noch gibt es Erfahrungen aus geeigneten Laborversuchen, ob eine Untersuchung dieses Punktes zwingend erforderlich ist. Weiterhin ist nicht bekannt, wie mit dieser Umlagerung im Hinblick auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit umzugehen ist. Bei der vereinfachten Betrachtung in den Bemessungsbeispielen des DAfStb-Heftes 595 wird dieser Sprung nicht berücksichtigt, da die Vordehnung an allen Zwischenrisselementen außerhalb der Endverankerungsbereiche angesetzt wird, unabhängig vom Rissbild zum Zeitpunkt der Verstärkung. Dieser Sprung an der Grenze zwischen ungerissenen und gerissenen Bereichen, wie er zum Zeitpunkt der Verstärkung auftritt, kann jedoch für den Nachweis der Verbundfähigkeit entscheidend sein und sollte entsprechend berücksichtigt werden.

Die Verbundnachweise an den Zwischenrisselementen sind mit hohem rechnerischem Aufwand verbunden und machen damit eine Handrechnung quasi unmöglich. Der hohe Aufwand auf der Einwirkungsseite bei der Ermittlung der Lamellenzugkraft F_{LEd} in den einzelnen Rissquerschnitten resultiert daraus, dass in jedem Rissquerschnitt die aus der Einwirkung resultierende Dehnungsverteilung auf der Grundlage des Gleichgewichts der inneren und äußeren Schnittgrößen ermittelt werden muss.

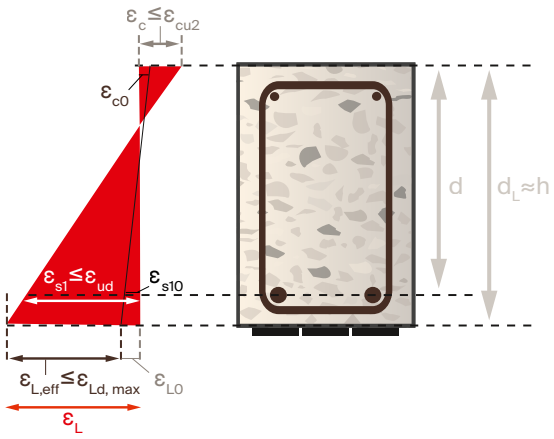


Abb. 14 – Dehnungsverteilung in einem gerissenen Querschnitt unter Berücksichtigung der Vordehnung der Stahlbewehrung

Im informativen Anhang RV L von Teil 1 der Richtlinie sind dafür die auf dem Parabel-Rechteck-Diagramm (DIN EN 1992-1-1, Bild 3.3) beruhenden Gleichungen angegeben. Für eine weniger aufwendige Ermittlung der Lamellenzugkraft ist in diesem Anhang zusätzlich ein vereinfachtes Verfahren angegeben, das eine direkte Ermittlung der Lamellenzugkraft über einen sehr konservativ abgeschätzten Hebelarm der inneren Kräfte ermöglicht. Die Anwendung dieses vereinfachten Verfahrens geht mit einer entsprechenden Einbuße an Wirtschaftlichkeit einher.

Es besteht jedoch die Möglichkeit, eine solche Vereinfachung zu erreichen, ohne dass die Wirtschaftlichkeit beeinträchtigt wird. Dies kann erreicht werden, indem die Dehnungsverteilung explizit nur in ausgezeichneten Querschnitten ermittelt wird. Dabei ist darauf zu achten, dass Diskontinuitäten (einsetzendes Fließen der Stahlbewehrung, Abstufungen der Stahlbewehrung, Rissfront zum Zeitpunkt der Verstärkung) berücksichtigt werden. Zudem ist eine lineare Interpolation in Abhängigkeit vom einwirkenden Moment zwischen diesen Querschnitten erforderlich.

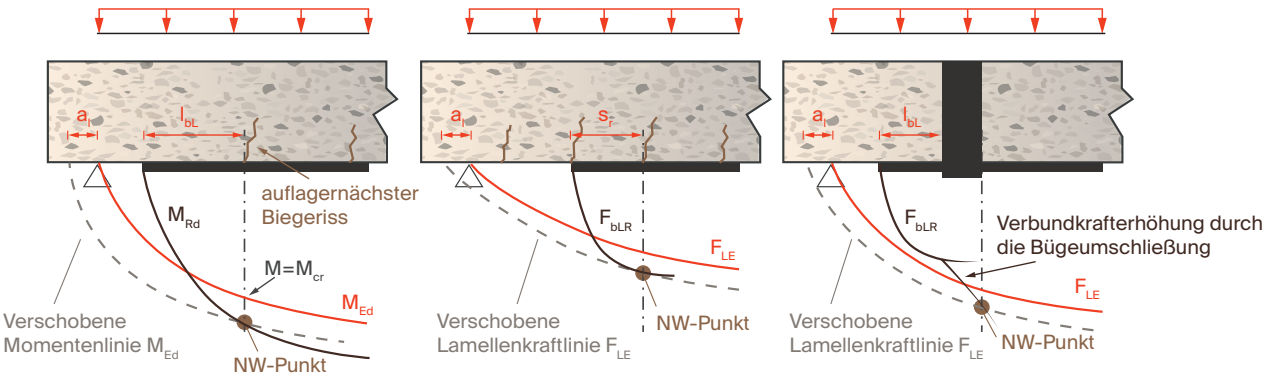


Abb. 15 – Konzepte für den Nachweis der Endverankerung nach der Richtlinie

Schlitzlamellen

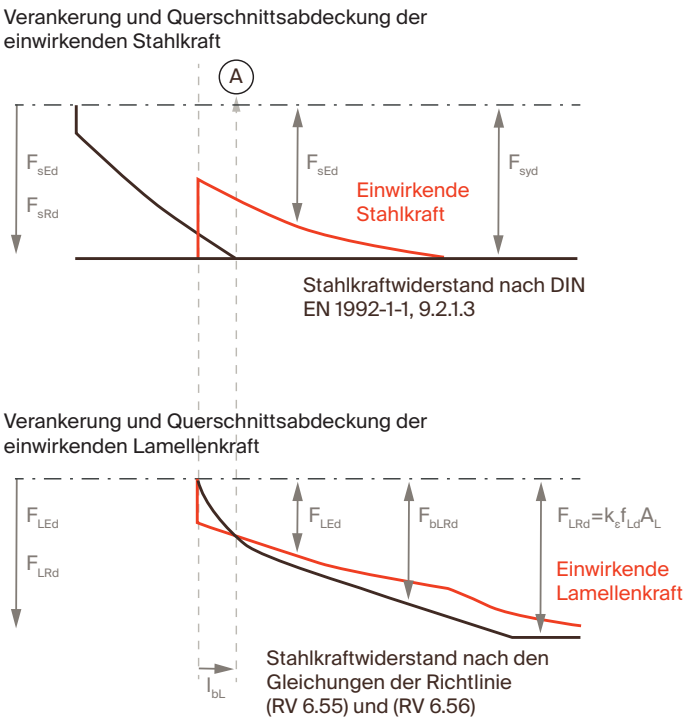


Abb. 16 - Verankerungsnachweis der in Schlitze verklebten CFK-Lamellen

Ein Verankerungsnachweis muss für Schlitzlamellen beim Nachweis der Biegetragfähigkeit geführt werden. Dieser Verankerungsnachweis entspricht im Grundsatz dem Vorgehen bei der Stahlbewehrung. Jenseits des Punktes, an dem die Verbundbewehrung aufgrund der verschobenen Momentenlinie vom einwirkenden Moment nicht mehr zur Aufnahme der Zugkraft benötigt wird, muss die auf die CFK-Lamellen in diesem Querschnitt wirkende Zugkraft verankert werden. Ergänzend zu diesem Nachweis wird aber eine Zugkraftdeckungslinie gefordert, die den weiteren Zugkraftaufbau in Richtung des Momentenmaximums beschreibt und immer über der einwirkenden Zugkraftlinie F_{LEd} liegt, siehe Abb. 9.

b) Querkraftverstärkung

Die Richtlinie unterscheidet, ebenso wie die DIN EN 1992-1-1, grundsätzlich zwischen Bauteilen ohne und Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung. Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit V_{Rdc} für ein Bauteil ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung erfolgt wie beim unverstärkten Querschnitt, da die geklebte Bewehrung nicht auf die Fläche A_{sl} der Längsbewehrung für die Ermittlung des geometrischen Bewehrungsgrads ρ_l angerechnet werden darf.

4

Bei Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung ist zu unterscheiden zwischen Bauteilen, die auch für die Einwirkungen im verstärkten Zustand über einen hinreichende einbetonierte Querkraft- und Bügelbewehrung verfügen und Bauteilen, die einer Ergänzung dieser Querkraft- oder der Bügelbewehrung bedürfen. Da für die Querkraftverstärkung mit Kohlefasergelegen in Deutschland bislang keine Erfahrungen vorliegen, sieht die Richtlinie für diesen Anwendungsfall Stahllaschenbügel vor, die aus mehreren sich übergreifenden L-Profilen gebildet werden. Für die Ermittlung des erforderlichen Bügelquerschnitts ist für die einbetonierte und die geklebte Querkraftbewehrung ein einheitlicher Neigungswinkel θ der Druckstrebe anzunehmen.

Die Gesamtquerkrafttragfähigkeit des verstärkten Bauteils mit nicht geneigten Gurten ergibt sich als kleinerer Wert der Summe des Widerstands der einbetonierten Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$ und der geklebten Querkraftbewehrung $V_{Rd,Lw}$ bzw. der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$. $V_{Rd,s}$ und $V_{Rd,max}$ werden nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.3 bestimmt. Der Widerstand der geklebten Querkraftbewehrung $V_{Rd,Lw}$ wird analog zu $V_{Rd,s}$ ermittelt:

$$V_{Rd,Lw} = \frac{A_{sw}}{s_{Lw}} \cdot z \cdot \cot\theta \cdot f_{Lwd}$$

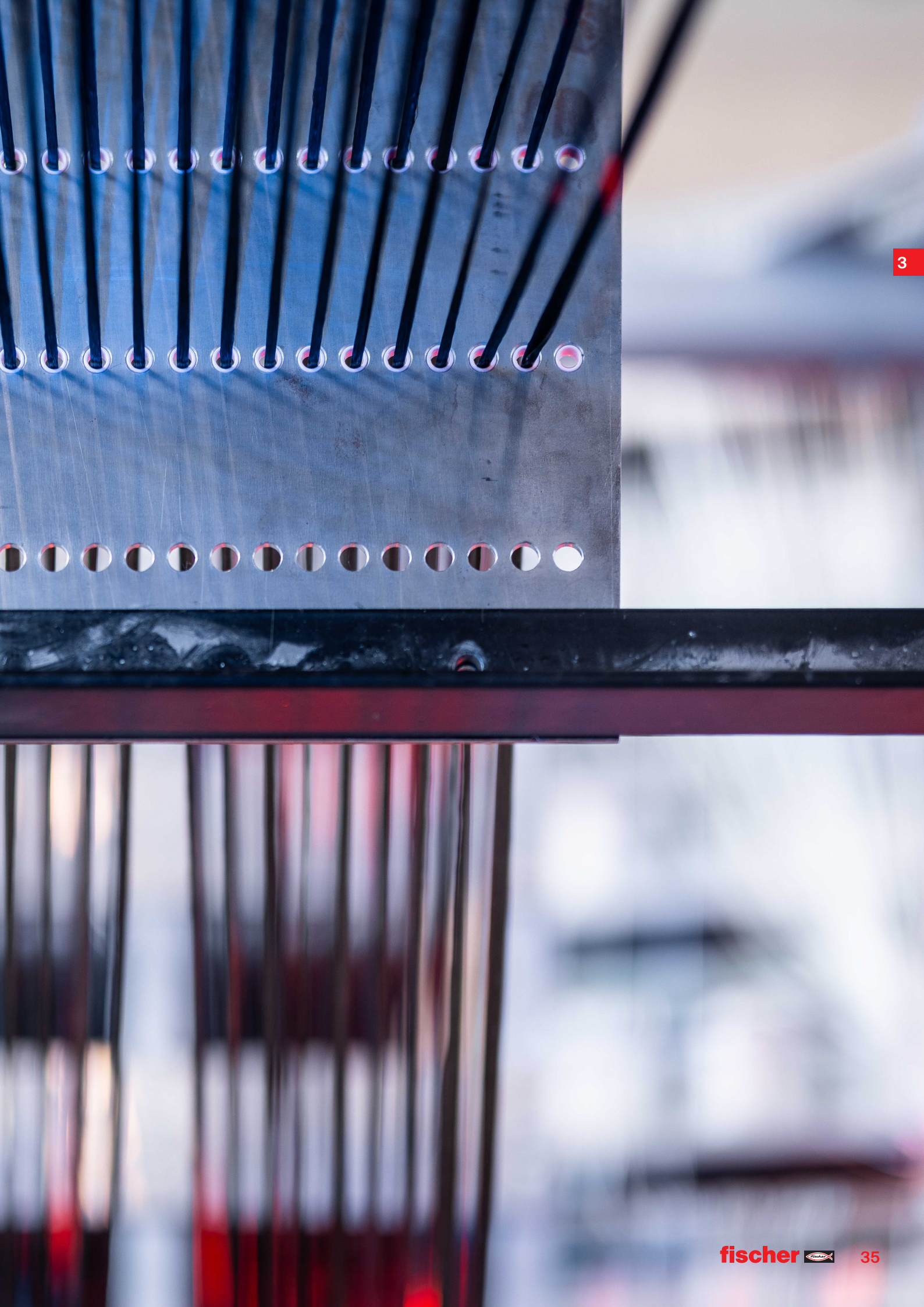
Mit:

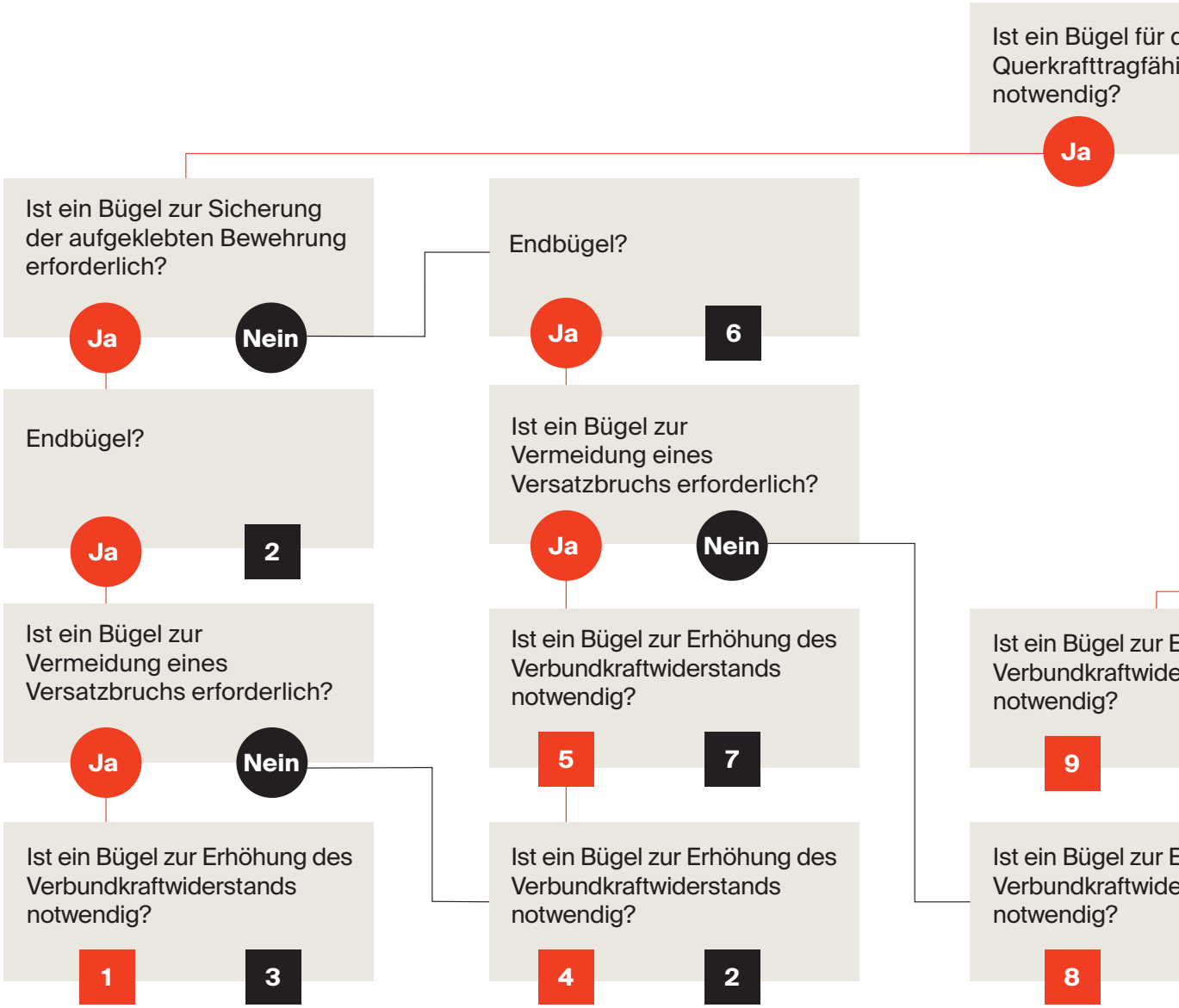
A_{sw}	Querschnitt der aufgeklebten Bügelbewehrung
s_{Lw}	Achsabstand der aufgeklebten Bügelbewehrung
f_{Lwd}	Bügelfestigkeit

Die Bügelfestigkeit f_{Lwd} wird als Minimalwert aus dem Bemessungswert der Fließspannung des Stahlprofils, der Tragfähigkeit des Übergreifungsstoßes des aus L-Profilen zusammengesetzten Bügels und im Fall von nicht geschlossenen Bügeln, die bei Rechteckquerschnitten über die gesamte Steghöhe verklebt werden, aus der Tragfähigkeit der Verbundverankerung ermittelt (vgl. Beispiel 1 Plattenbalken).

Bei Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung ist darüber hinaus zu überprüfen, ob eine Verbügelung der geklebten Bewehrung zur Vermeidung eines Versatzbruchs oder für den Anschluss der geklebten Bewehrung an das mittels der einbetonierten Querkraftbewehrung ausgebildete Fachwerk erforderlich ist. Bei aufgeklebten CFK-Lamellen ist zusätzlich zu prüfen, ob durch eine Verbügelung unzulässige querkraftinduzierte Rissuferversätze verhindert werden müssen. Darüber hinaus kann durch eine Verbügelung am Ende der aufgeklebten Bewehrung auch die Verbundtragfähigkeit im Hinblick auf den Endverankerungsnachweis gesteigert werden.

Da die Regelungen für die mit der Querkraftbeanspruchung zusammenhängenden Nachweise relativ verstreut und nicht streng differenziert zwischen Bemessung und Konstruktion in der Richtlinie aufgeführt sind, ist es hilfreich mit dem Ablaufdiagramm vorzugehen, welches auf den nachfolgenden Seiten abgebildet ist.





1 $$A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[max \left\{ \begin{matrix} V_{Ed} - V_{Rd,s} \\ \frac{V_{Ed} \cdot E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \end{matrix} \right\} \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} + F_{LwEd} + F_u(\alpha_b) \right]$$

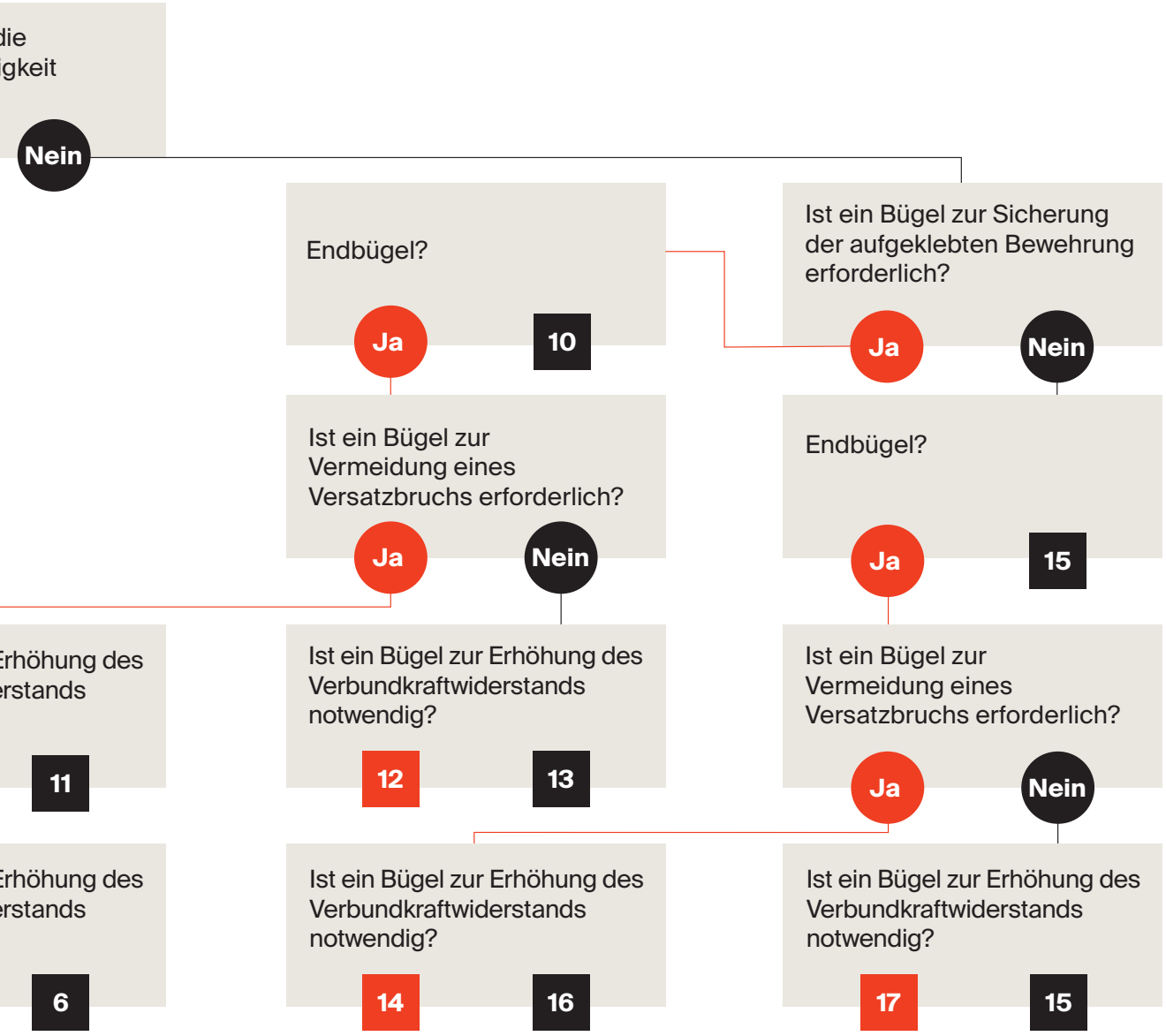
2 $$A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[max \left\{ \begin{matrix} V_{Ed} - V_{Rd,s} \\ \frac{V_{Ed} \cdot E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \end{matrix} \right\} \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} \right]$$

3 $$A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[max \left\{ \begin{matrix} V_{Ed} - V_{Rd,s} \\ \frac{V_{Ed} \cdot E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \end{matrix} \right\} \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} + F_{LwEd} \right]$$

4 $$A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[max \left\{ \begin{matrix} V_{Ed} - V_{Rd,s} \\ \frac{V_{Ed} \cdot E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \end{matrix} \right\} \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} + F_u(\alpha_b) \right]$$

5 $$A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[(V_{Ed} - V_{Rd,s}) \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} + F_{LwEd} + F_u(\alpha_b) \right]$$

6 $$A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[(V_{Ed} - V_{Rd,s}) \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} \right]$$



7 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[(V_{Ed} - V_{Rd,s}) \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} + F_{LwEd} \right]$

8 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[(V_{Ed} - V_{Rd,s}) \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} + F_u(\alpha_b) \right]$

9 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[\frac{V_{Ed} \cdot E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} + F_{LwEd} + F_u(\alpha_b) \right]$

10 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[\frac{V_{Ed} \cdot E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} \right]$

11 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[\frac{V_{Ed} \cdot E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} + F_{LwEd} \right]$

12 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[\frac{V_{Ed} \cdot E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} + F_u(\alpha_b) \right]$

13 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot \left[\frac{V_{Ed} \cdot E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \cdot \frac{s_{Lw}}{z \cdot cot\theta} \right]$

14 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot [F_{LwEd} + F_u(\alpha_b]$

15 $A_{Lw} = 0$

16 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot F_{LwEd}$

17 $A_{Lw} = \frac{1}{f_{Lwd}} \cdot F_u(\alpha_b)$

4.3.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Spannungen müssen gemäß der Richtlinie nachgewiesen werden. Die Spannungsbegrenzung soll irreversible Verformungen infolge nichtlinearen Kriechens des Betons oder Fließens der Stahlbewehrung verhindern. Bei Klebelamellen müssen auch irreversible Schäden an der Klebeverbindung zwischen Lamelle und Beton durch Ablösung in bestimmten Bereichen unter Gebrauchslasten vermieden werden. Werden die vorgegebenen maximalen Dehnungen in der Stahlbewehrung und in der Klebebewehrung nicht überschritten, ist ein Nachweis der Bauteilverformung und der Rissbreitenbeschränkung sowie ein Nachweis des Verbundes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht zwingend erforderlich.

Es ist jedoch zu beachten, dass in vielen Fällen der wirtschaftlichen Bemessung davon ausgegangen werden kann, dass die zulässigen Werte für Rissbreiten und Durchbiegungen bereits im unverstärkten Zustand weitgehend ausgenutzt wurden und dass im verstärkten Zustand unter den erhöhten Lasten zusätzliche Verformungen auftreten. In den folgenden Abschnitten werden daher Möglichkeiten zur Abschätzung des charakteristischen Wertes der Rissbreite und der zu erwartenden Durchbiegung aufgezeigt.

Die Vorgabe, die GZG-Nachweise mit dem Mittelwert des Elastizitätsmoduls durchzuführen, könnte so verstanden werden, dass der Kurzzeit-Elastizitätsmodul verwendet werden soll. Das ist aber nicht sinnvoll, da ein großer Teil der Verformungen durch das zeitabhängige Verhalten des Betons entsteht. Dieser muss auch berücksichtigt werden.

a) Begrenzung der Spannungen

Die Richtlinie gibt in ihrem Anhang RV L.1 die annähernd aus den Brutto-Betonquerschnitten errechneten idealen Querschnittswerte an.

Für Spannstahl und Beton gelten die Vorgaben der DIN EN 1992-1-1 zur Spannungsbegrenzung. Für die Dehnungen in der Stahlbewehrung ist $\varepsilon_s \leq 1{,}0 \cdot f_{yk} / E_s$ uneingeschränkt erforderlich. In der geklebten Bewehrung sind die Dehnungen $\varepsilon_L \leq 0{,}2$ ‰.

b) Begrenzung der Rissbreiten

Die Richtlinie sieht keine Änderungen zu DIN EN 1992-1-1, 7.3 vor, außer dass auf den Nachweis der Rissbreitenbegrenzung in der Regel verzichtet werden kann. Das bedeutet, dass die Ansätze der DIN EN 1992-1-1 zur Rissbreitenbegrenzung auch für Bauteile mit geklebter Bewehrung angewendet werden können. Die mit diesen Ansätzen ermittelten maximalen Stabdurchmesser und rechnerischen Rissbreiten liegen auf der sicheren Seite, wenn nur die Wirkung des zusätzlichen Querschnitts der geklebten Bewehrung, nicht aber die ebenfalls günstige Verbundfestigkeit berücksichtigt wird.

Der Ansatz in Abschnitt RV 7.3.5 der Richtlinie gilt nur für die nachträgliche Rissbreitenbegrenzung in bestehenden Bauwerken. Der Ansatz der Richtlinie gilt nur für ein voll ausgebildetes Rissbild in einem Betonbauteil, dessen Bewehrung während der Lastgeschichte unverändert bleibt. Für die Anwendung dieser Ansätze geht die Richtlinie daher davon aus, dass zum Zeitpunkt der Bewehrung keine signifikanten Lasten und Zwängungen vorliegen und vorhandene Risse verpresst oder durch saisonale Zwängungslasten weitgehend geschlossen sind. Die Berücksichtigung der Vordehnung der Stahlbewehrung infolge der Belastung zum Zeitpunkt der Verstärkung und der daraus resultierenden Anfangsrissbreite ist nicht möglich. Aus diesem Grund kann der Ansatz für die ergänzende Rissbreitenbegrenzung nicht modifiziert und zur Berechnung der Rissbreite von verstärkten Bauteilen verwendet werden, die weder entlastet noch verpresst wurden.

c) Begrenzung der Verformungen

Hinsichtlich der Berechnung und Begrenzung der Durchbiegung enthält DIN EN 1992-1-1 ebenfalls Grundsätze und Empfehlungen, aber keine expliziten Vorgaben für Berechnungsmethoden, so dass grundlegende Beziehungen zum Biegebalken aus der Technischen Mechanik verwendet werden müssen.

Da nach der Richtlinie auch hier die Verformungen zum Zeitpunkt der Bewehrung zu berücksichtigen sind, wird empfohlen, einen Ansatz aus dem Fib Bulletin 90 zu verwenden, mit dem auch die Entlastung des Bauteils kurz vor dem Zeitpunkt der Bewehrung berücksichtigt werden kann.

Unter Berücksichtigung des Lastverlaufs und unter Verwendung der Verteilungskoeffizienten kann die Durchbiegung α eines einfach gestützten Trägers in der Mitte der Spannweite näherungsweise wie folgt bestimmt werden.

$$\alpha = k_M \cdot {l_{eff}}^2 \cdot \left[\left(\left(\frac{M_{0Iperm}}{E_{cIeff} \cdot I_{0IIeff}} \mathrm{H}\, \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{0IIeff}}{I_{0IIeff}} \right) \cdot \beta_1 \mathrm{H} \left(\frac{M_0 - M_{0Iperm}}{E_{cm} \cdot I_{0I}} - \frac{M_0 - M_{0Iperm}}{E_{cm} \cdot I_I} \right) \cdot \beta_2 \right) \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{0Iperm}} \right)^2 \mathrm{H} \left(\frac{M_{perm} - M_{0Iperm}}{E_{cIeff} \cdot I_{IIeff}} \right) \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{perm}} \right)^2 \mathrm{H} \left(\frac{M_{0Iperm}}{E_{cIeff} \cdot I_{0I\ IIeff}} \mathrm{H}\, \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{0IIeff}}{I_{0IIeff}} \right) \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{0Iperm}} \right)^2 \right) \mathrm{H} \left(\frac{M_0 - M_{0Iperm}}{E_{cm} \cdot I_{0I}} - \frac{M_0 - M_{0Iperm}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \right) \left(1 - \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{0Iperm}} \right)^2 \right) \mathrm{H} \left(\frac{M_{perm} - M_{0Iperm}}{E_{cIeff} \cdot I_{IIIeff}} \right) \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{perm}} \right)^2 \right) \right] \quad (4.1)$$

Mit:

k_M	Koeffizient, der vom Belastungs- und Zwangsmuster abhängt und durch doppelte Integration der Krümmung bestimmt wird
l_{eff}	effektive Stützweite
$E_{c,eff}$	effektiver E-Modul von Beton
E_{cm}	Sekanten-Elastizitätsmodul von Beton
E_s	Bemessungswert des E-Moduls des Betonstahls
$\varphi(\infty, t_0)$	Kriechzahl (für Belastung und Zeitintervall)
ε_{cs}	Schwinddehnung
α_e	effektives modulares Verhältnis
I_{0I}	Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem Sekantenmodul E_{cm}
$I_{0I,eff}$	Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$
$S_{0I,eff}$	Flächenmoment ersten Grades der Bewehrung um den Schwerpunkt des ungerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$
I_{0II}	Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem Sekantenmodul E_{cm}
$I_{0II,eff}$	Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem Sekantenmodul E_{cm}
$S_{0II,eff}$	Flächenmoment ersten Grades der Bewehrung um den Schwerpunkt des gerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$
I_I	Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts nach der Verstärkung, berechnet mit dem Sekantenmodul E_{cm}
$I_{I,eff}$	Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitss nach der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$
I_{II}	Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts nach der Verstärkung, berechnet mit dem Sekantenmodul E_{cm}
$I_{II,eff}$	Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts nach der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$
β_1, β_2	Koeffizienten, die den Einfluss der Dauer der Belastung oder der wiederholten Belastung auf die durchschnittliche Dehnung berücksichtigen
	$\beta_1 = 0{,}5$ Dauerbelastungen oder viele Zyklen wiederholten Belastung
	$\beta_2 = 1{,}0$ Einmalige kurzfristige Belastung
M_{cr}	Rissmoment
M	betrachtetes Moment in Feldmitte
$M_{0,perm}$	Momentenmaximum im Feld unter quasi-ständiger Belastung bevor der Verstärkung
M_0	Momentenmaximum im Feld nach der teilweisen Entlastung unmittelbar vor der Verstärkung
M_{perm}	Momentenmaximum im Feld unter quasi-ständiger Belastung nach der Verstärkung

DIN EN 1992-1-1 enthält keine spezifischen Ansätze zur Bestimmung des Rissmoments M_{cr}, aber es ist üblich, es über das Widerstandsmoment W_c des Brutto-Betonquerschnitts im ungerissenen Zustand I mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} zu berechnen.

Bewehrungsregeln

Die Richtlinie enthält Vorgaben zu den minimalen Randabständen sowie zu den minimalen und maximalen Achsabständen der geklebten Längsbewehrung. In Bezug auf die Querkraftbewehrung gibt es Vorgaben zur Konstruktion der geklebten Querkraftbewehrung und zu deren Anordnung am Bauwerk.

Darüber hinaus gelten alle Regelungen der Abschnitte 8 und 9 der DIN EN 1992-1-1, obgleich manche dieser Vorgaben im Hinblick auf die ursprüngliche Herstellung der Bauteile, z.B. in Bezug auf die ungestörte Einbringung und Verdichtung des Betons festgelegt wurde.


fischer
KORSAR®
WORK RED
Art.: 135120
10/XL
Cat. II

“Dank den erstklassigen Produkten und der innovativen Software wird fischer eine Schlüsselrolle im Bereich der Tragwerks-verstärkung übernehmen. Es freut mich sehr, an der Entwicklung des REINFORCE-FIX-Moduls von FiXperience mitwirken zu dürfen.”

Dr.-Ing. Akanshu Sharma

Jack and Kay Hockema Associate Professor für Bauingenieurwesen, Lyles School of Civil and Construction Engineering, Purdue University, USA



5. REINFORCE-FIX

Die fischer Software REINFORCE-FIX ermöglicht die Modellierung und Berechnung von Tragwerksverstärkungen. Sie ermöglicht die Berechnung von Rechteck- und T-Trägern. Zusätzliche Module werden integriert, um die Funktionalität zu erweitern. Dieser Expert Guide beschreibt die Funktionen der Software zur Modellierung, Berechnung und Ergebnisauswertung.

5.1 Benutzeroberfläche und Optionen

Dieses Kapitel enthält eine kurze Beschreibung der grafischen Benutzeroberfläche von REINFORCE-FIX sowie Informationen zur Navigation im Arbeitsfenster und in den Tabellen. Darüber hinaus werden grundlegende Einstellmöglichkeiten des Programms vorgestellt.

Die Benutzeroberfläche von REINFORCE-FIX basiert auf der fischer Bemessungssoftware FiXperience, um eine intuitive Bedienung zu gewährleisten. Der generelle Aufbau ist nachfolgend dargestellt.

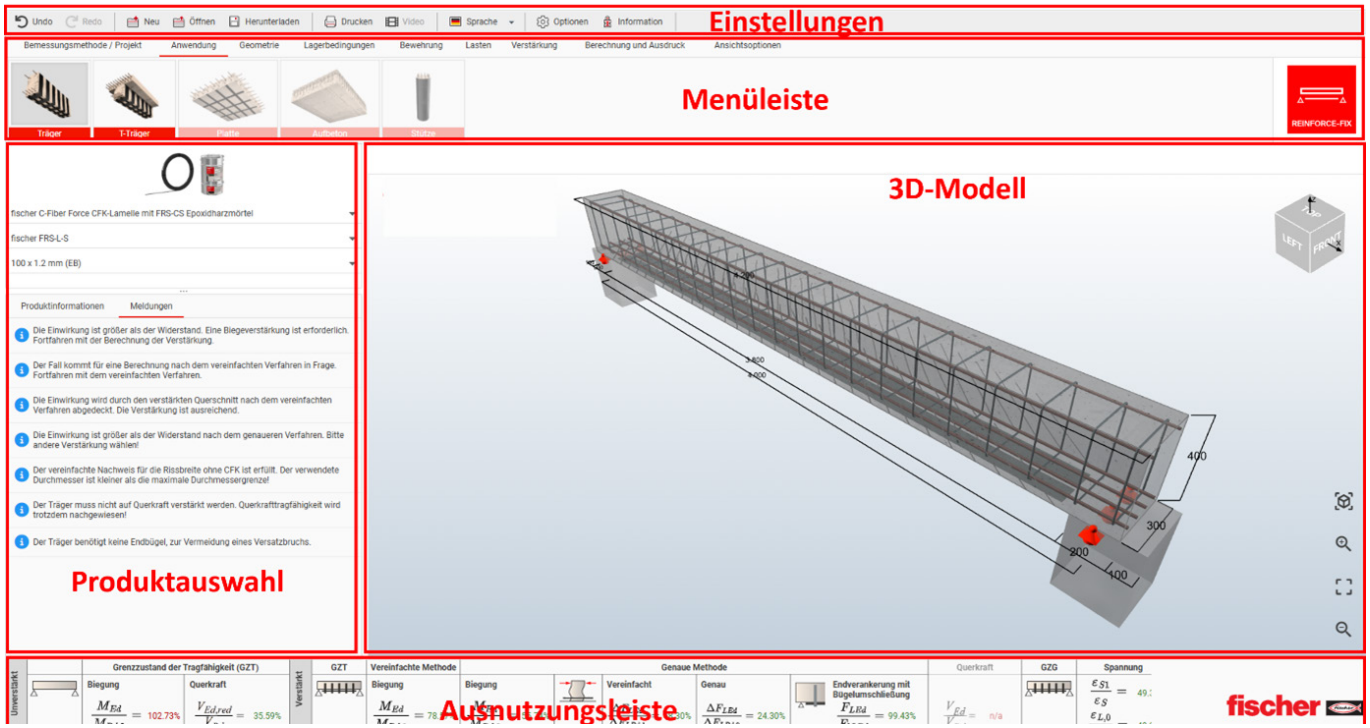
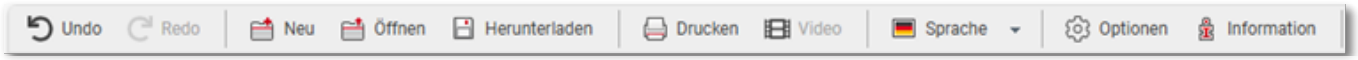


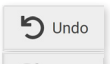
Abb. 17 – Aufbau von REINFORCE-FIX

5.1.1 Einstellungen

Die Menüleiste zum Ändern der allgemeinen Einstellungen befindet sich am oberen Rand.



Von links nach rechts kann man



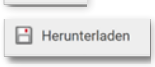
die letzte Eingabe **rückgängig** machen bzw. **wiederherstellen**



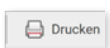
ein **neues** Projekt starten



ein gespeichertes Projekt **öffnen**



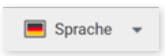
ein aktuelles Projekt **downloaden** und speichern



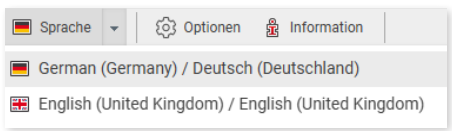
ein **Protokoll** ausdrucken, verfügbar als Voll- oder Kurzversion

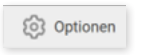


ein **Video** der Softwareanwendung anschauen

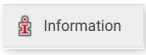


die **Sprache** ändern





das Einheitensystem (imperial oder metrisch) in den **Optionen** anpassen



zusätzliche Informationen wie z.B. Software-Entwickler, Lizenzvereinbarungen etc. finden

5.1.2 Menüleiste

Die Menüleiste am oberen Bildschirmrand ist die Hauptnavigationsleiste. Sie führt den Benutzer von links nach rechts durch das Projekt.

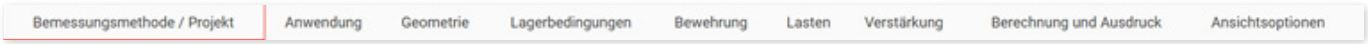


Abb. 11 – Allgemeine Menüleiste

Bemessungsmethode / Projekt

Unter **Bemessungsmethode/Projekt** können allgemeine Daten wie Firmenname, Adresse, Telefon sowie die Norm bzw. Richtlinie ausgewählt werden.

Anwendung

Im nächsten Register **Anwendung** kann der Benutzer das zu verstärkende Bauteil auswählen.

Geometrie

Die **Geometrie** des Bauteils sowie die Betonparameter können definiert werden.

Lagerbedingungen

Unter **Lagerbedingungen** können Auflager angegeben werden.

Bewehrung

Im Register **Bewehrung** können Material, Durchmesser und Anzahl der Bewehrung festgelegt werden.

Lasten

Im Register **Lasten** können in einem extra geöffneten Fenster Momente und Querkräfte eingegeben werden. Es stehen Eingabemasken für parabelförmige und dreieckige Momentenverläufe zur Verfügung.

Verstärkung

CFK-Lamellen können im Reiter **Verstärkung** definiert werden, hinsichtlich Lagenzahl, Lamellenanzahl, Endverankerung, sowie weitere spezifische Parameter definiert werden.

Berechnung und Ausdruck

In der Registerkarte **Berechnung und Ausdruck** kann der Benutzer das Ausdruckprotokoll herunterladen.

Ansichtsoptionen

Ansichtsoptionen bietet viele Optionen zur unterschiedlichen Visualisierung des 3D-Modells.

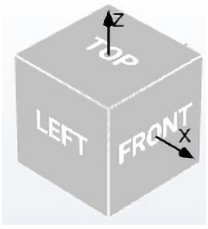
5.1.3 Produktauswahl

Ein Auswahlmenü mit den Produkten und ihren verschiedenen Geometrien wird auf der linken Seite angezeigt.

Meldungen

Fehlermeldungen erscheinen unterhalb der Produktauswahl.

5.1.4 3D-Modell



Das realistische 3D-Modell passt sich sofort an, wenn geometrische Werte in der Menüleiste geändert werden. Die Abmessungen können direkt am Modell über die Maßlinien angepasst werden. Mit der rechten Maustaste lässt es sich drehen. Zudem befindet sich auf der rechten Seite ein Navigationswürfel, mit dem sich einfach eine Vorder-, Seiten- oder Rückansicht aufrufen lässt.

5.1.5 Ausnutzungsleiste

Der interaktive Auslastungsleiste zeigt sofort die Ergebnisse nach jeder Anpassung von Geometrie, Beton oder Lasten. Die Ausnutzungen werden zur vereinfachten Überprüfung in Prozent dargestellt. Der Benutzer kann direkt an der klaren Farbgebung erkennen, ob die 100 % Auslastung überschritten (rote Farbe) oder unterschritten (grüne Farbe) wird.

Die Ausnutzungsleiste, siehe Abb. 18, ist wie folgt aufgebaut: Zunächst wird für den unverstärkten Querschnitt geprüft, ob eine Verstärkung erforderlich ist. Wenn eine Verstärkung erforderlich ist, wird im rechten Teil der Leiste die Ausnutzung für die erforderlichen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angezeigt.

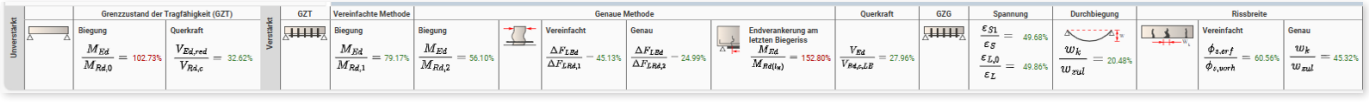


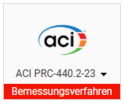
Abb. 18 – Ausnutzungsleiste

5.2 Bemessungsmethode / Projekt

REINFORCE-FIX bietet verschiedene Normen und Richtlinien zur Auswahl an.



Für die Biege- und Querkraftverstärkung mit CFK-Lamellen bzw. Stahlbügeln kann die DAfStb-Verstärkungsrichtlinie gewählt werden.



Die amerikanische ACI PRC-440.2-23 „Design and Construction of Externally Bonded Fiber Reinforced Polymer (FRP) Systems for Strengthening Concrete Structures“ kann für die Biege- und Schubverstärkung mit CFK-Lamellen oder CF-Gelege gewählt werden.

5.3 Anwendung

Beschreibungen in Form von Tooltipps sind verfügbar.

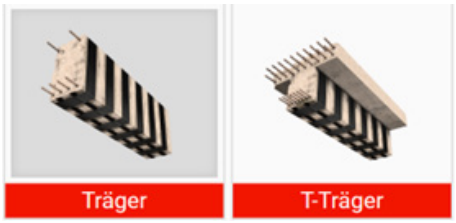


Abb. 19 – Anwendungs-Menü

Die folgenden Anwendungen können bemessen werden:
- Rechteck-Träger mit Biege- und Querkraftverstärkung nach ACI PRC-440.2-23
- T-Träger mit Biege- und Querkraftverstärkung nach ACI PCR-440.2-23
- Rechteck-Träger mit Biege- und Querkraftvestärkung nach DAfStb Verstärkungsrichtlinie

5.4 Geometrie

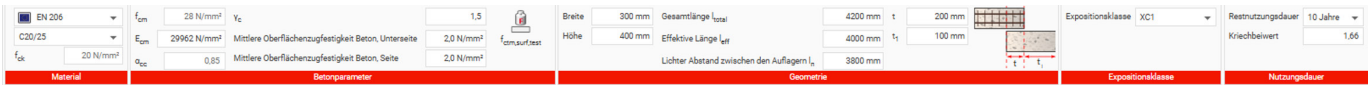


Abb. 20 – Geometrie-Menü

Die Betondruckfestigkeitsklassen können im Menüpunkt Material ausgewählt werden. Die zulässigen Grenzen der Druckfestigkeit nach DAfStb, RV 3.6 sind C12/15 bis C50/60. Innerhalb der Grenzwerte lassen sich auch benutzerdefinierte Betondruckfestigkeiten definieren.

Unter Betonparameter werden der Mittelwert der Betondruckfestigkeit f_{cm} und der E-Modul nach DIN EN 1992-1-1, Tab. 3.1 mit Hilfe der Software berechnet:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8\ N/mm^2 \quad (5.1)$$

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{-3} \quad (5.2)$$

Die Oberflächenzugfestigkeit $f_{ctm,surf}$ kann entweder direkt eingegeben werden, jeweils für seitliche und untere Bauteiloberfläche getrennt, je nachdem wo die Verstärkung später angebracht werden soll.

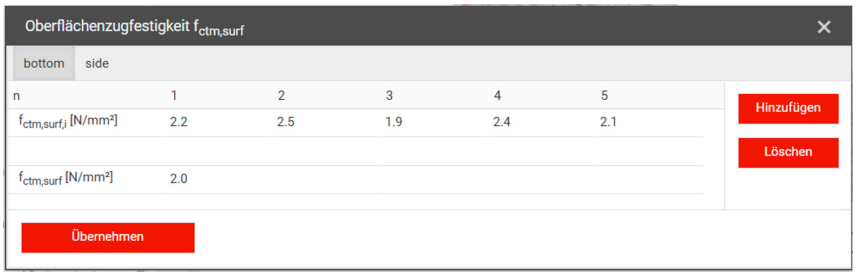


Abb. 21 - Oberflächenzugfestigkeit, Unterseite und Seite

Alternativ wenn mehrere Versuchswerte vorhanden sind, lassen sich diese in einem separaten Fenster $f_{ctm,surf,test}$, siehe Abb. 21, eintragen. Der erwartete Mittelwert wird dann durch die statistische Auswertung ermittelt, nach DAfStb, Annex A.1, berechnet:

$$f_m = \left(\frac{1}{n} \cdot \Sigma_{i=1}^{n} f_i\right) - k \cdot s \qquad (5.3)$$

Ein Maximalwert von $f_{ctm,surf}$ = 4,0 N/mm² muss nach DafStb, RV 3.6 eingehalten werden.

In der Registerkarte **Geometrie** kann der Benutzer die Breite, Höhe und Länge des Bauteils festlegen. Außerdem können die Auflagermaße t und t1 angepasst werden. Alle Abmessungen können auch direkt am 3D-Modell selbst angepasst werden.

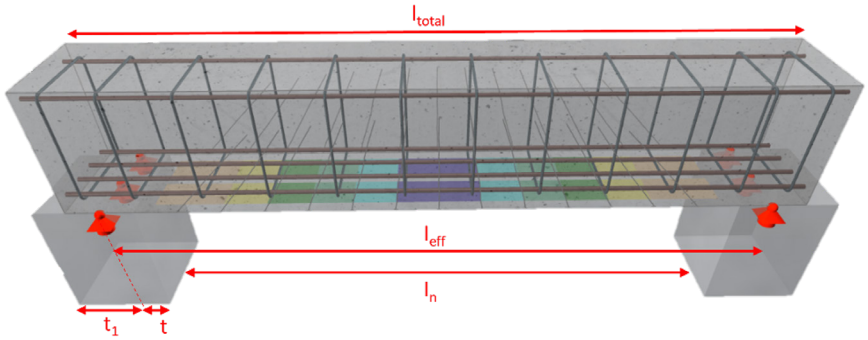


Abb.22 - Definition der Längen

5.5 Lagerbedingungen

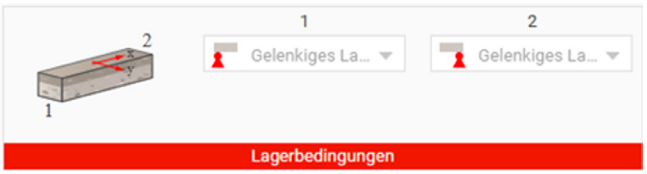


Abb. 23 – Lagerbedingungen-Menü

Die **Lagerbedingungen** können hier, siehe Abb. 23 ausgewählt werden. Zurzeit sind nur gelenkige Lagerungen möglich.

5.6 Bewehrung

Das Menü Bewehrung ist in vier Registerkarten unterteilt: Material, Betondeckung, Längsbewehrung, Querkraftbewehrung, siehe Abb. 24.

In der Registerkarte **Material** kann die Streckgrenze f_{yk} der Längsbewehrung, und f_{ywk} der Bügelbewehrung, definiert werden. Nach DAfStb VL, 3.2.2 müssen vorhandene Bewehrungsstähle nicht die Anforderungen nach DIN EN 1992, 3.2.2 (2), (3), (4), (5), (6) erfüllen. Daher ist die Eingabe innerhalb von 100 N/mm² und 550 N/mm² möglich. Die Eingabe des Elastizitätsmoduls E_s erlaubt dem Anwender eine Gestaltungsfreiheit zwischen den Grenzen von 50 000 N/mm² und 300 000 N/mm². Es können verschiedene Stahltypen wie gerippt oder glatt definiert werden. Der Standardwert für den Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl γ_s ist auf 1,5 eingestellt, kann aber vom Benutzer innerhalb der Grenzen von 1,0 und 1,5 geändert werden. Es stehen zwei verschiedene Verbundbedingungen zur Verfügung: gut und mäßig.



Abb. 24 – Übersicht Eingabe Bewehrung

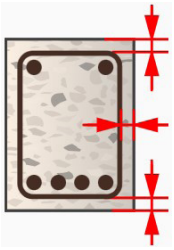


Abb. 25 – Betondeckung

Die **Betondeckung** kann innerhalb der Grenzen von 10 mm und 100 mm jeweils für oben, unten und Seite definiert werden, siehe Abb. 25.
Zusätzliche Lagen an **Längsbewehrung** können hinzugefügt werden mittels der + Hinzufügen Schaltfläche; Lagen, die nicht mehr benötigt werden, können gelöscht werden durch die ✖ Löschen Taste.

In der **Querkraftbewehrung** werden die zu verwendenden Bügel definiert. Zunächst muss der Benutzer die Anzahl der Zonen festlegen, in die er den Träger unterteilen möchte. Die Mindestanzahl der Zonen ist eins. Der Bügeldurchmesser und die Seitenbetondeckung in Längsrichtung werden direkt in der Menüleiste definiert. Tabellarische Eingaben pro Zone können im Zusatzfenster, siehe Abb. 26 durch Anklicken von Tabellarische Eingabe vorgenommen werden. Dabei kann die Größe der Zonen über die Anfangs- und Endkoordinaten definiert werden. Für jede Zone können die Abstände zwischen den Bügeln festgelegt werden.

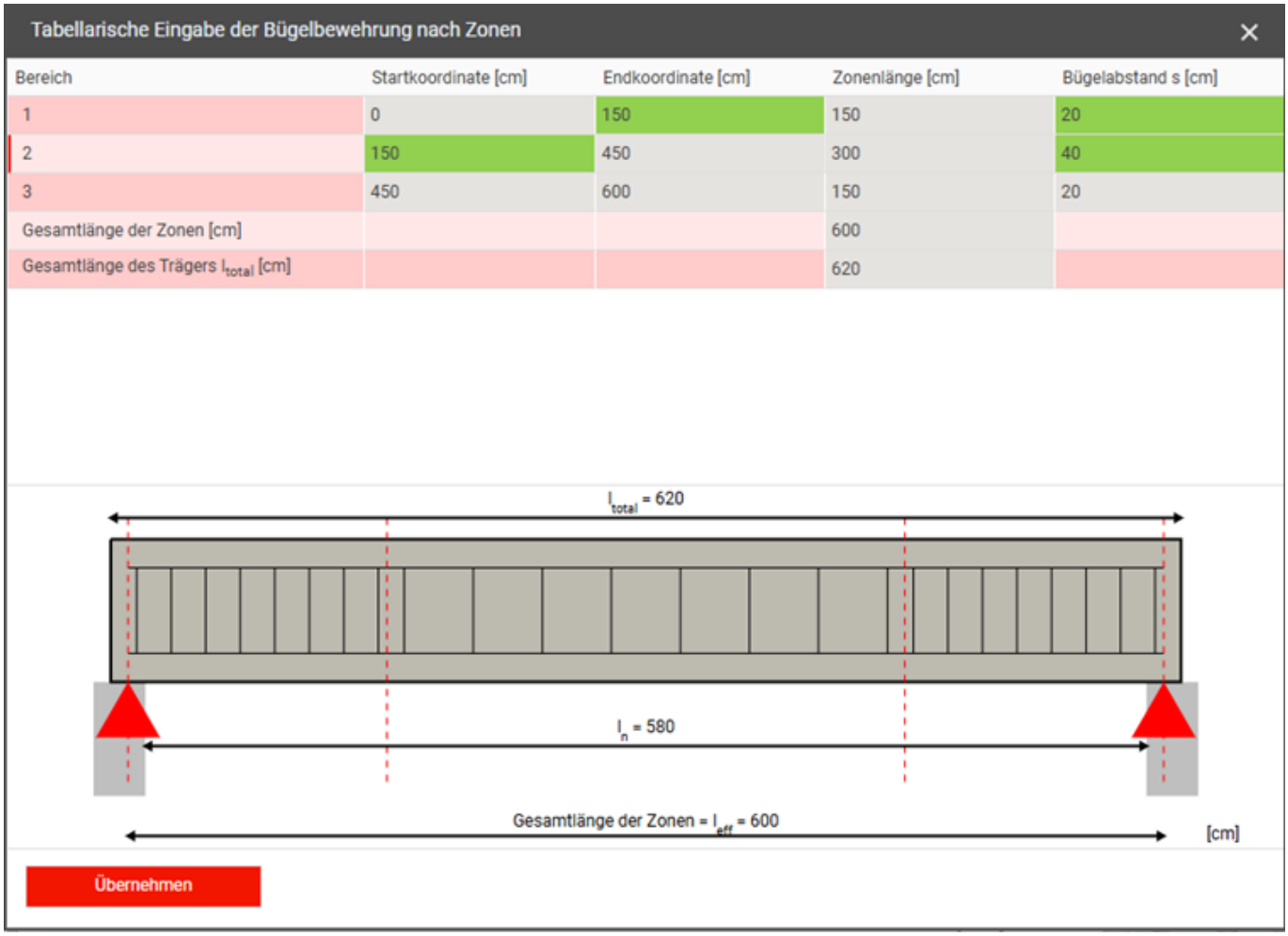


Abb. 26 - Tabellarische Eingabe der Bewehrungszonen

5.7 Lasten

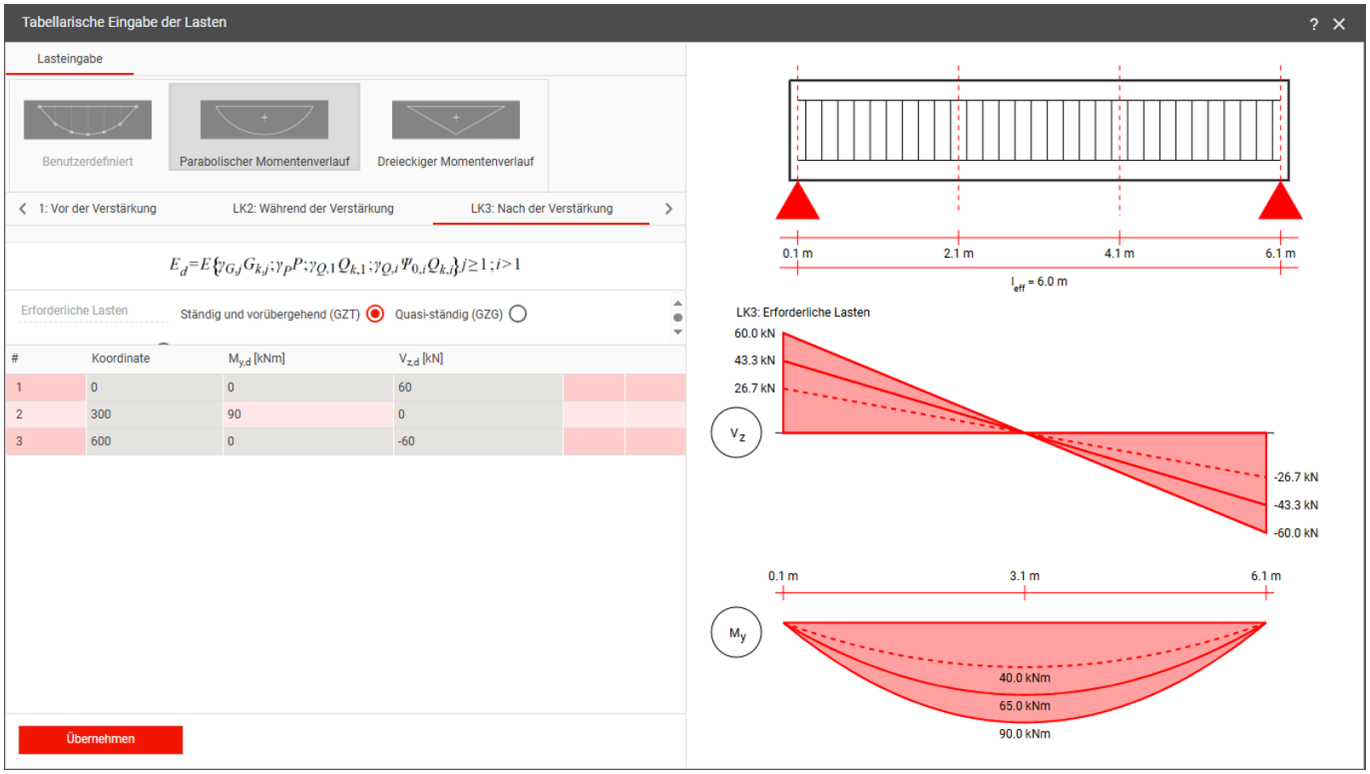
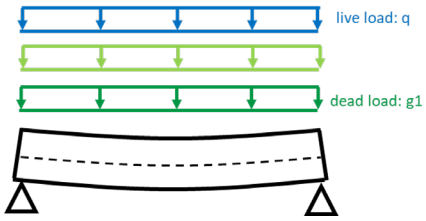


Abb. 27 - Tabellarische Eingabe der Bewehrungszonen

Die Lasteneingabe nach DAfStb kann tabellarisch vorgenommen werden. Die Lastkombinationen und Lastfälle sollen vom Anwender in einem Statikprogramm eingegeben werden und die endgültigen Schnittgrößen werden dann in REINFORCE-FIX übertragen. Es ist jeweils das Moment in [kNm] einzugeben. Die Querkraft wird dann automatisch berechnet. Die grafische Darstellung der Eingabe als Schnittgrößen ist rechts danebenzusehen. Hierbei gilt es nach Heft 595 folgende Lastfälle einzugeben:

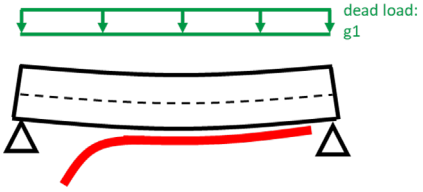
Lastfall 1



Vor dem Verstärken
Bereits existierende Lasten
- Ständig und vorübergehend

$$E_d = \gamma_G \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_Q \cdot q_{k,1} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q_{k,i}$$

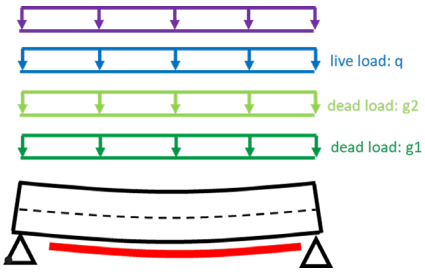
Lastfall 2



Während dem Verstärken
Nur Eigengewicht
- Quasi-ständig

$$E_d = g_{k,1} + g_{2k} + \psi_2 \cdot (q_{1k} + q_{2k})$$

Lastfall 3



Nach dem Verstärken
Neue erhöhte Lasten
- Ständig und vorübergehend
- Quasi-ständig
- charakteristisch

$$E_d = \gamma_G \cdot (g_{k,1} + g_{k,2}) + \gamma_Q \cdot q_{k,1} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q_{k,i}$$

$$E_d = g_{k,1} + g_{k,2} + \psi_2 \cdot q_{k,i}$$

$$E_d = g_{k,1} + g_{k,2} + q_{k,1} + \psi_0 \cdot q_{k,i}$$

5.8 Verstärkung

Die beiden Verstärkungsmethoden sind in zwei separate Menüs unterteilt, die ausgegraut sind, wenn keine Biege- bzw. Schubverstärkung erforderlich ist.

5.8.1. Biegeverstärkung



Abb. 28 - Biegeverstärkung nach DAfStb

Die Biegeverstärkung kann mit Klebe- und Schlitzlamellen vorgenommen werden. Es dürfen maximal zwei Lagen nach DAfStb, RV 3.7, RV 2 aufgeklebt werden. Die maximal mögliche Lamellenanzahl wird automatisch berechnet, je nach eingegebenen Abmessungen. Die Klebstoffdicke t_G kann von 1 mm bis 5 mm ausgewählt werden.

Der Abstand der Lamelle vom Endauflager a_L muss definiert werden. Wenn die Lamelle mindestens bis 50 mm vor die Auflagerkante geführt wird, kann der Vereinfachte Nachweis angewandt werden. Die Verbundlänge der geklebten Bewehrung l_{bL} darf zwischen 1 mm und 50 mm betragen.

Für die Endverankerung stehen drei Optionen zur Verfügung:

- Endverankerung am Biegeriss der am nächsten zum Momentennullpunkt ist
- Endverankerung an einem beliebigen Zwischenrisselement
- Endverankerung mit Bügelumschließung

Wenn die Endverankerung mittels Bügelumschließung gewählt wurde, dann müssen noch die Dicke t_{LW} und Breite b_{LW} des Bügels eingegeben werden.

5.8.1. Querkraftverstärkung



Abb. 29 - Querkraftverstärkung nach DAfStb

Wenn eine Querkraftverstärkung mit Stahllaschen ausgewählt wurde, kann die Stahlgüte mittels eines Dropdown Menüs ausgewählt werden. Die Festigkeit wird nach DAfStb RV 3.9, auch bei höherfesten Stählen jedoch immer mit 235 N/mm² angesetzt.

Verschiedene geometrische Eingaben im Querschnitt, sowie in der Längsverteilung definieren die Anordnung der Stahlbügel.

5.9 Berechnung und Ausdruck

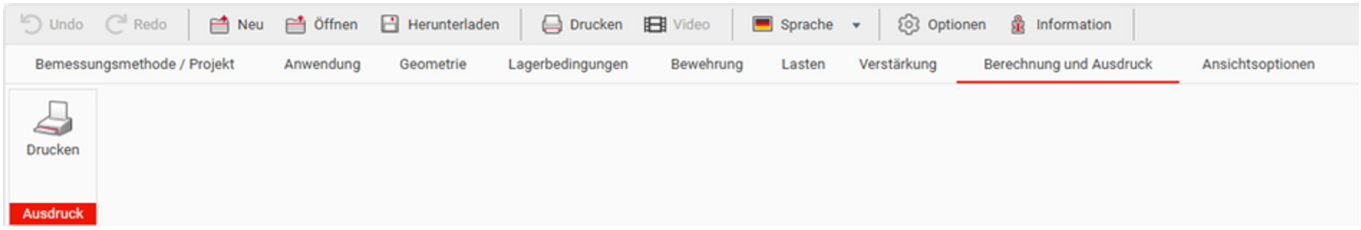


Abb.30 - Ausdrucksprotokoll

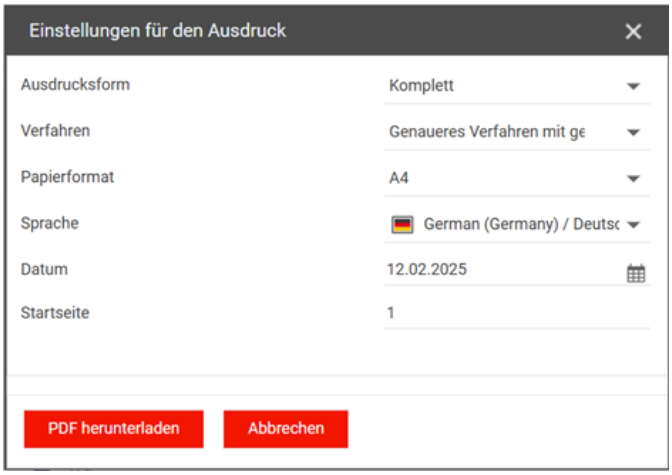


Abb. 31 - Ausdrucksprotokoll Einstellungen

Es können zwei verschiedene Ausdrucksprotokolltypen gewählt werden, eine vollständige und eine Kurzversion. Außerdem kann der Benutzer entscheiden, welche Bemessungsverfahren er ausdrucken möchte: Vereinfachtes Verfahren, genaueres Verfahren mit vereinfachtem Nachweis am Zwischenrisselement oder genaueres Verfahren mit genauem Nachweis am Zwischenrisselement. Sprach- und Datumsoptionen sowie Einstellungen für die Titelseite stehen zur Verfügung.

5.10 Ansichtsoptionen

Es können verschiedene Ansichtsoptionen gewählt werden, um das 3D-Modell auf unterschiedliche Art und Weise darstellen zu können, Abb. 32.

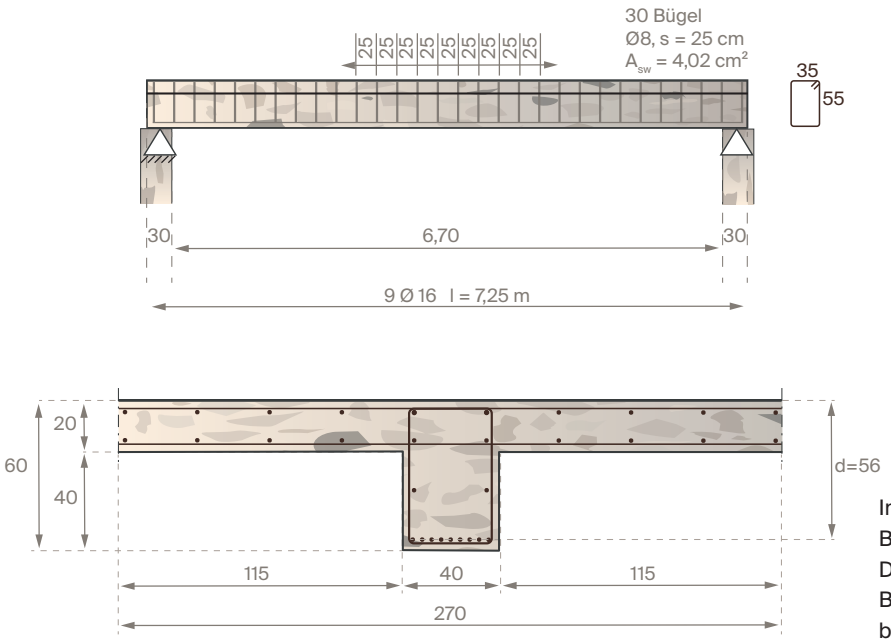


Abb. 32 - Ansichtsoptionen

6. Bemessungsbeispiele gemäß DafStb Verstärkungsrichtlinie

6.1 Beispiel 1: Verstärkung eines Einfeldträgers mit Plattenbalken-Querschnitt mit Klebelamellen

Hinweis: Der Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit eines gemäß der DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ verstärkten Bauteils, der für die Anwendung erforderlich ist, muss gemäß DIN EN 1992-1-2 und dem Nationalen Anhang erbracht werden, wobei die verstärkende Wirkung der geklebten Bewehrung nicht berücksichtigt wird. Alternativ kann dieser Nachweis nach den Vorgaben einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für eine Brandschutzbeschichtung erfolgen, die den Klebeverbund und die CFK-Lamellen vor thermischer und brandbedingter Beanspruchung schützt. Diese Nachweise werden hier nicht dargestellt.



In Abb. 33 wird nur die für die nachfolgenden Berechnungen relevante Bewehrung dargestellt. Die Bewehrung der Platte sowie die konstruktive Bewehrung werden in diesem Beispiel nicht berücksichtigt.

Abb.33 – System, Querschnitt und Bewehrungsanordnung

Ausgangslage

Aufgrund einer Nutzungsänderung wird ein seit 50 Jahren in Gebrauch befindlicher Stahlbetonträger mit einem T-Querschnitt erhöhten Lasten ausgesetzt. Alle Lasten wirken überwiegend statisch.
Für die Verstärkungsmaßnahmen ist der Träger von unten vollständig zugänglich sowie von oben außerhalb der Auflagerbereiche.
Während der Verstärkung ist lediglich die quasi-ständige Lastkombination zu berücksichtigen. Nach der Verstärkung führt die geänderte Nutzung zu einer höheren Eigenlast sowie einer erhöhten Verkehrslast.

Effektive Breite der Flansche

Es wird eine effektive Breite von 2,70 m wird für die nachfolgende Berechnungen angenommen.

Effektive Spannweite

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (6.1)$$

Dabei ist:

t	=	Auflagerlänge (Überlappung von Platte und Auflager) t = 0,30 m	(6.2)
h	=	Trägerhöhe (h = 0,60 m)	(6.3)
a_i	=	$a_i = a_1 = a_2$ = min (0,5·t;0,5·h) = min (0,5·0,3;0,5·0,6) = 0,15 m	(6.4)
l_{eff}	=	$l_n + a_1 + a_2$ = 6,70 + 0,15 + 0,15 = 7,00 m	(6.5)
l_n	=	lichter Abstand zwischen den Außenkanten der Auflager	(6.6)

Parameter des unverstärkten und verstärkten Querschnitts

Die relevanten Parameter des verstärkten Querschnitts werden für den ungerissenen und gerissenen Zustand ermittelt. Näherungsweise werden die idealen Querschnittswerte mit den Brutto-Betonquerschnitten nach dem informativen Anhang L der Richtlinie berechnet. Für den ungerissenen Querschnitt müssen die Ansätze für den doppelt bewehrten Rechteckquerschnitt um die T-Form des Betonquerschnitts erweitert werden.

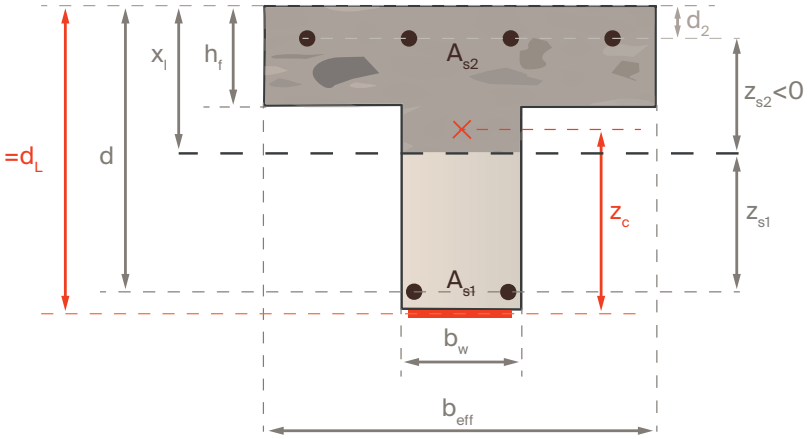


Abb. 34 – Bezeichnungen T-Querschnitt, Lage der Nullinie im ungerissenen Zustand (nach Fingerloos/Hegger/Zilch: Eurocode 2 für Deutschland und ergänzt)

Tab. 7 – Parameter des verstärkten Querschnitts im ungerissenen Zustand (Nulllinie im Flansch)

Parameter	Gleichungen
x	$x_I = k_{x_I} \cdot h$
	$k_{x_I} = (0{,}5 + C_I)/(1 + D_I)$
	$A_I = \frac{1}{b_w \cdot h^2} \cdot [\alpha_s \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2) + \alpha_L \cdot A_L \cdot d_L]$
	$B_I = \frac{1}{b_w \cdot h} \cdot [\alpha_s \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + \alpha_L \cdot A_L]$
	$C_I = 0{,}5 \cdot \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{h_f}{h}\right)^2 + A_I$
	$D_I = \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{h_f}{h}\right) + B_I$
I	$I_I = \frac{b \cdot h^3}{12} + \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 \cdot b \cdot h + \alpha_s \cdot [(d - x_I)^2 \cdot A_{s1} + (x_I - d_2)^2 \cdot A_{s2}] + \alpha_L \cdot (d_L - x_I)^2 \cdot A_L$
S	$S_I = (d - x_I) \cdot A_{s1} + (x_I - d_2) \cdot A_{s2} + \frac{\alpha_L}{\alpha_s} \cdot (d_L - x_I) \cdot A_L$
A_i	$A_{iI} = b \cdot h + \alpha_s \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + \alpha_L \cdot A_L$

Für den gerissenen Zustand gilt der erweiterte Ansatz, wenn die Nulllinie durch den Steg verläuft, während der nicht erweiterte Ansatz für den doppelt bewehrten rechteckigen Querschnitt verwendet werden kann, wenn die Achse durch den Flansch verläuft. Dies ist in diesem Beispiel der Fall, aber im Allgemeinen kann man nicht im Voraus wissen, welche Gleichung relevant ist.

Tab. 8 – Parameter des verstärkten Querschnitts im gerissenen Zustand (Nulllinie im Flansch)

Parameter	Gleichungen
x	$x_{II} = k_{x_{II}} \cdot d$
	$k_{x_{II}} = -B_{II} + \sqrt{{B_{II}}^2 + 2 \cdot A_{II}}$
	$A_{II} = \frac{1}{b_{eff} \cdot d} \cdot \left[\alpha_s \cdot \left(A_{s1} + A_{s2} \cdot \frac{d_2}{d}\right) + \alpha_L \cdot A_L \cdot \frac{d_L}{d}\right]$
	$B_{II} = \frac{1}{b_{eff} \cdot d} \cdot [\alpha_s \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + \alpha_L \cdot A_L]$
I	$I_{II} = \frac{b_{eff} \cdot {x_{II}}^3}{3} + \alpha_s \cdot [(d - x_{II})^2 \cdot A_{s1} + (x_{II} - d_2)^2 \cdot A_{s2}] + \alpha_L \cdot (d_L - x_{II})^2 \cdot A_L$
S	$S_{II} = (d - x_{II}) \cdot A_{s1} + (x_{II} - d_2) \cdot A_{s2} + \frac{\alpha_L}{\alpha_s} \cdot (d_L - x_{II}) \cdot A_L$
A_i	$A_{iII} = b_{eff} \cdot x_{II} + \alpha_s \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + \alpha_L \cdot A_L$

In diesem Beispiel wird die Bewehrung, die sich in der Platte des T-Trägers befindet, sowohl bei der Berechnung der Querschnittsparameter als auch bei der Bemessung nicht berücksichtigt.

Tab. 9 – Querschnittseigenschaften des unverstärkten und verstärkten Trägers, ermittelt mit dem Sekanten-Elastizitätsmodul des Betons E_{cm} und dem effektiven Modul $E_{c,eff}$

		Langfristig	Kurzfristig	Langfristig	Kurzfristig
		Vor Verstärken		Nach Verstärken	
h_f	[mm]	200			
h	[mm]	600			
b_w	[mm]	400			
b_{eff}	[mm]	2700			
d	[mm]	560			
d_L	[mm]	600			
A_{s1}	[mm²]	1 810			
A_L	[mm²]	-	-	330	
$E_{c,eff}$ oder E_{cm}	[N/mm²]	9 564	33 000	9 564	33 000
E_s	[N/mm²]	200 000			
E_L	[N/mm²]	-	-	173 000	
α_s oder α_e	[-]	20,91	6,06	20,91	6,06
α_L	[-]	-	-	18,09	5,24
A_I	[-]	0,1472	0,0472	0,1721	0,0499
B_I	[-]	0,1577	0,0457	0,1826	0,0529
C_I	[-]	0,4666	0,3621	0,4915	0,3693
D_I	[-]	2,0744	1,9624	2,0992	1,9696
x_I	[mm]	188,6	174,6	192,0	175,6
I_I	[mm⁴]	$2{,}054 \times 10^{10}$	$1{,}670 \times 10^{10}$	$2{,}155 \times 10^{10}$	$1{,}701 \times 10^{10}$
S_I	[mm⁴]	$6{,}72 \times 10^{5}$	$6{,}98 \times 10^{5}$	$6{,}66 \times 10^{5}$	$6{,}96 \times 10^{5}$
A_{II}	[mm²]	$7{,}38 \times 10^{5}$	$7{,}11 \times 10^{5}$	$7{,}44 \times 10^{5}$	$7{,}13 \times 10^{5}$
A_{II}	[-]	$2{,}503 \times 10^{-2}$	$7{,}254 \times 10^{-3}$	$2{,}926 \times 10^{-2}$	$8{,}480 \times 10^{-3}$
B_{II}	[-]	$2{,}503 \times 10^{-2}$	$7{,}254 \times 10^{-3}$	$2{,}898 \times 10^{-2}$	$8{,}398 \times 10^{-3}$
x_{II}	[mm]	112,1	63,5	120,2	68,4
I_{II}	[mm⁴]	$8{,}860 \times 10^{9}$	$2{,}934 \times 10^{9}$	$1{,}026 \times 10^{10}$	$3{,}427 \times 10^{9}$
S_{II}	[mm³]	$8{,}107 \times 10^{5}$	$8{,}987 \times 10^{5}$	$9{,}330 \times 10^{5}$	$1{,}041 \times 10^{6}$
A_{III}	[mm²]	$3{,}405 \times 10^{5}$	$1{,}824 \times 10^{5}$	$3{,}684 \times 10^{5}$	$1{,}974 \times 10^{5}$
$A_{I,eff}$	[mm²]	$3{,}405 \times 10^{5}$	$1{,}824 \times 10^{5}$	$3{,}684 \times 10^{5}$	$1{,}956 \times 10^{5}$

Einwirkungen

Lastfall 1 bezieht sich auf die Belastungssituation vor der Verstärkung, Lastfall 2 während der Verstärkung. Lastfall 3 beschreibt die erhöhte Belastung nach der Verstärkung. Es kann davon ausgegangen werden, dass die aufgebrachten Lasten keine Materialermüdung verursachen.

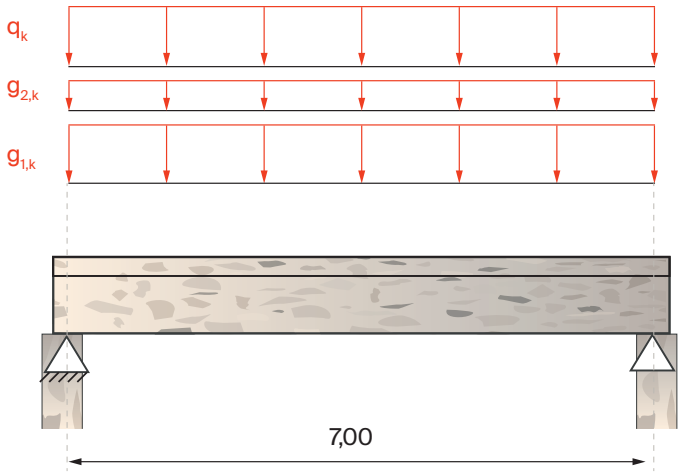


Abb. 25 – Einwirkende Streckenlasten

Tab. 10 – Charakteristische Einwirkungen

Lastfall		1	2	3
Ständige Lasten	- 1 289.3 kN	29	29	29
	- 29.75 kN	5	-	15
Veränderliche Lasten	1 031.1 kN	10	-	25
	Kategorie	A	A	A

Grundlagen der Tragwerksplanung

Tab. 11 – Kombinationsbeiwerte im Hochbau

Einwirkungen	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten im Hochbau, Kategorie A	0,7	0,5	0,3

DIN EN 1990, A.1.2

Tab. 12 – Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und vorübergehende Einwirkungen

Einwirkungen	Günstig	Ungünstig
Ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,inf}$	$\gamma_{G,sup}$
	1,0	1,35
Veränderliche Einwirkungen	-	γ_Q
		1,5

DIN EN 1990, A.1.3

Tab. 13 – Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffe in ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen

Werkstoff	Beton	Bewehrungsstahl	CFK-Klebelamellen		Stahllaschen		
Bemessungssituation			Zugbelastung	Verbund mit Beton	Zugbelastung	Verbund mit Beton	Verbund mit Stahl
Symbol	γ_C	γ_S	γ_{LL}	γ_{BA}	γ_{MO}	γ_{BA}	γ_{BG}
Wert	1,5	1,15	1,2	1,5	1,0	1,5	1,3

Schnittgrößenermittlung

Für eine linear-elastische Analyse wird eine einheitliche effektive Flanschbreite und eine Biegesteifigkeit des Trägers angenommen.

Tab. 14 – Resultierende Schnittgrößen je Lastfall

Lastfall	Grenzzustand	Veränderliche Lasten	Gleichstreckenlast F_d [kN]	Auflager A_{Ed} [kN]	Maximales Biegemoment M_{Ed} [kNm]
1	GZG	Quasi-ständig	37,0	129,50	226,63
2	GZG	Charakteristisch (selten)	29,0	101,50	177,63
3	GZG	Quasi-ständig	51,5	180,25	315,44
		Häufig	56,5	197,25	346,06
		Charakteristisch (selten)	69,0	241,50	422,63
	GZT		96,9	339,15	593,51

Werkstoffe

DIN EN 1992-1-1, 3.1.2; DIN EN 1991-1-1, 3.2.7

Bewehrungsstahl
BST 500 S

Es gelten die Werte für B500B nach DIN 488.

$$f_{yk} = 500\ N/mm^2$$ (6.7)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1{,}15} = 435\ N/mm^2$$ (6.8)

$$f_{tk,cal} = 525\ N/mm^2$$ (6.9)

$$E_s = 200\,000\ N/mm^2$$ (6.10)

$$\varepsilon_{ud} = 25\ ‰$$ (6.11)

CFK-Lamellen
FRS-L-S

b_L = 75 mm oder b_L = 100 mm (6.12)
t_L = 1,2 mm (6.13)
f_{Luk} = 2 701 N/mm² (6.14)

$$\alpha_{Zeit} = R_{Lflt} = 0{,}9 \quad (pH = 13{,}7)$$ (6.15)

$$f_{Ld} = \alpha_{Zeit} \cdot \frac{f_{Luk}}{\gamma_{LL}} = 0{,}9 \cdot \frac{2\,701}{1{,}2} = 2025{,}75\ N/mm^2$$ (6.16)

$$E_L = 173\,000\ N/mm^2$$ (6.17)

Klebstoff
FRS-CS

$\tau_{L1k} = 0{,}366 \cdot \sqrt{\alpha_{cc} \cdot f_{cm} \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctm,surf}}$ (6.18)
$s_{L0k} = 0{,}201\ mm$ (6.19)
$\tau_{LFk} = 10{,}8 \cdot \alpha_{cc} \cdot {f_{cm}}^{-0{,}89}$ (6.20)

Beton
Kurzzeit-Eigenschaften
C30/37:

$f_{cm} = 38\ N/mm^2$ (6.21)
$f_{ck} = 30\ N/mm^2$ (6.22)
$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{0{,}85 \cdot 30}{1{,}5} = 17\ N/mm^2$ (6.23)
$f_{ctm} = 2{,}2\ N/mm^2$ (6.24)
$f_{ctk,0{,}05} = 1{,}5\ N/mm^2$ (6.25)
$E_{cm} = 33\,000\ N/mm^2$ (6.26)

Betonoberflächenzugfestigkeit:
Bei einer Untersuchung der Plattenunterseite wurden folgende Einzelwerte $f_{ctm,i}$ mit einem bedingten Versagensmuster ermittelt: DAfStb Richtlinie, Teil 4, 4.1 (3)

Tab. 15 – Einzelwerte $f_{ctm,surf,i}$ gemessen an der Unterseite der Platte

Messpunkt	1	2	3	4	5	6
$f_{ctm,surf,i}$ [N/mm²]	3,7	3,4	3,5	3,6	3,5	3,1

Gemäß Teil 4 der Richtlinie wird der Mittelwert $f_{ctm,surf}$ als Erwartungswert unter Berücksichtigung der Standardabweichung s der Stichprobe von n Messpunkten bestimmt.

$f_{ctm,surf} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} f_{ctm,surf,i} - k \cdot s$ (6.27)

Dabei ist:
k Faktor gemäß der Richtlinie, Teil 4, Anhang A, Tabelle A.1
Für n = 6 erhält man $k = 0{,}823$ (6.28)
Der Mittelwert und die Standardabweichung der Stichprobe werden berechnet:

$\overline{f}_{ctm,surf} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} f_{ctm,surf,i} = \frac{3{,}7 + 3{,}4 + 3{,}5 + 3{,}6 + 3{,}5 + 3{,}1}{6} = 3{,}47\ N/mm^2$ (6.29)

$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left(f_{ctm,surf,i} - \overline{f}_{ctm,surf}\right)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{(3{,}7-3{,}47)^2+(3{,}4-3{,}47)^2+(3{,}5-3{,}47)^2+(3{,}6-3{,}47)^2+(3{,}5-3{,}47)^2+(3{,}1-3{,}47)^2}{6-1}} = 0{,}21$ (6.30)

Man erhält den erwarteten Wert für die Unterseite des Stegs:
$f_{ctm,surf} = 3{,}47 - 0{,}823 \cdot 0{,}21 = 3{,}30\ N/mm^2$ (6.31)

Tab. 16 – Einzelwerte $f_{ctm,surf,i}$ gemessen an den Seitenflächen des Stegs

Messpunkt	1	2	3	4	5	6
$f_{ctm,surf,i}$ [N/mm²]	3,3	2,7	2,6	3,1	3,4	3,3

$$\bar{f}_{ctm,surf} = \frac{3{,}3+2{,}7+2{,}6+3{,}1+3{,}4+3{,}3}{6} = 3{,}07\ N/mm^2$$ (6.32)

$$s = \sqrt{\frac{(3{,}3-3{,}07)^2+(2{,}7-3{,}07)^2+(2{,}6-3{,}07)^2+(3{,}1-3{,}07)^2+(3{,}4-3{,}07)^2+(3{,}3-3{,}07)^2}{6-1}} = 0{,}34$$ (6.33)

Man erhält den erwarteten Wert für die Seitenflächen des Stegs:

$$f_{ctm,surf} = 3{,}07 - 0{,}823 \cdot 0{,}34 = 2{,}79\ N/mm^2$$ (6.34)

Der Bemessungswert der Verbundspannung für Rippenstäbe f_{bd} für gute Verbundbedingungen und Stabdurchmesser Ø kleiner gleich 32 mm beträgt:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$ DIN EN 1991-1-1, 8.4.2 (4.35)

η_1 Koeffizient, der sich auf die Qualität des Verbundzustands und die Position des Balkens während des Betonierens bezieht

η_1=1,0 wenn gute Bedingungen gegeben sind (6.36)

η_2 Koeffizient, der sich auf den Stabdurchmesser bezieht

η_2=1,0 für $\emptyset \leq 32\ mm$ (6.37)

Die Bemessungszugfestigkeit f_{ctd} kann mit Hilfe der in DIN EN 1992-1-1 angegebenen Beziehungen zwischen Druck- und Zugfestigkeit ermittelt werden:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0{,}7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

Dabei ist:

α_{ct} = Koeffizient, der die langfristigen Auswirkungen auf die Zugfestigkeit und andere ungünstige Auswirkungen berücksichtigt = 1,0 zur Bestimmung der Bemessungsspannung f_{bd} (6.38)

f_{ck} = charakteristische (5%) Zylinderdruckfestigkeit des Betons; wird durch die Betonfestigkeitsklasse bezeichnet (6.39)

(6.40)

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{\alpha_{ct} \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} = 2{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}30 \cdot 30^{2/3}}{1{,}5} = 3{,}04\ N/mm^2$$

Kriechen und Schwinden

Die Bestimmung des Kriechens kann entweder näherungsweise mit Abb. 3.1 von DIN EN 1992-1-1 erfolgen, dass das Kriechen von Beton nach 70 Jahren berücksichtigt, oder genauer mit Anhang B für den Zeitpunkt der Verstärkung nach 50 Jahren vorheriger Nutzungsdauer. DIN EN 1991-1-1, 3.1.4

Gemäß Anhang B kann der Kriechkoeffizient $\varphi(t,t_0)$ wie folgt berechnet werden:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$$ (6.41)

Dabei ist:

φ_0 = fiktiver Kriechkoeffizient; kann ermittelt werden aus $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ (6.42)

φ_{RH} = Faktor, der den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf den fiktiven Kriechkoeffizienten berücksichtigt: $\varphi_{RH} = [1+(1-RH/100)/(0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}) \cdot \alpha_1] \cdot \alpha_2$ (6.43)

RH = relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung [%]

h_0 = fiktive Größe des Bauteils in mm $h_0 = 2 \cdot A_c / u$ (6.44)

A_c = Betonquerschnittsfläche des Bauteils

u = Umfang des Bauteils, der mit der Umgebung in Berührung kommt

$\alpha_{1;2;3}$ = Koeffizienten zur Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit;
$\alpha_1 = [35/f_{cm}]^{0,7} \leq 1$ (6.45)
$\alpha_2 = [35/f_{cm}]^{0,2} \leq 1$ (6.46)
$\alpha_3 = [35/f_{cm}]^{0,5} \leq 1$ (6.47)

$\beta(f_{cm})$ = Faktor, der den Einfluss der Betonfestigkeit auf den fiktiven Kriechkoeffizienten berücksichtigt: $\beta(f_{cm}) = 16{,}8/\sqrt{f_{cm}}$ (6.48)

Für f_{cm} = 38 N/mm² man erhält α_1 = 0,9441, α_2 = 0,9837, α_3 = 0,9597 und $\beta(f_{cm})$ = 2,7253.

Der Faktor $\beta(t_0)$ zur Berücksichtigung des Einflusses des Betonalters bei der Belastung auf den fiktiven Kriechkoeffizienten und der Koeffizient $\beta_c(t,t_0)$ zur Beschreibung der Entwicklung des Kriechens mit der Zeit nach der Belastung sind:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1+t_0{}^{0{,}2})} \quad (6.49)$$

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)}\right]^{0{,}3} \quad (6.50)$$

Dabei ist

$$\beta_H = 1{,}5 \cdot [1 + (0{,}012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad (6.51)$$

6

Für Innenbauteile, die einer Umgebungstemperatur T von 20°C und einer Zementsorte der Klasse N ausgesetzt sind, ist keine weitere Anpassung erforderlich.

Für RH = 50%, A_c = 1 160 000 mm², u = 6 200 mm erhält man h_0 = 214,81 mm, β_H = 562 und φ_{RH} = 1,759. Unter Berücksichtigung einer üblichen Ausschalzeit für Stahlbetonträger im Hochbau und dem daraus resultierenden Alter des Betons von 21 Tagen bei Belastung und einem Alter des Betons von 50 Jahren (t = 50·365,25) zum betrachteten Zeitpunkt ergeben sich die zeitabhängigen Faktoren: $\beta(t_0)$ = 0,5159 und $\beta_c(t,t_0)$ = 0,9909

Man erhält den fiktiven Kriechkoeffizienten und den Kriechkoeffizienten in Abhängigkeit vom Betonalter t_0 und t: φ_0 = 2,4731 und $\varphi(t,t_0)$ = 2,4506.
Nun kann ein effektiver Elastizitätsmodul für Beton zur Berechnung der Gesamtverformung einschließlich des Kriechens unter anhaltender Belastung bestimmt werden.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)} = \frac{33\,000}{1+2{,}4506} = 9\,564\ N/mm^2 \quad (6.52)$$

Die Gesamtschwindungsdehnung ε_{cs} ergibt sich aus der Trocknungsschwindungsdehnung ε_{cd} und der autogenen Schwindungsdehnung ε_{ca}.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (6.53)$$

Der überwiegende Teil der beiden Verformungen ε_{cd} und ε_{ca} entwickelt sich mehr als 24 Stunden nach dem Gießen und wirkt sich auf die Vordehnung der Druck- und Zugzone infolge der durch die Bewehrung verursachten Schwindungshemmung aus. Daher wird hier die gesamte Schwindungsdehnung ε_{cs} berücksichtigt.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t,t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (6.54)$$

Dabei ist:

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0{,}04\cdot\sqrt{h_0{}^3}} \quad (6.55)$$

h_0 = bereits oben für das Kriechen ermittelte fiktive Größe des Bauteils [mm]

t = Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]

t_s = Alter des Betons bei Beginn des Trockenschwindens [Tage]

Unter Berücksichtigung einer üblichen Ausschalzeit für Stahlbetonträger im Hochbau und dem daraus resultierenden Alter des Betons von 21 Tagen für das Ende der Aushärtung (t_s = 21) und einem Alter des Betons von 50 Jahren (t = 50 · 365,25) zum betrachteten Zeitpunkt beträgt der zeitabhängige Faktor $\beta_{ds}(t,t_s)$ = 0,9931.

k_h = von der fiktiven Größe h_0 abhängiger Koeffizient, der näherungsweise durch lineare Interpolation aus DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.3, ermittelt wird. Für h_0 = 214,81 mm ergibt sich k_h = 0,8352.

$\varepsilon_{cd,0}$ = Basiswert der Trockenschwinddehnung nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.2 für Beton mit Zement der CEM-Klasse N, die alternativ nach Anhang B berechnet werden kann:

α_{ds1} = Koeffizient, abhängig von der Art des Zements

= α_{ds1} =3 für Zementklasse S (6.56)

α_{ds1} =4 für Zementklasse N (6.57)

α_{ds1} =6 für Zementklasse R (6.58)

α_{ds2} Koeffizient, abhängig von der Art des Zements

α_{ds1} =0,13 für Zementklasse S (6.59)

α_{ds1} =0,12 für Zementklasse N (6.60)

α_{ds1} =0,11 für Zementklasse R (6.61)

f_{cm}	=	mittlere Betondruckfestigkeit [N/mm²]	
f_{cmo}	=	10 N/mm²	(6.62)
β_{RH}	=	$1{,}55\cdot[1-(RH/RH_0)^3]$	(6.63)
RH	=	relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung [%]	
RH_0	=	100 %	

Für RH = 50% und f_{cm} = 38 N/mm² erhält man β_{RH} = 1,3563 und $\varepsilon_{cd,0}$ = 0,4822 ‰.

Die autogene Schwinddehnung ergibt sich aus:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (6.64)$$

Dabei ist:

$$\beta_{as}(t) = 1 - exp(-0{,}2 \cdot \sqrt{t}) \quad (6.65)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (6.66)$$

Für ein Alter des Betons von 50 Jahren (t = 50·365,25) und f_{ck} = 30 N/mm² erhält man $\beta_{as}(t) \approx 1{,}0$ und $\varepsilon_{ca}(t)$ = 0,0050 ‰.
Die Gesamtschwinddehnung ε_{cs} für ein Betonalter von 50 Jahren ist somit:

$$\varepsilon_{cs} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} + \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0{,}9931 \cdot 0{,}8352 \cdot 0{,}4822 + 1{,}0 \cdot 0{,}050 = 0{,}4500\ ‰ \quad (6.67)$$

Überprüfung der Anwendbarkeit der Verstärkungsmethode

Bei der Planung einer Verstärkungsmaßnahme mit geklebter Bewehrung ist es grundsätzlich ratsam, die vorhandene Bewehrung hinsichtlich ihrer Art und Anordnung zu überprüfen. Grundsätzlich erlaubt die Richtlinie ihre Anwendung für Bauteile, die mit Betonstahl bewehrt sind, der nicht DIN 488 oder den Anforderungen von DIN EN 1992-1-1 entspricht. Die Richtlinie enthält jedoch keine Bewehrungsregeln für andere Bewehrungsstähle. Besteht die Bewehrung, wie in diesem Beispiel, aus Betonstahl nach DIN 488, so gelten die Bewehrungsregeln der DIN EN 1992-1-1.

Bei Bauteilen, die für die Anordnung einer zusätzlichen Querkraftbewehrung geeignet sind (Balken mit Rechteck- und T-Querschnitt), kann die erforderliche Verankerung jedoch unter Umständen durch die Wahl eines größeren Druckstrebenwinkels nachgewiesen werden. Reicht die innere Querkraftbewehrung nicht aus, können nach der Richtlinie geklebte Stahllaschen angeordnet werden. Diese Bügel können auch zur Sicherung der aufgeklebten Bewehrung und zur Erhöhung der Verbundfestigkeit für die Endverankerung von Klebelamellen verwendet werden. Im Gegensatz zu Platten ist also ein Nachweis der Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager, der schubinduzierten Wirkungen im Hinblick auf die Anwendbarkeit des Verstärkungsverfahrens zunächst nicht erforderlich. Die entsprechenden Untersuchungen können im Zuge der Biege- und Schubbemessung durchgeführt werden.

Besonders wichtig für die Verstärkung eines T-Trägers ist jedoch, dass die Querkraft zwischen Steg und Flanschen für die Lastfälle nach der Verstärkung nachgewiesen werden muss. Die erhöhten Lasten führen zu höheren Längsschubspannungen am Übergang zwischen einer Flanschseite und dem Steg, die durch die Änderung der Normalkraft (Längskraft) in dem betrachteten Teil des Flansches bestimmt werden. Da die Schubbemessung und die daraus resultierende Bewehrungsanordnung nur in Verbindung mit der in Querrichtung gespannten Platte durchgeführt werden kann, wird dieser Aspekt hier nicht berücksichtigt, da auch die Platte nicht untersucht wird. In der Praxis ist dies jedoch ein wichtiger Aspekt, der zuerst berücksichtigt werden muss. Die nach 6.2.4 (4) der DIN EN 1992-1-1 geforderte Querbewehrung darf durch aufgeklebte Bewehrung ergänzt werden. Dies ist auf der Oberseite des Flansches leicht möglich, auf der Unterseite jedoch meist schwierig.

Anordnung der vorhandenen Stahlbewehrung

Der Stababstand der Längsbewehrung ist in erster Linie für den Einbau und die Verdichtung des Betons vorgesehen und hat daher bei einem bestehenden Bauwerk nur eine geringe Bedeutung. Im Hinblick auf die Verbundfähigkeit muss jedoch immer ein lichter Abstand entsprechend dem Durchmesser der Bewehrungsstäbe gewährleistet sein. Der lichte Mindeststababstand a in der unteren Bewehrungslage mit 9 Ø 16 mm berechnet sich wie folgt:

DIN EN 1991-1-1, 8.2

$$a = \frac{b_w - 2 \cdot c_{vl} - n \cdot \emptyset}{n-1} = \frac{400 - 2 \cdot 33 - 9 \cdot 16}{9-1} = 23{,}75\ mm \ \geq \ 16\ mm$$

(6.1) DIN EN 1992-1-1, 4.4.1.2

Der Mindestwert wird nicht erreicht.

6

Die Betondeckung der Betonstahlbewehrung kann bereits an dieser Stelle überprüft werden. Nach der Zeichnung beträgt die Betondeckung c_v der Bügel 25 mm. Daraus ergibt sich eine Betondeckung c_{vl} der Längsbewehrung von 33 mm. Für das Beispiel gehen wir davon aus, dass diese Werte am Bauteil nachgewiesen wurden. Diese Werte sind mit dem Nennwert der Betondeckung c_{nom} zu vergleichen, während die tatsächlich am Bauteil ermittelten Betondeckungen mit dem Mindestwert verglichen werden können.

Bei einer konstruktiv zulässigen Abweichung Δc_{dev} von 10 mm für die Expositionsklasse XC1 betragen die Nennwerte:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = max \begin{Bmatrix} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} \\ 10\ mm \end{Bmatrix} + \Delta c_{dev}$$

(6.68)

Dabei ist:

$c_{min,b}$	=	Mindestbetondeckung aufgrund der Verbundanforderung, die bei getrennter Anordnung der Stäbe dem Stabdurchmesser entspricht
$c_{min,dur}+\Delta c_{dur,\gamma}$	=	Mindestdeckung aufgrund der Umgebungsbedingungen plus ein zusätzliches Sicherheitselement

Für die Längsbewehrung Ø16 mm erhält man:

$$c_{nom} = max \begin{Bmatrix} 16 \\ 10 \\ 10 \end{Bmatrix} + 10 = 26\ mm < c_{vl} = 33\ mm$$

(6.69)

Für die Bügel Ø 8 mm erhält man:

$$c_{nom} = max \begin{Bmatrix} 8 \\ 10 \\ 10 \end{Bmatrix} + 10 = 20\ mm < c_v = 25\ mm$$

(6.70)

Die zulässigen Werte werden eingehalten.

Im hier betrachteten Beispiel wird der vorhandene untere Bewehrungsstahl zu 100 % über den rechnerischen Auflagerschwerpunkt geführt. Für Balken sieht die Richtlinie keine abweichenden Regelungen vor, so dass die Anforderungen der DIN EN 1992-1-1 gelten. In Abschnitt 9.2.1.4 (1) wird gefordert, dass die Fläche der unteren Bewehrung an Auflagern mit geringer oder fehlender Endverankerung, die bei der Bemessung angenommen wird, in der Regel mindestens 25 % der in der Spannweite vorgesehenen Bewehrungsfläche betragen soll. Für die Situation nach der Verstärkung ist daher zu berücksichtigen, dass die im Feld vorhandene Bewehrung aus dem Betonstahl und den zusätzlich angeordneten aufgeklebten CFK-Lamellen besteht.

Die Richtlinie gibt keine Empfehlung, wie die Querschnittsfläche der zusätzlichen aufgeklebten CFK-Lamellen zu berücksichtigen ist. Wird die Klebelamelle durch das Verhältnis der Bemessungswerte der Zugfestigkeit der CFK-Lamellen f_{Lud} zur Streckgrenze des Betonstahls f_{yd} berücksichtigt, gilt folgende Beziehung:

$$A_L \leq \left(\frac{A_{sA}}{0{,}25} - A_{s1}\right) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{Lud}}$$

(6.71)

Dabei ist:

A_L	=	maximale Gesamtquerschnittsfläche der aufgeklebten CFK-Lamellen in der Spannweite
A_{sA}	=	Gesamtquerschnittsfläche der unteren Bewehrung am Auflager
A_{s1}	=	maximale Gesamtquerschnittsfläche der unteren Bewehrung im Feld

Man erhält: $A_L \leq \left(\frac{1\,810}{0{,}25} - 1\,810\right) \cdot \frac{435}{2026} = 1\,166\ mm^2$

(6.72)

Die Berechnung zeigt, dass für eine Lamellendicke t_L von 1,2 mm zwei Lamellen mit einer Breite von 100 mm und eine Lamelle mit einer Breite von 75 mm benötigt werden, woraus sich der Gesamtbandquerschnitt A_L ergibt.

$$b_L = 2 \cdot 100 + 75 = 275\ mm$$ (6.73)

$$A_L = b_L \cdot t_L = 275 \cdot 1{,}2 = 330\ mm^2 \leq 1\,166\ mm^2$$ (6.74)

Die Einhaltung weiterer Anforderungen an die Bewehrungsanordnung, wie z. B. Abstand und Bemessung der Querkraftbewehrung und der erforderlichen Längsbewehrungsquerschnitte, kann nur anhand der Bemessungsergebnisse überprüft werden.

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im GZT

Für die Klassifizierung des Bauteils hinsichtlich der Notwendigkeit der Anordnung von rechnerischer Querkraftbewehrung wird hier der Gesamtquerschnitt A_{s1} der unteren Bewehrung ohne weiteren Nachweis der ausreichenden Verankerung berücksichtigt. Für $N_{Ed} = 0$ ist die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ für den geometrischen Längsbewehrungsgrad ρ_L zu ermitteln.

DIN EN 1992-1-1, 6.2.2

$$\rho_L \leq \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1\,810}{400 \cdot 560} = 0{,}00808$$ (6.75)

$$V_{Rd,c} = max \begin{Bmatrix} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \\ v_{min} \cdot b_w \cdot d \end{Bmatrix}$$ (6.76)

Dabei ist:

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}15}{\gamma_c} = \frac{0{,}15}{1{,}5} = 0{,}1$$ (6.77)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$ (6.78)

f_{ck} = charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

b_w = kleinste Breite des Querschnitts im Zugbereich

d = effektive Höhe eines Querschnitts [mm]

f_{ck} = charakteristische (5%) Zylinderdruckfestigkeit des Betons; wird durch die Betonfestigkeitsklasse bezeichnet

Wenn auf der sicheren Seite die statische Höhe des unbewehrten Querschnitts mit einfacher Bewehrung angenommen wird, so ist der Faktor k

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{560}} = 1{,}598 \leq 2{,}0$$ (6.79)

Die Schubspannung, die der bewehrte Querschnitt aufnehmen kann, beträgt:

$$C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} = 0{,}1 \cdot 1{,}598 \cdot (100 \cdot 0{,}00808 \cdot 30)^{1/3} = 0{,}462\ N/mm^2$$ (6.80)

Bei einer statischen Höhe d ≤ 600 mm des Querschnitts beträgt die Mindestschubspannung v_{min}

$$v_{min} = \frac{0{,}0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$ (6.81)

Man erhält:

$$v_{min} = \frac{0{,}0525}{1{,}5} \cdot \sqrt{1{,}598^3 \cdot 30} = 0{,}387\ N/mm^2$$ (6.82)

$$V_{Rd,c} = max \begin{Bmatrix} 0{,}462 \\ 0{,}387 \end{Bmatrix} \cdot 400 \cdot 560 \cdot 10^{-3} = 103{,}49\ kN$$ (6.83)

Für die Einstufung als Bauteil ohne Bemessungsquerkraftverstärkung darf die wirkende Querkraft V_{Ed} im Abstand d vom Auflagerrand $V_{Rd,c}$ nicht überschreiten.

DIN EN 1992-1-1, 6.2.1. (8)

$$V_{Ed} = A_{Ed} - (a_i + d) \cdot E_d$$ (6.84)

Dabei ist

a_i = Abstand zwischen der berechneten Mitte und dem Rand des Auflagers

$$a_i = 0{,}5 \cdot min\ (t; h) = 0{,}5 \cdot min\ (0{,}300; 0{,}600) = 0{,}150\ m$$ (6.85)

$$V_{Ed} = 339{,}15 - (0{,}150 + 0{,}560) \cdot 96{,}9 = 270{,}35\ kN > V_{Rd,c} = 103{,}49\ kN$$ (6.86)

Die Querkraftbemessung muss für jedes Bauteil durchgeführt werden, für das eine Querkraftbewehrung erforderlich ist.

Da $V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$, ist der Querkraftnachweis bei Bauteilen mit Bemessungsquerkraftbewehrung auf der Grundlage eines Fachwerkmodells mit dem Winkel θ zwischen Betondruckstrebe und Stabachse senkrecht zur Querkraft zu führen. Es wird nun geprüft, ob die vorhandene Querkraftbewehrung auch nach der Verstärkung in der Lage ist, den erhöhten Belastungen standzuhalten oder ob zusätzlich Stahllaschen angeordnet werden müssen.

Für $N_{Ed} = 0$ beträgt der obere Grenzwert für $cot\ \theta$:

$$1 \leq cot\ \theta \leq \frac{1{,}2}{1-\frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \leq 3{,}0$$ (6.87) DIN EN 1992-1-1, 6.2.3 (1)

Dabei ist:

$$V_{Rd,cc} = 0{,}5 \cdot 0{,}48 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot z$$ (6.88)

$$z = min\begin{Bmatrix} 0{,}9 \cdot d \\ max\begin{Bmatrix} d - c_{v,l} - 30\ mm z = min\begin{Bmatrix} 0{,}9 \cdot d \\ max\begin{Bmatrix} d - c_{v,l} - 30\ mm \\ d - 2 \cdot c_{v,l} \end{Bmatrix} \end{Bmatrix} \\ d - 2 \cdot c_{v,l} \end{Bmatrix}$$ (6.23) DIN EN 1992-1-1, 6.2.3 (1)

Die Lage der oberen Längsbewehrung entspricht derjenigen der unteren Bewehrung.

$c_{v,l}$ = 33 mm (6.89)

$$z = min\begin{Bmatrix} 0{,}9 \cdot 560 = 504\ mm \\ max\begin{Bmatrix} 560 - 33 - 30 = 497\ mm \\ 560 - 2 \cdot 33 = 494\ mm \end{Bmatrix} = 497\ mm \end{Bmatrix} = 497\ mm$$ (6.90)

$$V_{Rd,cc} = 0{,}5 \cdot 0{,}48 \cdot 30^{\frac{1}{3}} \cdot 0{,}400 \cdot 497 = 148{,}25\ kN$$ (6.91)

Man erhält:

$$1 \leq cot\ \theta \leq \frac{1{,}2}{1-\frac{148{,}25}{270{,}35}} = 2{,}657$$ (6.92)

Nun kann die Querkrafttragfähigkeit mit der vorgesehenen Querkraftbewehrung, die aus senkrecht angeordneten Bügeln besteht, ermittelt werden $(A_{sw}/s = 4{,}02\ cm^2/m)$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot cot\ \theta = 4{,}02 \cdot 10^{-4} \cdot 497 \cdot \frac{500}{1{,}15} \cdot 2{,}657 = 230{,}87\ kN$$ (6.93)

Für C20/25 beträgt der Abminderungsfaktor für auf Schub gerissenen Beton v_2 = 1,0 und die Tragfähigkeit der Druckstrebe ist:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot 0{,}75 \cdot v_2 \cdot f_{cd}}{cot\ \theta + tan\theta}$$ (6.94)

Dabei ist:

v_2 = 1,0 für Betonfestigkeitsklasse ≤ C50/60 (6.95)

$$V_{Rd,max} = \frac{0{,}4 \cdot 497 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}0 \cdot 17}{2{,}657 + \frac{1}{2{,}657}} = 835{,}61\ kN$$ (6.96)

Die Tragfähigkeit der Druckstrebe ist ausreichend, aber die innere Querkraftbewehrung ist nicht ausreichend und muss verstärkt werden.

Die folgende Gleichung dient zur Bestimmung des Abstands s vom Auflager, ab dem die innere Bügelbewehrung nach der Verstärkung ausreicht, um die Querkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) aufzunehmen.

$$s = \frac{A_{Ed} - V_{Rd,s}}{E_d} = \frac{339{,}15 - 230{,}87}{96{,}9} = 1{,}117\ m$$ (6.97)

Im Zusammenhang mit dem Querkraftnachweis wird hier auch geprüft, ob die beiden Bedingungen aus Abschnitt 6.2.3 der Richtlinie erfüllt sind. Die erste Bedingung gemäß Absatz (RV10) dieses Abschnitts soll ein Ablösen der außen aufgeklebten Lamellen infolge von durch Querkräften verursachten Verschiebungen der Rissufer verhindern. Die zweite Bedingung nach Absatz (RV12) gewährleistet den Anschluss des durch die Lamelle eingebundenen zusätzlichen Zuggurts an das zur Querkraftübertragung herangezogene Fachwerksystem.

$$V_{Ed} \leq \frac{75}{\sigma_{sw}} \cdot V_{Rd,max} \quad (6.98)$$

$$V_{Ed} \leq 0{,}33 \cdot {f_{ck}}^{2/3} \cdot b_w \cdot d \quad (6.99)$$

Dabei ist:

σ_{sw} = Bügelzugspannung analog zu DIN EN 1992-1-1, Gleichung (6.8)

Da bereits festgestellt wurde, dass eine Querkraftbewehrung erforderlich ist, wird geprüft, ob in dem Querschnitt, ab dem die innere Querkraftbewehrung ausreicht, dennoch außenliegende Bügel angeordnet werden müssen. Dazu wird die umgestellte Gleichung (6.8) der DIN EN 1992-1-1 für die Bügelspannung verwendet.

$$\sigma_{sw} = \frac{V_{Ed}}{\frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot \cot\theta} \quad (6.100)$$

Für die erste Bedingung erhält man:

$$V_{Ed} \leq \sqrt{75 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot \cot\theta \cdot V_{Rd,max}} = \sqrt{75 \cdot \frac{402}{1000} \cdot 497 \cdot 2{,}657 \cdot 835\,610} = 182\,425\ N \quad (6.101)$$

Und für die zweite Bedingung:

$$V_{Ed} \leq 0{,}33 \cdot 30^{2/3} \cdot 400 \cdot 560 = 713\,690\ N \quad (6.102)$$

Es lässt sich der Abstand s vom Auflager berechnen, in dem nach der maßgeblichen ersten Bedingung keine zusätzlichen Bügel erforderlich sind:

$$s = \frac{A_{Ed} - V_{Ed}}{E_d} = \frac{339{,}15 - 182425}{96{,}9} = 1{,}617\ m \quad (6.103)$$

Versatzbruch am Endauflager

Erfüllt die einwirkende Querkraft V_{Ed} am Endauflager nicht die folgende Anforderung, so ist ein Versatzbruch anzunehmen und ein Bügel am Ende der Lamelle vorzusehen.

$$V_{Rd,c,LE} = 0{,}75 \cdot \left(1 + 19{,}6 \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l)^{0{,}15}}{{a_{LE}}^{0{,}36}}\right) \cdot V_{Rd,c} \geq V_{Ed} \quad (6.104)$$

Leider geht aus der Richtlinie nicht hervor, welche Querschnitte im Hinblick auf die einwirkende Querkraft und die Verankerung der Längsbewehrung zu berücksichtigen sind. Auch das Heft 595 ist in diesem Punkt nicht eindeutig. Hinsichtlich der einwirkenden Querkraft V_{Ed} wird hier die volle Auflagerkraft A_{Ed} berücksichtigt und der geometrische Bewehrungsgrad für die gesamte untere Bewehrung angesetzt. Kann die Bedingung mit diesen Annahmen nicht erfüllt werden, ist ein Bügel am Ende der Lamelle vorzusehen.

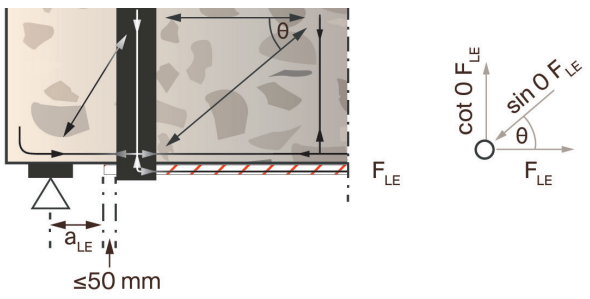


Abb. 35 – Bügelkraft aufgrund der Zugkraft der Biegeverstärkung (Grundlage: DAfStb Heft 595, Bild H.26)

Für den Abstand zwischen der rechnerischen Mitte des Auflagers und dem Ende der Lamelle wird a_{LE} = 250 mm angenommen. (6.105)

$$V_{Rd,c,LE} = 0{,}75 \cdot \left(1 + 19{,}6 \cdot \frac{(100 \cdot 0{,}00808)^{0{,}15}}{250^{0{,}36}}\right) \cdot 103{,}49 = 279{,}49\ kN$$ (6.106)

Da $V_{Rd,c,LE} < V_{Ed} = A_{Ed} = 339{,}15\ kN$ (6.107) vgl. Tab. 14
muss ein Bügel am Ende der Lamelle vorgesehen werden.

Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager

An dieser Stelle wird auch die Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager überprüft. Dazu wird die vom Auflagerrand aus zu verankernde Zugkraft nach Abschnitt 9.2.1.4 der DIN EN 1992-1-1 ermittelt. Für Bauteile mit Bemessungsquerkraftbewehrung, die als reine Biegebewehrung (N_{Ed} = 0) angenommen werden, wird dort angegeben, dass die Zugkraft F_{Ed} in der zu verankernden unteren Bewehrung nach 6.2.3 (7) von DIN EN 1992-1-1 oder mittels dem Versatzmaß berechnet werden darf. DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.4 (2)

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z}$$ (6.108)

Vernachlässigt man die Gleichstreckenlast und setzt für $|V_{Ed}|$, die Reaktionslast A_{Ed} am Endauflager an, so liegt die Ermittlung der zu verankernden Zugkraft auf der sicheren Seite, auch wenn dieser Ansatz nicht mit dem Verfahren zum Vergleich von einwirkender und aufnehmender Zugkraft vereinbar ist.

$$F_{Ed} = A_{Ed} \cdot \frac{a_l}{z}$$ (6.109) vgl. Tab. 14

Dabei ist:

A_{Ed}	=	Auflagerkraft am Endauflager eines Einfeldträgers im GZT
z	=	Hebelarm der inneren Kräfte
a_l	=	Abstand für die Verschiebung der Momentenkurve nach Versatzmaß

$$a_l = \frac{z}{2} \cdot cot\ \theta$$ (6.110) vgl. Gl. (6.92)

$$F_{Ed} = 339{,}15 \cdot \frac{2{,}657}{2} = 450{,}56\ kN$$ (6.111)

Die Verankerungslänge l_{bd} der geraden Bewehrungsstäbe ‘1’ über den Stützenrand hinaus ergibt sich aus der Länge der Bewehrungsstäbe l und dem lichten Abstand l_n zwischen den Stirnseiten der Auflager. Für das symmetrische System erhält man:

$$l_{bd} = \frac{l - l_n}{2} = \frac{7\,250 - 6\,700}{2} = 275\ mm$$ (6.112) DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.4 (3)

Für Ø = 16 mm entspricht diese Verankerungslänge 17,19 Ø und übersteigt den Abstand a_l zwischen der rechnerischen Mitte und dem Rand des Auflagers:

$$a_i = a_1 = a_2 = 150\ mm$$ (6.113)

Der Querdruck kann bei direkter Abstützung mit α_5 = 0,67 und $l_{bd} \geq 6{,}7$ Ø berücksichtigt werden. Diese minimal geforderte Verbundlänge wird durch die vorhandene deutlich überschritten.

Nun wird die aufnehmbare Zugkraft bestimmt, die verankert werden kann:

$$F_{bsd} = n \cdot \frac{l_{bd}}{\alpha_5} \cdot \emptyset \cdot \pi \cdot f_{bd}$$ (6.114)

Dabei ist:
f_{bd} = 3,04 N/mm² für C30/37, gute Verbundbedingungen
Bei 9 Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser Ø von 16 mm beträgt die aufnehmbare Zugkraft

$$F_{bsd} = 9 \cdot \frac{275}{0{,}67} \cdot 16 \cdot \pi \cdot 3{,}04 \cdot 10^{-3} = 564{,}47\ kN \geq F_{Ed} = 450{,}56\ kN$$ (6.115)

Ein ausreichender Bewehrungsquerschnitt wird daher bis zum Auflager weitergeführt und dort ausreichend verankert.

Nachweis der Biegetragfähigkeit im GZT

In der Richtlinie werden die Verbundnachweise für Klebelamellen mit der Biegetragfähigkeit verknüpft. Aus gutem Grund werden die Verbundnachweise an zentraler Stelle gefordert, da sie in den allermeisten Anwendungsfällen entscheidend sind und damit den erforderlichen Querschnitt der zusätzlich aufgeklebten Bewehrung bestimmen.

Hohe Verbundspannungen treten im Bereich der Endverankerung und an Stellen auf, an denen sich der Querschnitt der Betonstahlbewehrung abrupt ändert. Kritisch ist auch der Übergangsbereich am Punkt s_{Mcr0} zwischen den vor der Verstärkung ungerissenen Abschnitten und den gerissenen Abschnitten. Im bisher ungerissenen Bereich muss ein größerer Anteil der Biegezugspannung von den Lamellen aufgenommen werden, wenn die Belastung in den neu entstandenen Rissquerschnitten weiter zunimmt. Dies führt zu hohen lokalen Verbundspannungen.

Die Lage der bisher aufgeführten kritischen Punkte ist bekannt oder kann leicht ermittelt werden. Es gibt aber auch andere kritische Punkte im Bereich des Fließens der Stahlbewehrung, die für den Nachweis der Verbundfähigkeit entscheidend sein können, da die gesamte Zugkrafterhöhung von der verklebten Bewehrung aufgenommen werden muss. Bei abgestufter Bewehrung kann es mehrere solcher Bereiche geben.

Da die Lage der Punkte, an denen die Spannung im Betonstahl die Streckgrenze erreicht, vom Querschnitt der aufgeklebten Bewehrung abhängt, kann die minimal erforderliche Querschnittsfläche nur iterativ durch Versuch und Irrtum ermittelt werden. Dies führt zu einem hohen Aufwand bei der manuellen Berechnung. Dieser Vorgang wird hier übersprungen und es werden nur die mit dem optimierten Querschnitt A_L durchzuführenden Nachweise dargestellt. Es werden zwei Lamellen mit einem Querschnitt von 100 mm x 1,2 mm und eine Lamelle mit einem Querschnitt von 75 mm x 1,2 mm verwendet. Alle Lamellen sind vom Typ FRS-L-S.

$$A_L = \sum b_L \cdot t_L = 2 \cdot 100 \cdot 1{,}2 + 75 \cdot 1{,}2 = 330\ mm^2 \qquad (6.116)$$

Empfohlenes Verfahren zur Bestimmung der einwirkenden Zugkräfte

Da der grafische Vergleich von einwirkender und aufnehmender Zugkraft bei allen Anwendungen zwingend erforderlich ist, empfiehlt es sich, diesen im Zusammenhang mit der Biege- und Verbundbemessung durchzuführen. Je nach Nachweisverfahren sieht die Richtlinie entweder eine Ermittlung der Zugkräfte in einzelnen Rissquerschnitten, die die Zwischenrisselemente einschließen, oder die Angabe von Funktionen für die Lamellenkraft in Abhängigkeit von der Abszisse, die hier durch den Abstand s vom Auflager ausgedrückt wird, vor. Für die hier vorgestellte Detailanalyse ist in der Richtlinie nur der Nachweis in diskreten Querschnitten vorgesehen. Für die grafische Darstellung werden die inneren Zugkräfte F_{s1} und F_L in ausgewählten Querschnitten unter Berücksichtigung der Vordehnung (im entsprechenden Bereich) auf der Grundlage des inneren und äußeren Kräftegleichgewichts ermittelt. Dazu werden Querschnitte festgelegt, ab denen eine diskontinuierliche Änderung der Zugkraftverteilung auftritt, z. B. durch Erreichen der Streckgrenze. Zwischen diesen vorgegebenen Querschnitten können die Zugkräfte in guter Näherung durch lineare Interpolation in Abhängigkeit vom Biegemoment bestimmt werden. Wenn die Lastverläufe zum Zeitpunkt der Verstärkung und im GZT nicht affin sind, empfiehlt es sich, zwischen diesen vorgegebenen Querschnitten einige weitere Querschnitte mit exakten Berechnungen auf der Grundlage des Gleichgewichts der Schnittgrößen hinzuzufügen.

Die in der folgenden Tabelle angegebenen Dehnungen und Schnittgrößen treten am Träger infolge der Einwirkungen im GZT (Lastfall 2) auf. Als Beispiel sind in diesem Abschnitt die Berechnungen für den Ort des maximalen Biegemoments (s = 3.50 m) dargestellt. vgl. Tab. 10

Für die Bestimmung der Stahlzugkraft F_{s1} werden die beiden Fälle mit der Anordnung der CFK-Lamellen (A_L = 330 mm²) und ohne (A_L = 0) betrachtet.

Die Richtlinie sieht die Verwendung des Versatzmaßes a_l ausdrücklich nur für Endverankerungsnachweise vor. Zu den einschlägigen Abschnitten 6.2.1 (7), 6.2.2 (5), 6.2.3 (7), 9.2.1.3 (2) und 9.2.1.4 (2) der DIN EN 1992-1-1, die sich mit der zusätzlichen Zugkraft F_{td} aus Querkraft befassen, werden durch die Richtlinie jedoch keine Einschränkungen oder Ergänzungen vorgenommen. Diese einschlägigen Abschnitte der Grundnorm gelten daher uneingeschränkt auch für die Bemessung des zu verstärkenden Bauteils. Wenn nur belastungsabhängige Unstetigkeitsstellen, wie z. B. die Bereichsgrenzen, an denen das Fließen der Betonstahlbewehrung auftritt, zu berücksichtigen sind, wäre es unerheblich, ob die Zugkraftlinie ohne oder mit zusätzlicher Zugkraft, dargestellt durch das Versatzmaß, betrachtet wird. Hinsichtlich der Entwicklung der Lamellenzugkraft an den Zwischenrisselementen unterscheiden sich die beiden Linien nur durch eine Parallelverschiebung um den Abstand a_l. Treten an einem zu untersuchenden Balken jedoch auch andere stationäre Unstetigkeitsstellen wie Bewehrungsabstufungen oder die Grenzen von Vordehnungsbereichen auf, die sich sprunghaft auf die Lamellenkraft auswirken, muss die zusätzliche Zugkraft durch Querkraft bei den Nachweisen explizit berücksichtigt werden. Dazu ist eine reine Parallelverschiebung der Lamellenkraftkurve nicht geeignet, da das Versatzmaß nur für Kontinuitätsbereiche gilt. Stattdessen muss die Lamellenkraft über eine um a_l verschobene Momentenlinie unter Berücksichtigung der lokalen stationären Verhältnisse am Träger ermittelt werden.

Tab. 17 – Ermittlung der Dehnungen und Zugkräfte verschiedener Querschnitte (vor dem Verstärken)

Eigenschaften		**vor dem Verstärken** (ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes)		
s	[m]	0,268	1,59	1,798
A_{s1}	[mm²]	1810	1810	1810
d	[mm]	560	560	560
M_{Ed}	[kNm]	87,41	416,76	453,16
ε_c	[-]	-0,0843	-0,4107	-1,5101
F_c	[kN]	165,81	783,86	827,83
ε_{s1}	[-]	0,4584	2,1653	25,0000
psi	[N/mm²]	91,67	433,06	456,52
F_{s1}	[kN]	165,93	783,85	826,30
x	[m]	86,95	89,29	31,90
k_a	[-]	0,3345	0,3395	0,3614
M	[kNm]	88,10	415,19	453,20

Tab. 18 – Ermittlung der Dehnungen und Zugkräfte verschiedener Querschnitte (nach dem Verstärken)

Eigenschaften		**nach dem Verstärken** (ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes)				
s	[m]	0,268	1,044	1,044	1,84	3,5
A_{s1}	[mm^2]	1810	1810	1810	1810	1810
d	[mm]	560	560	560	560	560
α_s oder α_e	[-]			20,91	20,91	20,91
$x_{II,0}$	[mm]			112,1	112,1	112,1
$I_{II,0}$	[mm^4]	-	-	$8{,}860 \times 10^9$	$8{,}860 \times 10^9$	$8{,}860 \times 10^9$
$s_{II,0}$	[mm^3]	-	-	$8{,}107 \times 10^5$	$8{,}107 \times 10^5$	$8{,}107 \times 10^5$
M_0	[kNm]	-	-	115,03	175,65	226,63
ε_{cs}	[-]	-	-	0,45	0,45	0,45
$\varepsilon_{c,0}$	[-]	-	-	-0,1986	-0,2787	-0,3461
$\varepsilon_{s1,0}$	[-]	-	-	0,5932	0,9134	1,1827
$\varepsilon_{L,0}$	[-]	-	-	0,6498	0,9986	1,2919
A_L	[mm^2]	-	-	330	330	330
d_L	[mm]	-	-	600	600	600
M_{Ed}	[kNm]	87,41	301,27	301,27	460,00	593,51
ε_c	[-]	-0,0772	-0,2715	-0,2804	-0,4352	-0,8094
F_c	[kN]	163,54	564,32	565,75	864,77	1084,37
ε_{s1}	[-]	0,3857	1,3310	1,4219	2,1750	5,9088
σ_{s1}	[N/mm^2]	77,13	266,19	284,38	434,78	438,34
F_{s1}	[kN]	139,61	481,81	514,73	786,96	793,40
ε_L	[-]	0,4187	1,4454	1,5435	2,3614	6,3886
$\varepsilon_{L,eff}$	[-]	0,4187	1,4454	0,8937	1,3629	5,0968
σ_L	[N/mm^2]	72,44	250,06	154,61	235,78	881,74
F_L	[kN]	23,91	82,52	51,02	77,81	290,97
x	[m]	93,44	94,88	92,24	93,37	67,47
k_a	[-]	0,3344	0,3373	0,3374	0,3399	0,3463
M	[kNm]	87,42	301,26	301,26	459,94	593,55

Tab. 19 – Ermittlung der Dehnungen und Zugkräfte verschiedener Querschnitte (nach dem Verstärken)

Eigenschaften		nach dem Verstärken (mit Berücksichtigung des Versatzmaßes)					
s	[m]	0,268	1,044	1,044	1,096	2,777	3,5
A_{s1}	[mm²]	1810	1810	1810	1810	1810	1810
d	[mm]	560	560	560	560	560	560
α_s oder α_e	[-]	-	-	20,91	20,91	20,91	20,91
$x_{II,0}$	[mm]	-	-	112,1	112,1	112,1	112,1
$I_{II,0}$	[mm⁴]	-	-	$8{,}860 \times 10^9$	$8{,}860 \times 10^9$	$8{,}860 \times 10^9$	$8{,}860 \times 10^9$
$S_{II,0}$	[mm³]	-	-	$8{,}107 \times 10^5$	$8{,}107 \times 10^5$	$8{,}107 \times 10^5$	$8{,}107 \times 10^5$
M_0	[kNm]	-	-	168,35	171,71	226,57	226,63
ε_{cs}	[-]	-	-	0,45	0,45	0,45	0,45
$\varepsilon_{c,0}$	[-]	-	-	-0,2690	-0,2735	-0,3460	-0,3461
$\varepsilon_{s1,0}$	[-]	-	-	0,8748	0,8926	1,1824	1,1827
$\varepsilon_{L,0}$	[-]	-	-	0,9566	0,9759	1,2916	1,2919
A_L	[mm²]	330	330	330	330	330	330
d_L	[mm]	600	600	600	600	600	600
M_{Ed}	[kNm]	288,44	447,95	447,95	456,56	593,51	593,51
ε_c	[-]	-0,2597	-0,4095	-0,4228	-0,4314	-0,8093	-0,8093
F_c	[kN]	540,63	839,98	842,02	858,35	1084,26	1084,28
ε_{s1}	[-]	1,2744	1,9811	2,1142	2,1552	5,9067	5,9074
σ_{s1}	[N/mm²]	254,89	396,21	422,84	431,04	438,34	438,34
F_{s1}	[kN]	461,35	717,15	765,34	780,18	793,39	793,39
ε_L	[-]	1,3840	2,1518	2,2954	2,3399	6,3864	6,3871
$\varepsilon_{L,eff}$	[-]	1,3840	2,1518	1,3431	1,3681	5,0949	5,0953
σ_L	[N/mm²]	239,44	372,27	232,36	236,69	881,41	881,48
F_L	[kN]	79,01	122,85	76,68	78,11	290,87	290,89
x	[m]	94,80	95,92	93,33	93,40	67,48	67,47
k_a	[-]	0,3371	0,3394	0,3397	0,3398	0,3463	0,3463
M	[kNm]	288,49	447,96	447,90	456,52	593,48	593,50

Bestimmung der Vordehnung der Stahlbewehrung

Ebenso wie DIN EN 1992-1-1 bietet die Richtlinie keine expliziten Ansätze zur Ermittlung der Vordehnung der Bewehrung infolge der Belastung bei der Ertüchtigung eines langzeitig belasteten Stahlbetonbauteils. Die in DIN EN 1992-1-1 angegebene Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die nichtlineare Baustatik gilt nur für kurzzeitige einachsige Beanspruchung. Dennoch geben die Richtlinie und der Kommentar DAfStb-Report 595 einige wichtige Hinweise:

- die Vordehnung kann entweder realitätsnah mit den vorhandenen Einwirkungen oder vereinfacht mit der quasi-ständigen Kombination von Einwirkungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berechnet werden
- wenn eine solche Vordehnung beim Biegenachweis und den Verbundnachweisen berücksichtigt werden muss, wenn das Bauteil gerissen ist oder angenommen werden kann, dass es an der Stelle unter der ursprünglichen Belastung gerissen ist, kann davon ausgegangen werden, dass die quasi-ständige Kombination von Einwirkungen während der vorherigen Belastung tatsächlich stattgefunden hat
- Die Richtlinie liefert in ihrem informativen Anhang L Ansätze für die annähernde Ermittlung von Querschnittswerten auf der Grundlage idealer Querschnittseigenschaften, die mit Betonrohquerschnitten ermittelt und für eine linear-elastische Berechnung unter reiner Biegespannung verwendet werden.

DAfStb Richtlinie, Teil 1, Annex RV L.1

Die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden könnten auch in einer linear-elastischen Berechnung berücksichtigt werden, wenn dies erforderlich ist, da die quasi-ständige Kombination eine anhaltende Belastung darstellt. Die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden werden als annähernd linear und unabhängig voneinander betrachtet. Das Kriechen wird mit Hilfe des effektiven Elastizitätsmoduls berücksichtigt. Für die Wirkung der Behinderung des Schwindens wird eine äquivalente Normalkraft in der Mitte der Bewehrungsquerschnittsfläche angesetzt.

Die relevanten Parameter des Querschnitts vor der Verstärkung ($A_L = 0$) im ungerissenen Zustand werden nach der Formel in Tabelle 8 ermittelt. Da die quasi-ständige Lastkombination - also eine Dauerlast - betrachtet wird, wird die Gesamtverformung einschließlich Kriechen mit dem effektiven Elastizitätsmodul $E_{c,eff}$ für Beton berechnet. Dazu wird das Verhältnis des Elastizitätsmoduls α_s durch α_e ersetzt. Zusätzlich wird auch der Einfluss des Schwindens berücksichtigt.
Das Verhältnis der Elastizitätsmodule α_e für eine anhaltende Belastung, die ein Kriechen verursacht, beträgt:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200\,000}{9\,564} = 20{,}91 \quad (6.117)$$

vgl. Tab. 8

Mit diesem Verhältnis werden die Höhe der Druckzone x_{II} und die Querschnittsparameter des unbewehrten Querschnitts im Feld berechnet. Die Längsbewehrung der Platte und andere konstruktive Bewehrungen werden nicht berücksichtigt. Die Bemessung erfolgt daher hier für einen einfach und gelenkig gelagerten Träger mit einfacher Bewehrung mit $b = b_{eff}$.

$$A_{II} = B_{II} = \frac{1}{b_{eff} \cdot d} \cdot \alpha_e \cdot A_{s1} = \frac{1}{2\,700 \cdot 560} \cdot 20{,}91 \cdot 1\,810 = 0{,}02503 \quad (6.118)$$

$$k_{x_{II}} = -B_{II} + \sqrt{{B_{II}}^2 + 2 \cdot A_{II}} = -0{,}02503 + \sqrt{0{,}02503^2 + 2 \cdot 0{,}02503} = 0{,}2001 \quad (6.119)$$

$$x_{II} = k_{x_{II}} \cdot d = 0{,}2001 \cdot 560 = 112{,}1\ mm \quad \leq \quad h_f = 200\ mm \quad (6.120)$$

Die Nulllinie liegt im Flansch.

$$I_{II} = \frac{b \cdot {x_{II}}^3}{3} + \alpha_e \cdot (d - x_{II})^2 \cdot A_{s1} = \frac{2\,700 \cdot 112{,}1^3}{3} + 20{,}91 \cdot (560 - 112{,}1)^2 \cdot 1\,810 = 8{,}8605 \cdot 10^9\ mm^4 \quad (6.121)$$

$$S_{II} = (d - x_{II}) \cdot A_{s1} = (560 - 112{,}1) \cdot 1\,810 = 8{,}1070 \cdot 10^5\ mm^3 \quad (6.122)$$

$$A_{i,eff} = x_{II} \cdot b + \alpha_e \cdot A_{s1} = 112{,}1 \cdot 2700 + 20{,}91 \cdot 1\,810 = 3{,}4052 \cdot 10^5\ mm^2 \quad (6.123)$$

Für den gerissenen Rechteckquerschnitt unter reiner Biegung (N = 0) können die Dehnung ε_c an der Biegedruckseite und die Dehnung ε_{s1} der Zugbewehrung bei linear-elastischem Materialverhalten unter Berücksichtigung von Kriechverformungen durch den effektiven Elastizitätsmodul bestimmt werden. Darüber hinaus wird der Einfluss des Betonschwindens auf den Vordehnungszustand berücksichtigt. Dazu wird das Konzept des äquivalenten Normalkräftepaares verwendet, das in der Mitte der Bewehrungsquerschnittsfläche wirkt und Druckspannungen n der Bewehrung, Zugspannungen im Betonquerschnitt i und

eine Krümmung des Gesamtquerschnitts verursacht. Die relevanten Querschnittsparameter werden, wie oben unter Berücksichtigung des Betonrohquerschnitts nach Anhang RV L der Richtlinie ermittelt.

$$\varepsilon_c = -\frac{1}{E_c} \cdot \frac{M}{b \cdot \frac{x_{II}}{2} \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)} + \varepsilon_{cs} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\frac{A_{s1}}{A_{i,eff}} - \frac{S_{II} \cdot x_{II}}{I_{II}}\right) \quad (6.124)$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{1}{E_c} \cdot \frac{M}{b \cdot \frac{x_{II}}{2} \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)} \cdot \left(\frac{d}{x_{II}} - 1\right) - \varepsilon_{cs} \cdot \left(\frac{x_{II} \cdot b}{A_{i,eff}} - \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{S_{II} \cdot (d - x_{II})}{I_{II}}\right) \quad (6.125)$$

Um die Vordehnung von Beton $\varepsilon_{c,0}$ und der Stahlbewehrung $\varepsilon_{s1,0}$ zu bestimmen, wird zuerst das Momentenmaximum (M = M_0 = 226,625 kNm) aus der quasi-ständigen Lastkombination von Lastfall 1 und der Gesamtschwinddehnung ε_{cs} aufgebracht. Für $\alpha_s = \alpha_e$ und $E_c = E_{c,eff}$ erhält man: vgl. Tab. 14

$$\varepsilon_{c,0} = -\frac{1}{9\,564} \cdot \frac{226\,625\,000}{2\,700 \cdot \frac{112{,}1}{2} \cdot \left(560 - \frac{112{,}1}{3}\right)} \cdot 1\,000 + 0{,}4500 \cdot 20{,}91 \cdot \left(\frac{1\,810}{3{,}4052 \cdot 10^5} - \frac{8{,}1070 \cdot 10^5 \cdot 112{,}1}{8{,}8605 \cdot 10^9}\right) = -0{,}2996 - 0{,}0465 = -0{,}3461\ ‰ \quad (6.126)$$

$$\varepsilon_{s1,0} = 0{,}2996 \cdot \left(\frac{560}{112{,}1} - 1\right) - 0{,}4500 \cdot \left(\frac{112{,}1 \cdot 2\,700}{3{,}4052 \cdot 10^5} - 20{,}91 \cdot \frac{8{,}1070 \cdot 10^5 \cdot (560 - 112{,}1)}{8{,}8605 \cdot 10^9}\right) = 1{,}1971 - 0{,}0144 = 1{,}1827\ ‰ \quad (6.127)$$

Die hier errechneten Werte weichen aufgrund der vorgenommenen Rundungen geringfügig von den in Tabelle 19 angegebenen Werten ab.

Die rechnerische Vordehnung der Lamellen $\varepsilon_{L,0}$ in Feldmitte beträgt:

$$\varepsilon_{L,0} = -0{,}3461 + \frac{600}{560} \cdot (1{,}1827 + 0{,}3461) = 1{,}2919\ ‰ \quad (6.128)$$

Die Beispielrechnungen für die Spannweitenmitte sind in den folgenden Abschnitten zu finden.

Die Vordehnung ist zwischen Spannweitenmitte und dem Punkt im Abstand $s_{Mcr,0}$ vom Auflager zu berücksichtigen, an dem das Rissmoment M_{cr} im Zustand vor der Verstärkung unter den quasi-ständigen Einwirkungen des Lastfalls 1 aufgetreten ist. Nach den Kommentaren zur Richtlinie des DAfStb-Heftes 5953 kann davon ausgegangen werden, dass diese Einwirkungen tatsächlich aufgetreten sind und sich infolgedessen ein entsprechendes Rissbild entwickelt hat. Der entsprechende Abstand $s_{Mcr,0}$ vom Auflager wird wie folgt ermittelt. DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 6.1.1.3.3 (RV 3)

Zunächst wird das Rissmoment M_{cr} nach der Richtlinie berechnet.

$$M_{cr} = \kappa_{fl} \cdot f_{ctm.surf} \cdot W_{c,0} \quad (6.129)$$

Dabei ist:

$$\kappa_{fl} = 1{,}6 - \frac{h}{1\,000} = 1{,}6 - \frac{600}{1\,000} = 1{,}00 \geq 1{,}0 \quad (6.130)$$

Der Abstand z_c des Schwerpunkts des Bruttoquerschnitts des Betons von der Unterkante des Stegs beträgt:

$$z_c = \frac{\left(h - \frac{h_f}{2}\right) \cdot b_{eff} \cdot h_f + \frac{h - h_f}{2} \cdot (h - h_f) \cdot b_w}{b_{eff} \cdot h_f + (h - h_f) \cdot b_w} = \frac{\left(600 - \frac{200}{2}\right) \cdot 2\,700 \cdot 200 + \frac{600 - 200}{2} \cdot (600 - 200) \cdot 400}{2\,700 \cdot 200 + (600 - 200) \cdot 400} = 431{,}4\ mm \quad (6.131)$$

Bei der Ermittlung des Rissmoments für einen Flanschquerschnitt mit teilweise auf Zug beanspruchten Flanschen darf die wirksame Flanschbreite nach DIN EN 1992-1-1:2011, Gleichung (5.7a), mit $0{,}5 \cdot b_{eff,i}$ angesetzt werden, da hier ein gerissener Zuggurt entsprechend der Verteilung der Zugbewehrung über die Hälfte der wirksamen Flanschbreite angenommen wird. Diese zulässige Reduzierung der wirksamen Breite wird hier nicht verwendet, da dies zu einem geringeren rechnerischen Rissmoment und damit zu einem geringeren rechnerischen mittleren Rissabstand und einem höheren Verbundwiderstand in Bezug auf die Verbundlänge an Zwischenrisselementen führen würde.

$$I_{c,0} = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + \frac{(b_{eff} - b_w) \cdot {h_f}^3}{12} + \left(\frac{h}{2} - z_c\right)^2 \cdot b_w \cdot h + \left(h - \frac{h_f}{2} - z_c\right)^2 \cdot (b_{eff} - b_w) \cdot h_f$$

$$= \frac{400 \cdot 600^3}{12} + \frac{(2\,700 - 400) \cdot 200^3}{12} + \left(\frac{600}{2} - 431{,}4\right)^2 \cdot 400 \cdot 600 + \left(600 - \frac{200}{2} - 431{,}4\right)^2 \cdot (2\,700 - 400) \cdot 200 = 1{,}5042 \cdot 10^{10}$$ (6.132)

$$W_{c,0} = \frac{I_{c,0}}{z_c} = \frac{1{,}5042 \cdot 10^{10}}{431{,}4} = 3{,}4865 \cdot 10^7$$ (6.133)

$$M_{cr} = 1{,}00 \cdot 3{,}3 \cdot 34{,}868 = 115{,}05\ kNm$$ (6.134)

Nun kann der Abstand $s_{Mcr,0}$ vom Auflager berechnet werden.

$$s_{Mcr,0} = \frac{A_{Ed} - \sqrt{{A_{Ed}}^2 - 2 \cdot M_{cr} \cdot E_d}}{E_d} = \frac{129{,}5 - \sqrt{129{,}5^2 - 2 \cdot 115{,}05 \cdot 37{,}0}}{37{,}0} = 1{,}044\ m$$ (6.135)

In den Bereichen zwischen dem Auflager und $s_{Mcr,0}$ ist keine Vorspannung zu berücksichtigen:

$$\varepsilon_{L,0} = 0$$ (6.136)

Die effektive Dehnung der Lamellen $\varepsilon_{L,eff}$, die hinter der Dehnung ε_L aus einer ebenen, kontinuierlichen Dehnungsverteilung durch $\varepsilon_{L,0}$ zurückbleibt, ist

$$\varepsilon_{L,eff} = \varepsilon_L - \varepsilon_{L,0}$$ (6.137)

Für die Berechnung am Zwischenelement wird hier beispielhaft die Ermittlung der Vordehnung der Stahlbewehrung an der Position $s_{Mcr,0}$ dargestellt.

Zunächst wird das dauerhaft wirkende Moment M_0 aus der quasi-ständigen Lastkombination des Lastfalls 1 ermittelt. Es wird ein Abstand a_l zur Verschiebung der Momentenkurven zur Berücksichtigung der zusätzlichen Zugkraft angesetzt.
Der Hebelarm z des Bewehrungsstahls wird mit 90 % der statischen Nutzhöhe d angenommen. vgl. Tab. 14

Für die Zugkraft des Bewehrungsstahls:

$$a_l = \frac{z}{2} \cdot cot\ \theta = \frac{0{,}9 \cdot 560}{2} \cdot 2{,}657 = 670\ mm$$ vgl. Abb. 33 (6.138)

$$M_0\left(s_{Mcr,0} + a_l\right) = A_{Ed} \cdot \left(s_{Mcr,0} + a_l\right) - F_d \cdot \frac{\left(s_{Mcr,0} + a_l\right)^2}{2} = 129{,}50 \cdot (1{,}044 + 0{,}67) - 37{,}0 \cdot \frac{(1{,}044 + 0{,}67)^2}{2} = 167{,}61\ kNm$$ (6.139)

$$\varepsilon_{c,0} = -\frac{1}{9\,564} \cdot \frac{167\,61\,0000}{2\,700 \cdot \frac{112{,}1}{2} \cdot \left(560 - \frac{112{,}1}{3}\right)} \cdot 1\,000 + 0{,}4500 \cdot 20{,}91 \cdot \left(\frac{1\,810}{3{,}4052 \cdot 10^5} - \frac{8{,}1070 \cdot 10^5 \cdot 112{,}1}{8{,}8605 \cdot 10^9}\right) = -0{,}2216 - 0{,}0465 = -0{,}2681\ ‰$$ (6.140)

$$\varepsilon_{s1,0} = 0{,}2216 \cdot \left(\frac{560}{112{,}1} - 1\right) - 0{,}4500 \cdot \left(\frac{112{,}1 \cdot 2\,700}{3{,}4052 \cdot 10^5} - 20{,}91 \cdot \frac{8{,}1070 \cdot 10^5 \cdot (560 - 112{,}1)}{8{,}8605 \cdot 10^9}\right) = 0{,}8854 - 0{,}0144 = 0{,}8710\ ‰$$ (6.141)

Die hier errechneten Werte weichen aufgrund der vorgenommenen Rundungen geringfügig von den in Tabelle 19 angegebenen Werten ab.
Die rechnerische Vordehnung der Lamellen $\varepsilon_{L,0}$ in Feldmitte beträgt:

$$\varepsilon_{L,0} = -0{,}2681 + \frac{600}{560} \cdot (0{,}8710 + 0{,}2681) = 0{,}9524\ ‰$$ (6.142)

Biegetragfähigkeit

Die aus den Einwirkungen im GZT resultierenden Dehnungen werden unter Berücksichtigung der Vordehnung der Stahlbewehrung berechnet. Eine Analyse des Schnittgrößengleichgewichts zeigt die aus dem Biegemoment M_{Ed} in der Feldmitte (s = 3,5 m) resultierenden Dehnungen.

$$M_{Ed} = 593{,}51\ kNm$$ (6.143) vgl. Tab. 14

$$\varepsilon_c = -0{,}8093\ ‰ \ \geq \ \varepsilon_{cu2} = -3{,}5\ ‰$$ (6.144)

$$\varepsilon_{s1} = 5{,}9074\ ‰ \ \leq \ \varepsilon_{ud} = 25\ ‰$$ (6.145)

$$\varepsilon_L = 6{,}3871\ ‰$$ (6.146)

$$\varepsilon_{L,eff} = 6{,}3871 - 1{,}2919 = 5{,}0953 \leq \ \varepsilon_{LRd,max}$$ (6.147)

Dabei ist:

$$\varepsilon_{LRd,max} = \frac{f_{LRd}}{E_L} = \frac{\alpha_{Zeit} \cdot f_{Luk}}{\gamma_{LL} \cdot E_L} = \frac{0{,}9 \cdot 2\,701}{1{,}2 \cdot 173\,000} \cdot 10^3 = 11{,}71\ ‰$$ (6.148)

Die Dehnungen führen zu den folgenden inneren Kräften:

$$F_c = -b \cdot \frac{-\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c} \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \alpha_R$$ (6.149) DAfStb Richtlinie, Teil 1, Annex RV L.2

$$\alpha_R = \begin{cases} -\frac{\varepsilon_c^2}{12} - \frac{\varepsilon_c}{2} & for -2{,}0\ ‰ \le \varepsilon_c \le 0 \\ 1 + \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_c} & for\ -3{,}5\ ‰ \le \varepsilon_c \le -2{,}0\ ‰ \end{cases}$$ (6.150)

7

Unter der Annahme der Nulllinie im Flansch ergibt sich für b = b_{eff}:

$$F_c = -2\,700 \cdot \frac{0{,}8093}{5{,}9074 + 0{,}8093} \cdot 0{,}560 \cdot 17 \cdot \left(-\frac{0{,}8093^2}{12} + \frac{0{,}8093}{2} \right) = -1084{,}28\ kN$$ (6.151) DIN EN 1992-1-1, Abb. 3.8

$$\sigma_{s1} = \begin{cases} \varepsilon_{s1} \cdot E_s = \varepsilon_{s1} \cdot 200 & für\ \varepsilon_{s1} \le 2{,}174\ ‰ \\ \frac{1}{\gamma_s} \cdot \left[f_{yk} + \left(f_{tk,cal} - f_{yk} \right) \cdot \frac{\varepsilon_{s1} - \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s}}{\varepsilon_{ud} - \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s}} \right] = \frac{1}{1{,}15} \cdot \left[500 + 25 \cdot \frac{\varepsilon_{s1} - 2{,}174‰}{25 - 2{,}174‰} \right] & für\ \varepsilon_{s1} > 2{,}174‰ \end{cases}$$ (6.152)

$$\sigma_{s1} = \frac{1}{1{,}15} \cdot \left[500 + 25 \cdot \frac{5{,}9074 - 2{,}174}{25 - 2{,}174} \right] = 438{,}34\ N/mm^2$$ (6.153)

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 1\,810 \cdot 438{,}34 \cdot 10^{-3} = 793{,}39\ kN$$ (6.154)

$$\sigma_L = \varepsilon_{L,eff} \cdot E_L = 5{,}0953 \cdot 173\,000 \cdot 10^{-3} = 881{,}48\ N/mm^2$$ (6.155)

$$F_L = A_L \cdot \sigma_L = 330 \cdot 881{,}48 \cdot 10^{-3} = 290{,}89\ kN$$ (6.156)

$$F_c + F_{s1} + F_L = -1\,084{,}28 + 793{,}39 + 290{,}89 \approx 0$$ (6.157)

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{-\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c} = \frac{0{,}8093}{5{,}9074 - (-0{,}8093)} = 0{,}1205$$ (6.158)

An dieser Stelle ist zu prüfen, ob die Annahme, dass die Nulllinie im Flansch liegt, richtig ist. Dies ist der Fall, wenn

$$k_x \le \frac{h_f}{d} = \frac{200}{560} = 0{,}3571$$ (6.159)

$$k_a = \frac{a}{x} = \begin{cases} \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} & for -2{,}0\ ‰ \le \varepsilon_c \le 0 \\ \frac{3 \cdot \varepsilon_c^2 + 4 \cdot \varepsilon_c + 2}{6 \cdot \varepsilon_c^2 + 4 \cdot \varepsilon_c} & for\ -3{,}5\ ‰ \le \varepsilon_c \le -2{,}0\ ‰ \end{cases}$$ (6.160)

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 0{,}8093}{24 - 4 \cdot 0{,}8093} = 0{,}3463$$ (6.161)

$$a = d \cdot k_x \cdot k_a = 560 \cdot 0{,}1205 \cdot 0{,}3463 = 23{,}4\ mm$$ (6.162)

$$z_{s1} = d - a = 560 - 23{,}4 = 536{,}6\ mm$$ (6.163)

$$z_L = d_L - a = 600 - 23{,}4 = 576{,}6\ mm$$ (6.164)

$$M = z_{s1} \cdot F_{s1} + z_L \cdot F_L = (536{,}6 \cdot 793{,}39 + 576{,}6 \cdot 290{,}89) \cdot 10^{-3} = 593{,}5\ kNm \approx M_{Ed}$$ (6.165)

Da alle relevanten Grenzdehnungen an der Stelle des maximalen Biegemoments eingehalten werden, ist eine ausreichende Biegetragfähigkeit nachgewiesen. Zusätzlich müssen die Nachweise für die Klebeverbindung geführt werden.

Einwirkende Lamellenkraft

Für die Ermittlung der Lamellenkraft wird der folgende Abstand zur Verschiebung der Momentenkurve im GZT nach dem Versatzmaß angesetzt. Dieser Abstand liegt auch bei der Ermittlung der Stahlkraft auf der sicheren Seite.

$$a_l = \frac{z}{2} \cdot cot\,\theta = \frac{0{,}9 \cdot 560 + (600 - 560)}{2} \cdot 2{,}657 = 723\ mm$$ (6.166) DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.3 (2)

Für die Analyse am Zwischenrisselement wird hier beispielhaft die Ermittlung der Schnittgrößen und der Dehnungen an der Position $s_{Mcr,0}$ dargestellt.

$$M_{Ed}(s_{Mcr,0} + a_l) = A_{Ed} \cdot (s_{Mcr,0} + a_l) - F_d \cdot \frac{(s_{Mcr,0} + a_l)^2}{2} = 339{,}15 \cdot (1{,}044 + 0{,}723) - 96{,}9 \cdot \frac{(1{,}044 + 0{,}723)^2}{2} = 447{,}95\ kNm$$ (6.167) vgl. Tab. 14

An dieser Grenze zwischen dem ungerissenen und dem gerissenen Abschnitt werden während der Verstärkung die Schnittgrößen und Dehnungen mit und ohne Berücksichtigung der Vordehnung ermittelt. Ohne Berücksichtigung der Vorspannung ergeben sich die folgenden Werte:

$$\varepsilon_c = -0{,}4095\ ‰ \quad \varepsilon_c \geq -2{,}0\ ‰$$ (6.168)

$$\varepsilon_{s1} = 1{,}9811\ ‰ \quad \varepsilon_{s1} \leq \frac{f_{yd}}{E_s} = 2{,}174\ ‰$$ (6.169)

$$\varepsilon_L = 2{,}1518\ ‰$$ (6.170)

Da $\varepsilon_{L,0} = 0$:

$$\varepsilon_{L,eff} = \varepsilon_L = 2{,}1518\ ‰$$ (6.171)

Unter Annahme der Nulllinie im Flansch ($k_x \leq h_f/h$) erhält man für $b = b_{eff}$:

$$F_c = -2\,700 \cdot \frac{0{,}4095}{1{,}9811 + 0{,}4095} \cdot 0{,}560 \cdot 17 \cdot \left(-\frac{0{,}4095^2}{12} + \frac{0{,}4095}{2}\right) = -839{,}98\ kN$$ (6.172)

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s = 1{,}9837 \cdot 200 = 396{,}21\ N/mm^2$$ (6.173)

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 1\,810 \cdot 396{,}21 \cdot 10^{-3} = 717{,}15\ kN$$ (6.174)

$$\sigma_L = \varepsilon_{L,eff} \cdot E_L = 2{,}1518 \cdot 173\,000 \cdot 10^{-3} = 372{,}27\ N/mm^2$$ (6.175)

$$F_L = A_L \cdot \sigma_L = 330 \cdot 372{,}27 \cdot 10^{-3} = 122{,}85\ kN$$ (6.176)

$$F_c + F_{s1} + F_L = -839{,}98 + 717{,}15 + 122{,}85 \approx 0$$ (6.177)

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{-\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c} = \frac{0{,}4095}{1{,}9811 - (-0{,}4095)} = 0{,}1713 \quad \leq \quad \frac{h_f}{d} = 0{,}3571$$ (6.178)

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 0{,}4095}{24 - 4 \cdot 0{,}4095} = 0{,}3394$$ (6.179)

$$a = d \cdot k_x \cdot k_a = 560 \cdot 0{,}1713 \cdot 0{,}3394 = 32{,}6\ mm$$ (6.180)

$$z_{s1} = d - a = 560 - 32{,}6 = 527{,}4\ mm$$ (6.181)

$$z_L = d_L - a = 600 - 32{,}6 = 567{,}4\ mm$$ (6.182)

$$M = z_{s1} \cdot F_{s1} + z_L \cdot F_L = (527{,}4 \cdot 717{,}15 + 567{,}4 \cdot 122{,}85) \cdot 10^{-3} = 447{,}96\ kNm \quad \approx \quad M_{Ed}$$ (6.183)

Im gleichen Querschnitt bei $s_{Mcr,0}$ ergeben sich unter Berücksichtigung der Vordehnung der Stahlbewehrung durch $\varepsilon_{L,0}$ = 0,9523 ‰ folgende Dehnungen Schnittgrößen:

$$\varepsilon_c = -0{,}4228\ ‰ \quad \varepsilon_c \geq -2{,}0\ ‰ \tag{6.184}$$

$$\varepsilon_{s1} = 2{,}1142\ ‰ \quad \varepsilon_{s1} \leq \frac{f_{yd}}{E_s} = 2{,}174\ ‰ \tag{6.185}$$

$$\varepsilon_L = 2{,}2954\ ‰ \tag{6.186}$$

$$\varepsilon_{L,eff} = 2{,}2954 - 0{,}9523 = 1{,}3431 \leq \varepsilon_{LRd,max} \tag{6.187}$$

Unter Annahme der Nulllinie im Flansch ($k_x \leq h_f/d$) erhält man wiederum für b = b_{eff}:

$$F_c = -2\,700 \cdot \frac{0{,}4228}{2{,}1142 + 0{,}4228} \cdot 0{,}560 \cdot 17 \cdot \left(-\frac{0{,}4228^2}{12} + \frac{0{,}4228}{2}\right) = -842{,}02\ kN \tag{6.188}$$

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s = 2{,}1142 \cdot 200 = 422{,}84\ N/mm^2 \tag{6.189}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 1\,810 \cdot 422{,}84 \cdot 10^{-3} = 765{,}34\ kN \tag{6.190}$$

$$\sigma_L = \varepsilon_{L,eff} \cdot E_L = 1{,}3431 \cdot 173\,000 \cdot 10^{-3} = 232{,}36\ N/mm^2 \tag{6.191}$$

$$F_L = A_L \cdot \sigma_L = 330 \cdot 232{,}36 \cdot 10^{-3} = 76{,}68\ kN \tag{6.192}$$

$$F_c + F_{s1} + F_L = -842{,}02 + 765{,}34 + 76{,}68 \approx 0 \tag{6.193}$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{-\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c} = \frac{0{,}4228}{2{,}1142 - (-0{,}4228)} = 0{,}1667 \quad \leq \frac{h_f}{d} = 0{,}3571 \tag{6.194}$$

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 0{,}4228}{24 - 4 \cdot 0{,}4228} = 0{,}3397 \tag{6.195}$$

$$a = d \cdot k_x \cdot k_a = 560 \cdot 0{,}1667 \cdot 0{,}3397 = 31{,}7\ mm \tag{6.196}$$

$$z_{s1} = d - a = 560 - 31{,}7 = 528{,}3\ mm \tag{6.197}$$

$$z_L = d_L - a = 600 - 31{,}7 = 568{,}3\ mm \tag{6.198}$$

$$M = z_{s1} \cdot F_{s1} + z_L \cdot F_L = (528{,}3 \cdot 765{,}34 + 568{,}3 \cdot 76{,}68) \cdot 10^{-3} = 447{,}9\ kNm \approx M_{Ed} \tag{6.199}$$

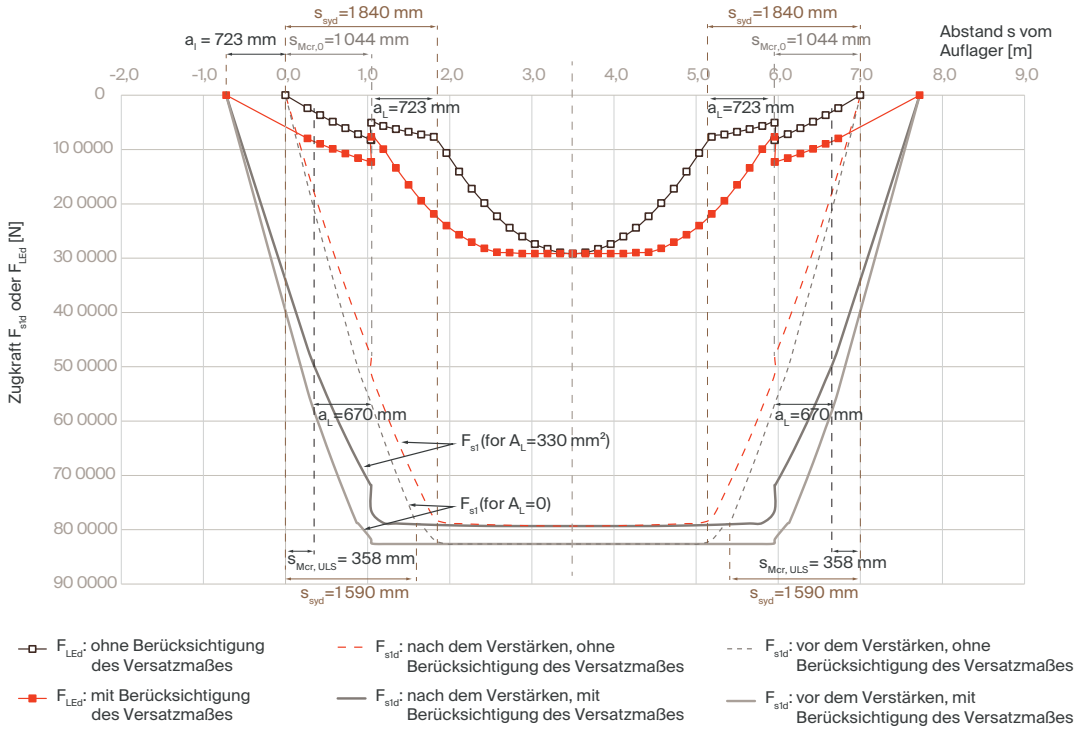


Abb. 36 – Stahl- und Lamellenzugkräfte im GZT

Für den erforderlichen Nachweis der Lamellenkraftverstärkung gibt die grafische Darstellung in Abb. 36 einen Überblick. Dargestellt sind die Zugkräfte des Betonstahls und de Lamelle unter den Einwirkungen des Lastfalls 2 im GZT. Die Zugkräfte unter Berücksichtigung eines verschobenen Momentes sind ebenfalls dargestellt. Bei einer abgestuften Stahlbewehrung können die Zugkraftverläufe noch komplizierter sein. Die tatsächliche Anordnung der Lamellen, die in einem bestimmten Abstand vom Auflager enden, ist noch nicht berücksichtigt. Die Zugkraft des Betonstahls ist für den Zustand vor der Verstärkung ohne den Einfluss der Lamellen und für den Zustand nach der Verstärkung mit einem Lamellenquerschnitt A_L von 330 mm² dargestellt.

Die Kurve der Lamellenkraft zeigt einen Knick an der Stelle, an der die Stahlbewehrung die Streckgrenze erreicht. Der Abstand s_{syd} dieses Knicks vom Auflager wurde bereits durch iterative Berechnung des Schnittgrößengleichgewichts am Querschnitt ermittelt (vgl. Tabelle 19). Auch bei der Lamellenkraft tritt ein Sprung an der Stelle auf, an der die Vordehnung der Stahlbewehrung berücksichtigt werden muss. Das gewählte Verfahren, die zusätzliche Zugkraft durch Querkraft mit einer versetzten Momentenlinie zu berücksichtigen, verschiebt zwar die Lage des Knicks infolge des Nachgebens des Betonstahls in Richtung Auflager, nicht aber die Lage des Sprungs. Durch die verschobene Momentenkurve erhöht sich jedoch die Änderung der Lamellenkraft am Sprung von etwa 30 kN auf etwa 45 kN.

Genauerer Nachweis der Lamellenkraftänderung am Zwischenrisselement

Nach der Richtlinie ist an jedem Zwischenrisselement nachzuweisen, dass die einwirkende Lamellenkraftdifferenz kleiner ist als die Differenz der Lamellenkraftwiderstände am Zwischenrisselement.
Die einwirkende Lamellenkraft wird unter Berücksichtigung des Abstandes s vom rechnerischen Auflagerschwerpunkt und des Rissabstandes s_r berechnet.

DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 6.1.1.3.6 (RV 3)

$$\Delta F_{LEd} = F_{LEd}(s + s_r) - F_{LEd}(s) \quad (6.200)$$

Der Abstand entspricht der dem 1,5-fachen der zu berücksichtigenden Dispersionslänge $l_{e,0}$. Die Dispersionslänge $l_{e,0}$ ist abhängig von der Verbundkraft F_{bsm}, die von allen Bewehrungsstäben im Verhältnis zu ihrer Verbundlänge übertragen werden kann. Zusätzlich wird der Hebelarm z_s der Betonstahlbewehrung angesetzt.

$$s_r = 1{,}5 \cdot l_{e,0} = 1{,}5 \cdot \frac{M_{cr}}{z_s \cdot F_{bsm}}$$

(6.201) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.3.3 (RV 2)

$$F_{bsm} = \sum_{i=1}^{n} n_{s,i} \cdot \emptyset_i \cdot \pi \cdot f_{bsm}$$

(6.202)

Dabei ist:

$n_{s,i}$ Anzahl der Stäbe mit Durchmesser $\emptyset_i$

$$f_{bsm} = 1{,}0 \cdot 0{,}43 \cdot {f_{cm}}^{2/3} = 1{,}0 \cdot 0{,}43 \cdot 38^{2/3} = 4{,}86\ N/mm^2$$ bei guten Verbundbedinungen

(6.203)

$$F_{bsm} = 9 \cdot 16 \cdot \pi \cdot 4{,}86 = 2\,199\ N/mm$$

(6.204)

Für den inneren Hebelarm z_{s1} werden nach der Richtlinie 85% der Gesamthöhe h des Querschnitts angesetzt.

$$z_s = 0{,}85 \cdot h = 0{,}85 \cdot 600 = 510\ mm$$

(6.205)

$$s_r = 1{,}5 \cdot \frac{115\,064\,000}{510 \cdot 2\,199} = 153{,}9\ mm$$

(6.206)

Im Gegensatz zur vereinfachten Methode der Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement sieht das genauere Verfahren nur einen diskreten Nachweisansatz in den gleichmäßig angeordneten Zwischenrisselementen vor und keine Funktionen für die Lamellenkraft über die Bauteillänge, die alternativ angegeben werden können.

DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.3.5 (RV 3) und RV 6.1.1.3.6 (RV 3)

Die Zwischenrisselemente sollten beim maximalen Moment beginnen und bis zur ungerissenen Zone mit dem jeweiligen Rissabstand angeordnet werden. Das letzte Zwischenrisselement sollte in der ungerissenen Zone enden, die nach dem Biegeriss beginnt, der dem Punkt des Nullmoments am nächsten ist. Die Lage dieses Biegerisses ist dort, wo das Rissmoment unter den Einwirkungen im GZT im Abstand $s_{Mcr,GZT}$ von der rechnerischen Mitte des Auflagers erreicht wird.

DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.3.6 (RV 4)

$$s_{Mcr,GZT} = \frac{A_{Ed} - \sqrt{{A_{Ed}}^2 - 2 \cdot M_{cr} \cdot F_d}}{F_d} = \frac{339{,}15 - \sqrt{339{,}15^2 - 2 \cdot 115{,}064 \cdot 96{,}9}}{96{,}9} = 0{,}358\ m$$

(6.207)

Abb. 36 zeigt die Lage der Biegerisse einschließlich der Zwischenrisselemente zum einen auf der zwischen den rechnerischen Stützpunkten verlaufenden Zugkraftkurve sowie auf der verschobenen Zugkraftkurve. Es ist zu erkennen, dass die Zugkraftverläufe durch die diskrete Betrachtung näherungsweise, jedoch nicht vollständig, dargestellt werden.

Die Richtlinie gibt nicht vor, ob das genauere Verfahren mit oder ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes durchgeführt werden soll. In diesem Beispiel mit einer nicht abgestuften Stahlbewehrung ist diese Frage nicht relevant, da die signifikanten Bereiche unabhängig von der Anwendung des Versatzmaßes dargestellt werden. Die Kurve ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes liefert noch ungünstigere Verbundspannungen in Auflagernähe. Liegt der ungerissene Bereich zum Zeitpunkt der Verstärkung jedoch in einem größeren Abstand zum Auflager als in diesem Beispiel, kann dies dazu führen, dass die mit der verschobenen Zugkraftlinie ermittelten Lamellenkraftdifferenzen in Verbindung mit einer Verkürzung der Stahlbewehrung maßgebend werden.

DAfStb Richtlinie, RV 9.3.1.1 (RV 6)

Die Anwendung der Versatzmaßes ist auch im Hinblick auf einen schlüssigen Nachweis im Zusammenhang mit dem für jedes Bauteil darzustellenden grafischen Vergleich der verschobenen Zugkraftlinie und der Widerstandszugkraftlinie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit vorzuziehen. Im Hinblick auf eine vollständige Darstellung aller möglichen Beanspruchungen der Zwischenrisselemente kann hier jedoch nur die Untersuchung mit und ohne Anwendung des Versatzmaßes empfohlen werden.

In den diskreten Rissquerschnitten wird nun die im GZT auftretende Lamellenkraft F_{LEd} infolge der Einwirkungen des Lastfalls 2 ermittelt. Dabei wird die Vordehnung der Stahlbewehrung zwischen $s_{Mcr,0}$ und Feldmitte berücksichtigt. Die Zugkraft kann entweder wie oben für die Biegetragfähigkeit gezeigt über das Schnittgrößengleichgewicht oder näherungsweise durch Interpolation zwischen den in der Tabelle angegebenen Unstetigkeitsstellen ermittelt werden. Die lineare Interpolation erfolgt in Abhängigkeit von dem in den Querschnitten auftretenden Moment. Die in Tabelle 19 angegebenen Momente, Dehnungen und Kräfte wurden auf der Grundlage des Schnittgrößengleichgewichts ermittelt. Die Vordehnung wird nur auf die Querschnitte angewendet, die sich zum Zeitpunkt der Verstärkung bereits in einem gerissenen Zustand befinden. Aufgrund der Achsensymmetrie wird nur eine Hälfte des Trägers betrachtet.

Tab. 20 – Bestimmung von Momenten, Dehnungen und Zugkräften in den Rissquerschnitten ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes

s	$M_0(s)$	ε_{c0}	ε_{s10}	ε_{L0}	$M_{Ed}(s)$	ε_c	ε_{s1}	ε_L	ε_{Leff}	F_{s1d}	F_{LEd}
[m]	[kNm]	[‰]	[‰]	[‰]	[kNm]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[N]	[N]
3,500	226,625	-0,3461	1,1827	1,2919	593,513	-0,8097	5,9182	6,3989	5,1070	793411	291559
3,346	226,187	-0,3455	1,1803	1,2893	592,365	-0,8072	5,8842	6,3621	5,0728	793352	289604
3,192	224,872	-0,3438	1,1734	1,2818	588,922	-0,7968	5,7751	6,2445	4,9627	793164	283323
3,038	222,681	-0,3409	1,1618	1,2692	583,184	-0,7810	5,6138	6,0705	4,8014	792886	274110
2,884	219,614	-0,3368	1,1456	1,2515	575,150	-0,7576	5,3738	5,8118	4,5603	792473	260347
2,730	215,670	-0,3316	1,1248	1,2288	564,821	-0,7310	5,0914	5,5073	4,2784	791986	244256
2,577	210,849	-0,3252	1,0993	1,2011	552,197	-0,6955	4,7208	5,1077	3,9066	791347	223028
2,423	205,152	-0,3177	1,0692	1,1683	537,277	-0,6532	4,2950	4,6484	3,4801	790613	198681
2,269	198,579	-0,3090	1,0345	1,1305	520,062	-0,6081	3,8296	4,1466	3,0161	789811	172191
2,115	191,129	-0,2992	0,9952	1,0876	500,552	-0,5528	3,2813	3,5551	2,4675	788865	140869
1,961	182,803	-0,2882	0,9512	1,0397	478,747	-0,4897	2,6810	2,9074	1,8677	787831	106628
1,807	173,601	-0,2760	0,9026	0,9868	454,646	-0,4301	2,1486	2,3328	1,3460	777791	76844
1,653	163,522	-0,2627	0,8493	0,9288	428,250	-0,4043	2,0250	2,1985	1,2697	733050	72490
1,499	152,566	-0,2482	0,7915	0,8657	399,559	-0,3755	1,8864	2,0479	1,1822	682871	67492
1,345	140,734	-0,2325	0,7290	0,7977	368,572	-0,3453	1,7421	1,8912	1,0936	630651	62432
1,191	128,026	-0,2157	0,6619	0,7245	335,290	-0,3128	1,5826	1,7180	0,9934	572901	56715
1,037	114,441				299,712	-0,2703	1,3242	1,4381	1,4381	479365	82101
0,884	99,980				261,840	-0,2348	1,1556	1,2549	1,2549	418329	71643
0,730	84,642				221,672	-0,1982	0,9781	1,0622	1,0622	354081	60638
0,576	68,428				179,209	-0,1595	0,7914	0,8593	0,8593	286469	49056
0,422	51,338				134,450	-0,1193	0,5931	0,6440	0,6440	214692	36763
0,268	33,371				87,396	-0,0771	0,3852	0,4183	0,4183	139459	23879

Die in der folgenden Table 22 zusammengestellten LamellenkraftdifferenzenΔF_{LEd} an den Zwischenrisselementen ergeben sich aus den Lamellenzugkräften F_{LEd}.

DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.3.6 (RV 6)

Tabelle 22 gibt auch den Widerstand der Lamellenkraftänderung am Zwischenrisselement infolge des VerbundesΔF_{LRd} an, der sich aus einer Komponente aus dem Grundwert des Verbundkraftwiderstands der außenliegenden Bewehrung$\Delta F_{Lk,BL}$, einer weiteren Komponente aus der Verbundreibung$\Delta F_{Lk,BF}$ und einer dritten Komponente aus der Bauteilkrümmung$\Delta F_{Lk,KF}$ zusammensetzt. Für den Nachweis an jedem Zwischenrisselement ist der Nachweis zu erbringen, dass die einwirkende Lamellenkraftdifferenz ΔF_{LEd} kleiner ist als der Widerstand der LamellenkraftänderungΔF_{LRd}.

6

$$\Delta F_{LRd} = \frac{\Delta F_{Lk,BL} + \Delta F_{Lk,BF} + \Delta F_{Lk,KF}}{\gamma_{BA}} \quad (6.208)$$

$$\Delta F_{Lk,BL} = \begin{cases} \Delta F^{G}_{Lk,BL} - \frac{\Delta F^{G}_{Lk,BL} + \Delta F^{D}_{Lk,BL}}{\Delta F^{D}_{Lk,BL}} & for\ F_{LEd} \le F^{D}_{Lk,BL} \\ \sqrt{b_L{}^2 \cdot \tau_{L1k} \cdot s_{L0k} \cdot E_L \cdot t_L + F_{LEd}{}^2} - F_{LEd} & for\ F^{D}_{Lk,BL} < F_{LEd} \le F_{Lud} \end{cases} \quad (6.209)$$

$$\Delta F^{G}_{Lk,BL} = f_{bLk}(s_r) \cdot b_L \cdot t_L \quad (6.210)$$

$$f_{bLk}(s_r) = f_{bLk,max} \cdot \frac{s_r}{l_{bL,max}} \cdot \left(2 - \frac{s_r}{l_{bL,max}}\right) \quad (6.211)$$

$$f_{bLk,max} = \sqrt{\frac{E_L \cdot s_{L0k} \cdot \tau_{L1k}}{t_L}} \quad (6.212)$$

$$s_{L0k} = 0{,}201\ mm \quad (6.213)$$

$$\tau_{L1k} = 0{,}366 \cdot \sqrt{\alpha_{cc} \cdot f_{cm} \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctm,surf}} = 0{,}366 \cdot \sqrt{0{,}85 \cdot 38 \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}3} = 3{,}48\ N/mm^2 \quad (6.214)$$

$$f_{bLk,max} = \sqrt{\frac{E_L \cdot s_{L0k} \cdot \tau_{L1k}}{t_L}} = \sqrt{\frac{173\,000 \cdot 0{,}201 \cdot 3{,}48}{1{,}2}} = 317{,}56\ N/mm^2 \quad (6.215)$$

$$l_{bL,max} = \frac{2}{\kappa_{Lb}} \cdot \sqrt{\frac{E_L \cdot t_L \cdot s_{L0k}}{\tau_{L1k}}} = \frac{2}{1{,}128} \cdot \sqrt{\frac{173\,000 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}201}{3{,}48}} = 194{,}15\ mm \quad (6.216)$$

$$\kappa_{Lb} = 1{,}128 \quad (6.217)$$

$$f_{bLk}(s_r = 153{,}9\ mm) = 317{,}56 \cdot \frac{153{,}9}{194{,}15} \cdot \left(2 - \frac{153{,}9}{194{,}15}\right) = 303{,}91\ N/mm^2 \quad (6.218)$$

$$\Delta F^{G}_{Lk,BL} = 303{,}91 \cdot 275 \cdot 1{,}2 = 100290\ N \quad (6.219)$$

$$F^{D}_{Lk,BL} = \frac{s_{L0k} \cdot E_L \cdot b_L \cdot t_L}{s_r} - \tau_{L1k} \cdot \frac{s_r \cdot b_L}{4} = \frac{0{,}201 \cdot 173\,000 \cdot 275 \cdot 1{,}2}{153{,}9} - 3{,}48 \cdot \frac{153{,}9 \cdot 275}{4} = 37736\ N \quad (6.220)$$

$$\Delta F^{D}_{Lk,BL} = \sqrt{b_L{}^2 \cdot \tau_{L1k} \cdot s_{L0k} \cdot E_L \cdot t_L + F^{D}_{Lk,BL}{}^2} - F^{D}_{Lk,BL} \quad (6.221)$$

$$= \sqrt{275^2 \cdot 3{,}48 \cdot 0{,}201 \cdot 173\,000 \cdot 1{,}2 + 37736^2} - 37736 = 73\,644\ N$$

$$F_{Lud} = \frac{\alpha_{Zeit} \cdot f_{Luk}}{\gamma_{LL}} \cdot A_L = f_{Ld} \cdot A_L = 2025{,}75 \cdot 330 = 668498\ N \quad (6.222)$$

$$\Delta F_{Lk,BF} = \begin{cases} 0 & für\ F_{LEd} \le F^{D}_{Lk,BL} \\ \tau_{LFk} \cdot b_L \cdot \left[s_r - \frac{2 \cdot E_L \cdot t_L}{\tau_{L1k}} \cdot \left(\sqrt{\frac{\tau_{L1k} \cdot s_{L0k}}{E_L \cdot t_L} + \frac{F_{LEd}{}^2}{b_L{}^2 \cdot E_L{}^2 \cdot t_L{}^2}} - \frac{F_{LEd}}{b_L \cdot E_L \cdot t_L}\right)\right] & für\ F^{D}_{Lk,BL} < F_{LEd} \le F_{Lud} \end{cases} \quad (6.223)$$

$$\tau_{LFk} = 10{,}8 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cm}{}^{-0{,}89} = 10{,}8 \cdot 0{,}85 \cdot 38^{-0{,}89} = 0{,}360\ N/mm^2 \quad (6.224)$$

$$\Delta F_{Lk,KF} = s_r \cdot \kappa_k \cdot \frac{\varepsilon_{Lr1} - \varepsilon_{cr1}}{h} \cdot b_L \quad (6.225)$$

$$\kappa_k = 24{,}3 \cdot 10^3 \quad (6.226)$$

ε_{Lr1} Dehnung der geklebten Bewehrung am niedriger beanspruchten Rissufer. Da sich die Umlenkkraft, die eine zusätzliche Reibung hervorruft, aus der Gesamtkrümmung des Querschnitts ergibt, darf die berechnete Gesamtdehnung des Querschnitts in Höhe der Lamellen angenommen werden:

$$\varepsilon_{Lr1} = \varepsilon_{L0} + \varepsilon_{Leff} \quad (6.227)$$

Wurde das Bauteil mit einer überhöhten Schalung hergestellt, um die Durchbiegung zu verringern, oder wurde eine vorhandene konvexe Vorkrümmung des Bauteils vor dem Anbringen der Lamellen ganz oder teilweise ausgeglichen, sind besondere Überlegungen erforderlich.

ε_{cr1} Dehnung des Betons am niedriger beanspruchten Rissufer

h Höhe des Betonquerschnitts, die ungefähr der statischen Nutzhöhe der aufgeklebten Bewehrung entspricht

Tab. 22 – Bestimmung der Einwirkung und Widerstand der Lamellenkraftdifferenz an den Zwischenrisselementen ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes

s	F_{LEd}	ZRE	ΔF_{LEd}	$\Delta F_{Lk,BL}$	$\Delta F_{Lk,BF}$	$\Delta F_{Lk,KF}$	ΔF_{LRd}
[m]	[N]	No.	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]
3,500	291559	1	1955	18377	11449	12289	28076
3,346	289604	2	6281	18759	11370	12070	28132
3,192	283323	3	9213	19349	11247	11744	28227
3,038	274110	4	13763	20299	11051	11261	28407
2,884	260347	5	16091	21531	10795	10693	28680
2,730	244256	6	21228	23393	10410	9947	29167
2,577	223028	7	24347	25943	9881	9088	29941
2,423	198681	8	26490	29381	9169	8150	31134
2,269	172191	9	31322	34704	8067	7042	33208
2,115	140869	10	34241	42875	6374	5823	36715
1,961	106628	11	29784	53105	4255	4736	41397
1,807	76844	12	4335	54933	3876	4462	42180
1,653	72489	13	4997	57155	3416	4154	43150
1,499	67492	14	5061	59550	2920	3834	44202
1,345	62431	15	5716	62441	2321	3481	45495
1,191	56715	16	-25386	51024	4686	2928	39092
1,037	82101	17	10458	55299	3800	2554	41102
0,884	71643	18	11005	60435	2736	2160	43554
0,730	60638	19	11582	66651	1449	1746	46564
0,576	49056	20	12293	74332	0	1308	50427
0,422	36763	21	12884	83429	0	849	56186
0,268	23879	-	-	-	-	-	-

Die Anwendung von Gleichung (6.200) führt zu einer negativen Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement Nr. 16. Dies liegt daran, dass der Punkt s_{Mcr0} in diesem Zwischenrisselement liegt, ab dem in Feldmitte die Vordehnung des Betonstahls berücksichtigt werden kann. Dies führt zu einem Sprung in der Zugkraftkurve, da die aufgeklebte Bewehrung erst ab diesem Querschnitt an der Aufnahme der zusätzlich auftretenden Spannung gegenüber dem Zeitpunkt der Verstärkung beteiligt ist. Um die Lamellenkraftdifferenz korrekt zu ermitteln, muss Gleichung (6.200) umgestellt werden. An diesem Zwischenrisselement wird die Kraft am Rissufer des Elements $F_{LEd}(s+s_r)$ mit der geringeren Belastung beaufschlagt.

$$\Delta F_{LEd} = F_{LEd}(s) - F_{LEd}(s + s_r) \quad (6.228)$$

Nach dieser Anpassung sind die Werte am Zwischenrisselement Nr. 16 wie folgt:

Tab. 23 – Bestimmung der Differenz von Einwirkung und Widerstand der Lamellenkraft am Zwischenrisselement Nr. 16

s	F_{LEd}	ZRE	ΔF_{LEd}	$\Delta F_{Lk,BL}$	$\Delta F_{Lk,BF}$	$\Delta F_{Lk,KF}$	ΔF_{LRd}
[m]	[N]	No.	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]
1,037	82101	16	25386	51024	4686	2928	39092
1,191	56715	-					

Die folgenden Tabellen enthalten die entsprechenden Werte in den Risslagen unter Berücksichtigung der zusätzlichen Zugkraft durch Querkraft nach dem Versatzmaß. Dazu werden die relevanten Momente M_0 und M_{Ed} nicht in den Risslagen, sondern in den verschobenen Querschnitten $s+a_l$ ermittelt.

Tab. 24 – Bestimmung von Momenten, Dehnungen und Zugkräften in den Rissquerschnitten unter Berücksichtigung des Versatzmaßes

s	$M_0(s+a_l)$	ε_{c0}	ε_{s10}	ε_{L0}	$M_{Ed}(s+a_l)$	ε_c	ε_{s1}	ε_L	ε_{Leff}	F_{s1d}	F_{LEd}
[m]	[kNm]	[‰]	[‰]	[‰]	[kNm]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[N]	[N]
3,500	226,625	-0,3461	1,1827	1,2919	593,513	-0,8103	5,9182	6,3989	5,1070	793411	291559
3,346	226,625	-0,3461	1,1827	1,2919	593,513	-0,8103	5,9182	6,3989	5,1070	793411	291559
3,192	226,625	-0,3461	1,1827	1,2919	593,513	-0,8103	5,9182	6,3989	5,1070	793411	291559
3,038	226,625	-0,3461	1,1827	1,2919	593,513	-0,8103	5,9182	6,3989	5,1070	793411	291559
2,884	226,625	-0,3461	1,1827	1,2919	593,513	-0,8103	5,9182	6,3989	5,1070	793411	291559
2,730	226,442	-0,3458	1,1817	1,2908	593,406	-0,8082	5,8911	6,3696	5,0788	793364	289948
2,577	225,437	-0,3445	1,1764	1,2850	591,560	-0,8060	5,8715	6,3484	5,0634	793330	289070
2,423	223,555	-0,3420	1,1664	1,2742	587,419	-0,7938	5,7488	6,2162	4,9420	793119	282137
2,269	220,797	-0,3384	1,1519	1,2583	580,982	-0,7746	5,5451	5,9965	4,7382	792768	270504
2,115	217,163	-0,3336	1,1327	1,2374	572,250	-0,7512	5,3053	5,7379	4,5004	792354	256930
1,961	212,652	-0,3276	1,1089	1,2115	561,223	-0,7226	5,0089	5,4183	4,2069	791844	240170
1,807	207,265	-0,3205	1,0804	1,1805	547,901	-0,6879	4,6352	5,0154	3,8349	791199	218936
1,653	201,002	-0,3122	1,0473	1,1444	532,283	-0,6446	4,2032	4,5494	3,4050	790455	194391
1,499	193,862	-0,3028	1,0096	1,1033	514,370	-0,5943	3,6919	3,9981	2,8948	789573	165262
1,345	185,845	-0,2922	0,9673	1,0572	494,161	-0,5386	3,1434	3,4064	2,3492	788628	134116
1,191	176,952	-0,2804	0,9203	1,0061	471,657	-0,4745	2,5336	2,7485	1,7424	787577	99474
1,037	167,183	-	-	-	446,858	-0,4102	1,9842	2,1552	2,1552	718276	123041
0,884	156,537	-	-	-	419,764	-0,3851	1,8658	2,0266	2,0266	675416	115697
0,730	145,015	-	-	-	390,374	-0,3567	1,7360	1,8855	1,8855	628441	107644
0,576	132,616	-	-	-	358,689	-0,3275	1,5976	1,7352	1,7352	578346	99060
0,422	119,341	-	-	-	324,709	-0,2959	1,4474	1,5719	1,5719	523965	89742
0,268	105,190	-	-	-	288,434	-0,2622	1,2864	1,3970	1,3970	465686	79757

Die in der folgenden Tabelle 25 zusammengestellten Lamellenkraftdifferenzen ΔF_{LEd} an den Zwischenrisselementen ergeben sich aus den Lamellenzugkräften F_{LEd}.

Tab. 25 – Bestimmung der Einwirkung und Widerstand der Lamellenkraft an den Zwischenrisselementen unter Berücksichtigung des Versatzmaßes

s	F_{LEd}	ZRE	ΔF_{LEd}	$\Delta F_{Lk,BL}$	$\Delta F_{Lk,BF}$	$\Delta F_{Lk,KF}$	ΔF_{LRd}
[m]	[N]	No.	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]
3,500	291 559	1	0	18 261	11 473	12 357	28 061
3,346	291 559	2	0	18 261	11 473	12 357	28 061
3,192	291 559	3	0	18 261	11 473	12 357	28 061
3,038	291 559	4	0	18 261	11 473	12 357	28 061
2,884	291 559	5	1 611	18 356	11 453	12 304	28 075
2,730	289 948	6	878	18 409	11 442	12 264	28 076
2,577	289 070	7	6 933	18 833	11 354	12 016	28 136
2,423	282 137	8	11 633	19 589	11 198	11 607	28 262
2,269	270 504	9	13 574	20 549	10 999	11 123	28 447
2,115	256 930	10	16 760	21 867	10 726	10 526	28 746
1,961	240 170	11	21 234	23 787	10 328	9 776	29 261
1,807	218 936	12	24 545	26 447	9 777	8 903	30 085
1,653	194 391	13	29 129	30 424	8 953	7 872	31 500
1,499	165 262	14	31 146	36 086	7 780	6 762	33 752
1,345	134 116	15	34 642	45 014	5 931	5 525	37 646
1,191	99 474	16	-23 567	38 587	7 264	4 397	33 493
1,037	123 041	17	7 344	40 404	6 886	4 134	34 282
0,884	115 697	18	8 053	42 585	6 434	3 843	35 242
0,730	107 644	19	8 584	45 143	5 904	3 536	36 389
0,576	99 060	20	9 318	48 226	5 265	3 202	37 796
0,422	89 742	21	9 985	51 935	4 497	2 844	39 518
0,268	79 757	-	-	-	-	-	-

Auch hier ist eine Vorzeichenkorrektur am Risselement 16 erforderlich.

Tab. 26 – Bestimmung der Differenz von Einwirkung und Widerstand der Lamellenkraft am Zwischenrisselement Nr. 16

s	F_{LEd}	ZRE	ΔF_{LEd}	$\Delta F_{Lk,BL}$	$\Delta F_{Lk,BF}$	$\Delta F_{Lk,KF}$	ΔF_{LRd}
[m]	[N]	No.	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]
1,037	123 041	16	23 567	38 578	7 264	4 397	33 493
1,191	99 474	-					

Exemplarisch wird das genauere Verfahren am Zwischenrisselement Nr. 14 auf der Basis der verschobenen Zugkraftkurve durchgeführt. Die hier berechneten Werte weichen aufgrund der vorgenommenen Rundungen geringfügig von den in Tabelle 24 und Tabelle 25 angegebenen Werten ab.

Zunächst wird das Biegemoment $M_{Ed}(s)$ infolge der Einwirkungen des Lastfalls 2 im GZT in den Rissquerschnitten ermittelt. Der Abstand s_{i4} zwischen dem Rand des geringer belasteten Zwischenrisselementes und dem Auflager beträgt

$$s_{14} = \frac{l_{eff}}{2} - No. \cdot s_r = \frac{7\,000}{2} - 14 \cdot 153{,}9 \approx 1\,345{,}3\ mm \tag{6.229}$$

und der Abstand s_{i3} zwischen dem Ufer des höher belasteten Zwischenrisselements und dem Auflager beträgt

$$s_{13} = s_{14} + s_r = 1345{,}3 + 153{,}9 = 1\,499{,}2\ mm \tag{6.230}$$

$$M_{Ed}(s_{14} + a_l) = A_{Ed} \cdot s_{14} - F_d \cdot \frac{{s_{14}}^2}{2} = 339{,}15 \cdot (1{,}3453 + 0{,}723) - 96{,}9 \cdot \frac{(1{,}3453 + 0{,}723)^2}{2} = 494{,}160\ kNm \tag{6.231}$$ vgl. Tab. 14

$$M_{Ed}(s_{13}) = 339{,}15 \cdot (1{,}4992 + 0{,}723) - 96{,}9 \cdot \frac{(1{,}4992+0{,}723)^2}{2} = 514{,}369\ kNm \tag{6.232}$$

Durch lineare Interpolation werden die Lamellenkräfte und die Dehnungen im Querschnitt näherungsweise auf der Grundlage, der in Tabelle 19 angegebenen Werte ermittelt. Die beiden untersuchten Querschnitte liegen zwischen der verschobenen Feldmitte (s = 2777 mm) und dem Punkt, an dem der Betonstahl die Streckgrenze erreicht (s = 1096 mm).

$$F_{LEd}(s_{13}) = 78{,}11 + \frac{514{,}369-456{,}56}{593{,}513-456{,}56} \cdot (290{,}89 - 78{,}11) = 167{,}93\ kN \tag{6.233}$$

$$F_{LEd}(s_{13}) = 78{,}11 + \frac{514{,}369-456{,}56}{593{,}513-456{,}56} \cdot (290{,}89 - 78{,}11) = 167{,}93\ kN \tag{6.234}$$

$$\varepsilon_{cr1} = \varepsilon_c(s_{14}) = -0{,}4314 + \frac{494{,}160-456{,}56}{593{,}513-456{,}56} \cdot (-0{,}8093 + 0{,}4314) = -0{,}5352\ ‰ \tag{6.235}$$

$$\varepsilon_{Lr1} = \varepsilon_L(s_{14}) = 2{,}3399 + \frac{494{,}160-456{,}56}{593{,}513-456{,}56} \cdot (6{,}3871 - 2{,}3399) = 3{,}4512\ ‰ \tag{6.236}$$

$$\Delta F_{LEd} = F_{LEd}(s_{13}) - F_{LEd}(s_{14}) = 167{,}93 - 136{,}53 = 31{,}4kN \tag{6.237}$$

$$F_{LEd} = F_{LEd}(s_{14}) = 136\,530\ N > F^D_{Lk,BL} \tag{6.238}$$

$$\Delta F_{Lk,BL} = \sqrt{275^2 \cdot 3{,}48 \cdot 0{,}201 \cdot 173\,000 \cdot 1{,}2 + 136\,530^2} - 136\,530 = 35\,581\ N \tag{6.239}$$

$$\Delta F_{Lk,BF} = 0{,}360 \cdot 275 \cdot \left[153{,}9 - \frac{2 \cdot 173\,000 \cdot 1{,}2}{3{,}48} \cdot \left(\sqrt{\frac{3{,}48 \cdot 0{,}201}{173\,000 \cdot 1{,}2} + \frac{136\,530^2}{275^2 \cdot 173\,000^2 \cdot 1{,}2^2}} - \frac{136530}{275 \cdot 173\,000 \cdot 1{,}2}\right)\right] \quad (6.240)$$

$$= 7885N$$

$$\Delta F_{Lk,KF} = 153{,}9 \cdot 24{,}300 \cdot \frac{3{,}4512 + 0{,}5352}{600} \cdot 275 = 6\,833\ N \quad (6.241)$$

$$\Delta F_{LRd} = \frac{35\,581 + 7885 + 6833}{1{,}5} = 33\,533\ N > \Delta F_{LEd} = 31\,400\ N \quad (6.242)$$

Wie in Abbildung 36 dargestellt, ist die zufällige Anordnung der Risselemente für die Beurteilung der Verbundfähigkeit in den Kontinuitätsbereichen geeignet. In den Unstetigkeitsstellen führt die zufällige Anordnung der Risselemente ebenfalls zu zufälligen Ergebnissen, die für einen vollständigen Nachweis nicht ausreichend sein können. Daher werden zusätzlich drei Unstetigkeitsstellen bewertet. Ein zusätzliches Zwischenrisselement (Nr. 22) wird mit dem schwächer beanspruchten Rissufer an der Stelle platziert, an der die Stahlbewehrung die Streckgrenze erreicht. An der Sprungstelle werden zwei Zwischenrisselemente untersucht, von denen sich eines im gerissenen Bereich (Nr. 23) und das andere im ungerissenen Bereich (Nr. 24) befindet. Für die Berechnung an diesen Unstetigkeitsstellen wird das Versatzmaß berücksichtigt.

Tab. 27 – Bestimmung der Differenz von Einwirkung und Widerstand der Lamellenkraft am Zwischenrisselement Nr. 16

s	F_{LEd}	ZRE	ΔF_{LEd}	$\Delta F_{Lk,BL}$	$\Delta F_{Lk,BF}$	$\Delta F_{Lk,KF}$	ΔF_{LRd}
[m]	[N]	Nr.	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]
1,096	78155	22	31893	52573	6573	4753	42599
1,250	110048						
1,198	97373	23	25605	45677	7261	4396	38223
1,044	122978						
1,044	76667	24	38868	53177	6877	4128	42788
0,890	115535						

$\Delta F_{LRd} \geq \Delta F_{LEd}$ gilt für alle Zwischenrisselemente an den Unstetigkeitsstellen. Ein Vergleich mit den Werten an den zufällig angeordneten Zwischenrisselementen zeigt, dass ein ausreichender Nachweis an den Unstetigkeitsstellen nur durch eine zusätzliche systematische Analyse mit ungünstig angeordneten Zwischenrisselementen geführt werden kann.

Endverankerung mit Bügelumschließung

Da die Querkraftbewehrung in der Nähe des Auflagers ohnehin durch aufgeklebte Bügel ergänzt werden muss, soll hier ein Nachweis der Endverankerung mit Anwendung einer Endverbügelung nach DafStb, RV 6.1.1.4.4 geführt werden. Dieser Bügel wird an dem Biegeriss angeordnet, der dem Momentennullpunkt am nächsten liegt.

Die rechnerische Lage dieses Biegerisses wurde bereits im Abstand s_{cr} vom Auflager bestimmt, wo das Biegemoment gleich dem Rissmoment M_{cr} im GZT ist. Die Vordehnung der Bewehrung infolge der Beanspruchung während der Verstärkungsmaßnahme muss also in diesem Nachweis nicht berücksichtigt werden.

Der Widerstand der Lamellenkraft am letzten Bügel besteht aus zwei Komponenten:

$$F_{bLRd} = \sum b_{Li} \cdot t_L \cdot f_{bLd}(l_{bL}) + \frac{\Delta F_{L1}}{\gamma_{BA}}$$

(6.243) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.1 (RV 1)

Der erste Summand ist die Widerstandskraft aller Lamellen, die innerhalb der Verbundlänge l_{bL} = 50 mm (vgl. 7.5) verankert werden können und in Richtung des Auflagers ragen, dabei ist

$$f_{bLd}(l_{bL}) = \frac{f_{bLk}(l_{bL})}{\gamma_{BA}} = \frac{1}{\gamma_{BA}} \begin{cases} f_{bLk,max} \cdot \frac{l_{bL}}{l_{bL,max}} \cdot \left(2 - \frac{l_{bL}}{l_{bL,max}}\right) \; for \; l_{bL} < l_{bL,max} \\ f_{bLk,max} \; for \; l_{bL} \geq l_{bL,max} \end{cases}$$

(6.244) DAfStb Richtlinie, RV 8.4.6 (RV 2)

$$f_{bLd}(l_{bL} = 50\ mm) = \frac{317{,}56}{1{,}5} \cdot \frac{50}{194{,}15} \cdot \left(2 - \frac{50}{194{,}15}\right) = 95{,}0\ N/mm^2$$

(6.245) vgl. Gleichungen (6.215) und (6.216)

Der zweite Summand ist die Zunahme ΔF_{L1} der Lamellenwiderstandskraft, die durch den Verformungswiderstand aufgrund der Steifigkeit des Bügels verursacht wird.

$$\Delta F_{L1} = \frac{t_L \cdot b_L \cdot b_{Lw}}{120} \cdot \frac{f_{ctm,surf}}{1{,}33} \cdot \left[230 \cdot \kappa_1 \cdot \frac{F_u(\alpha_b)}{b_L \cdot b_{Lw}} - 23 \cdot \left(\kappa_1 \cdot \frac{F_u(\alpha_b)}{b_L \cdot b_{Lw}}\right)^2\right]$$

(6.246) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 3)

Dabei ist

b_{Lw} = Breite der Stahlplatten, die zur Herstellung der Stahlwinkel für die Zusammensetzung der Bügel verwendet werden

(6.247)

κ_1 = 0,48 für zwei oder mehr nebeneinander geklebte CFK-Lamellen

(6.248)

Zur Ermittlung der Kraft $F_u(\alpha_b)$, die sich aus der steifigkeitsbedingten Verformungsbehinderung ergibt, werden die beiden Grenzfälle α_b = 0,4 und α_b = 0,8 betrachtet, zwischen denen eine zunehmend günstige Wirkung der Bügelumschließung angenommen werden kann:

$$F_u(\alpha_b) = F_{u,2} \cdot \frac{0{,}8 - \alpha_b}{0{,}4} + F_{u,4} \cdot \frac{\alpha_b - 0{,}4}{0{,}4}$$

(6.249) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 6)

Dabei ist

α_b = b_L/b_w

b_w = Breite des Stegs

(6.250)

Bei zwei oder mehr nebeneinander geklebten CFK-Lamellen wird anstelle von b_L die effektive Gesamtbreite $b_{L,eff}$ einschließlich der Zwischenräume zwischen den Lamellen verwendet:

$$\Delta F_{L1,eff} = 23 \cdot \frac{t_L \cdot f_{ctm,surf}}{160} \cdot \kappa_1 \cdot F_u(\alpha_b) \left[10 - \kappa_1 \cdot \frac{F_u(\alpha_b)}{b_{L,eff} \cdot b_{Lw}}\right]$$

(6.251) vgl. Gl. (6.246)

Bei Verwendung der effektiven Breite muss die tatsächliche Zunahme ΔF_{L1} anhand des Verhältnisses zwischen der tatsächlichen Gesamtlamellenbreite und der effektiven Breite neu berechnet werden:

$$\Delta F_{L1} = \Delta F_{L1,eff} \cdot \frac{\sum b_{Li}}{b_{L,eff}}$$

(6.252) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 5)

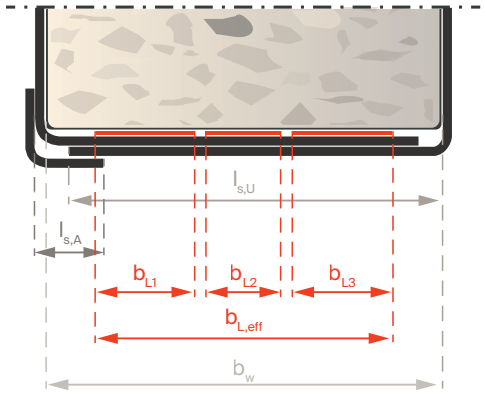


Abb. 37 – Anordnung von CFK-Lamellen und einem geklebten Bügel aus Stahlwinkeln an der Unterseite des Stegs

In diesem Beispiel muss folgendes berücksichtigt werden:

$$b_{L1} = b_{L3} = 100\ mm \quad (6.253)$$

$$b_{L2} = 75\ mm \quad (6.254)$$

$$\sum b_{Li} = 100 + 75 + 100 = 275\ mm \quad (6.255)$$

$$b_{L,eff} = 300\ mm \quad (6.256)$$

$$b_w = 400\ mm \quad (6.257)$$

Vor der Ermittlung der aus der Rissöffnungsbehinderung resultierenden Zugkräfte $F_{u,2}$ und $F_{u,4}$ muss die Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von der tatsächlichen statischen Auslegung des aus mehreren Stahlwinkeln zusammengesetzten Bügels bestimmt werden. Die Anwendung der Gleichungen setzt voraus, dass die Bügel nach Abschnitt RV 9.2.7.2 der Richtlinie bemessen sind. Die Mindestschenkellänge $l_{s,U}$ muss der folgenden Anforderung genügen.

$$l_{s,U} \geq b_w - 20\ mm \quad (6.258)$$

(6.258) DAfStb Richtlinie, RV 9.2.7.2 (RV 6)

Zur Sicherung des Überlappungsstoßes ist ein Schlusswinkel anzuordnen, der im Hinblick auf die hier verwendete Verbundkrafterhöhung ΔF_{L1} folgende Mindestschenkellänge $l_{s,A}$ aufweisen muss.

$$l_{s,A} \geq (b_w - b_L)/2 + 20\ mm \quad (6.259)$$

Darüber hinaus sollte die folgende Bedingung stets beachtet werden:

$$l_{s,A} \geq 0{,}5 \cdot l_{ü,max} \quad (6.260)$$

(6.260) DAfStb Richtlinie, RV 9.2.7.2 (RV 5)

Dabei ist

$l_{ü,max}$	=	$0{,}121\sqrt{(Et_{Lw})}$	(6.261)
E		Elastizitätsmodul von Baustahl nach EN 1993 = 210 000 N/mm²	(6.262)
t_{Lw}		Dicke der Stahlplatten, die zur Herstellung der Stahlwinkel für die Zusammensetzung der Bügel verwendet werden	(6.263)

Unter Berücksichtigung eines Mindestbiegeradius nach DIN 6935 von 10 mm für S235JR werden für einen Bügelnennquerschnitt von 100 x 6 mm² folgende Parameter angegeben:

$$l_{s,U} = 384\ mm \geq 400 - 20 = 380\ mm$$ (6.264)

$$l_{s,A} = 74\ mm \geq (400 - 300)/2 + 20\ mm$$ (6.265)

$$l_{ü,max} = 0{,}121 \cdot \sqrt{210\,000 \cdot 6} = 136\ mm$$ (6.266)

$$l_{s,A} = 74\ mm \geq 136/2 = 68\ mm$$ (6.267)

Nun wird die Biegesteifigkeit für den Querschnitt A einschließlich der Schenkel der beiden überlappenden Stahlwinkel und für den Querschnitt B zusätzlich einschließlich des Schenkels des Schlusswinkels berechnet:

$$EI_{Lw,A} = 2 \cdot E \cdot \left(\frac{b_{Lw} \cdot {t_{Lw}}^3}{12} + b_{Lw} \cdot t_{Lw} \cdot (0{,}5 \cdot t_{Lw} + 0{,}5)^2\right) = 2 \cdot 210\,000 \cdot \left(\frac{100 \cdot 6^3}{12} + 100 \cdot 6 \cdot (0{,}5 \cdot 6 + 0{,}5)^2\right)$$
$$= 3{,}8430 \cdot 10^9\ Nmm^2$$

(6.268) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 10)

$$EI_{Lw,B} = E \cdot \left(3 \cdot \frac{b_{Lw} \cdot {t_{Lw}}^3}{12} + 2 \cdot b_{Lw} \cdot t_{Lw} \cdot (t_{Lw} + 1)^2\right) = 210\,000 \cdot \left(3 \cdot \frac{100 \cdot 6^3}{12} + 2 \cdot 100 \cdot 6 \cdot (6 + 1)^2\right)$$
$$= 13{,}8420 \cdot 10^9\ Nmm^2$$

(6.269) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 11)

Anhand dieser Werte wird nun die Gesamtsteifigkeit für die beiden Fälle unter Berücksichtigung folgender Faktoren bestimmt α_b = 0,4 und α_b = 0,8.

$$EI_{Lw,g,\alpha_b=0,4} = 2 \cdot \frac{EI_{Lw,A} \cdot EI_{Lw,B}}{EI_{Lw,A} + EI_{Lw,B}} = 2 \cdot \frac{3{,}4830 \cdot 13{,}8420 \cdot 10^9}{1{,}9215 + 13{,}4820} = 5{,}9811 \cdot 10^9\ Nmm^2$$ (6.270)

$$EI_{Lw,g,\alpha_b=0,8} = 2 \cdot \frac{EI_{Lw,A} \cdot E \cdot \frac{b_{Lw} \cdot {t_{Lw}}^3}{12}}{EI_{Lw,A} + E \cdot \frac{b_{Lw} \cdot {t_{Lw}}^3}{12}} = 2 \cdot \frac{3{,}8430 \cdot 10^9 \cdot 210\,000 \cdot \frac{100 \cdot 6^3}{12}}{3{,}8430 \cdot 10^9 + 210\,000 \cdot \frac{100 \cdot 6^3}{12}} = 6{,}8830 \cdot 10^8\ Nmm^2$$ (6.271)

Die aus der Rissöffnungsbehinderung resultierenden Zugkräfte $F_{u,2}$ und $F_{u,4}$ können nun mit den geometrischen Parametern l_1, l_2, l_3 und l_4 sowie α bestimmt werden.

$$l_1 = 0{,}3 \cdot b_w - 20 = 0{,}3 \cdot 400 - 20 = 100\ mm$$ (6.272) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 7)

$$l_2 = b_w - 40 = 400 - 40 = 360\ mm$$ (6.273)

$$l_3 = 20 + t_{Lw} = 20 + 6 = 26\ mm$$ (6.274) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 8)

$$l_4 = 2 \cdot l_3 = 2 \cdot 26 = 52\ mm$$ (6.275)

$$\alpha = \frac{l_1}{l_2} = \frac{100}{360} = 0{,}2778$$ (6.276)

$$F_{u,2} = \frac{48 \cdot EI_{Lw,g,\alpha_b=0,4}}{(3 \cdot \alpha - 4 \cdot \alpha^3) \cdot {l_2}^3} \cdot w_1 + \frac{26\,400 \cdot EI_{Lw,g,\alpha_b=0,4}}{11\,000 \cdot {l_1}^3 + 2,4 \cdot EI_{Lw,g,\alpha_b=0,4}}$$

(6.277) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 7)

$$F_{u,4} = \frac{48 \cdot EI_{Lw,g,\alpha_b=0,8}}{{l_4}^3} \cdot w_2 + \frac{26\,400 \cdot EI_{Lw,g,\alpha_b=0,8}}{11\,000 \cdot {l_3}^3 + 2,4 \cdot EI_{Lw,g,\alpha_b=0,8}}$$

(6.278) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 8)

Dabei ist

6

w = 0,35 mm für CFK-Lamellen (6.279)

$$w_1 = w - \left(1 - \frac{EI_{Lw,g,\alpha_b=0,4}}{4583 \cdot {l_1}^3 + EI_{Lw,g,\alpha_b=0,4}}\right) \cdot 0,1 = 0,35 - \left(1 - \frac{5,9811 \cdot 10^9}{4583 \cdot 100^3 + 5,9811 \cdot 10^9}\right) \cdot 0,1 = 0,3066 mm$$

(6.280) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 7)

$$w_2 = w - \left(1 - \frac{EI_{Lw,g,\alpha_b=0,8}}{4583 \cdot {l_3}^3 + EI_{Lw,g,\alpha_b=0,8}}\right) \cdot 0,1 = 0,35 - \left(1 - \frac{6,8830 \cdot 10^8}{4583 \cdot 26^3 + 6,8830 \cdot 10^8}\right) \cdot 0,1 = 0,3395\ mm$$

(6.281) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 8)

$$F_{u,2} = \frac{48 \cdot 5,9811 \cdot 10^9}{(3 \cdot 0,2778 - 4 \cdot 0,2778^3) \cdot 360^3} \cdot 0,2895 + \frac{26\,400 \cdot 5,9811 \cdot 10^9}{11\,000 \cdot 100^3 + 2,4 \cdot 5,9811 \cdot 10^9} = 8\,751\ N$$

(6.282) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 7)

$$F_{u,4} = \frac{48 \cdot 6,8830 \cdot 10^8}{52^3} \cdot 0,3310 + \frac{26\,400 \cdot 6,8830 \cdot 10^8}{11\,000 \cdot 26^3 + 2,4 \cdot 6,8830 \cdot 10^8} = 89\,619\ N$$

(6.283)

Für $\alpha_b = \frac{b_{L,eff}}{b_w} = \frac{300}{400} = 0,75$

(6.284) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.2 (RV 6)

erhält man:

$$F_u(\alpha_b) = 8\,751 \cdot \frac{0,8 - 0,75}{0,4} + 89\,619 \cdot \frac{0,75 - 0,4}{0,4} = 79\,511\ N$$

(6.285)

Diese Kraft erzeugt einen Anpressdruck σ_n, der im Bereich zwischen 0 und 5 N/mm² liegen und ansonsten auf 5 N/mm² begrenzt sein sollte, um den Ansatz der Richtlinie anzuwenden.

DAfStb Heft 595, RE 6.1.1.4.4.2 RE (RV 3)

$$\sigma_n = \kappa_1 \cdot \frac{F_u(\alpha_b)}{b_{L,eff} \cdot b_{Lw}} = 0,48 \cdot \frac{79\,511}{300 \cdot 100} = 1,27\ N/mm^2$$

(6.286)

Die Verbundkraftsteigerung ΔF_{L1} der Lamellenwiderstandskraft, die durch den Verformungswiderstand aufgrund der Steifigkeit des Bügels verursacht wird, wird nun unter Berücksichtigung des Verhältnisses $\sum b_{Li} / b_{L,eff}$ berechnet.

$$\Delta F_{L1} = \frac{\sum b_{Li}}{b_{L,eff}} \cdot \Delta F_{L1,eff} = \frac{275}{300} \cdot \left\{23 \cdot \frac{1,2 \cdot \sqrt{3,3}}{160} \cdot 0,48 \cdot 79\,511 \left[10 - 0,48 \cdot \frac{79\,511}{300 \cdot 100}\right]\right\} = 95\,683\ N$$

(6.287) vgl. Gl. (6.251)

Schließlich wird die maximale Widerstandskraft der Lamelle am letzten Bügel ermittelt:

$$F_{bLRd} = 275 \cdot 1{,}2 \cdot 95{,}0 + \frac{95\,683}{1{,}5} = 95\,139\ N$$

(6.288) DAfStb Richtlinie, RV 6.1.1.4.4.1 (RV 1)

Unter Berücksichtigung des Versatzmaßes kann die einwirkende Lamellenkraft F_{LEd} durch lineare Interpolation auf der Basis des einwirkenden Moments M_{Ed} im GZT bestimmt werden für $s = s_{Mcr,ULS} + a_l$.

$$M_{Ed}(s_{Mcr,ULS} + a_l) = A_{Ed} \cdot (s_{Mcr,ULS} + a_l) - E_d \cdot \frac{(s_{Mcr,ULS} + a_l)^2}{2}$$

$$= 339{,}15 \cdot (0{,}358 + 0{,}723) - 96{,}9 \cdot \frac{(0{,}358 + 0{,}723)^2}{2} = 310{,}0\ kNm$$

(6.289)

$$F_{LEd} = F_{LEd}(s = 0{,}358) = 79{,}76 + \frac{310{,}0 - 288{,}434}{447{,}95 - 288{,}434} \cdot (122{,}85 - 79{,}76) = 85{,}59\ kN\ \leq 95{,}14\ kN$$

(6.290)

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Spannungsbegrenzung soll irreversible Verformungen durch nichtlineares Kriechen des Betons oder Fließen der Stahlbewehrung verhindern. Bei Klebelamellen sollen auch irreversible Schäden an der Klebeverbindung zwischen Lamelle und Beton durch Ablösungen in bestimmten Bereichen unter Gebrauchslasten vermieden werden. Werden die vorgegebenen maximalen Dehnungen in Stahlbewehrung und Lamellen nicht überschritten, ist ein Nachweis der Bauteilverformung und Begrenzung der Rissbreite sowie ein Nachweis des Verbundes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht zwingend erforderlich.
Es ist jedoch zu beachten, dass in vielen Fällen der wirtschaftlichen Bemessung davon ausgegangen werden kann, dass die zulässigen Werte für Rissbreiten und Verformungen bereits im unverstärkten Zustand weitgehend ausgenutzt werden und dass im verstärkten Zustand unter den erhöhten Lasten zusätzliche Verformungen auftreten. In den folgenden Abschnitten werden daher Möglichkeiten zur Abschätzung des charakteristischen Wertes der Rissbreite und der zu erwartenden Verformung aufgezeigt.

Begrenzung der Spannungen

Die Spannungsbegrenzung soll irreversible Verformungen verhindern. Die Spannungen und die zugehörigen Dehnungen sind unter der charakteristischen (seltenen) Kombination von Einwirkungen zu ermitteln, die normalerweise für irreversible Grenzzustände verwendet wird und einer mittleren Wiederkehrperiode von 50 Jahren für den zeitlich veränderlichen Teil entspricht. Die quasi-ständige Kombination entspricht dagegen dem zeitlichen Mittelwert.
Die Querschnittswerte im gerissenen Zustand II für den unverstärkten und verstärkten Träger, die für die folgenden Berechnungen im Punkt des maximalen Moments benötigt werden, sind in Tabelle 9 angegeben.

Dabei wird der Mittelwert des Elastizitätsmoduls sowohl für die quasi-ständige Einwirkungskombination als auch für die seltene Einwirkungskombination berücksichtigt. Denn beim Nachweis der Betondruckspannungen kommt es nur darauf an, ob nichtlineares Kriechen berücksichtigt werden muss. Der Einfluss des Kriechens sowie der Einfluss des Schwindens werden also bei der Spannungsbegrenzung nicht berücksichtigt. Der Anstieg der Biegespannungen wird mit den Querschnittseigenschaften des unbewehrten und des bewehrten Trägers bestimmt. Für die linear-elastische Analyse können die Gesamtdehnungen zur Überprüfung der zulässigen Spannungsgrenzen durch Aufsummieren der Dehnungszuwächse infolge der Zunahmen des Biegemoments ermittelt werden.

DAfStb Richtlinie, 7.1 (RV4)

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = -\frac{\Delta M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot x_{II}$$ (6.291) vgl. Tab. 7

$$\varepsilon_{s1} = \frac{|\sigma_{s1}|}{E_s} = \frac{\Delta M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot (d - x_{II})$$ (6.292)

$$\varepsilon_L = \frac{|\sigma_L|}{E_L} = \frac{\Delta M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot (d_L - x_{II})$$ (6.293)

6

Tab. 28 – Kombination von Einwirkungen und Biegemomenten

vgl. Tab. 14

Zustand		vor Verstärkung	nach Verstärkung	
Kombination von Einwirkungen		quasi-ständig	quasi-ständig	charakteristisch
M_{Ed}	[kNm]	226,625	315,438	422,625
ΔM_{Ed}	[kNm]	-	88,813	107,187

Beispielhaft werden hier die Betondehnungen ermittelt. Die anderen Dehnungen müssen anhand der entsprechenden Querschnittswerte ermittelt werden.

$$\varepsilon_c = -\frac{\Delta M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot x_{II} = \frac{-226{,}625 \cdot 10^6}{33\,000 \cdot 2{,}9343 \cdot 10^9} \cdot 63{,}5 \cdot 10^3 = -0{,}1486\ ‰$$ (6.294)

$$\varepsilon_c = -\frac{\Delta M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot x_{II} = \frac{-88{,}813 \cdot 10^6}{33\,000 \cdot 3{,}4275 \cdot 10^{10}} \cdot 68{,}4 \cdot 10^3 = -0{,}0537\ ‰$$ (6.295)

$$\varepsilon_c = -\frac{\Delta M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot x_{II} = \frac{-107{,}187 \cdot 10^6}{33\,000 \cdot 3{,}4275 \cdot 10^{10}} \cdot 68{,}4 \cdot 10^3 = -0{,}0648\ ‰$$ (6.296)

Tab. 29 – Spannungen und Dehnungen von den unverstärkten und verstärkten Querschnitten des Trägers, die durch die Biegemomenterhöhungen hervorgerufen wurden

Trägerzustand		vor Verstärkung	nach Verstärkung	
M_{Ed}/ ΔM_{Ed}	[kNm]	226,625	88,813	107,187
ε_c	[‰]	-0,1486	-0,0537	-0,0648
ε_{s1}	[‰]	1,162	0,386	0,4659
ε_L	[‰]	-	0,4174	0,5038
$\lvert\sigma_c\rvert$	[N/mm²]	-4,458	-1,611	-1,944
σ_{s1}	[N/mm²]	232,4	77,2	93,18
σ_L	[N/mm²]	-	72,21	87,16

Im Folgenden werden die Gesamtdehnungen und -spannungen aus der charakteristischen Einwirkungskombination und der vorangegangenen Dauerbelastung aus der quasi-statischen Einwirkungskombination im unverstärkten und verstärkten Zustand mit den zulässigen bzw. maßgebenden Werten verglichen. Im Hinblick auf die Begrenzung der Betondruckspannung im Sinne des nichtlinearen Betonkriechens werden nur die Spannungen aus den quasi-ständigen Einwirkungskombinationen betrachtet:

quasi-ständige Einwirkungskombination:

$$|\sigma_c| = |-4{,}458 - 1{,}611| = 6{,}07\ N/mm^2 \quad \leq 0{,}45 \cdot f_{ck} = 0{,}45 \cdot 30 = 13{,}5\ N/mm^2$$

(6.297) DIN EN 1992-1-1, 7.2 (3)

charakteristische Einwirkungskombination:

$$\varepsilon_{s1} = 1{,}162 + 0{,}386 + 0{,}4659 = 2{,}014\ ‰ \leq \frac{f_{yk}}{E_s} = 2{,}5‰$$

(6.298) DAfStb Richtlinie, Teil 1, 7.2 (RV 7.1)

$$\varepsilon_L = 0{,}4174 + 0{,}5038 = 0{,}9212\ ‰ \leq 2{,}0\ ‰$$

(6.299) DAfStb Richtlinie, Teil 1, 7.2 (RV 7.2)

Da die Betonspannungen unter den quasi-ständigen Lasten kleiner als 0,45·f_{ck} sind, kann ein lineares Kriechen als gegeben angenommen werden.
Da die angegebene maximale Dehnung in der Stahlbewehrung und in den Lamellen nicht überschritten wird, ist ein Nachweis der Bauteilverformung und der Begrenzung der Rissbreite sowie ein Nachweis des Verbundes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht zwingend erforderlich.

Begrenzung der Rissbreiten

Die Richtlinie sieht keine Änderungen zu DIN EN 1992-1-1, 7.3 vor, außer dass der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung in der Regel entfallen kann. Dies bedeutet, dass die Ansätze der DIN EN 1992-1-1 zur Rissbreitenbegrenzung auch für Bauteile, die mit geklebter Bewehrung verstärkt sind, angewendet werden können. Die mit diesen Ansätzen ermittelten maximalen Stabdurchmesser und rechnerischen Rissbreiten liegen auf der sicheren Seite, wenn nur die Wirkung des zusätzlichen Querschnitts der geklebten Bewehrung, nicht aber der ebenfalls günstige Verbundkraftwiderstand berücksichtigt wird.

Der Ansatz in Abschnitt RV 7.3.5 der Richtlinie gilt nur für die nachträgliche Rissbreitenbegrenzung in bestehenden Bauwerken. Der Ansatz in der Richtlinie gilt nur für ein voll ausgebildetes Rissbild an einem Betonbauteil, dessen Bewehrung im Verlauf der Lastgeschichte unverändert bleibt. Für die Anwendung dieser Ansätze geht die Richtlinie daher davon aus, dass zum Zeitpunkt der Verstärkung keine signifikanten Lasten und Zwängungen vorhanden sind und vorhandene Risse verpresst oder durch saisonale Zwangsbeanspruchung weitgehend geschlossen sind. Da die aus der Belastung zum Zeitpunkt der Verstärkung resultierende Vordehnung der Stahlbewehrung und die daraus resultierende Anfangsrissbreite nicht berücksichtigt werden können, kann der Ansatz zur ergänzenden Rissbreitenbegrenzung daher nicht modifiziert und zur Berechnung der Rissbreite an verstärkten Bauteilen, die weder entlastet noch verpresst wurden, verwendet werden.

Im Folgenden wird der maximal zulässige Durchmesser des Bewehrungsstahls nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.3 ermittelt. Auf der sicheren Seite ist die geklebte Bewehrung hinsichtlich ihrer Verbundwirkung nicht berücksichtigt. Da sich die Stahlspannungen infolge der Umlagerungen aus dem Kriechen der Betondruckzone erhöhen, werden diese für die quasi-ständigen Lastkombinationen über den effektiven E-Modul ermittelt. Die Querschnittseigenschaften des unbewehrten und des bewehrten Trägers sind in Tabelle 9 angegeben.

Die Spannungen im Betonstahl werden mit den Querschnittseigenschaften des unbewehrten und des bewehrten Trägers bestimmt. Je nach Belastungsdauer werden E_{cm} oder $E_{c,eff}$ für E_c eingesetzt und das entsprechende Trägheitsmoment I_{II} im gerissenen Zustand und die Höhe der Betondruckzone x_{II} in der folgenden Gleichung eingesetzt.

$$\sigma_{s1} = \frac{E_S}{E_c} \cdot \frac{\Delta M_{Ed}}{I_{II}} \cdot (d - x_{II}) \quad (6.300)$$

$$\sigma_{s1} = \frac{200\,000}{9\,564} \cdot \left(\frac{226{,}625}{8{,}861} \cdot (560 - 112{,}1) + \frac{88{,}813}{10{,}258} \cdot (560 - 120{,}2) \right) \cdot 10^{-3} = 319{,}19\ N/mm^2 \quad (6.301)$$

* Die Gesamtspannung kann durch Aufsummieren der Dehnungszunahmen infolge der Biegemomenterhöhungen ermittelt werden (vgl. Tab. 28)

Die in Tabelle 7.2DE der DIN EN 1992-1-1 angegebene Gleichung wird wie folgt umgeformt:

$$\emptyset_s{}^* = \frac{w_k \cdot 3{,}48 \cdot 10^6}{{\sigma_{s1}}^2} \quad (6.302)$$

Dabei ist:

$\emptyset_s{}^*$ maximaler Stabdurchmesser der Stahlbewehrung, der je nach Art der Beanspruchung des Querschnitts angepasst werden muss

w_k charakteristischer Wert der berechneten Rissbreite

Für die Expositionsklasse XC1 beträgt der empfohlene Wert w_{max} zur Begrenzung der berechneten Rissbreite unter der quasi-ständigen Lastkombination

$$w_{max} = 0{,}4\ mm \quad (6.303)\ \text{DIN EN 1992-1-1, Tab. 7.1DE}$$

Der maximale Stabdurchmesser für diesen Zielwert der berechneten Rissbreite ergibt sich wie folgt:

$$\emptyset_s{}^* = \frac{0{,}4 \cdot 3{,}48 \cdot 10^6}{319{,}19^2} = 13{,}66\ mm \quad (6.304)\ \text{vgl. Gl. (6.302)}$$

Für die Biegebeanspruchung ist der maximale Stabdurchmesser wie folgt anzupassen:

$$\emptyset_s = \emptyset_s{}^* \cdot \frac{\sigma_{s1} \cdot A_{s1}}{4 \cdot (h-d) \cdot b \cdot 2{,}9} \geq \emptyset_s{}^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2{,}9} \quad (6.305)$$

Dabei ist

b = Breite der Zugzone

Für die hier betrachtete Komponente ergeben sich folgende Ergebnisse:

$$\emptyset_s = max \left\{ \begin{matrix} 13{,}66 \cdot \frac{319{,}19 \cdot 1\,810}{4 \cdot (600-560) \cdot 400 \cdot 2{,}9} = 42{,}52 \\ 13{,}66 \cdot \frac{3{,}30}{2{,}9} = 15{,}54 \end{matrix} \right\} = 42{,}52\ mm \geq 16\ mm \quad (6.306)$$

Der im Hinblick auf die Begrenzung der Rissbreite maximal anwendbare Stabdurchmesser ist größer als der bisherige Stabdurchmesser von 16 mm. Die Risskontrolle wird somit auch für die erhöhten Belastungen nach der Verstärkung erreicht.

Begrenzung der Verformungen

Bei der rechnerischen Ermittlung der Durchbiegung nach der Richtlinie sind sowohl die Durchbiegungen zum Zeitpunkt der Verstärkung als auch die zusätzlichen Durchbiegungen des verstärkten Bauteils, die durch eine weitere Laststeigerung hervorgerufen werden, zu berücksichtigen. Die Richtlinie gibt hierfür jedoch keine Ansätze vor. Das im Folgenden verwendete Verfahren ist eine Weiterentwicklung des Ansatzes aus dem fib-Bulletin 90 unter der Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit. Bei einer variablen Biegesteifigkeit über die effektive Stützweite sollten Vereinfachungen vorgenommen werden, die auf der sicheren Seite liegen. Die Krümmungskomponente aus Schwinden wird aufgrund der langen Vorbelastungszeit von 50 Jahren vollständig zur Durchbiegung zum Zeitpunkt der Verstärkung addiert. Für den ungerissenen Zustand wird nur der unbewehrte Querschnitt betrachtet.

Nach DIN EN 1992-1-1, 7.4.3 ergibt sich für hauptsächlich auf Biegung beanspruchte Bauteile, die sich zwischen dem ungerissenen und dem vollständig gerissenen Zustand verhalten, eine angemessene Verhaltensvorhersage durch den folgenden Ausdruck:

$$\alpha = \alpha_I \cdot (1 - \zeta) + \alpha_{II} \cdot \zeta$$ (6.307) DIN EN 1992-1-1, 7.4.3 (3)

Dabei ist:

α_I, α_{II} Werte der Durchbiegung des verstärkten Bauteils, die unter der Annahme eines ungerissenen und eines gerissenen Querschnitts berechnet wurden

ζ Verteilungsbeiwert

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$$

β ist ein Koeffizient, der den Einfluss der Dauer der Belastung oder der wiederholten Belastung auf die durchschnittliche Dehnung berücksichtigt

$\beta_1 = 0{,}5$ anhaltende Belastungen oder viele Zyklen wiederholter Belastung (6.308)

$\beta_2 = 1{,}0$ einmalige kurzfristige Belastung (6.309)

M_{cr} Rissmoment

M betrachtetes Moment in Feldmitte

DIN EN 1992-1-1 enthält keine spezifischen Ansätze zur Bestimmung des Rissmoments, aber es ist üblich, es mittels dem Widerstandsmoment W_c des Brutto-Betonquerschnitts im ungerissenen Zustand I mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} zu berechnen.

Für die Ermittlung des Rissmoments zur Berechnung der Rissabstände für den Verbundnachweis sieht die Richtlinie dagegen einen expliziten Ansatz vor, der neben den Parametern W_c und f_{ctm}, auch den Faktor κ_{fl} enthält, um den Einfluss der Bauteilhöhe h bei biegebeanspruchten Bauteilen zu berücksichtigen. Für h = 600 mm beträgt der Faktor κ_{fl} 1,0 (vgl. Gleichung (7.15)). Das oben berechnete Rissmoment kann also auch für die nachfolgenden Durchbiegungsberechnungen verwendet werden.

$M_{cr} = 115{,}064$ kNm (6.310)

Im Hinblick auf die Belastungsgeschichte des Bauteils sind dabei folgende Momente zu berücksichtigen: vgl. Tab. 14

$M_{0,perm}$ = maximales Moment im Feld unter quasi-ständiger Belastung nach Verstärkung

= 226,625 kNm (6.311)

M_{perm} = maximales Moment im Feld unter quasi-ständiger Belastung nach Verstärkung

= 315,438 kNm (6.312)

Unter Berücksichtigung des Lastverlaufs und unter Verwendung der Verteilungsbeiwerte kann die Durchbiegung in Feldmitte ungefähr wie folgt bestimmt werden

$$\alpha = k_M \cdot {l_{eff}}^2 \cdot \left[\left(\left(\frac{M_{0,perm}}{E_{c,eff} \cdot I_{0I,eff}} + \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{0I,eff}}{I_{0I,eff}}\right) \cdot \beta_1\right) \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{0,perm}}\right)^2 + \left(\frac{M_{perm} - M_{0,perm}}{E_{c,eff} \cdot I_{I,eff}}\right) \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{perm}}\right)^2 + \left(\frac{M_{0,perm}}{E_{c,eff} \cdot I_{0II,eff}} + \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S_{0II,eff}}{I_{0II,eff}}\right) \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{0,perm}}\right)^2\right) + \left(\frac{M_{perm} - M_{0,perm}}{E_{c,eff} \cdot I_{II,eff}}\right) \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{perm}}\right)^2\right)\right] \quad (6.313)$$

6

Dabei ist:

k_M	=	Koeffizient, der von der Belastung und den Randbedingungen abhängt und durch doppelte Integration der Krümmung ermittelt wird = 5/48	(6.314)
l_{eff}	=	effektive Spannweite	
$E_{c,eff}$	=	effektiver Elastizitätsmodul von Beton = $E_{cm}/(1+\varphi(\infty,t_0))$	(6.315)
E_{cm}	=	Sekanten-Elastizitätsmodul von Beton	
E_s	=	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Bewehrungsstahls	
$\varphi(\infty,t_0)$	=	für die Belastung und das Zeitintervall relevante Kriechkoeffizient	
ε_{cs}	=	freie Schwinddehnung	(6.316)
α_e	=	effektives modulares Verhältnis = $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$	(6.317)
I_{0I}	=	Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem Sekantenmodul E_{cm}	
$I_{0I,eff}$	=	Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$	
$S_{0I,eff}$		erstes Flächenmoment der Bewehrung um den Schwerpunkt des ungerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$	
I_{0II}		Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem Sekantenmodul E_{cm}	
$I_{0II,eff}$		Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$	
$S_{0II,eff}$		erstes Flächenmoment der Bewehrung um den Schwerpunkt des gerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$	
I_I		Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitts nach der Verstärkung, berechnet mit dem Sekantenmodul E_{cm}	
$I_{I,eff}$		Trägheitsmoment des ungerissenen Querschnitts nach der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$	
I_{II}		Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts nach der Verstärkung, berechnet mit dem Sekantenmodul E_{cm}	
$I_{II,eff}$		ist das Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts nach der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$	

Mit den in Tabelle 9 angegebenen Querschnittseigenschaften erhält man:

$$\alpha = \frac{5}{48} \cdot 7\,000^2 \cdot \left[\left(\left(\frac{226{,}625 \cdot 10^6}{9\,564 \cdot 2{,}0544 \cdot 10^{10}} + 0{,}4500 \cdot 10^{-3} \cdot 20{,}91 \cdot \frac{6{,}7214 \cdot 10^5}{2{,}0544 \cdot 10^{10}}\right) \cdot 0{,}5\right) \cdot \left(\frac{115{,}064 \cdot 10^6}{226{,}625 \cdot 10^6}\right)^2 + \left(\frac{(315{,}438 - 226{,}625) \cdot 10^6}{9\,564 \cdot 2{,}1500 \cdot 10^{10}}\right) \cdot 0{,}5 \cdot \left(\frac{115{,}064 \cdot 10^6}{315{,}438 \cdot 10^6}\right)^2 + \left(\frac{226{,}625 \cdot 10^6}{9\,564 \cdot 8{,}8611 \cdot 10^9} + 0{,}4500 \cdot 10^{-3} \cdot 20{,}91 \cdot \frac{8{,}1076 \cdot 10^5}{8{,}8611 \cdot 10^9}\right) \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{115{,}064 \cdot 10^6}{226{,}625 \cdot 10^6}\right)^2\right) + \left(\frac{(315{,}438 - 226{,}625) \cdot 10^6}{9\,564 \cdot 1{,}0195 \cdot 10^{10}}\right) \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{115{,}064 \cdot 10^6}{315{,}438 \cdot 10^6}\right)^2\right)\right] = 21{,}2\ mm \quad (6.318)$$

Dies entspricht 1/330 der effektiven Spannweite. Der in DIN EN 1992-1-1 für normale Anforderungen festgelegte Grenzwert von l/250 wird somit eingehalten.

Nachweis der Bewehrungsanordnung

Über die gesamte Bauteillänge muss eine ausreichende Bewehrung vorhanden sein, die der einwirkenden Zugkraft standhält. Dies ist eine Grundforderung der DIN EN 1992-1-1, die auch für verstärkte Bauteile uneingeschränkt gilt. Bei der Biegebewehrung mit aufgeklebten CFK-Lamellen ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit über die gesamte Bauteillänge unter Berücksichtigung der Stahlbewehrung und der Lamellen in allen Querschnitten eine ausreichende Längsbewehrung zur Aufnahme der Zugkraft nachzuweisen.

Ungeachtet der Besonderheiten von Verstärkungsmethoden mit aufgeklebter Bewehrung verlangt die Richtlinie daher eine grafische Darstellung der versetzten Zugkraftlinie und der Zugkraftlinie auf Widerstandsseite für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, ohne weitere Angaben zu machen. Es gibt nur einen Ansatz für den Gesamtwiderstand am Endverankerungsnachweis an dem Momentennullpunkt nächstgelegenen Biegeriss, der aber nicht auf den Zugkräften, sondern auf dem Widerstand des Biegemoments beruht. Für die angrenzenden Bereiche mit sukzessiver Zugkraftentwicklung an den Zwischenrisselementen liegen nur die Verbundnachweise für die aufgeklebten Lamellen vor, die nicht mit der Verkürzung der Stahlbewehrung verbunden sind. Da sich die Bewehrungsgurte (Stahl und Lamellen) hinsichtlich der Spannungs-Dehnungs-Kurven, der Lage im Querschnitt und der Vordehnung unterscheiden, ist es sinnvoll, nicht die Gesamtzugkraft zu betrachten, sondern die beiden Bewehrungsgurte getrennt zu betrachten, wie in Figure 9.1 dargestellt. Eine solche getrennte Betrachtung ist in der Richtlinie für die Bewehrung mit Schlitzlamellen vorgesehen.

Für die Stahlbewehrung ist der Nachweis der Verankerungslänge l_{bd} am Stabende in jedem Fall ausreichend. Dieser kann aus den Bildern RV 6.4, RV 6.11 und RV 6.12 der Richtlinie abgeleitet werden. Sprünge im Zugkraftverlauf brauchen nicht näher untersucht zu werden und dürfen im Rahmen des maximalen Widerstandes der nach Abschnitt 9.2.1 von DIN EN 1992-1-1 gekürzten oder verankerten Stahlbewehrung akzeptiert werden. Bei der hier vorliegenden nicht abgestuften Stahlbewehrung wurde die ausreichende Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager bereits nachgewiesen.

Als ausreichende Verankerung und vorschriftsmäßige Begrenzung der Stahlbewehrung kann mit dem üblichen einfachen Nachweiskonzept nachgewiesen werden. Die geforderte grafische Darstellung der versetzten Zugkraftlinie und der Widerstandszugkraftlinie für das gesamte Bauteil ist daher insbesondere für die geklebte Bewehrung durchzuführen. Dabei wird für die geforderte grafische Darstellung die maximal mögliche Zunahme der Widerstandszugkraft der aufgeklebten Bewehrung, ausgehend von dem Punkt, an dem der Nachweis der Endverankerung mit einem Bügel zur Sicherung der Lamelle geführt wird, mit der einwirkenden Zugkraft verglichen.

Im Gegensatz zum Betonstahl wird die Entwicklung der gesamten Zugkraft in den Lamellen explizit nachgewiesen und die Anforderungen der Richtlinie können mit einigem Mehraufwand erfüllt werden. Dazu muss der Widerstand der Lamellenkraftdifferenz analog zum Vorgehen in Abschnitt 7.4 ermittelt werden. Allerdings wird anstelle der tatsächlich auftretenden Zugkraft F_{LEd} am weniger beanspruchten Ufer des Risselements die maximal mögliche Zugkraft und die entsprechenden Querschnittsdehnungen aus dem Schnittgrößengleichgewicht verwendet. Mit deutlich geringerem Rechenaufwand kann diese Darstellung auf der Basis der Lamellenkraftdifferenz erfolgen, die mit dem vereinfachten Verfahren am Zwischenrisselement unabhängig von F_{LEd} und den Querschnittsdehnungen ermittelt wird. Die am Zwischenrisselement aufnehmbare Lamellenkraftdifferenz ist jedoch von der einwirkenden Zugkraft abhängig.

Einwirkende Zugkraft

Bei der Ermittlung des Zugkraftverlaufs unter Berücksichtigung des Versatzmaßes sind die unterschiedlichen Dehnungen der einzelnen Bewehrungslagen und die Verkürzung der Betonstahlquerschnitte zu berücksichtigen. Für ein Bauteil wie im hier betrachteten Beispiel bedeuten diese Anforderungen, dass die aus der Bemessung bekannten Verhältnisse (Hebelarme, Dehnungen) an der Stelle des maximalen Biegemoments nicht für den gesamten Träger angenommen werden können. Vielmehr müssen je nach Anordnung der Längsbewehrung sowie dem Zustand (gerissen oder ungerissen) zum Zeitpunkt der Verstärkung und der daraus resultierenden Vordehnung der Zugbewehrung unterschiedliche Bereiche für die Ermittlung der einwirkenden Zugkraft berücksichtigt werden. Für die manuelle Berechnung empfiehlt es sich, die Stahl- und Lamellenzugkräfte an wenigen ausgewählten Unstetigkeitsstellen zu ermitteln und zwischen diesen Punkten in Abhängigkeit vom einwirkenden Biegemoment zu interpolieren. Die Stahl- und Lamellenkräfte wurden bereits im Zusammenhang mit dem Biegetragfähigkeitsnachweis im GZT unter Verwendung des auf die aufgeklebten Lamellen bezogenen Abstandes a_l von 735 mm zur Verschiebung des einwirkenden Momentes ermittelt und grafisch dargestellt.

Widerstandswert der Zugkraft

Betonstahl
Für die Darstellung der Stahlwiderstandskräfte ‘C’ ist die maximale Stahlzugkraft $F_{sRd,max}$ zu ermitteln. Da in den Bildern 6.4, 6.11 und 6.12 der Richtlinie die Kurven der Widerstandszugkräfte für den Betonstahl und die geklebte Bewehrung als nicht interagierend betrachtet werden und für die Bemessung ein geneigter oberer Zweig nach DIN EN 1992-1-1, Bild 3.8, angenommen werden darf, wird für die Ermittlung der maximalen Stahlzugkraft $F_{sRd,max}$ $f_{tk,cal}$ verwendet

$$F_{sRd,max} = A_{s1} \cdot \frac{f_{tk,cal}}{\gamma_s} = 1\,810 \cdot \frac{525}{1{,}15} \cdot 10^{-3} = 826{,}30\ kN \qquad (6.319)$$

Der Widerstand von Betonstahlstäben innerhalb ihrer Verankerungslängen darf unter der Annahme eines linearen Kraftverlaufs berücksichtigt werden. Als Ergebnis des Nachweises der Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager wird der Widerstand der Stahlzugkraft $F_{Rd,max}$ im rechnerischen Auflagermittelpunkt angesetzt.

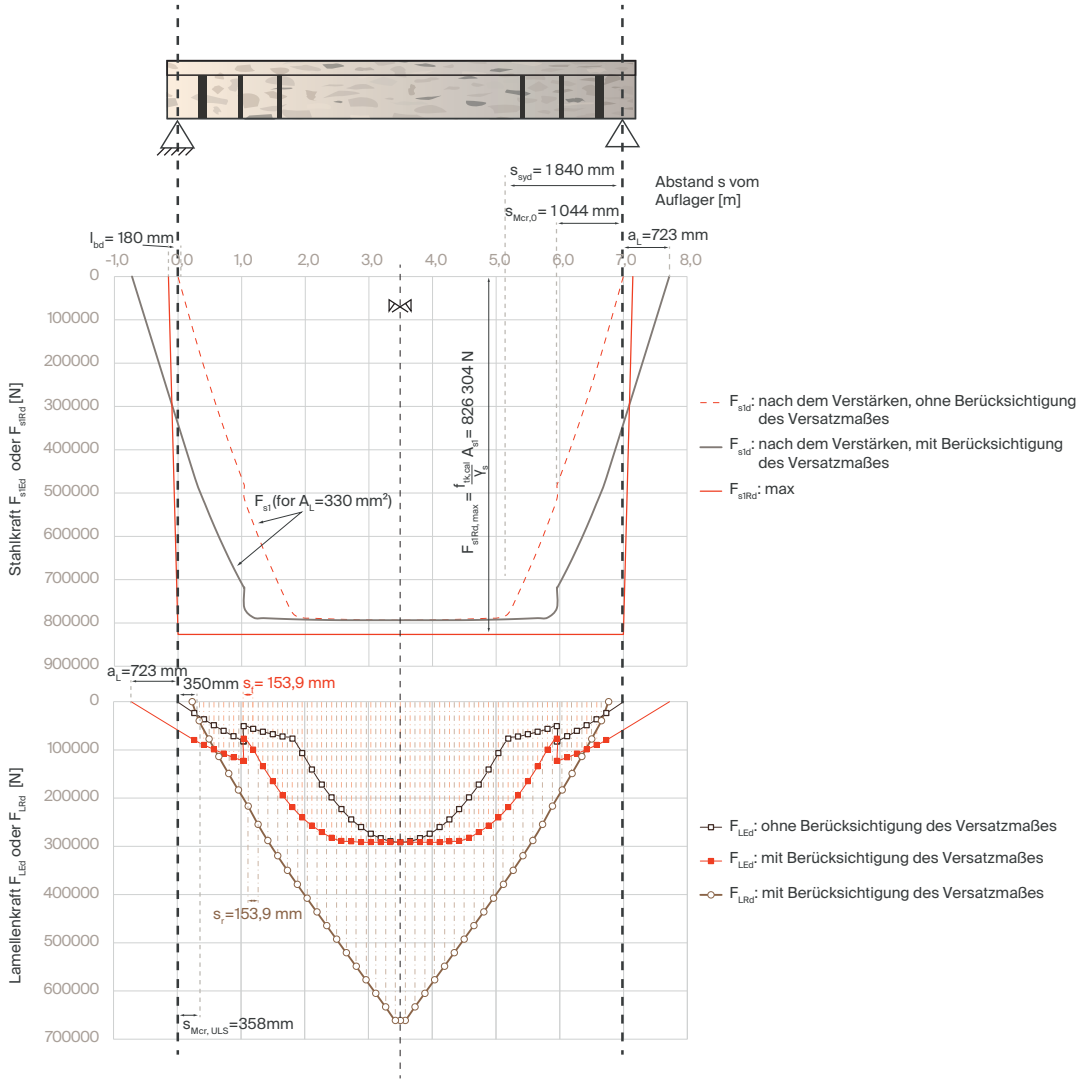


Abb. 38 – Grafische Darstellung der verschobenen Zugkraftlinie und dem Widerstand der Zugkraftlinie für die Lamellen

CFK-Lamellen

Zur grafischen Darstellung der maximal möglichen Erhöhung der tragenden Zugkraft der aufgeklebten Bewehrung werden Zwischenrissquerschnitte in regelmäßiger Anordnung ausgehend vom Endverankerungsbereich positioniert. Die Mittellinie des 100 mm breiten Bügels wird in einem praxisgerechten Abstand von 300 mm von der Mitte des Auflagers angeordnet.

Zwei Lamellen FRS-L-S 100 x 1,2 und eine Lamelle FRS-L-S 75 x 1,2 mit einer Länge von 6,60 m sind auf dem Querschnitt in einem Abstand von 0,20 m von der rechnerischen Mitte der Endauflager anzuordnen (vgl. ‘4’ in Abb. 39).

Da die Begrenzung der Spannungen nach der Richtlinie eingehalten werden und die Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie ermittelt wurden, ist ein zusätzlicher Nachweis der Widerstandszugkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht erforderlich.

Konstruktion der Querkraftbewehrung

Die Bemessung der Verbundbügelbewehrung erfolgt nach den Abschnitten 9.2.6 und 9.2.7 der Richtlinie. Der hier auftretende Fall, dass eine zusätzliche Querkraftbewehrung und Bügel zur Verbindung der Lamellen mit dem Träger erforderlich sind, ist in Abschnitt 9.2.7 Absatz (RV1) nicht explizit enthalten. Die Querkraftkomponente V_{LEd}, die von geklebten Bügeln aufgenommen werden muss, ist jedoch als Maximalwert aus dem folgenden Ausdruck zu bestimmen. Dabei wird der Bemessungsquerschnitt in einem Abstand d von der Stirnseite des Trägers betrachtet:

$$V_{LEd} = max \begin{Bmatrix} \frac{E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_S \cdot A_S} \cdot V_{Ed} = \frac{173 \cdot 330}{173 \cdot 330 + 200 \cdot 1\,810} \cdot 270{,}35 = 36{,}92 \\ V_{Ed} - V_{Rds} = 270{,}35 - 230{,}87 = 39{,}48 \end{Bmatrix} = 39{,}48\ kN$$

(6.320) DAfStb Richtlinie, Teil 1, 6.2.3 (RV 11) vgl. Gleichungen (6.86) und (6.93)

Analog zur Vorgabe für Fall 1 überlagern sich die Einwirkungen aus dem Bemessungswert der angreifenden Zugkraft F_{LwEd} infolge der Sicherung der geklebten Bewehrung am Lamellenende und die Einwirkungen aus der Rissöffnungskraft $F_u(\alpha_b)$ infolge der Endverankerung an dem Nullmoment nächstgelegenen Biegeriss.

DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 9.2.7.1 (RV 1)

$$F_{LwEd} = F_{LEd}{}^{*} \cdot tan\,\theta$$

(6.321) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 9.2.6 (RV 2)

Dabei entspricht $F_{LEd}{}^{*}$ der maximalen Verbundkraft für aufgeklebte Lamellen.

$$F_{LEd}{}^{*} = f_{bLk,max} \cdot b_L \cdot t_L$$

(6.322) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 9.2.6 (RV 3)

Mit der maximalen Verbundfestigkeit, bereits in Gleichung (7.100) ermittelt, der Verstärkung am Einzelriss $f_{bLk,max}$ erhält man:

$$F_{LEd}{}^{*} = 317{,}56 \cdot 330 \cdot 1{,}2 = 104\,795\ N$$

(6.323) vgl. Gl. (6.215)

Die Rissöffnungskraft $F_u(\alpha_b)$ wurde ebenfalls beim Endverankerungsnachweis ermittelt. Dabei ist zu beachten, dass zwischen dieser Rissöffnungskraft und den Querschnittsabmessungen b_{Lw} und t_{Lw} ein nichtlinearer Zusammenhang besteht, wenn der Bügelquerschnitt gegenüber den Annahmen für die Endverankerung verändert werden soll.

$$F_u(\alpha_b) = 79\,511\ N$$

(6.324) vgl. Gl. (6.215)

Die Grenzen der Abschnitte, in denen zusätzlich außen angebrachte Bügel erforderlich sind, wurden bereits im Abschnitt ‘Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im GZT’ festgelegt.

Zusätzliche Querkraftbewehrung ist erforderlich für:

$$0 \le s \le 1{,}117\ m$$

(6.325)

Zusätzliche Bügel als Verbindung für die Lamellen sind erforderlich für:

$$0 \le s \le 1{,}617\ m$$

(6.326)

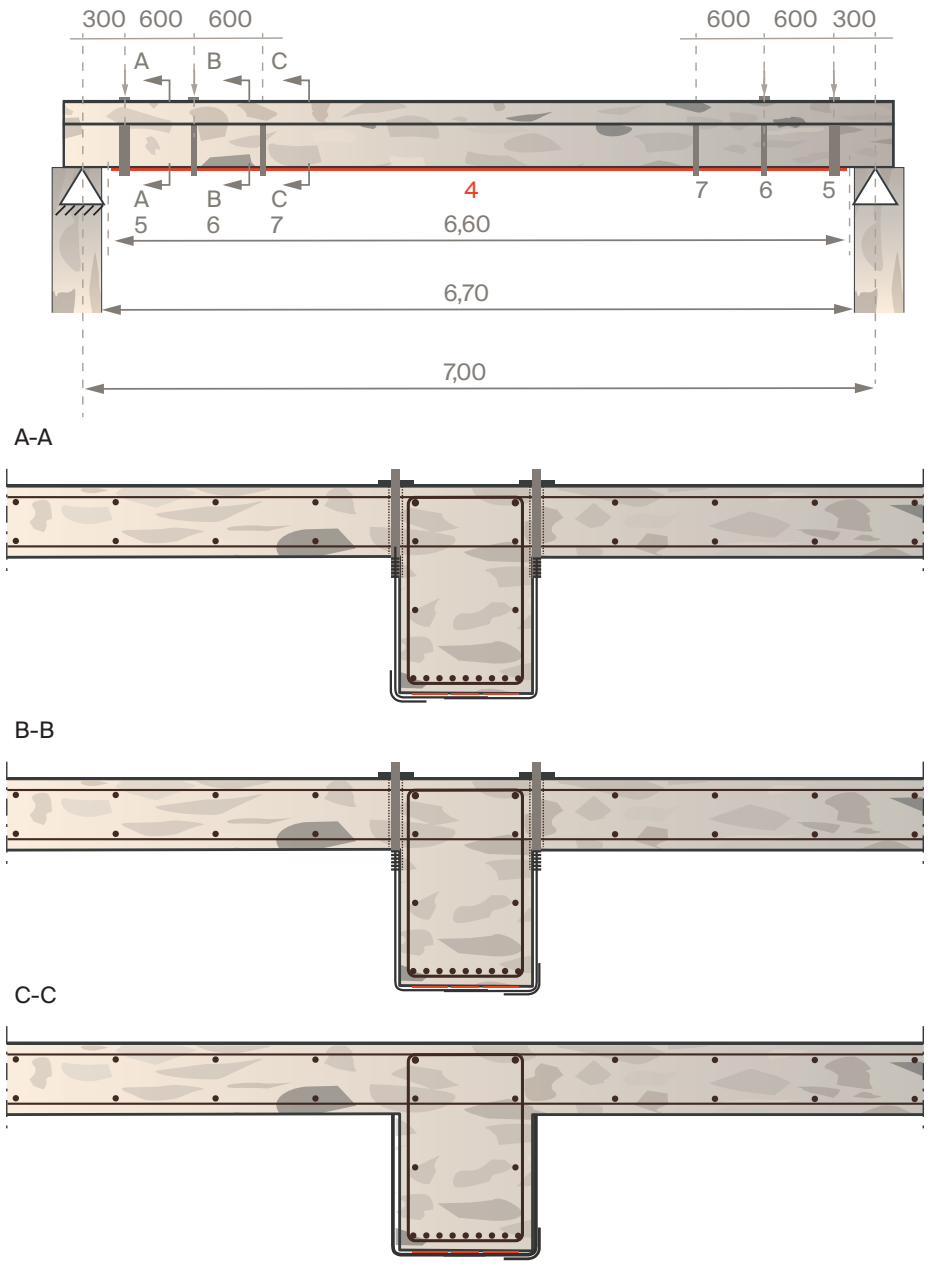


Abb. 39 – Anordnung der Klebelamellen

Bei T-Trägern sind zusätzliche Bügel, die zur Querkraftverstärkung erforderlich sind, immer in der Druckzone zu verankern. Der Achsabstand benachbarter Stahllaschen darf nicht größer sein als die Trägerhöhe. Unter Berücksichtigung dieser Vorgaben und DIN EN 1992-1-1, 6.2.3 (5), werden drei Stahllaschen angeordnet.

DAfStb Richtlinie, Teil 1, 6.2.5 und RV 9.2.7.1

Geschlossene Bügel ‘5’ und ‘6’ werden in der Druckzone verankert. In eine mittig eingefräste Nut in der Stahllasche können z. B. schweißbare Bolzen mit Teilgewinde eingeschweißt werden. Die Verbindung muss nach DIN EN 1993 ausgelegt und nachgewiesen werden.

Die Auflagerplatten auf der Betonoberfläche müssen so bemessen sein, dass keine Bewehrung zur Aufnahme der Querzugkräfte erforderlich ist. Diese Nachweise sind hier nicht dargestellt.

DIN EN 1992-1-1, 6.7 (4)

U-förmige Bügel ‘7’ brauchen nicht in der Druckzone verankert zu werden, wenn die Verbundverankerung ausreicht, sondern müssen über die gesamte Steghöhe geklebt werden. Diese Bügel sind im Brandfall gegen Herabfallen zu sichern (z. B. durch Dübel).

DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 9.2.7.1 und RV 9.2.7.2

Alle Bügel werden aus zwei identischen Winkeln und einem Schlusswinkel zusammengesetzt. Wegen der größeren Verfügbarkeit von Abmessungsvarianten werden die Bügel aus Stahlblechen S 235 JR gefertigt. Für das Kaltbiegen der Stahlbleche ist die DIN 6935 zu beachten. Alle Stahlteile müssen mit dem für das Verstärkungssystem zugelassenen Primer dauerhaft gegen Korrosion geschützt werden.

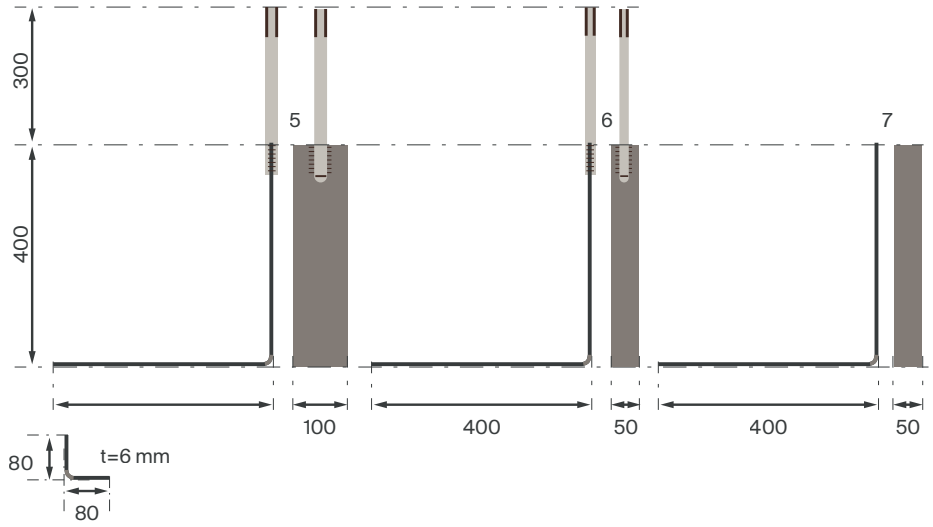


Abb. 40 – Stahlwinkel für Stahllaschen

Stahllasche ‘5’:
Die Gesamtzugkraft $F_{LwEd,tot}$ beträgt:

$$F_{LWEd,tot} = \frac{V_{LEd} \cdot s_{Lw}}{z \cdot \cot\theta} + F_{LEd}^{*} \cdot \tan\theta + F_u(\alpha_b)$$

(6.327) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 9.2.7.1, (RV 1)

Unter der Annahme von cot(θ) = 2,657 und auf der sicheren Seite z=497 mm erhält man:

$$F_{LWEd,tot} = \frac{39\,480 \cdot 600}{497 \cdot 2{,}657} + \frac{104\,795}{2{,}657} + 79\,511 = 136\,890\ N$$

(6.328) vgl. Gl. (6.320) (6.323) und (6.285)

Die Tragfähigkeit eines geschlossenen Bügels aus Stahl ergibt sich aus dem Minimum des Bemessungswertes der Streckgrenze und der durch Überlappungsstöße übertragbaren Spannung.

$$f_{Lwd,GS} = min\left\{\begin{matrix} f_{yd} \\ f_{Gud,Lw} \end{matrix}\right\}$$

(6.329) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 6.2.6, (RV 11)

Dabei ist:

$$f_{yd} = 0{,}8 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0{,}8 \cdot \frac{235}{1{,}0} = 188\ N/mm^2$$ für S 235 JR

(6.330) DIN EN 1993-1-1, Tab. 3.1 und 6.2.1 sowie DAfStb Richtlinie, Teil 2, 3.7.3 (3)

$$f_{Guk,Lw} = \begin{cases} f_{Guk,Lw,max} \cdot \frac{l_{u,Lw}}{l_{u,Lw,max}} \cdot \left(2 - \frac{l_{u,Lw}}{l_{u,Lw,max}}\right) \; for \; l_{u,Lw} < l_{u,Lw,max} \\ f_{Guk,Lw,max} \; for \; l_{u,Lw} \geq l_{u,Lw,max} \end{cases}$$

(6.330) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 6.2.6, (RV 12)

$$f_{Guk,Lw,max} = 1{,}004 \cdot \sqrt{\frac{E_{Lw}}{t_{Lw}}} = 1{,}004 \cdot \sqrt{\frac{210\,000}{6}} = 188 \; N/mm^2$$

(6.331)

$$l_{u,Lw,max} = 0{,}121 \cdot \sqrt{E_{Lw} \cdot t_{Lw}} = 0{,}121 \cdot \sqrt{210\,000 \cdot 6} = 136 \; mm$$

(6.332)

6

Für $l_{u,Lw} = l_2 = 360 \; mm \geq l_{u,Lw,max}$ erhält man:

vgl. Gl. (6.273)

$$f_{Guk,Lw} = f_{Guk,Lw,max} = 188 \; N/mm^2$$

(6.333)

$$f_{Gud,Lw} = \frac{f_{Guk,Lw}}{\gamma_{BG}} = \frac{188}{1{,}3} = 145 \; N/mm^2$$

(6.334)

$$f_{Lwd,GS} = min \begin{Bmatrix} 188 \\ 145 \end{Bmatrix} = 145 \; N/mm^2$$

(6.335)

$$F_{LwRd} = f_{Lwd,GS} \cdot b_{Lw} \cdot t_{Lw} = 145 \cdot 100 \cdot 6 = 87\,000 \; N$$

(6.336)

$$F_{LwEd,tot} = 136\,890 \; N \leq 2 \cdot F_{LwRd} = 2 \cdot 87\,000 = 174\,000 \; N$$

(6.337) vgl. Gl. (6.328)

Wenn 2/3 der einwirkenden Zugkraft $F_{LwEd,tot}$ nach oben in die Druckzone verankert werden, ist für die Schraubenfestigkeitsklasse 4.6 ein Schraubendurchmesser von 20 mm mit gerolltem metrischem Regelgewinde M20 (Zugspannungsfläche A_s = 245 mm²) erforderlich:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}9 \cdot 400 \cdot 245}{1{,}25} = 70\,560 \; N \quad \geq \frac{2}{3} \cdot \frac{F_{LwEd,tot}}{2} = \frac{136\,890}{3} = 45\,630 \; N$$

(6.338)

Stahllasche ‘6’:
Die einwirkende Querkraft V_{Ed} an der Stelle der Stahllasche ‘6’ (s = 900 mm) beträgt:

(6.339) DAfStb Richtlinie, Teil 1, 6.2.3 (RV 11)

$$V_{Ed} = A_{Ed} - E_d \cdot s = 339{,}15 - 96{,}9 \cdot 0{,}9 = 251{,}94 \; kN$$

$$V_{LEd} = max \begin{Bmatrix} \frac{E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \cdot V_{Ed} = \frac{173 \cdot 330}{173 \cdot 330 + 200 \cdot 1\,810} \cdot 251{,}94 = 34{,}32 \\ V_{Ed} - V_{Rds} = 251{,}94 - 230{,}87 = 21{,}07 \end{Bmatrix} = 34{,}32 \; kN$$

(6.340)

Die einwirkende Zugkraft F_{LwEd} beträgt:

$$F_{LwEd} = \frac{V_{LEd} \cdot s_{Lw}}{z \cdot cot\,\theta} = \frac{34\,320 \cdot 600}{497 \cdot 2{,}657} = 15\,594\ N$$ (6.341)

$$F_{LwRd} = f_{Lwd,GS} \cdot b_{Lw} \cdot t_{Lw} = 145 \cdot 50 \cdot 6 = 43\,500\ N$$ (6.342)

$$F_{LwEd} = 14\,508\ N \leq 2 \cdot F_{LwRd} = 2 \cdot 43\,500 = 87\,000\ N$$ (6.343)

Wenn 2/3 der wirkenden Schraubenzugkraft nach oben in die Druckzone verankert werden, ist bei Schraubenfestigkeitsklasse 4.6 ein Schraubendurchmesser von 10 mm mit gewalzten metrischem Regelgewinde M10 (Zugspannungsfläche A_s = 58 mm² vorgesehen:

DAfStb Richtlinie, Teil 1, 9.2.7.2 (RV 2)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}9 \cdot 400 \cdot 58}{1{,}25} = 16\,704\ N \quad \geq \frac{2}{3} \cdot \frac{F_{LwEd}}{2} = \frac{15\,594}{3} = 5198\ N$$ (6.344) DIN EN 1993-1-8

Hinweis: Bei den Abmessungen der Stahlwinkel, insbesondere der Dicke und dem Schraubendurchmesser, ist zu beachten, dass diese für die Montage auf der Baustelle ausreichend robust sein müssen.

Stahllasche ‘7’:
Die einwirkende Zugkraft V_{Ed} in der Lage von Stahllasche ‘6’ (s = 1 500 mm) beträgt:

$$V_{Ed} = A_{Ed} - E_d \cdot s = 339{,}15 - 96{,}9 \cdot 1{,}5 = 193{,}80\ kN \quad \leq V_{Rds}$$ (6.345) vgl. Tab. 14

$$V_{LEd} = \frac{E_L \cdot A_L}{E_L \cdot A_L + E_s \cdot A_s} \cdot V_{Ed} = \frac{173 \cdot 330}{173 \cdot 330 + 200 \cdot 1\,810} \cdot 193{,}80 = 26{,}4\ kN$$ (6.346) DAfStb Richtlinie, Teil 1, 6.2.3 (RV 11)

Die einwirkende Zugkraft F_{LwEd} beträgt:

$$F_{LwEd} = \frac{V_{LEd} \cdot s_{Lw}}{z \cdot cot\,\theta} = \frac{26\,400 \cdot 600}{597 \cdot 2{,}657} = 11\,995\ N$$ (6.347) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 9.2.6 (RV 9)

Es wird von einer vorhandenen Klebelänge von 380 mm ausgegangen. Nur die Hälfte dieser vorhandenen Klebelänge darf als Klebelänge l_{bL} verwendet werden.

$$l_{bL} = \frac{380}{2} = 190\ mm$$ (6.348) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 9.2.6 (RV 8)

Zur Berechnung der Verbundkraft pro Bügelschenkel F_{bLwRd} werden zunächst die Verbundparameter ermittelt:

$$s_{L0k} = 0{,}185\ mm$$ (6.349) DAfStb Richtlinie, Teil 1, Anhang RV K.1

$$\tau_{L1k} = 0{,}300 \cdot \sqrt{\alpha_{cc} \cdot f_{cm} \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctm,surf}} = 0{,}300 \cdot \sqrt{0{,}85 \cdot 38 \cdot 0{,}85 \cdot 2{,}79} = 2{,}63\ N/mm^2$$ (6.350)

$$f_{bLk,max} = \sqrt{\frac{E_L \cdot s_{L0k} \cdot \tau_{L1k}}{t_L}} = \sqrt{\frac{210\,000 \cdot 0{,}185 \cdot 2{,}63}{6}} = 130{,}50\ N/mm^2$$ (6.351) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 8.4.6 (RV 2)

$$l_{bL,max} = \frac{2}{\kappa_{Lb}} \cdot \sqrt{\frac{E_L \cdot t_L \cdot s_{L0k}}{\tau_{L1k}}} = \frac{2}{1{,}128} \cdot \sqrt{\frac{210\,000 \cdot 6 \cdot 0{,}185}{2{,}63}} = 528\ mm$$

(6.352) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 8.4.6 (RV 3)

$$f_{bLk}(l_{bL} = 190\ mm) = 130{,}50 \cdot \frac{190}{528} \cdot \left(2 - \frac{190}{528}\right) = 77{,}02\ N/mm^2$$

(6.353) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 8.4.6 (RV 2)

$$f_{bLd}(l_{bL}) = \frac{f_{bLK}(l_{bL})}{\gamma_{BA}} = \frac{77{,}02}{1{,}5} = 51{,}35\ N/mm^2$$

(6.354)

$$F_{bLwRd} = f_{bLd}(l_{bL}) \cdot b_{Lw} \cdot t_{Lw} = 51{,}35 \cdot 50 \cdot 6 = 15\,405\ N$$

(6.355) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 9.2.6 (RV 8)

$$F_{LwEd} = 11\,995\ N \leq 2 \cdot F_{bLwRd} = 2 \cdot 15\,405 = 30\,810\ N$$

(6.356)

Mindestbewehrung

Die Fläche der Längszugbewehrung sollte nicht kleiner sein als $A_{s1,min}$, die sich aus dem Rissmoment M_{cr} und dem Widerstandsmoment des Betonquerschnitts im ungerissenen Zustand ergibt. Dabei wird der an der Stegunterseite ermittelte Mittelwert der Betonzugfestigkeit $f_{ctm,surf}$ berücksichtigt. Die Mindestfläche der Längszugbewehrung beträgt:

DIN EN 1992-1-1 9.2.1.1 (1)

$$A_{s1,min} = \frac{M_{cr}}{z \cdot f_{yk}} = \frac{f_{ctm} \cdot W_c}{z \cdot f_{yk}} = \frac{f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}}{0{,}85 \cdot d \cdot f_{yk}} = \frac{3{,}30 \cdot 3{,}4868 \cdot 10^7}{0{,}85 \cdot 560 \cdot 500} = 483\ mm^2$$

(6.357) vgl. Gl. (4.25)

Die Mindestfläche der Längsbewehrung beträgt:

$$A_{s1,min} = \frac{M_{cr}}{z \cdot f_{yk}} = \frac{f_{ctm} \cdot W_c}{z \cdot f_{yk}} = \frac{f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}}{0{,}85 \cdot d \cdot f_{yk}} = \frac{3{,}30 \cdot 3{,}4868 \cdot 10^7}{0{,}85 \cdot 560 \cdot 500} = 483\ mm^2$$

(6.358)

Maximale Bewehrung

Die Gesamtquerschnittsfläche der Zug- und Druckbewehrung sollte $A_{s,max}$ nicht überschreiten.

$$A_{s,max} = 0{,}08 \cdot A_c = 0{,}08 \cdot (2\,700 \cdot 200 + 400 \cdot 400) = 56\,000\ mm^2$$

(6.359)

Berücksichtigt man den Querschnitt der CFK-Lamellen durch einen äquivalenten Bewehrungsstahlquerschnitt, so ergibt sich eine maximale Fläche der Längsbewehrung:

$$A_{sl,prov} = 1\,810 + \frac{330 \cdot 11{,}71 \cdot 10^{-3} \cdot 173\,000}{\frac{500}{1{,}15}} = 3\,348\ mm^2$$

(6.360)

Bei der vorhandenen Bewehrung ist auch die bisher nicht berücksichtigte konstruktive Bewehrung in der Platte und im Steg des T-Trägers zu berücksichtigen. Der entsprechende Nachweis entfällt an dieser Stelle.



6.2 Beispiel 2: Verstärkung eines Platten-Einfeldträgers mit aufgeklebten CFK-Lamellen

Hinweis: Der für die Anwendung erforderliche Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit eines nach der DAfStb-Richtlinie „Verstärkung von Betonbauteilen mit aufgeklebter Bewehrung“ verstärkten Bauteils ist nach DIN EN 1992-1-2 und dem Nationalen Anhang ohne Einbeziehung der Verstärkungswirkung der aufgeklebten Bewehrung zu führen. Alternativ ist dieser Nachweis nach den Regeln einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung einer Brandsperre zum Schutz der Verklebung und der CFK-Lamellen vor Wärme- und Brandeinwirkung zu führen. Diese Nachweise werden hier nicht dargestellt.

Ausgangslage

Aufgrund einer Nutzungsänderung ist eine 50 Jahre alte Stahlbetonplatte erhöhten Lasten ausgesetzt. Alle Lasten wirken überwiegend statisch. Während der Verstärkung ist die Unterseite der Platte vollständig zugänglich, die Oberseite außerhalb der Auflagerbereiche frei zugänglich. Unmittelbar vor der Verstärkung wird die ständige Last g_{2k} vollständig entfernt. Während der Verstärkung ist lediglich das Eigengewicht zu berücksichtigen. Durch die geänderte Nutzung nach der Verstärkung ergeben sich erhöhte ständige und veränderliche Lasten.

Effektive Spannweite:

$a_i = min(0{,}5 \cdot t; 0{,}5 \cdot h)$

Dabei ist:

t Auflagerlänge (Überlapppung von Platte und Auflager) t = 0,275 m

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 = 7{,}25 + \frac{0{,}25}{2} + \frac{0{,}25}{2} = 7{,}50\ m$$

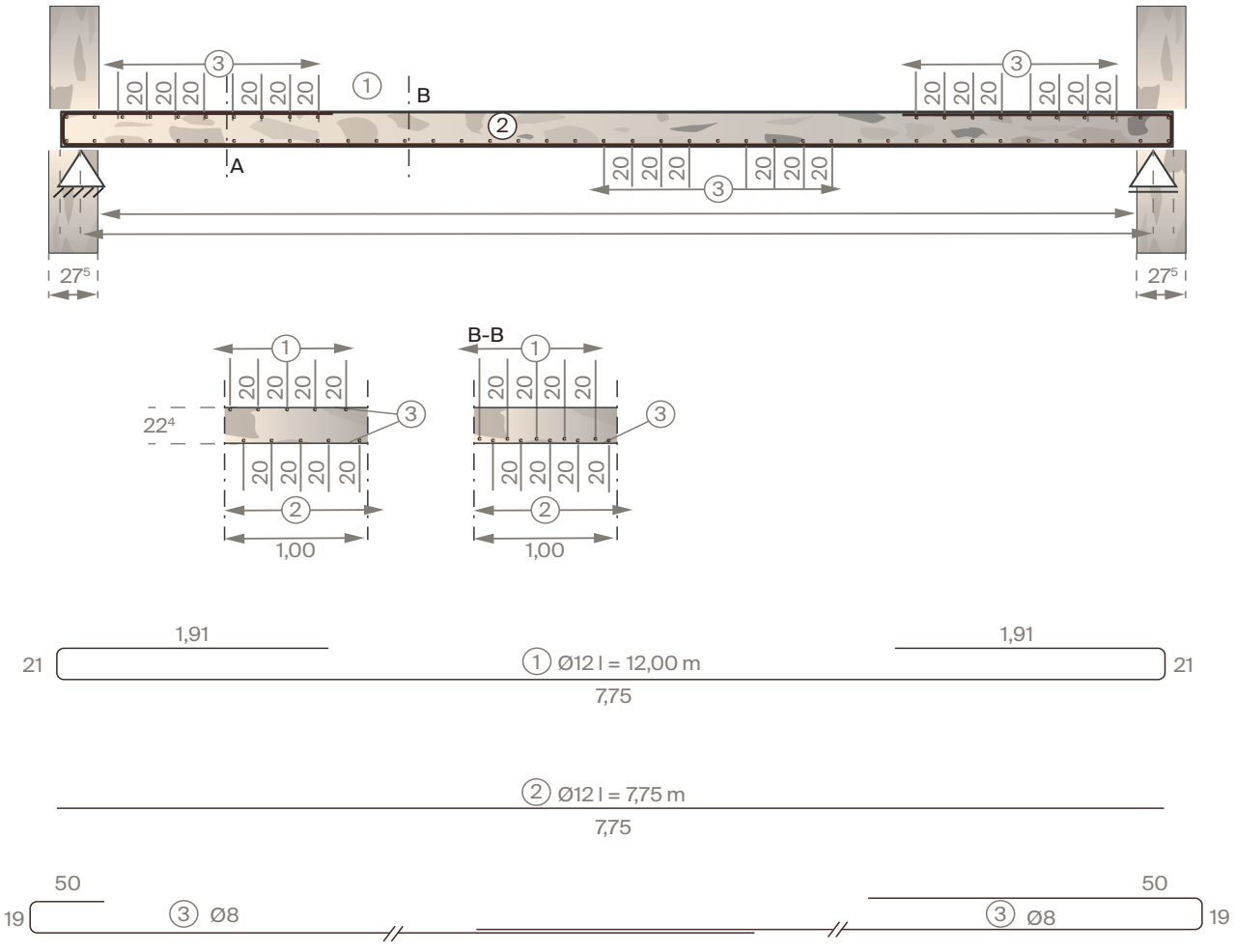


Abb. 41 – System, Querschnitt und Bewehrungsanordnung

Parameter des verstärkten Querschnitts

Die relevanten Parameter des verstärkten Querschnitts werden für den ungerissenen und gerissenen Zustand ermittelt. Näherungsweise werden die ideellen Querschnittswerte mit den Brutto-Betonquerschnitten nach dem informativen Anhang L der Richtlinie berechnet.

DafStb-Richtlinie, Teil 1, Anhang L.1.2

Tab. 30 – Parameter des verstärkten Querschnitts im ungerissenen Zustand

Parameter	Gleichungen
x	$x_I = k_{x_I} \cdot h$
	$k_{x_I} = (0{,}5 + A_I)/(1 + B_I)$
	$A_I = \frac{1}{b \cdot h^2} \cdot [\alpha_s \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2) + \alpha_L \cdot A_L \cdot d_L]$
	$B_I = \frac{1}{b \cdot h} \cdot [\alpha_s \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + \alpha_L \cdot A_L]$
I	$I_I = \frac{b \cdot h^3}{12} + \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 \cdot b \cdot h + \alpha_s \cdot [(d - x_I)^2 \cdot A_{s1} + (x_I - d_2)^2 \cdot A_{s2}] + \alpha_L \cdot (d_L - x_I)^2 \cdot A_L$
S	$S_I = (d - x_I) \cdot A_{s1} + (x_I - d_2) \cdot A_{s2} + \frac{\alpha_L}{\alpha_s} \cdot (d_L - x_I) \cdot A_L$
A_i	$A_{iI} = b \cdot h + \alpha_s \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + \alpha_L \cdot A_L$

Tab. 31 – Parameter des verstärkten Querschnitts im gerissenen Zustand

Parameter	Gleichungen
x	$x_{II} = k_{x_{II}} \cdot d$
	$k_{x_{II}} = -B_{II} + \sqrt{{B_{II}}^2 + 2 \cdot A_{II}}$
	$A_{II} = \frac{1}{b \cdot d} \cdot \left[\alpha_s \cdot \left(A_{s1} + A_{s2} \cdot \frac{d_2}{d}\right) + \alpha_L \cdot A_L \cdot \frac{d_L}{d}\right]$
	$B_{II} = \frac{1}{b \cdot d} \cdot [\alpha_s \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + \alpha_L \cdot A_L]$
I	$I_{II} = \frac{b \cdot {x_{II}}^3}{3} + \alpha_s \cdot [(d - x_{II})^2 \cdot A_{s1} + (x_{II} - d_2)^2 \cdot A_{s2}] + \alpha_L \cdot (d_L - x_{II})^2 \cdot A_L$
S	$S_{II} = (d - x_{II}) \cdot A_{s1} + (x_{II} - d_2) \cdot A_{s2} + \frac{\alpha_L}{\alpha_s} \cdot (d_L - x_{II}) \cdot A_L$
A_i	$A_{iII} = b \cdot x_{II} + \alpha_s \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + \alpha_L \cdot A_L$

Einwirkungen

Es wird ein Plattenstreifen mit einer Breite von 1 m betrachtet.
Lastfall 1 beschreibt die Lastsituation vor der Verstärkung, Lastfall 2 die Belastung während der Verstärkungsmaßnahme. Lastfall 3 berücksichtigt die erhöhte Belastung nach der Verstärkung. Es wird angenommen, dass die aufgebrachten Lasten keine Materialermüdung verursachen.

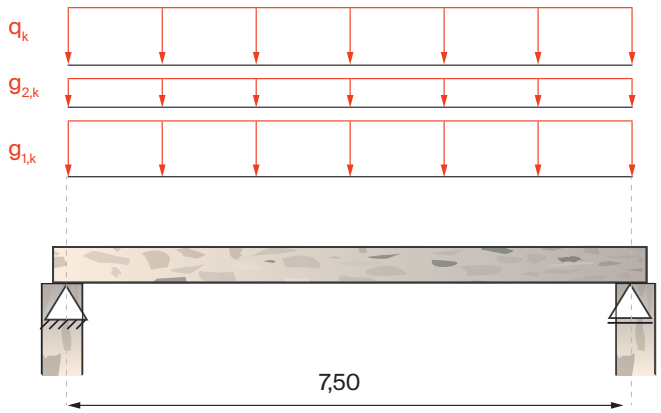


Abb. 42 – Einwirkende Streckenlasten

Tab. 32 – Charakteristische Einwirkungen

Lastfall		1	2	3
Ständige Lasten	$g_{1,k}$	6,25	6,25	6,25
	$g_{2,k}$	1,0	-	2,25
Veränderliche Lasten	q_k	2,25	-	5,0
	Kategorie	A	A	A

Grundlagen der Tragwerksplanung

Tab. 33 – Kombinationsbeiwerte im Hochbau

DIN EN 1990, A.1.2

Einwirkungen	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten im Hochbau, Kategorie A	0,7	0,5	0,3
Nutzlasten im Hochbau, Kategorie B	0,7	0,5	0,3

Tab. 34 – Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und vorübergehende Einwirkungen

DIN EN 1990, A.1.3

Einwirkungen	Günstig	Ungünstig
Ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,inf}$	$\gamma_{G,sup}$
	1,0	1,35
Veränderliche Einwirkungen	-	γ_Q
		1,5

Tab. 35 – Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffe in ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen

Werkstoff	Beton	Bewehrungsstahl	CFK-Klebelamellen	
Bemessungssituation			Zugbelastung	Verbund mit Beton
Symbol	γ_C	γ_S	γ_{LL}	γ_{BA}
Wert	1,5	1,15	1,2	1,5

DIN EN 1992-1-1, 2.4.2.4
DafStb-Richtlinie, Teil 1, 2.4.2.4

Schnittgrößenermittlung

Die in den verschiedenen Lastfällen und Einwirkungskombinationen auftretenden Auflagerlasten und die maximalen Biegemomente im Feld sind in der folgenden Tabelle 36.

Tab. 36 – Schnittgrößen

Lastfall	Grenzzustand	Veränderliche Lasten	Auflager A_{Ed} [kN]	Maximales Biegemoment M_{Ed} [kNm]
1	GZG	Quasi-ständig (ψ_2 = 0,3)	29,72	55,72
2	GZG	Charakteristisch (selten)	23,44	43,95
3	GZG	Quasi-ständig (ψ_2 = 0,3)	37,5	70,31
		Häufig (ψ_1 = 0,3)	41,25	77,34
		Charakteristisch (selten)	50,63	94,92
	GZT		71,16	133,42

DIN EN 1990, 6.4, 6.5

Werkstoffe

DIN EN 1992-1-1, 3.2

Bewehrungsstahl
BST 500 S

$f_{yk} = 500\ N/mm^2$ (6.400)

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1{,}15} = 435\ N/mm^2$ (6.401)

$f_{tk,cal} = 525\ N/mm^2$ (6.402)

$E_s = 200\,000\ N/mm^2$ (6.403)

$\varepsilon_{ud} = 25\ ‰$ (6.404)

CFK-Lamellen

FRS-L-S:

$b_L = 50\ mm$

$f_{Luk} = 2\,701\ N/mm^2$

$\alpha_{Zeit} = R_{Lflt} = 0{,}9 \quad (pH = 13{,}7)$

$$f_{Ld} = \alpha_{Zeit} \cdot \frac{f_{Luk}}{\gamma_{LL}} = 0{,}9 \cdot \frac{2\,701}{1{,}2} = 2025{,}75\ N/mm^2$$

$$E_L = 173\,000\ N/mm^2$$

Klebstoff

FRS-CS:

$$\tau_{L1k} = 0{,}366 \cdot \sqrt{\alpha_{cc} \cdot f_{cm} \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctm,surf}}$$ (6.405)

$s_{L0k} = 0{,}201\ mm$ (6.406)

$$\tau_{LFk} = 10{,}8 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cm}^{\ -0{,}89}$$ (6.407)

Beton

Kurzzeit-Eigenschaften

C30/37:

$f_{cm} = 38\ N/mm^2$ (6.408)

$f_{ck} = 30\ N/mm^2$ (6.409)

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{0{,}85 \cdot 30}{1{,}5} = 17\ N/mm^2$$ (6.410)

$f_{ctm} = 2{,}2\ N/mm^2$ (6.411)

$f_{ctk,0,05} = 1{,}5\ N/mm^2$ (6.412)

$E_{cm} = 33\,000\ N/mm^2$ (6.413)

Betonoberflächenzugfestigkeit:

Bei einer Untersuchung der Plattenunterseite wurden folgende Einzelwerte $f_{ctm,i}$ mit einem bedingten Versagensmuster ermittelt:

DAfStb Richtlinie, Teil 4, 4.1 (3)

Tab. 37 – Einzelwerte $f_{ctm,surf,i}$ gemessen an der Unterseite der Platte

Messpunkt	1	2	3	4	5
$f_{ctm,surf,i}$ [N/mm²]	3,1	3,5	3,1	3,2	3,3

Gemäß Teil 4 der Richtlinie wird der Mittelwert $f_{ctm,surf}$ als Erwartungswert unter Berücksichtigung der Standardabweichung s der Stichprobe von n Messpunkten bestimmt.

$$f_{ctm,surf} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} f_{ctm,surf,i} - k \cdot s$$ (6.414)

Dabei ist:

k = Faktor gemäß der Richtlinie, Teil 4, Anhang A, Tabelle A.10

Für n = 5 erhält man

$k = 0{,}953$ (6.415)

Der Mittelwert und die Standardabweichung der Stichprobe werden berechnet:

$$\overline{f}_{ctm,surf} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} f_{ctm,surf,i} = \frac{1}{5} \cdot \frac{3{,}1+3{,}5+3{,}1+3{,}2+3{,}3}{5} = 3{,}24\ N/mm^2$$ (6.416)

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(f_{ctm,surf,i} - \overline{f}_{ctm,surf}\right)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{(3{,}1-3{,}24)^2+(3{,}5-3{,}24)^2+(3{,}1-3{,}24)^2+(3{,}2-3{,}24)^2+(3{,}3-3{,}24)^2}{5-1}} = 0{,}17$$ (6.417)

Man erhält den erwarteten Wert für die Unterseite des Stegs:

$f_{ctm,surf} = 3{,}24 - 0{,}953 \cdot 0{,}17 = 3{,}08\ N/mm^2$

Kriechen und Schwinden

Die Bestimmung des Kriechens kann entweder näherungsweise mit Bild 3.1 von DIN EN 1992-1-1 erfolgen, dass das Kriechen von Beton nach 70 Jahren berücksichtigt, oder genauer mit Anhang B für den Zeitpunkt der Verstärkung nach 50 Jahren vorheriger Nutzungsdauer.

DIN EN 1991-1-1, 3.1.4

Gemäß Anhang B kann der Kriechkoeffizient $\varphi(t,t_0)$ wie folgt berechnet werden:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$$ (6.418)

Dabei ist:

φ_0	fiktiver Kriechkoeffizient; kann ermittelt werden aus $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$	(6.419)
φ_{RH}	Faktor, der den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit auf den fiktiven Kriechkoeffizienten berücksichtigt: $\varphi_{RH}=[1+(1-RH/100)/(0,1\cdot\sqrt[3]{(h_0)})\cdot\alpha_1]\cdot\alpha_2$	(6.420)
RH	relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung [%]	
h_0	fiktive Größe des Bauteils in mm; $h_0 = (2 \cdot A_c)/u$	(6.421)
A_c	Betonquerschnittsfläche des Bauteils	
u	Umfang des Bauteils, der mit der Umgebung in Berührung kommt	
$\alpha_{1;2;3}$	Koeffizienten zur Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit	(6.422)

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \leq 1$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \leq 1$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} \leq 1$$

$\beta(f_{cm})$	Faktor, der den Einfluss der Betonfestigkeit auf den fiktiven Kriechkoeffizienten berücksichtigt:	(6.423)

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

Für f_{cm} = 38 N/mm² erhält man α_1 = 0,9941, α_2 = 0,9837, α_3 = 0,9597, und $\beta(f_{cm})$ = 2,7253.

Der Faktor $\beta(t_0)$ zur Berücksichtigung des Einflusses des Betonalters bei der Belastung auf den fiktiven Kriechkoeffizienten und der Koeffizient $\beta_c(t,t_0)$ zur Beschreibung der Entwicklung des Kriechens mit der Zeit nach der Belastung sind:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+\sqrt[3]{t_0}^{0,2})}$$ (6.424)

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)}\right]^{0,3}$$ (6.425)

Dabei ist

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$ (6.426)

Für Innenbauteile, die einer Umgebungstemperatur T von 20°C und einer Zementsorte der Klasse N ausgesetzt sind, ist keine weitere Anpassung erforderlich.

Für RH = 50%, A_c = 250 000 mm², u = 2 000 mm erhält man h_0 = 250 mm, β_H = 615 und φ_{RH} = 1,7208.

Unter Berücksichtigung einer üblichen Ausschalzeit für Stahlbetonträger im Hochbau und dem daraus resultierenden Alter des Betons von 21 Tagen bei Belastung und einem Alter des Betons von 50 Jahren (t = 50·365,25) zum betrachteten Zeitpunkt ergeben sich die zeitabhängigen Faktoren: $\beta(t_0)$=0,5159 und $\beta_c(t,t_0)$=0,9901.

Man erhält den fiktiven Kriechkoeffizienten und den Kriechkoeffizienten in Abhängigkeit vom Betonalter t_0 und t: φ_0 = 2,4194 und $\varphi(t,t_0)$ = 2,3954.

Nun kann ein effektiver Elastizitätsmodul für Beton zur Berechnung der Gesamtverformung einschließlich des Kriechens unter anhaltender Belastung bestimmt werden.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)} = \frac{33\,000}{1+2,3954} = 9\ 719\ N/mm^2 \quad (6.427)$$

Die Gesamtschwindungsdehnung ε_{cs} ergibt sich aus der Trocknungsschwindungsdehnung ε_{cd} und der autogenen Schwindungsdehnung ε_{ca}.

6

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (6.428)$$

Der überwiegende Teil der beiden Verformungen ε_{cd} und ε_{ca} entwickelt sich mehr als 24 Stunden nach dem Gießen und wirkt sich auf die Vordehnung der Druck- und Zugzone infolge der durch die Bewehrung verursachten Schwindungshemmung aus. Daher wird hier die gesamte Schwindungsdehnung ε_{cs} berücksichtigt.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t,t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (6.429)$$

Dabei ist:

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\cdot\sqrt{h_0{}^3}} \quad (6.430)$$

h_0 = bereits oben für das Kriechen ermittelte fiktive Größe des Bauteils [mm]

t = Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]

t_s = Alter des Betons bei Beginn des Trockenschwindens [Tage]

Unter Berücksichtigung einer üblichen Ausschalzeit für Stahlbetonträger im Hochbau und dem daraus resultierenden Alter des Betons von 21 Tagen für das Ende der Aushärtung (t_s = 21) und einem Alter des Betons von 50 Jahren (t = 50·365,25) zum betrachteten Zeitpunkt beträgt der zeitabhängige Faktor $\beta_{ds}(t,t_s)$ = 0,9914.

k_h = von der fiktiven Größe h_0 abhängiger Koeffizient, der näherungsweise durch lineare Interpolation aus DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.3, ermittelt wird. Für h_0 = 250 mm ergibt sich k_h = 0,8.

$\varepsilon_{cd,0}$ = Basiswert der Trockenschwinddehnung nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.2 für Beton mit Zement der CEM-Klasse N, die alternativ nach Anhang B berechnet werden kann:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$\alpha_{ds1;\,2}$ = Koeffizienten, abhängig von der Art des Zements

= α_{ds1} = 3 für Zementklasse S (6.431)

α_{ds1} = 4 für Zementklasse N (6.432)

α_{ds1} = 6 für Zementklasse R (6.433)

α_{ds2} = 0,13 für Zementklasse S (6.434)

α_{ds2} = 0,12 für Zementklasse N (6.435)

α_{ds2} = 0,11 für Zementklasse R (6.436)

f_{cm} = mittlere Betondruckfestigkeit [N/mm²]

f_{cmo} = 10 N/mm² (6.437)

β_{RH} = $\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$ (6.438)

RH = relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung [%]; RH_0 = 100 %

Für RH = 50% und f_{cm} = 38 N/mm² erhält man β_{RH} = 1,3563 und $\varepsilon_{cd,0}$ = 0,4822 ‰.

Die autogene Schwinddehnung ergibt sich aus:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (6.439)$$

Dabei ist:

$$\beta_{as}(t) = 1 - exp(-0{,}2 \cdot \sqrt{t}) \quad (6.440)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (6.441)$$

Für ein Alter des Betons von 50 Jahren (t=50·365,25) und f_{ck}= 30 N/mm² erhält man β_{as} (t)≈ 1,0 und $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$

Die Gesamtschwinddehnung ε_{cs} für ein Betonalter von 50 Jahren ist somit:

$$\varepsilon_{cs} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} + \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0{,}9914 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}4822 + 1{,}0 \cdot 0{,}050 = 0{,}4325\ ‰ \quad (6.442)$$

Überprüfung der Anwendbarkeit der Verstärkungsmethode

Die Überprüfung der Anwendungsbedingungen ist bei Platten besonders wichtig, da - anders als bei Balken und T-Trägern - die Schubtragfähigkeit in der Regel nicht erhöht werden kann. Die Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager, die über die Verschiebungsregel mit der Querkrafttragfähigkeit verknüpft ist, kann hier nur überprüft, nicht aber einwirkungsseitig beeinflusst werden, wie dies aufgrund des Druckstrebenwinkels bei Trägern mit erforderlicher Querkraftbewehrung möglich ist.

DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.4 und 9.3.1.2

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im GZT

Da die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten in der Regel nicht erhöht werden kann, muss diese auch ausreichen, um die erhöhten Querkräfte nach der Verstärkung übertragen zu können. Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit sollte daher der erste Schritt bei der Planung einer Bewehrungsmaßnahme an Platten sein.

Bei der Bemessung von Bauteilen nach DIN EN 1992-1-1 kann unabhängig von der Querschnittsfläche der ausreichend verankerten Zugbewehrung immer der Mindestwert v_{min} der Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden, der als geometrischer Bewehrungsgrad in die Gleichung für die Querkrafttragfähigkeit eingeht.

DIN EN 1992-1-1, 6.2.2

Für eine statische Nutzhöhe d ≤ 600 mm des Querschnitts beträgt die minimale Querkrafttragfähigkeit

$$V_{Rd,c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = \frac{0{,}0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$ (6.443)

Dabei ist:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$$ (6.444)

Wenn auf der sicheren Seite die statische Höhe d = 224 mm des unbewehrten Querschnitts mit einfacher Bewehrung angenommen wird, so ist der Faktor k

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{224}} = 1{,}945 \leq 2{,}0$$ (6.445)

Für die minimale Querkrafttragfähigkeit erhält man

$$V_{Rd,c} = \frac{0{,}0525}{1{,}5} \cdot \sqrt{1{,}945^3 \cdot 30} \cdot 1000 \cdot 224 \cdot 10^{-3} = 116{,}5\ kN$$ (6.446)

Die einwirkende Querkraft kann in einem Abstand d vom Auflagerrand bestimmt werden

$$V_{Ed} = A_{Ed} - (a_i + d) \cdot \left[(g_{1k} + g_{2k}) \cdot \gamma_{G,sup} + q_k \cdot \gamma_Q\right]$$ DIN EN 1992-1-1, 6.2.1 (8) (6.447) vgl. Tab. 32 und Tab. 34

Dabei ist

a_i Abstand zwischen der berechneten Mitte und dem Rand des Auflagers a_i = 0,25/2 = 0,125 m (6.448)

$$V_{Ed} = 71{,}16 - (0{,}125 + 0{,}224) \cdot [(6{,}25 + 2{,}25) \cdot 1{,}35 + 5 \cdot 1{,}5] = 64{,}54\ kN \leq V_{Rd,c}$$ (6.449)

Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager

Die Verankerung der unteren Bewehrung am Endauflager steht ebenfalls im Zusammenhang mit der Querkraft. Da in den meisten Fällen der Querschnitt der vorhandenen Stahlbewehrung dort aufgrund der eingeschränkten Zugänglichkeit der Unterseite des Bauteils im Lagerbereich nicht vergrößert werden kann, ist eine ausreichende Verankerung der vorhandenen unteren Bewehrung an den Auflagern für die Durchführbarkeit der Verstärkungsmaßnahmen unerlässlich. Daher muss zu Beginn der Planung der Verstärkung der Decke geprüft werden, ob die am Endauflager vorgesehene untere Bewehrung hinsichtlich Querschnittsfläche und Verankerungslänge ausreichend ist, um der dort zu verankernden Zugkraft F_{Ed} auch unter den erhöhten Lasten nach der Verstärkung standzuhalten. Bei Bauteilen, die keine Bemessungsquerkraftbewehrung für reine Biegung (N_{Ed} = 0) erfordern, wird die Zugkraft F_{Ed} in der zu verankernden unteren Bewehrung mittels Versatzmaß berechnet.

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{a_l}{z}$$

(6.450) DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.1 und 9.2.1.4 (2) DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 9.3.1.1 (RV 9)

Die Richtlinie berücksichtigt, dass die Anforderung der DIN EN 1992-1-1, mindestens 50 % der erforderlichen Feldbewehrung bei Einfeldträger Platten bis zum Auflager fortzuführen und dort zu verankern, in vielen Fällen nicht erfüllt werden kann. Für Verstärkungsfälle, bei denen nur zwischen 25 % und 50 % der erforderlichen Feldbewehrung bis zum Auflager fortgeführt und dort verankert wird, sieht die Richtlinie eine Vergrößerung der Verschiebung der Zugkraftkurve vor.

Im hier betrachteten Beispiel reicht 100 % der vorhandenen unteren Stahlbewehrung über den berechneten Auflagerschwerpunkt hinaus. Zur Beurteilung der Situation ist jedoch nicht die vorhandene Bewehrung, sondern die erforderliche Bewehrung zu berücksichtigen. Die erforderliche Bewehrung für die Einwirkungen des Lastfalls 3 wird anhand der „ω-Tabelle" ermittelt, die auf dem Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck und dem idealisierten bilinearen Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Bewehrungsstahl gemäß DIN EN 1992-1-1 basiert.

Das zugehörige Biegemoment wird als Eingabeparameter verwendet. Für N_{Ed} = 0 ist das zugehörige Moment μ_{Eds}:

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{133{,}42 \cdot 10^6}{1000 \cdot 224^2 \cdot 17{,}0} = 0{,}1564$$

(6.451)

Tab. 38 – Auszug aus der ω-Tabelle

μ_{Eds}	ω_1	ξ = x/d	ζ = z/d	ε_c	ε_{s1}	σ_{sd}
-	-	-	-	‰	‰	N/mm²
0,15	0,1638	0,202	0,916	-3,5	13,80	445,9
0,16	0,1759	0,217	0,910	-3,5	12,61	444,7

Mittels linearer Interpolation erhält man ω_1 = 0,1715, ζ = 0,9122 und σ_{sd} = 445,13 N/mm². Mit diesen Werten bestimmt sich die erforderliche Bewehrungsstahlfläche für diesen Abschnitt wie folgt:

$$A_{s1,req} = \frac{\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{\sigma_{sd}} = \frac{0{,}1715 \cdot 1000 \cdot 224 \cdot 17{,}0}{445{,}13} \cdot 10^4 = 1\,467\ mm^2 \quad (6.452)$$

Die vorhandene Bewehrung, die bis zum Auflager geführt wird, entspricht somit 77 % der erforderlichen Feldbewehrung.

Um die Verankerung der vorhandenen Bewehrung am Endauflager zu überprüfen, wird zunächst davon ausgegangen, dass keine Vergrößerung der Verschiebung der Zugkraftkurve erforderlich ist und al = d angewendet wird. Zur Sicherheit wird der Hebelarm mit z = 0,9·d angenommen.

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{d}{0{,}9 \cdot d} = \frac{V_{Ed}}{0{,}9} = \frac{64{,}54}{0{,}9} = 71{,}71\ kN \quad (6.453)$$

Aufgrund der in DIN EN 1992-1-1, Tabelle 8.1DE angegebenen Mindestbiegedurchmesser für Biegungen und Haken, die bei der Verankerung zu berücksichtigen sind, entspricht die äquivalente Verankerungslänge l_{eq} der gebogenen Bewehrungsstäbe ‘1’ über die Auflagerkante hinaus der Verankerungslänge l_{bd} der geraden Stäbe ‘2’. DIN EN 1992-1-1, 8.4.1

Da eine ausreichende Betondeckung c_d vorhanden ist, in der Plattenebene kein seitlicher Druck wirkt und die Querkraftbewehrung innerhalb der Längsbewehrung angeordnet ist, können für beide Stabtypen ‘1’ und ‘2’ die Einflussfaktoren $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4$ = 1.0 angesetzt werden. Der Querdruck kann für die direkte Abstützung mit α_5 = 0,67 und $l_{bd} \geq 6{,}7\ Ø$ berücksichtigt werden. Da bei den Verankerungsnachweisen keine Kompatibilitätsbedingungen berücksichtigt werden müssen, kann die Zugkraft F_{bsd} die durch n = 5 Stäbe jedes Typs ‘1’ und ‘2’ verankert werden kann, durch einfache Addition ermittelt werden. DIN EN 1992-1-1, 8.4.4

$$l_{bd} = \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = \alpha_5 \cdot \frac{F_{Ed}}{2 \cdot n \cdot Ø \cdot \pi \cdot f_{bd}} = 0{,}67 \cdot \frac{71\,710}{2 \cdot 5 \cdot 12 \cdot \pi \cdot 3{,}04} = 0{,}67 \cdot 62{,}6 = 41{,}9\ mm \quad (6.454)$$

Dabei ist:

f_{bd} = Bemessungswert der Verbundfestigkeit

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (6.455)$$

η_1 Beiwert, der die Qualität der Verbundbedingungen und die Lage der Stäbe während des Betonierens berücksichtigt

η_1 = 1,0 bei „guten“ Verbundbedingungen (6.456)

η_1 = 0,7 für alle anderen Fälle (6.457)

η_2 Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers

η_2 = 1,0 for Ø ≤ 32 mm (6.458)

η_2 = (132-Ø)/100 for Ø > 32 mm (6.459)

Die Bemessungswert der Betonzugfestigkeit f_{ctd} kann anhand der Beziehungen zwischen Druck- und Zugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 ermittelt werden. DIN EN 1992-1-1, 3.1.6

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0{,}7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

(6.460) DIN EN 1992-1-1, Tab. 3.1

Dabei ist:

α_{ct} = Beiwert zur Berücksichtigung langfristiger Effekte und sonstiger ungünstiger Einflüsse auf die Zugfestigkeit

$\alpha_{ct} = 1{,}0$ (6.461)

zur Bestimmung des Bemessungswertes der Verbundfestigkeit f_{bd}

f_{ck} charakteristische (5%) Zylinderdruckfestigkeit von Beton wird durch die Betonfestigkeitsklasse angegeben

Für die guten Verbundbedingungen, die für h = 250 mm für die untere und obere Bewehrung (Ø = 12 mm) gelten, erhalten wir:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{\alpha_{ct} \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} = 2{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}30 \cdot 30^{2/3}}{1{,}5} = 3{,}04 \ N/mm^2$$

(6.462)

Hierbei ist die Mindestverankerungslänge für direkte Lagerung entscheidend:

$$l_{b,min} = max\left\{\begin{matrix} 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} = 0{,}3 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 61{,}7 = 18{,}5\ mm \\ 6{,}7 \cdot \emptyset = 6{,}7 \cdot 12 = 80{,}4\ mm \end{matrix}\right\} = 80{,}4\ mm$$

(6.463)

Die angegebene Verankerungslänge l_b gemessen von der Kontaktlinie zwischen Platte und Auflager, beträgt

$$l_b = \frac{7\,750 - 7\,250}{2} = 250\ mm \triangleq 20{,}83\ \emptyset > l_{b,min} = 6{,}7 \cdot \emptyset$$

(6.464) vgl. Abb. 41

Ein ausreichender Bewehrungsquerschnitt wird daher bis zum Auflager fortgesetzt und dort ausreichend verankert.

Versatzbruch am Endauflager

Die Richtlinie enthält keine Einschränkungen hinsichtlich der Bestimmung des Querkraftwiderstands $V_{Rd,c}$, sodass der Mindestwert für diesen Bemessungswert unabhängig vom Längsbewehrungsgrad in der folgenden Formel verwendet werden kann.

Die Richtlinie enthält auch keine weiteren Informationen zum Anwendungsbereich des dort beschriebenen Ansatzes und zum wesentlichen Eingabeparameter V_{Ed}. Zur Sicherheit wird die volle Stützkraft A_{Ed} gemäß der Beschreibung in DAfStb Heft 595 angewendet.

$$V_{Rd,c,LE} = 0{,}75 \cdot \left(1 + 19{,}6 \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l)^{0{,}15}}{a_{LE}{}^{0{,}36}}\right) \cdot V_{Rd,c} \geq A_{Ed}$$

(6.465)
DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 6.2.7

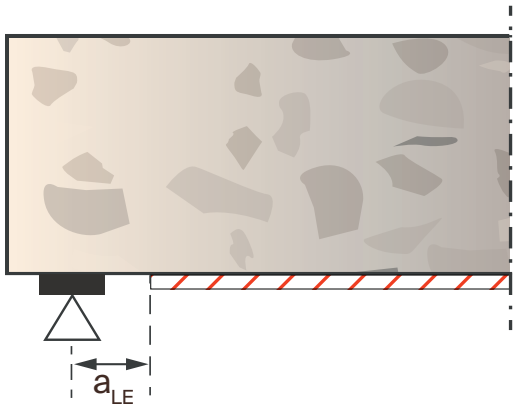


Abb.43 – Abstand a_{LE} des Lamellenendes vom rechnerischen Mittelpunkt

Da der Ausdruck in Klammern immer größer als 1.0 ist kann der Nachweis auf der sicheren Seite wie folgt durchgeführt werden:

$$V_{Rd,c,LE} = 71{,}16\ kN \leq 0{,}75 \cdot V_{Rd,c} = 0{,}75 \cdot v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0{,}75 \cdot 116{,}5 = 87{,}38\ kN$$

(6.466)

Der Nachweis kann somit unabhängig vom Längsbewehrungsgrad ρ_l und dem Abstand des Lamellenendes vom berechneten Mittelpunkt a_{LE} durchgeführt werden.

Anordnung der vorhandenen Stahlbewehrung

Bei der Planung einer Verstärkungsmaßnahme mit Klebebewehrung ist es generell ratsam, die vorhandene Bewehrung hinsichtlich ihrer Art und Anordnung zu überprüfen. Grundsätzlich erlaubt die Richtlinie ihre Anwendung für Bauteile, die mit Bewehrungsstahl bewehrt sind, der nicht der DIN 488 oder den Anforderungen der DIN EN 1992-1-1 entspricht. Die Richtlinie enthält jedoch keine konkreten Bewehrungsregeln für andere Arten von Bewehrungsstahl. Wenn die Bewehrung wie in diesem Beispiel aus Bewehrungsstahl gemäß DIN 488 besteht, gelten die Bewehrungsregeln der DIN EN 1992-1-1.

Der Stababstand der Längsbewehrung dient in erster Linie der Einbringung und Verdichtung des Betons und hat daher in einem bestehenden Bauwerk nur eine untergeordnete Bedeutung. Allerdings muss hinsichtlich der Verbundfähigkeit stets ein lichter Abstand entsprechend dem Durchmesser der Bewehrungsstäbe gewährleistet sein. Der Mindestabstand a in der unteren Bewehrungsschicht mit 10Ø12 mm pro Meter wird gemäß der Zeichnung berechnet:

DIN EN 1992-1-1, 3.1.6

$$a = \frac{1\,000 - 10 \cdot 12}{10} = 88\ mm \ \geq \ 12\ mm \qquad (6.467)$$

Der in DIN EN 1992-1-1 für Stahlbetondecken festgelegte maximale Stababstand für die Hauptzug- und Querbewehrung wird eingehalten.

DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.1 (3)

Bei einer Gesamthöhe h ≥ 250 mm der Platte sollte der Abstand zwischen den Stäben nicht größer sein als

$s_{max,Platte}$ = 250 mm für die Hauptzugbewehrung aus Stahl (6.468)

$s_{max,Platte}$ = 250 mm für die Querbewehrung aus Stahl (6.469)

Die tatsächlichen Abstände der Stahlbewehrungsstäbe betragen

$s_{s1} = a_s - \emptyset_{s1} = 100 - 12 = 88\ mm$ für die Hauptbewehrung in der Spannweite und in der Nähe der Auflager (6.470)

$s_{s1} = a_s - \emptyset_{s1} = 200 - 12 = 188\ mm$ für die obere Bewehrung (6.471)

$s_{st} = a_{st} - \emptyset_{st} = 200 - 8 = 192\ mm$ für die Querbewehrung (6.472)

Die maximal zulässigen Werte werden zu keinem Zeitpunkt erreicht.

Die Betondeckung der Bewehrungsstahlbewehrung kann bereits an dieser Stelle überprüft werden. Gemäß der Zeichnung beträgt die vorhandene Betondeckung c_v der oberen und unteren Längsbewehrung 20 mm. Diese Werte sind mit dem Nennwert der Betondeckung c_{nom} zu vergleichen, während die tatsächlich am Bauteil ermittelten Betondeckungen mit dem Mindestwert verglichen werden können.

DIN EN 1992-1-1, 4.4.1.2

Bei einer zulässigen Abweichung Δc_{dev} von 10 mm für die Expositionsklasse XC1 lauten die Nennwerte:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = max \begin{Bmatrix} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} \\ 10\ mm \end{Bmatrix} + \Delta c_{dev} \qquad (6.473)$$

Dabei ist:

$c_{min,b}$ = Mindestbetondeckung aufgrund der Anforderung an den Verbund

$c_{min,dur}+c_{dur,\gamma}$ = Mindestbetondeckung aufgrund von Umweltbedingungen zuzüglich eines zusätzlichen Sicherheitselements

Für die Längsbewehrung Ø 12 mm erhält man:

$$c_{nom} = max\begin{Bmatrix}12\\10\\10\end{Bmatrix} + 10 = 22\ mm\ >\ \ c_v = 20\ mm \qquad (6.474)$$

Der zulässige Wert wird geringfügig überschritten. Dies ist auf die abweichenden Vorschriften zur erforderlichen Betondeckung in der zum Zeitpunkt der Herstellung der Platte gültigen DIN 1045 und der aktuell gültigen DIN EN 1992-1-1 zurückzuführen. Ob aufgrund dieser Abweichung zusätzliche Maßnahmen erforderlich sind, z. B. die Ermittlung der tatsächlichen Betondeckung und der Karbonatisierungstiefe am Bauwerk, sollte vor der Planung und Durchführung der Verstärkungsmaßnahme in verbindlicher Absprache mit dem Auftraggeber geklärt werden.

Für die innerhalb der Längsbewehrung angeordnete Querbewehrung Ø 8 mm kann ohne weitere Berechnungen festgestellt werden, dass eine ausreichende Betondeckung vorhanden ist.

In Bezug auf den erforderlichen Querschnitt der Querbewehrung schreibt die Richtlinie vor, dass bei der Bewehrung von einseitig gespannten Platten keine zusätzliche Querbewehrung erforderlich ist, wenn der Querschnitt der vorhandenen Querbewehrung mindestens 20 % des Querschnitts des vorhandenen Längsbewehrungsstahls beträgt. (DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 9.3.1.1 (RV 8))

Das Querschnittsverhältnis der unteren Lage der Querbewehrung zur unteren Lage der Längsbewehrung beträgt

$$\frac{A_{st}}{A_{s1}} = \frac{8^2 \cdot 0{,}1}{12^2 \cdot 0{,}2} \cdot 100 = \frac{200}{9} = 22{,}2\ \% \qquad (6.475)$$

und überschreitet damit den erforderlichen Mindestwert.

Nachweis der Biegetragfähigkeit im GZT

In der Richtlinie werden die Verbundnachweise für Klebelamellen mit der Biegefestigkeit verknüpft. Es gibt einen guten Grund dafür, dass die Verbundnachweise an zentraler Stelle erforderlich sind, da sie in den allermeisten Anwendungen entscheidend sind und somit den erforderlichen Querschnitt der zusätzlich Klebebewehrung bestimmen.

Hohe Verbundspannungen treten im Endverankerungsbereich und an Stellen auf, an denen sich der Querschnitt der Bewehrungsstahlbewehrung abrupt ändert oder an denen die Bewehrungsstahlbewehrung ihre Streckgrenze erreicht. Dies kann bei einer abgestuften Bewehrung an mehreren Stellen der Fall sein. In Bereichen, in denen die Bewehrungsstahlbewehrung nachgibt, muss die gesamte Zunahme der Zugkraft von der geklebten Bewehrung aufgenommen und über Verbundspannungen auf diese übertragen werden.

Da die Lage der Punkte, an denen die Stahlbewehrung fließt, vom Querschnitt der Verbundbewehrung abhängt, kann die erforderliche Mindestquerschnittsfläche nur iterativ durch Ausprobieren ermittelt werden. Dies führt zu einem hohen Aufwand bei der manuellen Berechnung. Dieser Prozess wird hier übersprungen und es werden nur die mit dem optimierten Querschnitt A_L durchzuführenden Nachweise dargestellt. Es werden drei (n_L = 3) Lamellen pro Meter vom Typ FRS-L-S mit einem Querschnitt von 50 mm x 1,2 mm verwendet.

$$A_L = n_L \cdot b_L \cdot t_L = 3 \cdot 50 \cdot 1{,}2 = 180\ mm^2 \quad (6.476)$$

Empfohlenes Verfahren zur Bestimmung der einwirkenden Zugkräfte

Allgemeine Hinweise: Da der grafische Vergleich der Zugkraft auf Einwirkungs- und Widerstandsseite in allen Anwendungen obligatorisch ist, empfiehlt es sich, diesen in Verbindung mit der Biege- und Verbundbemessung durchzuführen. Anstelle der Anordnung diskreter Zwischenrisselemente werden Funktionen für die Lamellenkraft und die Zugkraft in der Stahlbewehrung über die Bauteillänge angegeben. Für die grafische Darstellung werden die inneren Zugkräfte F_{s1} und F_L in ausgewählten Querschnitten unter Berücksichtigung der Vordehnung (im entsprechenden Bereich) auf der Grundlage des inneren und äußeren Kräftegleichgewichts bestimmt. Zu diesem Zweck werden Querschnitte festgelegt, an denen eine diskontinuierliche Änderung der Zugkraftverteilung auftritt, z.B. durch Erreichen der Streckgrenze. Zwischen den festgelegten Querschnitten können die Zugkräfte durch lineare Interpolation als Funktion des Moments mit guter Näherung bestimmt werden.

Die in der folgenden Tabelle angegebenen Spannungen und inneren Kräfte treten aufgrund der Einwirkungen im GZT (Lastfall 3) auf der Platte auf. Als Beispiel sind unterhalb der Tabelle die Berechnungen für die Lage des maximalen Biegemoments (s = 3.75 m) dargestellt.
Zur Bestimmung der Stahlzugkraft F_{s1} werden die beiden Fälle ohne (A_L = 0) und mit Anordnung der CFK-Lamellen (A_L = 180 mm²) betrachtet (siehe Tabelle 39). Für die Situation nach der Verstärkung werden die Zugkräfte ohne (siehe Tabelle 39) und unter Berücksichtigung des Versatzmaßes (siehe Tabelle 40) berechnet. Bei der Berechnung unter Berücksichtigung des Versatzmaßes wird die aus dem Lastfall 3 im GZT resultierende Momentenkurve um einen Abstand $a_l = d_L$ verschoben, um auf der sicheren Seite zu sein. Für die anfängliche Bestimmung der Vordehnung der Stahlbewehrung gemäß dem folgenden Abschnitt wird jedoch die Momentenkurve, die sich aus der quasi-ständigen Lastkombination des Lastfalls 1 und der vollständigen Entfernung der Eigenlast unmittelbar vor der Verstärkung sowie dem Fehlen der aufgebrachten Last ergibt, um den Abstand $a_l = d_L$ verschoben. Aufgrund der Axialsymmetrie wird für die folgenden Berechnungen nur eine Hälfte des Trägers berücksichtigt.

Die folgenden Tabellen zeigen die Werte für Querschnitte mit Unstetigkeiten. Die grau schattierten Spalten zeigen auch die Werte für Querschnitte, die für die in den folgenden Abschnitten dargestellten Nachweise berücksichtigt werden. Die Zugkräfte und Dehnungen in diesen Querschnitten könnten jedoch auch durch Interpolation näherungsweise bestimmt werden.

Tab. 39 – Bestimmung von Dehnungen und Zugkräften in bestimmten Querschnitten ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes

		Vor dem Verstärken		Nach dem Verstärken							
s	[m]	0,668	1,821	0,668	0,918	1,804	1,980	1,980	2,135	2,311	3,750
A_{s1}	[mm²]	1 131	1 131	1 131	1 131	1 131	1 131	1 131	1 131	1 131	1 131
A_{s2}	[mm²]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
d	[mm]	224	224	224	224	224	224	224	224	224	224
d_2	[mm]	-	-	-			-	-	-	-	-
α_e	-							20,58	20,58	20,58	20,58
$x_{II,0,perm}$	[mm]							81,5	81,5	81,5	81,5
$I_{II,0,perm}$	[mm⁴]							$6{,}531 \times 10^8$	$6{,}531 \times 10^8$	$6{,}531 \times 10^8$	$6{,}531 \times 10^8$
$S_{II,0,perm}$	[mm³]							$1{,}612 \times 10^5$	$1{,}612 \times 10^5$	$1{,}612 \times 10^5$	$1{,}612 \times 10^5$
$M_{0,perm}$	[kNm]							43,310	45,390	47,520	55,720
ε_{cs}	[‰]							0,4325	0,4325	0,4325	0,4325
$\varepsilon_{c,0,perm+s}$	[‰]							-0,6385	-0,6652	-0,6925	-0,7977
$\varepsilon_{s1,0,perm+s}$	[‰]							0,9480	0,9947	1,0424	1,2263
α_s	-							6,06	6,06	6,06	6,06
$x_{II,0}$	-							49	49	49	49
$I_{II,0}$	-							$2{,}491 \times 10^8$	$2{,}491 \times 10^8$	$2{,}491 \times 10^8$	$2{,}491 \times 10^8$
$S_{II,0}$								$1{,}979 \times 10^5$	$1{,}979 \times 10^5$	$1{,}979 \times 10^5$	$1{,}979 \times 10^5$
M_0	[kNm]							34,16	35,79	37,47	43,95
ΔM_0	[kNm]							-9,150	-9,600	-10,050	-11,770
$\Delta\varepsilon_{c,0}$	[‰]							0,0545	0,0572	0,0599	0,0701
$\Delta\varepsilon_{s1,0}$	[‰]							-0,1946	-0,2042	-0,2138	-0,2504
$\varepsilon_{c,0}$	[‰]							-0,5840	-0,6080	-0,6327	-0,7276
$\varepsilon_{s1,0}$	[‰]							0,7534	0,7904	0,8286	0,9759
$\varepsilon_{L,0}$	[‰]							0,9086	0,9528	0,9983	1,1737
A_L	[mm²]	0	0	180	180	180	180	180	180	180	180
d_L	[mm]	-	-	250	250	250	250	250	250	250	250

Tab. 39 – Fortsetzung

M_{Ed}	[kNm]	43,30	98,11	43,30	57,33	97,49	103,69	103,69	108,67	113,77	133,42
ε_c	[‰]	-0,4059	-0,9863	-0,3761	-0,5056	-0,9048	-0,9717	-0,9997	-1,0556	-1,2058	-1,8291
F_c	[kN]	215,35	490,08	212,84	282,18	482,63	514,45	516,18	541,27	560,79	641,31
ε_{s1}	[‰]	0,9520	2,1720	0,8101	1,0741	1,8375	1,9573	2,0727	2,1740	2,7387	5,0747
σ_{s1}	[N/mm²]	190,40	434,40	162,02	214,81	367,50	391,46	414,53	434,78	435,32	437,55
F_{s1}	[kN]	215,35	491,30	183,25	242,95	415,64	442,74	468,84	491,74	492,35	494,86
ε_L	[‰]	-	-	0,9478	1,2574	2,1558	2,2973	2,4293	2,5489	3,1966	5,8761
$\varepsilon_{L,eff}$	[‰]	-	-	0,9478	1,2574	2,1558	2,2973	1,5207	1,5961	2,1983	4,7024
σ_L	[N/mm²]	-	-	163,97	217,53	372,95	397,43	263,08	276,13	380,31	813,51
F_L	[kN]	-	-	29,51	39,16	67,13	71,54	47,35	49,70	68,46	146,43
x	[m]	66,95	69,95	71,02	71,70	73,91	74,31	72,89	73,21	68,47	59,35
k_a	-	0,3394	0,3497	0,3389	0,3410	0,3481	0,3494	0,3500	0,3511	0,3543	0,3699
M	[kNm]	43,34	98,03	43,31	57,31	97,47	103,70	103,69	108,66	113,79	133,38

Tab. 40 – Bestimmung von Dehnungen und Zugkräften in bestimmten Querschnitten mit Berücksichtigung des Versatzmaßes

		Nach dem Verstärken					
s	[m]	0,668	0,668	0,844	1,980	1,980	3,500
$s+a_l$	[m]	0,793	0,918	2,230	2,230	2,230	3,750
A_{s1}	[mm²]	1 131	1 131	1 131	1 131	1 131	1 131
A_{s2}	[mm²]	0	0	0	0	0	0
d	[mm]	224	224	224	224	224	224
d_2	[mm]	-	-	-	-	-	-
α_e	-					20,58	20,58
$x_{II,0,perm}$	[mm]					81,5	81,5
$I_{II,0,perm}$	[mm⁴]					$6,531 \times 10^8$	$6,531 \times 10^8$
$S_{II,0,perm}$	[mm³]					$1,612 \times 10^5$	$1,612 \times 10^5$
$M_{0,perm}$	[kNm]					43,309	55,475
ε_{cs}	[‰]					0,4325	0,4325
$\varepsilon_{c,0,perm+s}$	[‰]					-0,6385	-0,7946
$\varepsilon_{s1,0,perm+s}$	[‰]					0,9480	1,2208
α_s	-					6,06	6,06
$x_{II,0}$	[mm]					49	49
$I_{II,0}$	[mm⁴]					$2,491 \times 10^8$	$2,491 \times 10^8$
$S_{II,0}$	[mm³]					$1,979 \times 10^5$	$1,979 \times 10^5$

Tab. 40 – Fortsetzung

		Nach dem Verstärken					
M_0	[kNm]					34,16	43,75
ΔM_0	[kNm]					-9,149	-11,725
$\Delta\varepsilon_{c,0}$	[‰]					0,0545	0,0698
$\Delta\varepsilon_{s1,0}$	[‰]					-0,1946	-0,2494
$\varepsilon_{c,0}$	[‰]					-0,5840	-0,7247
$\varepsilon_{s1,0}$	[‰]					0,7534	0,9714
$\varepsilon_{L,0}$	[‰]					0,9086	1,1683
A_L	[mm²]	180	180	180	180	180	180
d_L	[mm]	250	250	250	250	250	250
M_{Ed}	[kNm]	50,46	57,33	66,49	111,50	111,50	133,42
ε_c	[‰]	-0,4418	-0,5055	-0,5928	-1,0571	-1,1276	-1,8294
F_c	[kN]	248,17	282,06	327,62	553,82	552,32	641,36
ε_{s1}	[‰]	0,9450	1,0740	1,2475	2,1077	2,4321	5,0753
σ_{s1}	[N/mm²]	189,00	214,80	249,50	421,54	435,03	437,55
F_{s1}	[kN]	213,76	242,94	282,18	476,77	492,02	494,86
ε_L	‰	1,1060	1,2574	1,4611	2,4751	2,8452	5,8767
$\varepsilon_{L,eff}$	‰	1,1060	1,2574	1,4611	2,4751	1,9366	4,7084
σ_L	N/mm2	191,33	217,52	252,77	428,19	335,04	814,56
F_L	kN	34,44	39,15	45,50	77,07	60,31	146,62
x	m	71,36	71,69	72,15	74,82	70,96	59,35
k_a	-	0,3400	0,3410	0,3425	0,3512	0,3526	0,3699
M	kNm	50,46	57,33	66,49	111,50	111,48	133,39

Schnittgrößenverläufe der einwirkenden Stahl- und Lamellenzugkräfte im GZT

Basierend auf den an den Diskontinuitätsstellen ermittelten Kräften und Dehnungen können die entsprechenden Werte an den Zwischenquerschnitten durch Interpolation in Abhängigkeit vom Moment bestimmt werden.

Zur Begrenzung der Zunahme der Lamellenkraft (= Steigung der F_L-Funktion) gibt die grafische Darstellung einen Überblick über die potenziell relevanten Punkte für die Überprüfung der Verbundfestigkeit. Relevant für die Verbundnachweise der Klebelamellen sind die Endverankerungsbereiche bei $s_{Mcr,ULS}$, der Schnittpunkt zwischen den bereits gerissenen und ungerissenen Querschnitten zum Zeitpunkt der Verstärkung bei $s_{Mcr,0,perm}$ und die Punkte s_{syd} an denen der Bewehrungsstahl den Bemessungswert der Streckgrenze f_{yd} auf dieser Platte mit nicht abgestufter Betonstahlbewehrung erreicht. Bei abgestufter Bewehrung können weitere solche Punkte auftreten, an denen die Betonstahlbewehrung fließt und die daher maßgebend sein können. In diesem Beispiel ergibt die Berechnung nach dem Versatzmaß, dass die Streckgrenze der Stahlbewehrung aufgrund der Berücksichtigung der Vordehnung am Punkt $s_{Mcr,0,perm}$ erreicht wird. Infolgedessen ist der Sprung in der Lamellenkraft kleiner als bei einer Berechnung ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes. Außerdem ist die Steigung der Zugkraftlinie an diesem Punkt geringer als an dem Punkt, an dem die Streckgrenze bei einer Berechnung ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes erreicht wird.

Für den erforderlichen Nachweis am Zwischenrisselement werden daher die folgenden drei Positionen explizit untersucht:

- am Zwischenrisselement, das den äußersten Biegeriss an Position (I) ($s = s_{Mcr,ULS}$) in Richtung des Momentenmaximums unter Berücksichtigung des Versatzmaßes zuordnet
- am Zwischenrisselement, das in Richtung der Auflager an Position (II) ($s = s_{Mcr,0,perm}$) liegt, ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes
- am Zwischenrisselement, das in Richtung des Momentmaximums an Position (III), $s = s_{yd}$) liegt, ohne Berücksichtigung der Versatzmaßes

Bestimmung der Vordehnung der Stahlbewehrung

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 5.1.1 (RV 19)

Allgemeine Hinweise: Wie die DIN EN 1992-1-1 enthält auch die Richtlinie keine expliziten Ansätze zur Bestimmung der Vordehnung der Bewehrung aufgrund der Belastung bei der Verstärkung eines Stahlbetonbauteils, das über einen längeren Zeitraum belastet wurde. Die in DIN EN 1992-1-1 angegebene Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die nichtlineare Statik gilt nur für kurzzeitige einachsige Belastungen. Dennoch enthalten die Richtlinie und das DafStb Heft 595 einige wichtige Hinweise:

- Die Vordehnung kann entweder realitätsnah mit den vorhandenen Einwirkungen oder vereinfacht mit der quasi-permanenten Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berechnet werden.
- Wenn eine solche Vordehnung für den Biegenachweis und in den Verbundnachweisen berücksichtigt werden muss, wenn das Bauteil unter der vorhandenen Last gerissen ist, kann davon ausgegangen werden, dass die quasi-permanente Einwirkungskombination während der vorherigen Belastung tatsächlich aufgetreten ist.
- Im informativen Anhang L enthält die Richtlinie Ansätze zur näherungsweisen Ermittlung von Querschnittswerten auf der Grundlage idealer Querschnittseigenschaften, die mit Betonbruttoquerschnitten ermittelt werden und für eine linear-elastische Berechnung unter reiner Biegespannung verwendet werden.

Die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden können bei Bedarf auch in einer linear-elastischen Berechnung berücksichtigt werden, da es sich bei der quasi-permanenten Kombination um eine Dauerbelastung handelt. Die Auswirkungen von Kriechen und Schwinden werden als annähernd affin und voneinander unabhängig betrachtet. Das Kriechen wird unter Verwendung des effektiven Elastizitätsmoduls berücksichtigt. Eine äquivalente Normalkraft wird in der Mitte der Querschnittsfläche der Bewehrung für den Effekt der Begrenzung des Schwindens aufgebracht.

Die relevanten Parameter des Querschnitts vor der Verstärkung (A_L = 0) im ungerissenen Zustand werden gemäß der Formelsammlung in Tabelle 31 bestimmt. Da die quasi-permanente Lastkombination, d. h. eine Dauerlast, berücksichtigt wird, wird die Gesamtverformung einschließlich Kriechen unter Verwendung des effektiven Elastizitätsmoduls $E_{c,eff}$ für Beton berechnet. Dazu wird das Verhältnis der Elastizitätsmodule α_s durch α_e ersetzt. Zusätzlich wird auch der Einfluss des Schwindens berücksichtigt.

Das Verhältnis der Elastizitätsmodule α_e für eine anhaltende Belastung die zu Kriechen führt:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200\,000}{9\,719} = 20{,}58 \quad (6.477)$$

7

Anhand dieses Verhältnisses werden die Höhe der Druckzone x_{II} und die Querschnittsparameter des unbewehrten Querschnitts im Feld berechnet. Die obere Bewehrungslage wird nicht berücksichtigt, da sie das Moment aufnehmen muss, das aufgrund der vernachlässigten Teileinspannung im Auflagerbereich auftritt. Die Bemessung erfolgt daher für eine einfach und gelenkig gelagerte Platte mit einfacher Bewehrung.

$$A_{II} = B_{II} = \frac{1}{b \cdot d} \cdot \alpha_e \cdot A_{S1} = \frac{1}{1000 \cdot 224} \cdot 20{,}58 \cdot 1132 = 0{,}1039 \quad (6.478)$$ vgl. Tab. 31

$$k_{x_{II}} = -B_{II} + \sqrt{{B_{II}}^2 + 2 \cdot A_{II}} = -0{,}1039 + \sqrt{0{,}1039^2 + 2 \cdot 0{,}1039} = 0{,}3636 \quad (6.479)$$

$$x_{II} = k_{x_{II}} \cdot d = 0{,}3636 \cdot 224 = 81{,}5\ mm \quad (6.480)$$

$$I_{II} = \frac{b \cdot {x_{II}}^3}{3} + \alpha_e \cdot (d - x_{II})^2 \cdot A_{s1} = \frac{1000 \cdot 81{,}5^3}{3} + 20{,}58 \cdot (224 - 81{,}5)^2 \cdot 1131 = 6{,}531 \cdot 10^8\ mm^4 \quad (6.481)$$

$$S_{II} = (d - x_{II}) \cdot A_{s1} = (224 - 81{,}5) \cdot 1131 = 1{,}612 \cdot 10^5\ mm^3 \quad (6.482)$$

$$A_{i,eff} = x_{II} \cdot b + \alpha_e \cdot A_{s1} = 81{,}5 \cdot 1000 + 20{,}58 \cdot 1131 = 1{,}047 \cdot 10^5\ mm^2 \quad (6.483)$$

Für den gerissenen rechteckigen Querschnitt unter reiner Biegung (N = 0) können die Dehnung ε_c am Rand der Druckzone und die Dehnung ε_{s1} der Zugbewehrung für linear-elastisches Materialverhalten unter Berücksichtigung von Kriechverformungen durch den effektiven Elastizitätsmodul bestimmt werden.

Darüber hinaus wird auch der Einfluss des Betonschwindens auf den Vorverformungszustand berücksichtigt. Hierzu wird das Modellkonzept des äquivalenten Normalkraftpaares angewendet, das im Schwerpunkt des Bewehrungsquerschnitts angreift und Druckspannungen in der Bewehrung, Zugspannungen im Betonquerschnitt sowie eine Krümmung des Gesamtquerschnitts verursacht. Die maßgebenden Querschnittsparameter werden, wie oben ermittelt, unter Berücksichtigung des Bruttobetonquerschnitts gemäß Anhang RV L der Richtlinie verwendet.

$$\varepsilon_c = -\frac{1}{E_c} \cdot \frac{M}{b \cdot \frac{x_{II}}{2} \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)} + \varepsilon_{cs} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\frac{A_{s1}}{A_{i,eff}} - \frac{S_{II} \cdot x_{II}}{I_{II}}\right) \quad (6.484)$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{1}{E_c} \cdot \frac{M}{b \cdot \frac{x_{II}}{2} \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)} \cdot \left(\frac{d}{x_{II}} - 1\right) - \varepsilon_{cs} \cdot \left(\frac{x_{II} \cdot b}{A_{i,eff}} - \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{S_{II} \cdot (d - x_{II})}{I_{II}}\right) \quad (6.485)$$

Beispielhafte Berechnung:
Um die Vordehnung des Betons $\varepsilon_{c,0}$ und die Zugbewehrung $\varepsilon_{s1,0}$ im zu verstärkenden Stützbereich zu bestimmen, wird zunächst das maximale Spannmoment M = $M_{0,perm}$ = 55,723 kNm aus der quasi-permanenten Lastkombination von Lastfall 1 und der Gesamtschwinddehnung ε_{cs} aufgebracht. Für $\alpha_s = \alpha_e$ und $E_c = E_{c,eff}$ erhalten wir:

$$\varepsilon_{c,0,perm+s} = -\frac{1}{9\,719} \cdot \frac{55\,720\,000}{1000\frac{81,5}{2}\cdot\left(224-\frac{81,5}{3}\right)} \cdot 1\,000 + 0,4325 \cdot 20,58 \cdot \left(\frac{1131}{1,047\cdot10^5} - \frac{1,612\cdot10^5\cdot81,5}{6,531\cdot10^8}\right) =$$
$$-0,7148 - 0,0829 = -0,7977\ ‰$$

(6.486) vgl. Tab. 36 und Gl. (6.422)

$$\varepsilon_{s1,0,perm+s} = 0,7148 \cdot \left(\frac{224}{81,5} - 1\right) - 0,4325 \cdot \left(\frac{81,5\cdot1000}{1,047\cdot10^5} - 20,58 \cdot \frac{1,612\cdot10^5\cdot(224-81,5)}{6,531\cdot10^8}\right) = 1,2498 - 0,0236 = 1,2262\ ‰$$

(6.487)

Die vollständige Entfernung des Eigengewichts unmittelbar vor der Verstärkung und das Fehlen der aufgebrachten Last werden zusätzlich durch die Anwendung der Verringerung des maximalen Stützmoments ($\Delta M_0 = M_0 - M_{0,perm} = 43,95-55,72 = -11,77$ kNm berücksichtigt. Da die Lastreduzierung eine kurzfristige Maßnahme ist, wird die Höhe der Betondruckzone des gerissenen Querschnitts unter Verwendung des Sekantenmoduls von Beton E_{cm} neu berechnet. Das Verhältnis der Elastizitätsmodule α_s für kurzfristige Belastung beträgt:

vgl. Tab. 36

$$\alpha_S = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200\,000}{33\,000} = 6,06$$

(6.488)

$$A_{II} = B_{II} = \frac{1}{b\cdot d} \cdot \alpha_s \cdot A_{S1} = \frac{1}{1000\cdot224} \cdot 6,06 \cdot 1132 = 0,0306$$

(6.489)

$$k_{x_{II}} = -B_{II} + \sqrt{{B_{II}}^2 + 2 \cdot A_{II}} = -0,0306 + \sqrt{0,0306^2 + 2 \cdot 0306} = 0,2187$$

(6.490)

$$x_{II} = k_{x_{II}} \cdot d = 0,2187 \cdot 224 = 49,0\ mm$$

(6.491)

Nun können die Dehnungen ε_c und ε_{s1} bestimmt werden, die sich aus der Verringerung des maximalen Stützmoments ergeben.

$$\Delta\varepsilon_{c,0} = -\frac{1}{33\,000} \cdot \frac{-11\,770\,000}{1000\cdot\frac{49,0}{2}\cdot\left(224-\frac{49,0}{3}\right)} = 0,0701\ ‰$$

(6.492)

$$\Delta\varepsilon_{s1,0} = -0,0701 \cdot \left(\frac{224}{49} - 1\right) = -0,2504\ ‰$$

(6.493)

Die Vorspannung während der Verstärkung ergibt sich aus einer Überlagerung der oben berechneten Dehnungen:

$$\varepsilon_{c0} = \varepsilon_{c,0,perm+s} + \Delta\varepsilon_{c,0} = -0,7977 + 0,0701 = -0,7276\ ‰$$

(6.494)

$$\varepsilon_{s10} = \varepsilon_{s1,0,perm+s} + \Delta\varepsilon_{s1,0} = 1,2262 - 0,2504 = 0,9758\ ‰$$

(6.495)

Die rechnerische Vordehnung des Querschnitts in der Mitte der Querschnittsfläche der Lamellen $\varepsilon_{L,0}$ in Feldmitte beträgt.

$$\varepsilon_{L,0} = -0,7276 + \frac{0,250}{0,224} \cdot (0,9758 + 0,7276) = 1,1735\ ‰$$

(6.496)

In den Bereichen ohne Vordehnung:

$$\varepsilon_{L,0} = 0$$

(6.497)

Die effektive Dehnung $\varepsilon_{L,eff}$ in der Mitte der Querschnittsfläche der Lamellen, die hinter der Dehnung $\varepsilon_{L,0}$ aus einer ebenen, kontinuierlichen Dehnungsverteilung zurückbleibt, beträgt

$$\varepsilon_{L,eff} = \varepsilon_L - \varepsilon_{L,0}$$

(6.498)

Die Beispielberechnungen werden im folgenden Abschnitt fortgesetzt.

Biegetragfähigkeit

Die durch die Einwirkungen im GZT verursachten Dehnungen werden unter Berücksichtigung der Vordehnung der Stahlbewehrung berechnet. Durch eine Gleichgewichtsbetrachtung der Schnittgrößen, lassen sich die folgenden Dehnungen ermitteln, die sich aus dem einwirkenden Moment M_{Ed} ergeben:

$$M_{Ed} = 133{,}42\ kNm$$ (6.499) vgl. Tab. 39

$$\varepsilon_c = -1{,}8291‰ \geq \varepsilon_{cu2} = -3{,}5\ ‰$$ (6.500) DIN EN 1992-1-1, Figure 6.1

$$\varepsilon_{s1} = 5{,}0747\ ‰ \leq \varepsilon_{ud} = 25\ ‰$$ (6.501)

$$\varepsilon_L = 5{,}8761\ ‰$$ (6.502)

$$\varepsilon_{L,eff} = 5{,}8761 - 1{,}1737 = 4{,}7024 \leq \varepsilon_{LRd,max}$$ (6.503)

Dabei ist:

$$\varepsilon_{LRd,max} = min\left\{\frac{f_{LRd}}{E_L} = \frac{\alpha_{Zeit} \cdot f_{Luk}}{\gamma_{LL} \cdot E_L} = \frac{0{,}9 \cdot 2\,701}{1{,}2 \cdot 173\,000} \cdot 10^3 = 11{,}71\ ‰ \atop 10\ ‰\right\} = 10\ ‰$$ (6.504) DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 6.1.1.3.2 and 6.1.1.3.5 (RV 2)

Die Begrenzung der maximalen Dehnung der CFK-Lamelle $\varepsilon_{LRd,max}$ auf 10 ‰ ist die Grundvoraussetzung für die Anwendbarkeit des hier angewendeten vereinfachten Nachweises.

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, Annex RV L.2

Die Dehnungen führen zu folgenden Schnittgrößen:

$$F_{cd} = -b \cdot \frac{-\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c} \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \alpha_R$$ (6.505)

Basierend auf dem Parabel-Rechteck-Diagramm beträgt der Integrationskoeffizient

$$\alpha_R = \begin{cases} -\frac{\varepsilon_c{}^2}{12} - \frac{\varepsilon_c}{2} & for -2{,}0\ ‰ \leq \varepsilon_c \leq 0 \\ 1 + \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_c} & for\ -3{,}5\ ‰ \leq \varepsilon_c \leq -2{,}0\ ‰ \end{cases}$$ (6.506)

$$F_c = -1\,000 \cdot \frac{1{,}8291}{5{,}0747 + 1{,}8291} \cdot 0{,}224 \cdot 17 \cdot \left(-\frac{1{,}8291^2}{12} + \frac{1{,}8291}{2}\right) = -641{,}31\ kN$$ (6.507)

$$\sigma_{s1} = \begin{cases} \varepsilon_{s1} \cdot E_s = \varepsilon_{s1} \cdot 200 & für\ \varepsilon_{s1} \leq 2{,}174\ ‰ \\ \frac{1}{\gamma_s} \cdot \left[f_{yk} + \left(f_{tk,cal} - f_{yk}\right) \cdot \frac{\varepsilon_{s1} - \frac{f_{yk}}{\gamma_S \cdot E_S}}{\varepsilon_{ud} - \frac{f_{yk}}{\gamma_S \cdot E_S}}\right] = \frac{1}{1{,}15} \cdot \left[500 + 25 \cdot \frac{\varepsilon_{s1} - 2{,}174‰}{25 - 2{,}174‰}\right] & für\ \varepsilon_{s1} > 2{,}174‰ \end{cases}$$ (6.508)

$$\sigma_{s1} = \frac{1}{1{,}15} \cdot \left[500 + 25 \cdot \frac{5{,}0747 - 2{,}174}{25 - 2{,}174}\right] = 437{,}55 \ N/mm^2 \quad (6.509)$$

$$F_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 1\,131 \cdot 437{,}55 \cdot 10^{-3} = 494{,}86 \ kN \quad (6.510)$$

$$\sigma_L = min\begin{Bmatrix} \varepsilon_{L,eff} \cdot E_L \\ \varepsilon_{LRd,max} \cdot E_L \end{Bmatrix} = 4{,}7024 \cdot 173\,000 \cdot 10^{-3} = 813{,}51 \ N/mm^2 \quad (6.511)$$

$$F_L = A_L \cdot \sigma_L = 180 \cdot 813{,}51 \cdot 10^{-3} = 146{,}43 \ kN \quad (6.512)$$

$$F_c + F_{s1} + F_L = -641{,}31 + 494{,}86 + 146{,}43 \approx 0 \quad (6.513)$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{-\varepsilon_c}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c} = \frac{1{,}8291}{5{,}0747 - 1{,}8291} = 0{,}2649 \quad (6.514)$$

$$k_a = \frac{a}{x} = \begin{cases} \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} & f\ddot{u}r -2{,}0\ ‰ \leq \varepsilon_c \leq 0 \\ \frac{3 \cdot {\varepsilon_c}^2 + 4 \cdot \varepsilon_c + 2}{6 \cdot {\varepsilon_c}^2 + 4 \cdot \varepsilon_c} & f\ddot{u}r -3{,}5\ ‰ \leq \varepsilon_c \leq -2{,}0\ ‰ \end{cases} \quad (6.515)$$

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 1{,}8291}{24 - 4 \cdot 1{,}8291} = 0{,}3699 \quad (6.516)$$

$$a = d \cdot k_x \cdot k_a = 224 \cdot 0{,}2618 \cdot 0{,}3709 = 21{,}9 \ mm \quad (6.517)$$

$$z_{s1} = d - a = 224 - 21{,}9 = 202{,}1 \ mm \quad (6.518)$$

$$z_L = d_L - a = 250 - 21{,}9 = 228{,}1 \ mm \quad (6.519)$$

$$M = z_{s1} \cdot F_{s1} + z_L \cdot F_L = (202{,}1 \cdot 494{,}86 + 228{,}1 \cdot 146{,}43) \cdot 10^{-3} = 133{,}41 \ kNm \quad (6.520)$$

Da an der Stelle des maximalen Biegemoments alle maßgebenden Grenzdehnungen eingehalten werden, ist die ausreichende Biegetragfähigkeit nachgewiesen. Darüber hinaus sind die Nachweise für den Verbund an den maßgebenden Stellen zu führen.

Endverankerung

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 6.1.1.4.2 (RV 1)

Der Nachweis ist an dem Biegeriss durchzuführen, der dem Punkt des Momentennullpunkts am nächsten liegt. Diese Biegerissstelle befindet sich an dem Punkt, an dem das Biegemoment dem Rissmoment M_{cr} im GZT entspricht. Daher darf die Vordehnung der Bewehrung aufgrund der Belastung während der Verstärkungsmaßnahme bei diesem Nachweis nicht berücksichtigt werden.

$$M_{cr} = \kappa_{fl} \cdot f_{ctm.surf} \cdot W_{c,0} \quad (6.521)$$

Dabei ist:

$$\kappa_{fl} = 1{,}6 - \frac{h}{1\,000} = 1{,}6 - \frac{250}{1\,000} = 1{,}35 \geq 1{,}0 \quad (6.522)$$

$$W_{c,0} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1\,000 \cdot 250^2}{6} = 1{,}04167 \cdot 10^7 \quad (6.523)$$

$$M_{cr} = 1{,}35 \cdot 3{,}08 \cdot 10{,}4167 = 43{,}3126 \text{ kNm} \quad (6.524)$$

Das Rissmoment wird unter den Einwirkungen im GZT im Abstand $x_{cr,ULS}$ vom rechnerischen Auflagermittelpunkt erreicht.

$$x_{cr,ULS} = \frac{A_{Ed} - \sqrt{{A_{Ed}}^2 - 2 \cdot M_{cr} \cdot \left((g_{1k} + g_{1k}) \cdot \gamma_{G,sup} + q_k \cdot \gamma_Q\right)}}{(g_{1k} + g_{1k}) \cdot \gamma_{G,sup} + q_k \cdot \gamma_Q} \quad (6.525)$$

$$= \frac{71{,}16 - \sqrt{71{,}16^2 - 2 \cdot 43{,}3126 \cdot \left((6{,}25 + 2{,}25) \cdot 1{,}35 + 5 \cdot 1{,}5\right)}}{(6{,}25 + 2{,}25) \cdot 1{,}35 + 5 \cdot 1{,}5} 1{,}35 \cdot 3{,}08 \cdot 10{,}4167 = 0{,}668 \text{ m}$$

Das Widerstandsmoment M_{Rd} ist als Funktion der Verbundlänge l_{bL} zu berechnen.

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 6.1.1.4.2 (RV 4)

$$M_{Rd}(l_{bL}) = \varepsilon^a_{LRk}(l_{bL}) \cdot E_L \cdot A_L \cdot z^a_L \cdot \frac{1}{\gamma_{BA}} + \varepsilon^a_{sRk}(l_{bL}) \cdot E_s \cdot A_s \cdot z^a_s \cdot \frac{1}{\gamma_s} \quad (6.526)$$

Die Dehnungen der CFK-Lamelle werden nach folgendem Ansatz berechnet:

$$\varepsilon^a_{LRk}(l_{bL}) = \begin{cases} sin\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{l_{bL}}{l_{bL,lim}}\right) \cdot \varepsilon^a_{LRk,lim} & for\ 0 \leq l_{bL} \leq l_{bL,lim} \\ \varepsilon^a_{LRk,lim} & for\ l_{bL,lim} < l_{bL} \end{cases} \quad (6.527)$$

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 6.1.1.4.2 (RV 5)

Dabei ist:

$$\varepsilon^a_{LRk,lim} = 0{,}985 \cdot \frac{f_{bLk,max}}{E_L} \quad (6.528)$$

$$l_{bL,lim} = 0{,}86 \cdot l_{bL,max} \quad (6.529)$$

Die Grundwerte der Verbundfestigkeit der geklebten Bewehrung $f_{bLk,max}$ und $l_{bL,max}$ werden gemäß Abschnitt 8.4.6 der Richtlinie berechnet.

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 8.4.6 (RV 2) and (RV 3)

Zu diesem Zweck müssen zunächst die Parameter des Verbundansatzes gemäß Anhang RV K der Richtlinie bestimmt werden.

$$\tau_{L1k} = 0{,}366 \cdot \sqrt{\alpha_{cc} \cdot f_{cm} \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctm,surf}}$$

(6.530) DAfStb-Richtlinie, Teil 1, Annex RV K.1

Für

$$\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 0{,}85$$

(6.531) DIN 1992-1-1 3.1.6

erhält man:

$$\tau_{L1k} = 0{,}366 \cdot \sqrt{0{,}85 \cdot 38 \cdot 0{,}85 \cdot 3{,}08} = 3{,}37 \ N/mm^2$$

(6.532)

Unter Berücksichtigung des charakteristischen Schlupfes

$$s_{L0k} = 0{,}201 \ mm$$

(6.533)

der Lamelle zu Beginn des Verbundversagens und des Anpassungsfaktors

$$\kappa_{Lb} = 1{,}128$$

(6.534)

Die Grundwerte $f_{bLk,max}$ und $l_{bL,max}$ sowie $\varepsilon_{LRk,lim}{}^{a}$ und $l_{bL,lim}$ können unter Berücksichtigung einer Dicke t_L der Lamellen von 1,2 mm berechnet werden. Hierbei ist zu beachten, dass bei einer Vergrößerung des Querschnitts der CFK-Lamelle die Vergrößerung der Lamellenbreite aufgrund der vergrößerten Klebefläche immer einen günstigeren Einfluss auf das Klebeverhalten hat als die Wahl einer größeren Lamellendicke. Aus diesem Grund wird hier die geringstmögliche Lamellendicke gewählt.

$$f_{bLk,max} = \sqrt{\frac{E_L \cdot s_{L0k} \cdot \tau_{L1k}}{t_L}} = \sqrt{\frac{165\,000 \cdot 0{,}201 \cdot 3{,}37}{1{,}2}} = 312{,}5 \ N/mm^2$$

(6.535)

$$l_{bL,max} = \frac{2}{\kappa_{Lb}} \sqrt{\frac{E_L \cdot s_{L0k} \cdot t_L}{\tau_{L1k}}} = \frac{2}{1{,}128} \sqrt{\frac{173\,000 \cdot 0{,}201 \cdot 1{,}2}{3{,}37}} = 197{,}3 \ mm$$

(6.536)

$$\varepsilon^a_{LRk,lim} = 0{,}985 \cdot \frac{f_{bLk,max}}{E_L} = 0{,}985 \cdot \frac{312{,}5}{173\,000} = 1{,}7793 \cdot 10^{-3}$$

(6.537)

$$l_{bL,lim} = 0{,}86 \cdot l_{bL,max} = 0{,}86 \cdot 197{,}3 = 170 \ mm$$

(6.538)

Anschließend werden die Parameter für die Berechnung der entsprechenden Dehnung der Stahlbewehrung $\varepsilon_{sRk}{}^{a}(l_{bL})$ bestimmt.

$$\varepsilon^a_{sRk}(l_{bL}) = \kappa_{VB} \cdot \kappa_{bsk} \cdot \left(s^a_{Lr}(l_{bL}) \cdot \frac{d^a - x^a}{d^a_L - x^a} \right)^{(\alpha_N + 1)/2} \leq \frac{f_{yk}}{E_s}$$

(6.539) DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 6.1.1.4.2 (RV 6)

Die Faktoren

$\kappa_{VB} = 1{,}0$ (6.540)

$\alpha_N = 0{,}25$ (6.541)

sind in der Richtlinie für gute Verbundbedingungen und für gerippten Bewehrungsstahl angegeben.

Der Faktor κ_{bsk} wird unter Berücksichtigung des größten Durchmessers des Bewehrungsstahls Ø in mm und der folgenden Verbundkoeffizienten berechnet, die in der Richtlinie für gerippte Stahlbewehrung angegeben sind:

$\kappa_{b1k} = 2{,}545$ (6.542)

$\kappa_{b2} = 1{,}0$ (6.543)

$\kappa_{b3} = 0{,}8$ (6.544)

$\kappa_{b4} = 0{,}2$ (6.545)

$$\kappa_{bsk} = \kappa_{b1k} \cdot \sqrt{\frac{{f_{cm}}^{\kappa_{b2}}}{E_s \cdot \emptyset^{\kappa_{b3}} \cdot (E_L \cdot t_L)^{\kappa_{b4}}}} = 2{,}545 \cdot \sqrt{\frac{38^{1,0}}{200\,000 \cdot 12^{0,8} \cdot (173\,000 \cdot 1{,}2)^{0,2}}} = 3{,}8165 \cdot 10^{-3}$$

(6.546) DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 6.1.1.4.2 (RV 8)

$$s_{Lr}^{a}(l_{bL}) = \begin{cases} 0{,}213 \cdot \left(1 - cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{l_{bL}}{l_{bL,min}}\right)\right) & für\ 0 < l_{bL} \leq l_{bL,min} \\ 0{,}213 + \left(l_{bL} - l_{bL,min}\right) \cdot \varepsilon_{LRk,lim}^{a} & für\ l_{bL,min} < l_{bL} \end{cases}$$

(6.547) DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 6.1.1.4.2 (RV 7)

Gemäß der Richtlinie können die Höhe der Druckzone x^a und die inneren Hebelarme z_L^a und z_s^a an der Stelle des Biegerisses, der dem Momentennullpunkt am nächsten liegt, anhand der Gleichungen für die linear-elastische Berechnung für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in Anhang RV L.1 der Richtlinie näherungsweise bestimmt werden.

$$x^a = \left[-\left(a_L \cdot \rho_L + a_s \cdot (\rho_{s1} + \rho_{s2})\right) + \sqrt{\left(a_L \cdot \rho_L + a_s \cdot (\rho_{s1} + \rho_{s2})\right)^2 + 2 \cdot \left(a_L \cdot \rho_L \cdot \frac{d_L^a}{h} + a_s \cdot \left(\rho_{s1} \cdot \frac{d^a}{h} + \rho_{s2} \cdot \frac{d_2^a}{h}\right)\right)}\right] \cdot h$$

(6.548) DAfStb-Richtlinie, Teil 1, Annex RV L.2

$$z_L^a = d_L^a - \frac{x^a}{3}$$ (6.549)

$$z_s^a = d^a - \frac{x^a}{3}$$ (6.550)

Die geometrischen Bewehrungsverhältnisse werden unter Berücksichtigung des Bruttobetonquerschnitts berechnet.

$$\rho_L = \frac{A_L}{b \cdot h}$$ (6.551)

$$\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b \cdot h}$$ (6.552)

$$\rho_{s2} = \frac{A_{s2}}{b \cdot h}$$ (6.553)

Der Gesamtquerschnitt der Lamelle kann durch iterative Berechnung hinsichtlich der Endverankerungsnachweises sowie des Verbundnachweises an den Zwischenrisselementen und der Biegefestigkeit optimiert werden. Dies führt jedoch zu einem sehr hohen Aufwand bei der manuellen Berechnung. Für die hier gezeigten Nachweise wird ein Gesamtlamellenquerschnitt von 3 x 50 x 1,2 mm² berücksichtigt. Die obere Bewehrungslage in den Bereichen nahe dem Auflagerwird vernachlässigt.

$$\rho_L = \frac{180}{1\,000 \cdot 250} = 7{,}2 \cdot 10^{-4} \quad (6.554)$$

$$\rho_{s1} = \frac{1\,131}{1\,000 \cdot 250} = 4{,}524 \cdot 10^{-3} \quad (6.555)$$

$$\rho_{s2} = \frac{0}{1000 \cdot 250} = 0 \quad (6.556)$$

Die Verhältniswerte der Elastizitätsmodule werden unter Berücksichtigung des Sekantenmoduls der Elastizität von Beton E_{cm} bestimmt:

$$a_L = \frac{E_L}{E_{cm}} = \frac{173\,000}{33\,000} = 5{,}24 \quad (6.557)$$

$$a_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200\,000}{33\,000} = 6{,}07 \quad (6.558)$$

$$x^a = \Big[-(5{,}24 \cdot 7{,}2 \cdot 10^{-4} + 6{,}07 \cdot 4{,}524 \cdot 10^{-4}) + \sqrt{(5{,}24 \cdot 7{,}2 \cdot 10^{-4} + 6{,}07 \cdot 4{,}524 \cdot 10^{-4})^2 + 2 \cdot \left(5{,}24 \cdot 7{,}2 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{250}{250} + 6{,}07 \cdot 4{,}524 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{224}{250}\right)}\Big] \cdot 250 = 52{,}2\ mm \quad (6.559)$$

$$z_L^a = 250 - \frac{52{,}2}{3} = 232{,}6\ mm \quad (6.560)$$

$$z_s^a = 224 - \frac{52{,}2}{3} = 206{,}6\ mm \quad (6.561)$$

Im Querschnitt der Biegerissbildung, die in einem Abstand $x_{cr,ULS}$ vom berechneten Mittelpunkt des Auflagers auftritt, muss das größere Moment $M_{Ed}(x_{cr}+a_l)$ aufgrund des Versatzmaßes durch den verstärkten Querschnitt aufgefangen werden. Für den Nachweis der Endverankerung der Lamellen kann die Verschiebung des Zugkraftverlaufes gemäß der Richtlinie mit 0,5·h angenommen werden.

$$a_l = 0{,}5 \cdot h = 0{,}5 \cdot 0{,}250 = 0{,}125\ m \quad (6.562)$$

$$M_{Ed}(x_{cr} + a_l) = A_{Ed} \cdot (x_{cr} + a_l) - \left((g_{1k} + g_{2k}) \cdot \gamma_{G,sup} + q_k \cdot \gamma_Q\right) \cdot \frac{(x_{cr}+a_l)^2}{2} = 71{,}17 \cdot (0{,}668 + 0{,}125) - \left((6{,}25 + 2{,}25) \cdot 1{,}35 + 5 \cdot 1{,}5\right) \cdot \frac{(0{,}668+0{,}125)^2}{2} = 50{,}46\ kNm \quad (6.563)$$

Die erforderliche Mindestverbundlänge l_{bL} kann nun bestimmt werden. Am besten verwendet man dazu Excel inkl. Gleichungslöser. Man erhält:

$$l_{bL} = 134{,}4\ mm \quad (6.564)$$

$$\varepsilon_{LRk}^a(l_{bL}) = sin\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{134{,}4}{170}\right) \cdot 1{,}7793 \cdot 10^{-3} = 1{,}6839 \cdot 10^{-3} \quad (6.565)$$

Diese Dehnung entspricht einer Lamellenkraft von

$$F_{LRk}^a(l_{bL}) = \varepsilon_{LRk}^a(l_{bL}) \cdot E_L \cdot A_L = 1{,}6839 \cdot 10^{-3} \cdot 173\,000 \cdot 180 \cdot 10^{-3} = 52{,}44\ kN \quad (6.566)$$

$$s_{Lr}^{a}(l_{bL}) = 0{,}213 \cdot \left(1 - cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{134{,}4}{170}\right)\right) = 0{,}1442\ mm \quad (6.567)$$

$$\varepsilon_{sRk}^{a}(l_{bL}) = 1{,}0 \cdot 3{,}8165 \cdot 10^{-3} \cdot \left(0{,}1442 \cdot \frac{224-52{,}2}{250-52{,}2}\right)^{(0{,}25+1)/2} = 1{,}0418 \cdot 10^{-3} \leq \frac{500}{200\,000} = 2{,}5 \cdot 10^{-3} \quad (6.568)$$

Diese Dehnung entspricht einer Stahlkraft von

$$F_{sRk}^{a}(l_{bL}) = \varepsilon_{sRk}^{a}(l_{bL}) \cdot E_s \cdot A_{s1} = 1{,}0418 \cdot 10^{-3} \cdot 200\,000 \cdot 1\,131 \cdot 10^{-3} = 235{,}65\ kN \quad (6.569)$$

Unter Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte für den Verbundwiderstand von CFK-Klebelamellen

$$\gamma_{BA} = 1{,}5 \quad (6.570)$$

und für den Materialwiderstand der Stahlbewehrung

$$\gamma_s = 1{,}15 \quad (6.571)$$

Man erhält:

$$M_{Rd}(l_{bL}) = \left(1{,}6839 \cdot 10^{-3} \cdot 173\,000 \cdot 180 \cdot 235{,}65 \cdot \frac{1}{1{,}5} + 1{,}0418 \cdot 10^{-3} \cdot 200\,000 \cdot 1\,131 \cdot 206{,}6 \cdot \frac{1}{1{,}15}\right) \cdot 10^{-6} = 50{,}47\ kNm \approx M_{Ed} \quad (6.572)$$

Maximale Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement

Allgemeine Überlegungen:

Die Lamellenkraftdifferenz aus der Einwirkung ΔF_{LEd} von jedem Zwischenrisselement muss kleiner sein als der Widerstand gegen die Lamellenkraftdifferenz infolge des Verbundes ΔF_{LRd}.

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, RV 6.1.1.3.1

Da die Bewehrung nicht abgestuft ist, ergibt sich ein einheitlicher rechnerischer Rissabstand s_r über das gesamte Bauteil. Bei der Bestimmung dieses Rissabstands werden ausschließlich die Verbundeigenschaften der Bewehrung berücksichtigt.
Die mittlere Verbundspannung f_{bsm} der gerippten Bewehrung wird unter Berücksichtigung der Verbundverhältnisse über den Faktor κ_{vb1} sowie den Mittelwert der Betondruckfestigkeit f_{cm} bestimmt.

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, RV 6.1.1.3.3

$$\kappa_{vb1} = 1{,}0 \qquad (6.573)$$

$$f_{bsm} = \kappa_{vb1} \cdot 0{,}43 \cdot {f_{cm}}^{2/3} = 1{,}0 \cdot 0{,}43 \cdot 38^{2/3} = 4{,}860\ N/mm^2 \qquad (6.574)$$

Zur Bestimmung der Verbundkraft pro Länge F_{bsm} werden alle Stahlbewehrungsstäbe $n_{s,i}$ mit einem bestimmten Durchmesser $Ø_i$ addiert.

$$F_{bsm} = \sum_{i=1}^{n} n_{s,i} \cdot Ø_i \cdot \pi \cdot f_{bsm} = \frac{1}{0{,}10} \cdot 12 \cdot \pi \cdot 4{,}860 = 1\,832\ N/mm \qquad (6.575)$$

Unter Berücksichtigung des Rissmoments M_{cr} können nun die Eintragungslänge des Betonstahls $l_{e,0}$ und der durchschnittliche Rissabstand s_r bestimmt werden.

vgl. Gl. (6.524)

Auf der sicheren Seite wird der zur Überprüfung der Biegefestigkeit berechnete innere Hebelarm z_{s1} näherungsweise angewendet. Alternativ könnte gemäß der Richtlinie ein weniger konservativer innerer Hebelarm z_{s1} von 85 % der Gesamthöhe des Querschnitts h verwendet werden.

vgl. Gl. (6.518)

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, RV 6.1.1.3.3 (RV 2)

$$l_{e,0} = \frac{M_{cr}}{z_{s1} \cdot F_{bsm}} = \frac{43{,}313 \cdot 10^6}{202{,}2 \cdot 1832} = 117\ mm \qquad (6.576)$$

$$s_r = 1{,}5 \cdot l_{e,0} = 1{,}5 \cdot 117 = 176\ mm \qquad (6.577)$$

Bei Anwendung dieses einheitlichen Rissabstands gilt der Widerstand gegen die Lamellenkraftdifferenz pro Zwischenrisselement aufgrund der Verbindung für das gesamte Bauteil, beginnend an der Endverankerungszone. Gemäß des vereinfachten Nachweises der Richtlinie kann dieser Widerstand anhand der folgenden Gleichung unter Verwendung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_{BA} = 1,5 ermittelt werden.

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, RV 6.1.1.3.5

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, Tab. RV 2.1

$$\Delta F_{LRd} = \frac{\tau_{L1} \cdot \kappa_{L1} \cdot \sqrt{s_r} + \tau_{LFk} \cdot \kappa_{LF} \cdot {s_r}^{4/3} + \frac{\kappa_h}{h} \cdot {s_r}^{1/3}}{\gamma_{BA}} \cdot b_L \qquad (6.578)$$

Dabei ist:

κ_{L1} = Beiwert für den Widerstand durch Klebeverbund =2,3 (6.579)

κ_{LF} = Beiwert für den Widerstand durch Verbundreibung = 0,1 (6.580)

τ_{LF} = Reibverbundspannung
$\tau_{LF} = 10{,}8 \cdot \alpha_{cc} \cdot {f_{cm}}^{-0{,}89} = 10{,}8 \cdot 0{,}85 \cdot 38^{-0{,}89} = 0{,}36\ N/mm^2$ (6.581)

κ_h = Beiwert für erhöhten Verbundwiderstand durch Bauteilkrümmung = 2 000 für flache Stahlbetonbauteile (6.582)

h = Bauteilhöhe [mm] ≥100 mm (6.583)

Für die Gesamtbreite der CFK-Klebelamellen:

$$b_L = 150\ mm$$ (6.584)

erhält man:

$$\Delta F_{LRd} = \frac{3{,}37 \cdot 2{,}3 \cdot \sqrt{176} + 0{,}36 \cdot 0{,}1 \cdot 176^{4/3} + \frac{2000}{250} \cdot 176^{1/3}}{1{,}5} \cdot 150 \cdot 10^{-3} = 18{,}32\ kN$$ (6.585)

Nachweis an den Unstetigkeitsstellen:
Gemäß Abschnitt ‘Empfohlenes Verfahren zur Bestimmung einwirkenden Zugkräfte’ muss die aufnehmbare Lamellenkraftdifferenz an drei Stellen überprüft werden, an denen eine hohe Steigung der Lamellenkraft auftritt.

Am mittleren Risselement, das den äußersten Biegeriss (Position (I), s = $s_{Mcr,ULS}$ = 0,668 m) in Richtung des Momentmaximums verbindet. Am äußersten Biegeriss wird der reduzierte Abstand $a_l = h/2$ für das Versatzmaß angewendet, am nachfolgenden Biegeriss im Abstand von s_r = 0,176 m wird der übliche Abstand $a_l = h$ angewendet.

$$\Delta F_{LEd} = F_{LEd}\left(s + a_l = s_{Mcr,ULS} + s_r + h = 1{,}094\ m\right) - F_{LEd}\left(s + a_l = s_{Mcr,ULS} + h/2 = 0{,}793\ m\right) = 45{,}50 - 34{,}44 = 11{,}06\ kN \leq \Delta F_{LRd}$$ (6.586)

Die zweite zu nachzuweisende Position ist ein Zwischenrisselement, das in Richtung des Auflagers am Punkt (Position (II), s = $s_{Mcr,0,perm}$) liegt. Da die Zugkraftlinie ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes in diesem Bereich einen weniger ungünstigen Verlauf aufweist, wird kein Versatz des Biegemoments oder der Zugkraft angewendet. Aufgrund der Vordehnung der Stahlbewehrung, die zu einer geringeren Lamellenkraft ab der Position $s_{Mcr,0,perm}$ führt, muss die Änderung der Zugkraft wie folgt bestimmt werden:

$$\Delta F_{LEd} = F_{LEd}\left(s = s_{Mcr,0,perm} - s_r = 1{,}980 - 0{,}176 = 1{,}804\ m\right) - F_{LEd}\left(s = s_{Mcr,0,perm} = 1{,}980\ m\right) = 67{,}13 - 47{,}35 = 19{,}78\ kN \geq \Delta F_{LRd}$$ vgl. Tab. 39

Mit dem vereinfachten Nachweis am Zwischenrisselement kann der Nachweis an dieser Stelle nicht durchgeführt werden. Da jedoch der mit dem vereinfachten Nachweis ermittelte Verbundwiderstand am Zwischenrisselement ΔF_{LRd} den Mindestwert für alle Bereiche mit einheitlichem Rissabstand darstellt, ist es immer möglich, den Nachweis an bestimmten Stellen mit den genaueren Verfahren an einzelnen Zwischenrisselementen durchzuführen.

Nach dem genaueren Verfahren setzt sich die durch Verbund aufnehmbare Lamellenkraftänderung an einem Zwischenrisselement ΔF_{LRd} aus drei Teilen zusammen. Die erste Komponente ist das Grundmaß des Verbundes aufgeklebter Bewehrung $\Delta F_{Lk,BL}$, die zweite Komponente ergibt sich aus der Verbundreibung $\Delta F_{Lk,BF}$ und die dritte Komponente aus der Bauteilkrümmung $\Delta F_{Lk,KF.}$ DAfStb-Richtlinie, Teil 1, RV 6.1.1.3.6

$$\Delta F_{LRd} = \frac{\Delta F_{Lk,BL} + \Delta F_{Lk,BF} + \Delta F_{Lk,KF}}{\gamma_{BA}}$$ (6.587)

Zunächst werden die Parameter für die Berechnung der Grundwerte in Abhängigkeit vom Rissabstand s_r bestimmt. Für die nicht abgestufte Stahlbewehrung in diesem Beispiel ist der gleichmäßige Rissabstand von s_r = 176 mm zu berücksichtigen.

$$\Delta F_{Lk,BL} = \begin{cases} \Delta F^{G}_{Lk,BL} - \frac{\Delta F^{G}_{Lk,BL} + \Delta F^{D}_{Lk,BL}}{\Delta F^{D}_{Lk,BL}} & for\ F_{LEd} \le F^{D}_{Lk,BL} \\ \sqrt{b_L{}^2 \cdot \tau_{L1k} \cdot s_{L0k} \cdot E_L \cdot t_L + F_{LEd}{}^2} - F_{LEd} & for\ F^{D}_{Lk,BL} < F_{LEd} \le F_{Lud} \end{cases}$$ (6.588)

$$\Delta F^{G}_{Lk,BL} = f_{bLk}(l_{bL} = s_r) \cdot b_L \cdot t_L$$ (6.589)

$$f_{bLk}(l_{bL}) = \begin{cases} f_{bLk,max} \cdot \frac{l_{bL}}{l_{bL,max}} \cdot \left(2 - \frac{l_{bL}}{l_{bL,max}}\right) & for\ \ l_{bL} < l_{bL,max} \\ f_{bLk,max}\ for\ \ l_{bL} \ge l_{bL,max} \end{cases}$$ (6.590) DAf-Stb-Richtlinie, Teil 1, RV 8.4.6

$$f_{bLk,max} = 312{,}5\ N/mm^2$$ (6.591) vgl. Gl. (6.535)

$$l_{bL,max} = 197{,}3\ \text{mm}$$ (6.592) vgl. Gl. (6.536)

$$f_{bLk}(l_{bL} = s_r = 176\ \text{mm}) = 312{,}5 \cdot \frac{176}{197{,}3} \cdot \left(2 - \frac{176}{197{,}3}\right) = 308{,}86\ \text{N/mm}^2$$ (6.593)

$$\Delta F^{G}_{Lk,BL} = 308{,}86 \cdot 150 \cdot 1{,}2 \cdot 10^{-3} = 55595\ \text{N}$$ (6.594)

$$F^{D}_{Lk,BL} = \frac{s_{L0k} \cdot E_L \cdot b_L \cdot t_L}{s_r} - \tau_{L1k} \cdot \frac{s_r \cdot b_L}{4} = \frac{0{,}201 \cdot 173\,000 \cdot 150 \cdot 1{,}2}{176} - 3{,}37 \cdot \frac{176 \cdot 150}{4} = 13321\ \text{N}$$ (6.595)

$$\Delta F^{D}_{Lk,BL} = \sqrt{b_L{}^2 \cdot \tau_{L1k} \cdot s_{L0k} \cdot E_L \cdot t_L + F^{D}_{Lk,BL}{}^2} - F^{D}_{Lk,BL} = \sqrt{150^2 \cdot 3{,}37 \cdot 0{,}201 \cdot 173\,000 \cdot 1{,}2 + 13321^2} - 13\,321 = 44\,484\ \text{N}$$ (6.596)

$$F_{Lud} = \frac{\alpha_{Zeit} \cdot f_{Luk}}{\gamma_{LL}} \cdot A_L = \frac{0{,}9 \cdot 2\,701}{1{,}2} \cdot 180 = 364\,635\ \text{N}$$ (6.597)

Die Komponente aus Reibverbund $\Delta F_{Lk,BF}$ hängt von der abgelösten Länge der Lamelle innerhalb des Rissabstands s_r ab.

$$\Delta F_{Lk,BF} = \begin{cases} 0 & \text{für } F_{LEd} \le F^{D}_{Lk,BL} \\ \tau_{LFk} \cdot b_L \cdot \left[s_r - \frac{2 \cdot E_L \cdot t_L}{\tau_{L1k}} \cdot \left(\sqrt{\frac{\tau_{L1k} \cdot s_{L0k}}{E_L \cdot t_L} + \frac{F_{LEd}{}^2}{b_L{}^2 \cdot E_L{}^2 \cdot t_L{}^2}} - \frac{F_{LEd}}{b_L \cdot E_L \cdot t_L} \right) \right] & \text{für } F^{D}_{Lk,BL} < F_{LEd} \le F_{Lud} \end{cases}$$ (6.598)

$$\tau_{LFk} = 10{,}8 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cm}{}^{-0{,}89} = 10{,}8 \cdot 0{,}85 \cdot 38^{-0{,}89} = 0{,}360\ \text{N/mm}^2$$ (6.599)

Für die Komponente aufgrund der Bauteilkrümmung kann der in der Richtlinie angegebene Ausdruck auch mit der Dehnung des Bewehrungsstahls ε_{s1r1} am geringer belasteten Rissufer des Zwischenrisselements in Verbindung gebracht werden:

$$\Delta F_{Lk,KF} = s_r \cdot \kappa_k \cdot \frac{\varepsilon_{Lr1} - \varepsilon_{cr1}}{h} \cdot b_L$$ (6.600)

$$\kappa_k = 24{,}3 \cdot 10^3$$ (6.601)

Dabei ist:

ε_{Lr1}	=	Lamellendehnung am geringer belasteten Rissufer des Zwischenrisselements
ε_{cr1}	=	maximale Betondehnungen am geringer belasteten Rissufer des Zwischenrisselements
h	=	Höhe des Betonquerschnitts, die in etwa der effektiven Höhe der geklebten Bewehrung entspricht
d	=	effektive Höhe der Betonstahlbewehrung in der Zugzone

Wenn die spezfischen Zwischenrisselemente am betrachteten Zwischenrisselement angenommen werden, erhält man:

$$F_{LEd} = F_{LEd}\left(s = s_{Mcr,0,perm} = 1{,}980\ m\right) = 47{,}35\ kN > F^{D}_{Lk,BL}$$ (6.602)

$$\Delta F_{Lk,BL} = \sqrt{150^2 \cdot 3{,}37 \cdot 0{,}201 \cdot 173\,000 \cdot 1{,}2 + 47\,350^2} - 47\,350 = 26\,174\ N$$ (6.603)

$$\Delta F_{Lk,BF} = 0{,}360 \cdot 150 \cdot \left[176 - \frac{2 \cdot 173\,000 \cdot 1{,}2}{3{,}37} \cdot \left(\sqrt{\frac{3{,}37 \cdot 0{,}201}{173\,000 \cdot 1{,}2} + \frac{47\,350^2}{150^2 \cdot 173\,000^2 \cdot 1{,}2^2}} - \frac{47\,350}{150 \cdot 173\,000 \cdot 1{,}2}\right)\right] = 3\,917N$$ (6.604)

$$\Delta F_{Lk,KF} = 176 \cdot 24{,}300 \cdot \frac{2{,}4293 + 0{,}9997}{250} \cdot 150 = 8\,834\ N$$ (6.605) vgl. Tab. 39

$$\Delta F_{LRd} = \frac{26\,174 + 3\,917 + 8\,799}{1{,}5} = 25\,927\ N > \Delta F_{LEd} = 19\,780\ N$$ (6.606)

Schließlich wird die dritte Position am Zwischenrisselement betrachtet, die in Richtung des Momentenmaximums an Position (III), s = s_{syd} liegt. Auch an dieser Position zeigt die Zugkraftlinie ohne Berücksichtigung des Versatzmaßes aufgrund eines größeren Gefälles einen weniger ungünstigen Verlauf. Daher wird hier kein Versatz des Biegemoments oder der Zugkraft angewendet. Wenn das Versatzmaß nicht berücksichtigt wird, tritt die maximale Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement in einem Abstand von s_{syd} = 2,135 m zum rechnerischen Mittelpunkt des Endauflagers auf (vgl. Tab. 39). Unter Vernachlässigung der Diskontinuitätspunkte am Sprung aufgrund der Berücksichtigung der Vorspannung zeigt die Lamellenkraftlinie hier ihren größten Gradienten.

Die Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement mit einer Länge von s_r beginnend in einem Abstand von s_{syd} = 2,135 m zum berechneten Mittelpunkt des Endauflagers, wird aus den in Tabelle 39 angegebenen Werten berechnet.

$$\Delta F_{LEd} = F_{LEd}\left(s = s_{syd} + s_r = 2{,}311\ m\right) - F_{LEd}\left(s = s_{syd} = 2{,}135\ m\right) = 68{,}46 - 49{,}70 = 18{,}75\ kN$$ (6.607)

Wird dieser Wert ΔF_{LEd} mit dem Widerstand der Lamellenkraftdifferenz am Zwischenrisselement ΔF_{LRd} verglichen, der nach dem vereinfachten Verfahren ermittelt wurde, ergibt sich eine geringe Abweichung von etwa 2 %.

$$\Delta F_{LEd} \approx \Delta F_{LRd} = 18{,}32\ kN$$ (6.608) vgl. Gl. (6.585)

Dies kann hier akzeptiert werden, da der hier durchgeführte Nachweis auf Basis einer Funktion für die Lamellenkraft den konservativsten Fall aller möglichen Positionen bei einem Nachweis mit diskreten Zwischenrisselementen darstellt. Bei größeren Abweichungen kann ein detaillierter Nachweis wie oben gezeigt durchgeführt werden.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Spannungsbegrenzung soll irreversible Verformungen durch nichtlineares Kriechen des Betons oder Fließen der Stahlbewehrung verhindern. Bei Klebelamellen sollen auch irreversible Schäden an der Klebeverbindung zwischen Lamelle und Beton durch Ablösungen in bestimmten Bereichen unter Gebrauchslasten vermieden werden. Werden die vorgegebenen maximalen Dehnungen in Stahlbewehrung und Lamellen nicht überschritten, ist ein Nachweis der Bauteilverformung und Begrenzung der Rissbreite sowie ein Nachweis des Verbundes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht zwingend erforderlich.
Es ist jedoch zu beachten, dass in vielen Fällen der wirtschaftlichen Bemessung davon ausgegangen werden kann, dass die zulässigen Werte für Rissbreiten und Verformungen bereits im unverstärkten Zustand weitgehend ausgenutzt werden und dass im verstärkten Zustand unter den erhöhten Lasten zusätzliche Verformungen auftreten. In den folgenden Abschnitten werden daher Möglichkeiten zur Abschätzung des charakteristischen Wertes der Rissbreite und der zu erwartenden Verformung aufgezeigt.

Begrenzung der Spannungen

In der folgenden Tabelle werden die Querschnittswerte im gerissenen Zustand II für den unverstärkten und verstärkten Träger beim Momentenmaximum ermittelt (vgl. Ermittlung der Vordehnung). Die Spannungsbegrenzung soll irreversible Verformungen verhindern. Die Spannungen und die zugehörigen Dehnungen sind unter der charakteristischen (seltenen) Kombination von Einwirkungen zu ermitteln, die üblicherweise für irreversible Grenzzustände verwendet wird und einer mittleren Wiederkehrperiode von 50 Jahren für den zeitlich veränderlichen Anteil entspricht. Die quasi-ständige Kombination entspricht dagegen dem zeitlichen Mittelwert. Dabei wird der mittlere Elastizitätsmodul sowohl für die quasi-ständige Einwirkungskombination als auch für die seltene Einwirkungskombination berücksichtigt. Denn beim Nachweis der Betondruckspannungen kommt es nur darauf an, ob nichtlineares Kriechen berücksichtigt werden muss. Der Einfluss des Kriechens sowie der Einfluss des Schwindens werden also bei der Spannungsbegrenzung nicht berücksichtigt. Der Anstieg der Biegespannungen wird mit den Querschnittseigenschaften der unverstärkten und der verstärkten Platte bestimmt. Bei der linear-elastischen Analyse können die Gesamtdehnungen zum Nachweis der zulässigen Spannungsgrenzen durch Aufsummieren der Zunahmen der Dehnungen infolge der Biegemomenterhöhungen ermittelt werden.

Tab. 41 – Querschnittseigenschaften des unverstärkten und verstärkten Trägers, mit dem Sekantenelastizitätsmodul des Betons E_{cm} und dem effektiven Modul $E_{c,eff}$

vgl. Tab. 31

		Vor dem Verstärken		Nach dem Verstärken	
b	[mm]	1000	1000	1000	1000
d	[mm]	224	224	224	224
d_L	[mm]	250	250	250	250
A_{s1}	[mm^2]	1 131	1 131	1 131	1 131
A_L	[mm^2]	-	-	180	180
E_{cm} oder $E_{c,eff}$	[N/mm^2]	9 719	33 000	9 719	33 000
E_s	[N/mm^2	200 000	200 000	200 000	200 000
E_L	[N/mm^2	-	-	173 000	173 000
α_s oder α_e	[-]	20,58	6,06	20,58	6,06
α_L	[-]	-	-	17,8	5,24
A_{II}	[-]	0,1039	0,0306	0,1199	0,0353
B_{II}	[-]	0,1039	0,0306	0,1182	0,0348
k_{II}	[-]	0,3638	0,2188	0,3857	0,2330
x_{II}	[mm]	81,5	49	86,4	52,2
I_{II}	[mm^4]	$6{,}5310 \times 10^8$	$2{,}4912 \times 10^8$	$7{,}4145 \times 10^8$	$2{,}8661 \times 10^8$
S_{II}	[mm^4]	$1{,}6117 \times 10^8$	$1{,}9793 \times 10^5$	$1{,}8110 \times 10^5$	$2{,}2509 \times 10^5$

$$|\varepsilon_c| = \frac{|\sigma_c|}{E_{cm}} = \frac{\Delta M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot x_{II}$$ (6.609) vgl. Tab. 31

$$\varepsilon_{s1} = \frac{|\sigma_{s1}|}{E_s} = \frac{\Delta M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot (d - x_{II})$$ (6.610)

$$\varepsilon_L = \frac{|\sigma_L|}{E_L} = \frac{\Delta M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} \cdot (d_L - x_{II})$$ (6.611)

Tab. 42 – Kombination von Einwirkungen und Biegemomenten

vgl. Tab. 36

		Vor dem Verstärken		Nach dem Verstärken	
Einwirkungskombinationen		quasi ständig	quasi-ständig und kurzfristige Entlastung	quasi-ständig	charakteristisch
M_{Ed}	[kNm]	55,723	43,945	70,313	94,922
ΔM_{Ed}	[kNm]		-11,778	26,368	24,609

Tab. 43 – Spannungen und Dehnungen in den unverstärkten und verstärkten Querschnitten des Trägers, die durch die Biegemomenterhöhungen hervorgerufen werden

		Vor dem Verstärken		Nach dem Verstärken	
$M_{Ed}/\Delta M_{Ed}$	**[kNm]**	55,723	-11,777	26,367	24,609
σ_c	**[N/mm²]**	-10,96	2,32	-4,80	-4,48
σ_{s1}	**[N/mm²]**	237,24	-50,14	95,78	89,4
σ_L	**[N/mm²]**	-	-	95,39	89,04
ε_c	**[‰]**	-0,3321	0,0702	-0,1455	-0,1358
ε_{s1}	**[‰]**	1,1862	-0,2507	0,4789	0,4470
ε_L	**[‰]**	-	-	0,5514	0,5147

Im Folgenden werden die Gesamtspannungen aus der charakteristischen Einwirkungskombination und der bisherigen Dauerbelastung aus der quasi-statischen Einwirkungskombination im unverstärkten und verstärkten Zustand mit den zulässigen bzw. maßgebenden Maximalspannungen verglichen. Im Hinblick auf die Begrenzung der Betondruckspannung im Sinne des nichtlinearen Betonkriechens werden nur die aus den quasi-ständigen Einwirkungskombinationen resultierenden Spannungen betrachtet:

quasi-statische Einwirkungskombination:

$$|\sigma_c| = |-10{,}96 + 2{,}32 - 4{,}80| = 13{,}44\ N/mm^2 \leq 0{,}45 \cdot f_{ck} = 0{,}45 \cdot 30 = 13{,}5\ N/mm^2$$ (6.612)

charakteristische Einwirkungskombination:

$$\varepsilon_{s1} = 1{,}1862 - 0{,}2507 + 0{,}4789 + 0{,}447 = 1{,}8614\ ‰ \quad \leq \frac{f_{yk}}{E_s} = 2{,}5‰$$ (6.613) DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 7.2 (RV 7.1)

$$\varepsilon_L = 0{,}5550 + 0{,}5180 = 1{,}0661\ ‰ \quad \leq 2{,}0\ ‰$$ (6.614) DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 7.2 (RV 7.2)

Da die Betonspannungen unter den quasi-ständigen Lasten kleiner als 0,45 · f_{ck}, sind, kann ein lineares Kriechen als gegeben angenommen werden.

Da die angegebene maximale Dehnung in der Stahlbewehrung und in den Lamellen nicht überschritten wird, ist ein Nachweis der Bauteilverformung und der Begrenzung der Rissbreite sowie ein Nachweis des Verbundes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht zwingend erforderlich.

Begrenzung der Rissbreite

Die Richtlinie sieht keine Änderungen zu DIN EN 1992-1-1, 7.3 vor, außer dass der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung in der Regel entfallen kann. Dies bedeutet, dass die Ansätze der DIN EN 1992-1-1 zur Rissbreitenbegrenzung auch für Bauteile mit geklebter Bewehrung angewendet werden können. Die mit diesen Ansätzen ermittelten maximalen Stabdurchmesser und rechnerischen Rissbreiten liegen auf der sicheren Seite, wenn nur die Wirkung des zusätzlichen Querschnitts der geklebten Bewehrung, nicht aber die ebenfalls günstige Verbundfestigkeit berücksichtigt wird.

Der Ansatz in Teil 1 der Richtlinie, Abschnitt RV 7.3.5, gilt nur für die ergänzende Rissbreitenbegrenzung in bestehenden Bauwerken. Der in der Richtlinie vorgesehene Ansatz gilt nur für ein voll ausgebildetes Rissbild an einem Betonbauteil, dessen Bewehrung im Verlauf der Lastgeschichte unverändert bleibt. Für die Anwendung dieser Ansätze geht der Leitfaden daher davon aus, dass zum Zeitpunkt der Verstärkung keine signifikanten Lasten und Zwängungen vorhanden sind und vorhandene Risse verpresst oder durch saisonale Zwangsbelastung weitgehend geschlossen sind. Da die aus der Belastung zum Zeitpunkt der Verstärkung resultierende Vordehnung der Stahlbewehrung und die daraus resultierende Anfangsrissbreite nicht berücksichtigt werden können, kann der Ansatz zur ergänzenden Rissbreitenbegrenzung daher nicht modifiziert und zur Berechnung der Rissbreite an verstärkten Bauteilen, die weder entlastet noch verpresst wurden, verwendet werden.

Die Spannungen im Bewehrungsstahl werden mit den Querschnittseigenschaften der unbewehrten und der bewehrten Platte bestimmt. Je nach Belastungsdauer werden für E_c entweder E_{cm} oder $E_{c,eff}$ eingesetzt und das entsprechende Trägheitsmoment I_{II} im gerissenen Zustand und die Höhe der Betondruckzone x_{II} in den folgenden Ausdruck eingesetzt.

DIN EN 1992-1-1, 7.3.3

$$\sigma_{s1} = \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{\Delta M_{Ed}}{I_{II}} \cdot (d - x_{II}) \qquad (6.615)$$

Die Spannung kann durch Aufsummieren der Dehnungszunahmen, die sich aus den Zunahmen der Biegemomenten ergeben, ermittelt werden (vgl. Tabelle 42).

$$\sigma_{s1} = \left[\frac{200\,000}{9\,719} \cdot \left(\frac{55{,}723}{6{,}5306} \cdot (224 - 81{,}5) + \frac{26{,}367}{7{,}4145} \cdot (224 - 86{,}4)\right) - \frac{200\,000}{33\,000} \cdot \frac{11{,}777}{2{,}4912} \cdot (224 - 49{,}0)\right] \cdot 10^{-2} = 300{,}75\ N/mm^2 \qquad (6.616)$$

Die in DIN EN 1992-1-1, Tabelle 7.2DE angegebene Gleichung wird wie folgt umgestellt:

$$\emptyset_s^* = \frac{w_k \cdot 3{,}48 \cdot 10^6}{{\sigma_{s1}}^2} \qquad (6.617)$$

Dabei ist:

$\emptyset_s^*$ = maximaler Stabdurchmesser der Stahlbewehrung, der je nach Art der Beanspruchung des Querschnitts angepasst werden muss

w_k = charakteristischer Wert der berechneten Rissbreite

Für die Expositionsklasse XC1 beträgt der empfohlene Wert w_{max} zur Begrenzung der berechneten Rissbreite unter der quasi-ständigen Lastkombination

$$w_{max} = 0{,}4\ mm \tag{6.618}$$

Der maximale Stabdurchmesser für diesen Zielwert der berechneten Rissbreite ergibt sich wie folgt:

$$\emptyset_s{}^* = \frac{0{,}4 \cdot 3{,}48 \cdot 10^6}{300{,}75^2} = 15{,}39\ mm \tag{6.619}$$

Für die Biegebeanspruchung ist der maximale Stabdurchmesser wie folgt anzupassen:

$$\emptyset_s = \emptyset_s{}^* \cdot \frac{\sigma_{s1} \cdot A_{s1}}{4 \cdot (h-d) \cdot b \cdot 2{,}9} \geq \emptyset_s{}^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2{,}9} \tag{6.620}$$

Für die hier betrachtete Komponente ergeben sich folgende Ergebnisse:

$$\emptyset_s = max \left\{ \begin{matrix} 15{,}39 \cdot \frac{300{,}75 \cdot 1\,131}{4 \cdot (250-224) \cdot 1000 \cdot 2{,}9} = 17{,}36 \\ 15{,}39 \cdot \frac{3{,}08}{2{,}9} = 16{,}35 \end{matrix} \right\} = 17{,}36\ mm \geq 12\ mm \tag{6.621}$$

Der im Hinblick auf die Begrenzung der Rissbreite maximal anwendbare Stabdurchmesser ist größer als der bisherige Stabdurchmesser von 12 mm. Die Rissbreitenkontrolle wird somit auch für die erhöhten Belastungen nach der Verstärkung erreicht.

Begrenzung der Verformungen

Bei der rechnerischen Ermittlung der Verformungen nach der Richtlinie sind sowohl die Verformungen zum Zeitpunkt der Verstärkung als auch die zusätzlichen Verformungen des verstärkten Bauteils, die durch eine weitere Laststeigerung hervorgerufen werden, zu berücksichtigen. Die Richtlinie gibt hierfür jedoch keine Ansätze vor. Das im Folgenden verwendete Verfahren ist eine Weiterentwicklung des aus dem fib-Bulletin 90 übernommenen Ansatzes unter der Annahme einer konstanten Biegesteifigkeit. Bei einer variablen Biegesteifigkeit über die wirksame Stützweite sollten Vereinfachungen vorgenommen werden, die auf der sicheren Seite liegen. Die Krümmungskomponente aus Schwinden wird aufgrund der langen Vorbelastungszeit von 50 Jahren vollständig zur Verformung zum Zeitpunkt der Verstärkung addiert. Für den ungerissenen Zustand wird nur der unbewehrte Querschnitt betrachtet.
Nach DIN EN 1992-1-1, 7.4.3 ergibt sich für hauptsächlich auf Biegung beanspruchte Bauteile, die sich zwischen dem ungerissenen und dem vollgerissenen Zustand verhalten, eine angemessene Verhaltensvorhersage durch den folgenden Ausdruck

$$\alpha = \alpha_I \cdot (1 - \zeta) + \alpha_{II} \cdot \zeta$$ (6.622) DIN EN 1992-1-1, 7.4.3 (3)

Dabei ist:

α_I, α_{II} = Werte der Verformung des verstärkten Bauteils, die unter der Annahme eines ungerissenen und eines gerissenen Querschnitts berechnet wurden

ζ = Verteilungskoeffizient

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2$$

β = Koeffizient, der den Einfluss der Dauer der Belastung oder der wiederholten Belastung auf die durchschnittliche Dehnung berücksichtigt

$\beta_1 = 0{,}5$ Dauerbelastungen oder viele Zyklen wiederholter Belastung für eine einzige kurzfristige Belastung (6.623)

$\beta_2 = 1{,}0$ für eine einzige kurzfristige Belastung (6.624)

M_{cr} = Rissmoment

M = betrachtetes Moment in Feldmitte

DIN EN 1992-1-1 enthält keine spezifischen Ansätze zur Bestimmung des Rissmoments, aber es ist üblich, es über das Widerstandsmoment W_c des Brutto-Betonquerschnitts im ungerissenen Zustand I mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} zu berechnen. DIN EN 1992-1-1, 7.4.3 (4)

Für die Ermittlung des Rissmoments zur Berechnung der Rissabstände für den Verbundnachweis sieht die Richtlinie dagegen einen expliziten Ansatz vor, der neben den Parametern W_c und $f_{ctm,surf}$ auch den Faktor κ_{fl} enthält, um den Einfluss der Bauteilhöhe h für biegebeanspruchte Bauteile zu berücksichtigen. Der Faktor κ_{fl} führt bei h<600 mm zu erhöhten rechnerischen Rissmomenten bzw. größeren Rissabständen im Vergleich zum üblichen Verfahren nach DIN EN 1992-1-1 und wirkt daher konservativ. Bei der Verformungsberechnung hingegen führt ein höheres rechnerisches Rissmoment zur Berücksichtigung einer größeren ungerissenen Länge des Bauteils bzw. kleinerer rechnerischer Verformungen und wirkt sich somit günstig aus. Der Faktor κ_{fl} sollte daher auf der sicheren Seite nicht für Verformungsberechnungen verwendet werden. Denn hier wird der tatsächlich ermittelte Mittelwert der Betonzugfestigkeit $f_{ctm,surf}$ an der Deckenuntersicht berücksichtigt. Auf der sicheren Seite könnte alternativ der Wert nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 angesetzt werden.

$$M_{cr} = W_c \cdot f_{ctm,surf} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot f_{ctm,surf} = \frac{1000 \cdot 250^2}{6} \cdot 3{,}08 = 32{,}08 \cdot 10^6\ kNm$$ (6.625)

Im Hinblick auf die Belastungsgeschichte des Bauteils sind dabei folgende Momente zu berücksichtigen:

$M_{0,perm}$ = maximales Moment in Feldmitte unter quasi-ständiger Belastung vor der Verstärkung
$M_{0,perm} = 55{,}72$ kNm (6.626) vgl. Tab. 42

M_0 maximales Feldmoment nach der teilweisen Entlastung unmittelbar vor der Verstärkung
$M_0 = 43{,}95$ kNm (6.627)

M_{perm} maximales Feldmoment unter quasi-ständiger Belastung nach der Verstärkung
$M_{perm} = 70{,}31$ kNm (6.628)

Unter Berücksichtigung des Lastverlaufs und unter Verwendung der Verteilungskoeffizienten kann die Durchbiegung in Feldmitte annähernd wie folgt bestimmt werden:
Maximales Feldmoment unter quasi-ständiger Belastung nach Verstärkung

$$\alpha = k_M \cdot {l_{eff}}^2 \cdot \left[\left(\left(\frac{M_{0,perm}}{E_{c,eff}\cdot I_{0I,eff}} + \varepsilon_{cs}\cdot\alpha_e\cdot\frac{S_{0I,eff}}{I_{0I,eff}}\right)\cdot\beta_1 + \left(\frac{M_0-M_{0,perm}}{E_{cm}\cdot I_{0I}} - \frac{M_0-M_{0,perm}}{E_{cm}\cdot I_I}\right)\cdot\beta_2\right)\cdot\left(\frac{M_{cr}}{M_{0,perm}}\right)^2 + \left(\frac{M_{perm}-M_{0,perm}}{E_{c,eff}\cdot I_{I,eff}}\right)\cdot\beta_1\cdot\left(\frac{M_{cr}}{M_{perm}}\right)^2 + \left(\frac{M_{0,perm}}{E_{c,eff}\cdot I_{0II,eff}} + \varepsilon_{cs}\cdot\alpha_e\cdot\frac{S_{0II,eff}}{I_{0II,eff}}\right)\cdot\left(1-\beta_1\cdot\left(\frac{M_{cr}}{M_{0,perm}}\right)^2\right) + \left(\frac{M_0-M_{0,perm}}{E_{cm}\cdot I_{0II}} - \frac{M_0-M_{0,perm}}{E_{cm}\cdot I_{II}}\right)\left(1-\beta_2\cdot\left(\frac{M_{cr}}{M_{0,perm}}\right)^2\right) + \left(\frac{M_{perm}-M_{0,perm}}{E_{c,eff}\cdot I_{II,eff}}\right)\cdot\left(1-\beta_1\cdot\left(\frac{M_{cr}}{M_{perm}}\right)^2\right)\right] \quad (6.629)$$

Dabei ist:

k_M = Beiwert, der von der Last- und Lagerungsanordnung abhängt und durch doppelte Integration der Krümmung ermittelt wird
$k_M = 5/48$ (6.630)

l_{eff} = effektive Spannweite

$E_{c,eff}$ = effektives Elastizitätsmodul des Betons

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty,t_0)} \quad (6.631)$$

E_{cm} = Sekantenelastizitätsmodul von Beton

E_s = Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Bewehrungsstahls

$\varphi(\infty,t_0)$ = für die Belastung und das Zeitintervall relevante Kriechkoeffizient

ε_{cs} = freie Schwinddehnung
$\varepsilon_{cs} = 0{,}4325 \cdot 10^{-3}$ (6.632)

α_e = effektives modulares Verhältnis

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (6.633)$$

I_{0I} = Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Querschnitts vor dem Verstärken, mit dem Sekantenmodul E_{cm} berechnet

$I_{0I,eff}$ Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Querschnitts vor dem Verstärken, mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$ berechnet

$S_{0I,eff}$ statisches Moment der Bewehrung bezogen auf den Schwerpunkt des ungerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven Elastizitätsmodul $E_{c,eff}$

I_{0II} Flächenträgheitsmoment des gerissenen Querschnitts vor dem Verstärken, mit dem Sekantenmodul E_{cm} berechnet

$I_{0II,eff}$ Flächenträgheitsmoment des gerissenen Querschnitts vor dem Verstärken, mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$ berechnet

$S_{0II,eff}$ statisches Moment der Bewehrung bezogen auf den Schwerpunkt des gerissenen Querschnitts vor der Verstärkung, berechnet mit dem effektiven Elastizitätsmodul $E_{c,eff}$

I_I Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Querschnitts nach dem Verstärken, mit dem Sekantenmodul E_{cm} berechnet

$I_{I,eff}$ Flächenträgheitsmoment des ungerissenen Querschnitts nach dem Verstärken, mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$ berechnet

I_{II} Flächenträgheitsmoment des gerissenen Querschnitts nach dem Verstärken, mit dem Sekantenmodul E_{cm} berechnet

$I_{II,eff}$ Flächenträgheitsmoment des gerissenen Querschnitts nach dem Verstärken, mit dem effektiven E-Modul $E_{c,eff}$ berechnet

Mit den in Tabelle 41 angegebenen Querschnittswerten ergibt sich:

(6.634)

$$\alpha = \frac{5}{48} \cdot 7\,500^2 \cdot \left[\left(\left(\frac{55{,}72 \cdot 10^6}{9\,719 \cdot 1{,}511 \cdot 10^9} + 0{,}4325 \cdot 10^{-3} \cdot 20{,}58 \cdot \frac{1{,}0247 \cdot 10^5}{1{,}511 \cdot 10^9}\right) \cdot 0{,}5 + \left(\frac{(43{,}95-55{,}72) \cdot 10^6}{33\,000 \cdot 1{,}367 \cdot 10^9} - \frac{(43{,}95-55{,}72) \cdot 10^6}{33\,000 \cdot 1{,}452 \cdot 10^9}\right) \cdot 1{,}0\right) \cdot \left(\frac{43{,}31 \cdot 10^6}{55{,}72 \cdot 10^6}\right)^2 + \left(\frac{(70{,}31-55{,}72) \cdot 10^6}{9\,719 \cdot 2{,}386 \cdot 10^9}\right) \cdot 0{,}5 \cdot \left(\frac{32{,}08 \cdot 10^6}{70{,}31 \cdot 10^6}\right)^2 + \left(\frac{55{,}72 \cdot 10^6}{9\,719 \cdot 6{,}531 \cdot 10^8} + 0{,}4325 \cdot 10^{-3} \cdot 20{,}58 \cdot \frac{1{,}6117 \cdot 10^5}{6{,}531 \cdot 10^8}\right) \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{32{,}08 \cdot 10^6}{55{,}72 \cdot 10^6}\right)^2\right) + \left(\frac{(43{,}95-55{,}72) \cdot 10^6}{33\,000 \cdot 2{,}4912 \cdot 10^8} - \frac{(43{,}95-55{,}72) \cdot 10^6}{33\,000 \cdot 2{,}8661 \cdot 10^8}\right)\left(1 - 1{,}0 \cdot \left(\frac{32{,}08 \cdot 10^6}{55{,}72 \cdot 10^6}\right)^2\right) + \left(\frac{(70{,}31-55{,}72) \cdot 10^6}{9\,719 \cdot 7{,}4145 \cdot 10^8}\right) \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{32{,}08 \cdot 10^6}{70{,}31 \cdot 10^6}\right)^2\right)\right] = 71{,}9\ mm$$

Die Durchbiegung entspricht 1/105 der effektiven Spannweite.
Diese Verformungen, die deutlich über den in DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 7.4.1 (4) festgelegten Grenzwerten für Neubau liegen – welche gemäß der Richtlinie auch nach Durchführung der Verstärkungsmaßnahmen einzuhalten sind –, müssen im Hinblick auf die zukünftige Nutzung des Bauwerks bewertet werden.
In der Praxis werden Bauteile mit hoher Biegeschlankheit häufig mit Schalungsüberhöhung hergestellt. Kann eine Herstellung mit Schalungsüberhöhung für das betrachtete Bauteil nicht ausgeschlossen werden, sollte der vereinfachte Nachweis gemäß Abschnitt RV 6.1.1.3.5 der Richtlinie für den Verbundnachweis am Zwischenrisselement nicht angewendet werden.
Sofern keine genaueren Berechnungen durchgeführt werden, sollte im Rahmen des genaueren Verfahrens gemäß Abschnitt RV 6.1.1.3.6 der Richtlinie bei der Ermittlung der durch Verbund aufnehmbaren Normalkraftänderung ΔF_{LRd} nach Gleichung (RV 6.14) auf die Berücksichtigung des verbundtragenden Anteils $\Delta F_{Lk,KF}$ infolge der Bauteilkrümmung gemäß Gleichung (RV 6.17) verzichtet werden.

Nachweis der Bewehrungsanordnung

An allen Stellen sollte eine ausreichende Bewehrung vorgesehen werden, um der einwirkenden Zugkraft standzuhalten. Das ist die Grundanforderung der DIN EN 1992-1-1. Die Richtlinie geht sogar noch darüber hinaus und macht aus dem „sollte“ ein „muss“, da ein Einschneiden in die verschobene Zugkraftlinie nicht zulässig ist.

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 9.2.1.3 (RV 5)

Unabhängig von den Besonderheiten der Verstärkungsmethoden mit geklebter Bewehrung verlangt die Richtlinie daher eine grafische Darstellung der verschobenen Zugkraftlinie und Zugkraftlinie auf Widerstandsseite für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Bei einer Biegezugverstärkung aufgeklebten CFK-Lamellen ist über die gesamte Bauteillänge im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen, dass in allen Querschnitten ausreichend Längszugbewehrung zur Aufnahme der maßgebenden Zugkraft vorhanden ist.

Bei der Ermittlung der Zugkraftlinie unter Berücksichtigung des Versatzmaßes sind die unterschiedlichen Dehnungen der einzelnen Bewehrungslagen sowie abgestufte Bewehrung zu berücksichtigen. Für ein Bauteil wie in dem hier betrachteten Beispiel bedeutet dies, dass die aus dem Bemessungspunkt beim maximalen Biegemoment bekannten Bedingungen (Hebelarme, Dehnungen) nicht über den gesamten Träger angenommen werden können. Stattdessen sind für die Bestimmung der wirksamen Zugkraft unterschiedliche Bereiche zu betrachten – abhängig von der Anordnung der Längsbewehrung, dem Zustand des Querschnitts (gerissen oder ungerissen) zum Zeitpunkt der Verstärkung sowie der daraus resultierenden Vorverformung der Stahlbewehrung. Die für eine manuelle Berechnung erforderliche Genauigkeit darf dabei nicht unterschätzt werden. Für die Handrechnung wird daher empfohlen, die Zugkräfte in Stahl und Lamellen an wenigen ausgewählten Diskontinuitätsstellen zu bestimmen und zwischen diesen Punkten abhängig vom einwirkenden Biegemoment zu interpolieren.

Die Richtlinie stellt keine Ansätze zur Ermittlung der Gesamtzugkraft auf Widerstandsseite, also der Summe aus Stahl- und Lamellenkraft, zur Verfügung. Es existiert lediglich ein Nachweisansatz für die Endverankerung, der jedoch nicht auf den Zugkräften, sondern auf dem Biegewiderstand basiert. Für die angrenzenden Bereiche mit einem sukzessiven Aufbau der Zugkraft über die Zwischenrisselemente stehen lediglich Verbundnachweise für die aufgeklebten CFK-Lamellen zur Verfügung, welche jedoch keinen Bezug zur Entwicklung der Stahlkraft aufweisen. Die geforderte graphische Darstellung der verschobenen Zugkraftlinie sowie der Zugkraftwiderstand über das gesamte Bauteil ist daher getrennt für die Stahlbewehrung und die geklebte Bewehrung durchzuführen.

Darüber hinaus kann die Trennung zwischen dem Endverankerungsnachweis und dem Nachweis des Zugkraftverlaufs in den Zwischenrisselementen zu einem Sprung in der verschobenen Zugkraftlinie führen. Dies ergibt sich aus der zulässigen Reduzierung des Versatzes der Momentenlinie an der Stelle des Endverankerungsnachweises ($s_{Mcr,ULS}$), wodurch es im angrenzenden Bereich zu einer Diskontinuitätsstelle in die verschobene Zugkraftlinie kommen kann. Ergänzend zu den Anforderungen der Richtlinie wird daher empfohlen, die verschobene Lamellenzugkraftlinie mit dem regulären Versatzmaß ($a_l = d_L$) innerhalb der Rissabstände s_r nach der Position des Endverankerungsnachweises (Position des Pfeils in der nachfolgenden Abbildung) abzudecken. Im vorliegenden Beispiel wurde dies durch einen Nachweis des Zugkraftverlaufs in diesem Bereich sichergestellt.

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, 9.3.1.1 (RV 10)

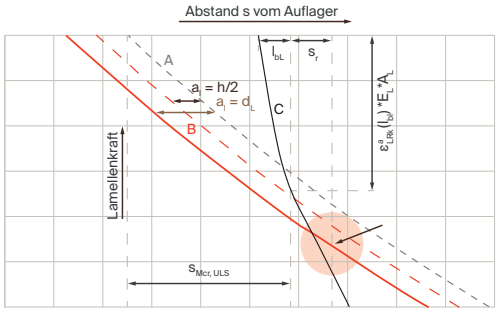


Abb. 44 – Verschobene Lamellenzugkraftlinie an der Stelle der Endverankerung ($s_{Mcr,ULS}$)

Einwirkende Zugkraft

Die Stahl- und Lamellenkräfte wurden bereits im Zusammenhang mit der Nachweisführung für die Biegefestigkeit im GZT ermittelt und grafisch dargestellt. Da hier, anders als bei Schlitzlamellen, der Zugkraftverlauf nicht nur an einer Stelle überprüft wird, wird das Versatzmaß nicht durch eine näherungsweise Verschiebung der Zugkraftlinien berücksichtigt, sondern durch die Ermittlung der Zugkräfte als Ergebnis des verschobenen Moments.

Das Versatzmaß der Momentenlinie beträgt auf der sicheren Seite:

$$a_l = d_L \quad (6.635)$$

Zugkrafttragfähigkeit

Bewehrungsstahl:
Da die Richtlinie kein spezielles Konzept für die Verankerung der unteren Stahlbewehrung vorsieht, kann nur wie in den Abschnitten 9.2.1.3 und 9.2.1.4 in Verbindung mit Abschnitt 9.3.1.2 der DIN EN 1992-1-1 beschrieben vorgegangen werden. Dabei ist zu beachten, dass dieses Konzept auf dem Abstufen von Bewehrung basiert und sich somit grundlegend vom Nachweis der aufgeklebten Bewehrung unterscheidet, welcher auf der der Zugkraftlinie beruht.
Gemäß DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 9.2.1.3 (3) kann die Tragfähigkeit der Stäbe innerhalb ihrer Verankerungslängen unter der Annahme einer linearen Kraftveränderung berücksichtigt werden. Für die Darstellung des Zugkraftwiderstands des Stahls entspricht der Widerstand der Stäbe der maximalen Zugkraft des Stahls $F_{sRd,max}$, die unter Anwendung von f_{yd} oder $f_{tk,cal}/\gamma_S$ berechnet wird. Es gibt n = 5 Stäbe in jedem der Typen ‘1’ und ‘2’ mit einem Durchmesser von 12 mm.

$$F_{sRd,max} = 2 \cdot n \cdot \frac{\emptyset^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{f_{tk,cal}}{\gamma_s} = 2 \cdot 5 \cdot \frac{12^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{525}{1{,}15} \cdot 10^{-3} = 516{,}31\ kN \quad (6.636)$$

Bei der Bestimmung des Bemessungswertes der Verankerungslänge l_{bd}, war die Mindestverankerungslänge $l_{b,min}$ entscheidend.

$l_{b,min}$ = 80,4 mm (6.637)

Innerhalb dieser Verankerungslänge von 80,4 mm kann jedoch keine Zugkraft entsprechend f_{yd} entwickelt werden. Bei der Anwendung des Konzepts für die Endverankerung gemäß Abschnitt RV 6.1.1.4.2 muss daher auch geprüft werden, ob die am äußersten Biegeriss auftretende Stahlkraft, die einer Stahlspannung bis zu f_{yd} entsprechen kann, auch innerhalb der Verbundlänge bis zu dieser Rissposition verankert werden kann.
In diesem Beispiel findet keine Umverteilung der Zugkraft infolge einer lokalen Ablösung der Lamellen statt, und der Bemessungswert der Stahlkraft, die am äußersten Biegeriss wirkt, beträgt

$$F^a_{sRd}(l_{bL}) = \frac{F^a_{sRk}(l_{bL})}{\gamma_s} = \frac{235{,}65}{1{,}15} = 204{,}9\ kN \quad (6.638)\ \text{vgl. Gl. (6.569)}$$

Innerhalb der vorgesehenen Verankerungslänge l_b = 250 mm, gemessen von der Berührungslinie zwischen Träger und Stütze, kann eine maximale Zugkraft F_{sd} entwickelt werden.

$$F_{sd} = \frac{l_b \cdot 2 \cdot n \cdot \emptyset \cdot \pi \cdot f_{bd}}{\alpha_5} = \frac{250 \cdot 2 \cdot 5 \cdot 12 \cdot \pi \cdot 3{,}04}{0{,}67} \cdot 10^{-3} = 427{,}6\ kN \geq F^a_{sRd}(l_{bL}) \quad (6.639)$$

Eine weitere Prüfung ist hier nicht erforderlich.

CFK-Lamellen:
Um einheitlich vorzugehen, wird die Endverankerung der CFK-Lamellen an dem Biegeriss, der dem Momentennullpunkt am nächsten liegt, überprüft. Das unvermeidbare Einschneiden in die verschobene Zugkraftlinie in diesem Bereich bei Anwendung des Konzepts der Richtlinie für die Überprüfung der Endverankerung muss akzeptiert werden. Für den Widerstand wird die proportionale Lamellenzugkraft als Funktion der vorhandenen Verbundlänge l_{bL} bestimmt.

$$F_{LRd}(l_{bL}) = \varepsilon^{a}_{LRk}(l_{bL}) \cdot E_L \cdot A_L \cdot \frac{1}{\gamma_{BA}} \leq F_{LRd,max} \quad (6.640)$$

$$F_{LRd,max} = \varepsilon_{LRd,max} \cdot E_L \cdot A_s = 10 \cdot 173\,000 \cdot 180 \cdot 10^{-6} = 311{,}4\ kN \quad (6.641)$$

Die Lamellen vom Typ FRS-L-S 100 × 1,2 mit einer Länge von 7,00 m sind zwischen den Trägerquerschnitten in einem Abstand von 0,250 m zur rechnerischen Mitte der Endauflager anzuordnen. Der Achsabstand der Lamellen beträgt dabei

a_L = 667 mm (6.642)

Bei der betrachteten Einfeldplatte ergibt sich der maximal zulässige Achsabstand der CFK-Lamellen zu

DAfStb-Richtlinie, Teil 1, RV 8.2.1.1

- 0,2-fache Entfernung zwischen den Momentennullpunkten

$0{,}2 \cdot l_{eff} = 0{,}2 \cdot 7\,500 = 1\,500\ mm$ (6.643)

- 5-fache Plattendicke

$5 \cdot h = 5 \cdot 250 = 1\,250\ mm$ (6.644)

Beide Grenzwerte werden eingehalten.
Der Abstand zum berechneten Auflagerpunkt beträgt 250 mm und ist im vorliegenden Fall für die Vermeidung eines Versatzbruchs nicht relevant.

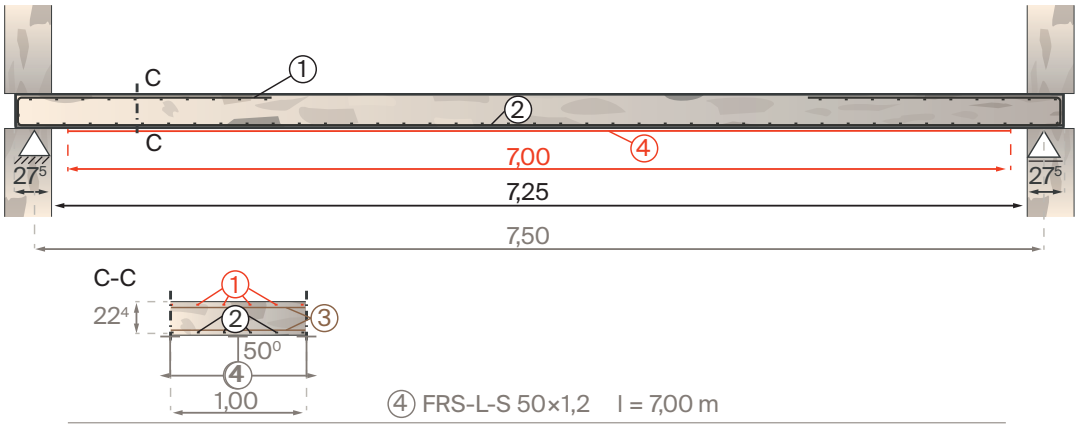


Abb. 45 – Anordnung der CFK-Lamellen

Die vorhandene Verbundlänge l_{bL} an der Position des Biegerisses, der dem Momentennullpunkt $s_{Mcr,ULS}$ am nächsten liegt, ergibt sich aus dieser Anordnung wie folgt:

$$l_{bL} = s_{M_{cr,ULS}} - 250 = 668 - 250 = 418\ mm \quad (6.645)$$

Für $l_{bL} > l_{bL,lim} = 170\ mm$:

$$F_{LRd}(l_{bL} = 0{,}418\ m) = \varepsilon^{a}_{LRk,lim} \cdot E_L \cdot A_L \cdot \frac{1}{\gamma_{BA}} \leq 1{,}779 \cdot 173\,000 \cdot 180 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{1{,}5} = 36{,}94\ kN \quad (6.646)$$

Über die Position des äußersten Biegerisses hinaus, der dem Punkt des Momentennullpunkts $s_{Mcr,ULS}$ am nächsten liegt, wird der Differenz des Verbundkraftwiderstands ΔF_{LRd} in Abhängigkeit vom Abstand der Biegerisse s_r bestimmt.

Da in dem hier betrachteten Beispiel zwischen den beiden Endauflagern eine nicht abgestufte Stahlbewehrung vorhanden ist, gilt der Rissabstand gleichmäßig über die gesamte Länge des Bauteils. Mit Ausnahme der geringfügigen Unterschreitung von etwa 2 %, die an der Stelle akzeptiert wird, an der die Bewehrung aus Baustahl ihre Streckgrenze erreicht, darf die Lamellenzugkraftlinie in keinem Bereich steiler sein als die Steigung bezogen auf einen Meter.

$$\frac{\Delta F_{LRd}}{s_r} = \frac{18{,}32}{0{,}176} = 104{,}1\ \ kN/m \quad (6.647)$$

Dies kann verwendet werden, um die Länge Δl_{bL} zu bestimmen, die über den Biegeriss hinaus erforderlich ist, der dem Momentennullpunkt am nächsten liegt, um die maximale Lamellenkraft zu entwickeln $F_{LRd,max}$.

$$\Delta l_{bL} = \frac{F_{LRd,max} - F_{LRd}(l_{bL}=0{,}418\ m)}{\frac{\Delta F_{LRd}}{s_r}} = \frac{311{,}4 - 36{,}94}{104{,}1} = 2{,}637\ m \quad (6.648)$$

Dies ist der grundlegende und wesentliche Unterschied zur Überprüfung der Zugkraftdeckung für die Betonbewehrung und für Schlitzlamellen. Bei diesen Methoden kann der Verlauf der einwirkenden Zugkraft in einigen Bereichen eine größere Steigung aufweisen als die Funktion des Zugkraftwiderstands.

Da die Spannungsgrenzen der Richtlinie eingehalten werden und die inneren Kräfte gemäß der Elastizitätstheorie bestimmt wurden, ist eine zusätzliche Überprüfung des Zugkraftwiderstands im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht erforderlich.

Überprüfung zusätzlicher Anforderungen an die Bewehrungsanordnung

Querschnittsfläche und Anordnung der oberen Bewehrung an den Auflagern — DIN EN 1992-1-1 9.3.1.2 (2)

Da die Teileinspannung an den Endauflagen der Platte in den Nachweisen nicht berücksichtigt wurde, muss dort eine obere Bewehrung angeordnet werden, die mindestens 25 % des maximalen Moments im Feld aufnehmen kann. Gemäß DIN EN 1992-1-1 sollte die Bewehrung mindestens das 0,25-fache der Länge des benachbarten Felds, gemessen von der Auflagerstirnseite, betragen und verankert sein.
Die vorhandene obere Bewehrung am Endauflager besteht aus n = 5 gebogenen Stäben Ø 12 mm vom Typ ‘1’ mit einer Schenkellänge von 1,91 m. Dies entspricht einer Querschnittsfläche A_s von

$$A_s = n \cdot \frac{\emptyset^2 \cdot \pi}{4} = 5 \cdot \frac{12^2 \cdot \pi}{4} = 565\ mm^2 \quad (6.649)$$

Diese Querschnittsfläche entspricht dem folgenden Anteil der in Abschnitt 6.3 bestimmten erforderlichen Feldbewehrung:

$$\frac{A_s}{A_{s1,req}} = \frac{565}{1\,465} = 0{,}386 \geq 0{,}25 \quad (6.650)$$

Das Verhältnis der Schenkellänge l zur effektiven Stützweite l_{eff} ist:

$$\frac{l}{l_{eff}} = \frac{1{,}91}{7{,}50} = 0{,}255 \geq 0{,}25 \quad (6.651)$$

Eine ausreichende Verankerung wird durch die gebogenen Stäbe vom Typ ‘1’ gewährleistet.

Mindestbewehrung

DIN EN 1992-1-1 9.3.1.1 (1)

Die Fläche der Längsbewehrung sollte nicht kleiner als $A_{s1,min}$ sein, berechnet anhand des Rissmoments M_{cr} unter Berücksichtigung des Widerstandsmoment des Betonquerschnitts im ungerissenen Zustand. Dabei wird der Mittelwert der Betonzugfestigkeit $f_{ctm,surf}$ berücksichtigt, der an der Unterseite der Platte ermittelt wurde.

$$A_{s1,min} = \frac{M_{cr}}{z \cdot f_{yk}} = \frac{f_{ctm} \cdot W_c}{z \cdot f_{yk}} = \frac{f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}}{0{,}85 \cdot d \cdot f_{yk}} = \frac{3{,}08 \cdot \frac{1000 \cdot 250^2}{6}}{0{,}85 \cdot 224 \cdot 500} = 337\ mm^2$$

(6.652)

Die Mindestfläche der Längsbewehrung beträgt:

$$A_{s1} = 1\,131\ mm^2 \geq A_{s1,min} = 337\ mm^2$$

(6.653)

Maximale Bewehrung

Die Gesamtquerschnittsfläche der Zug- und Druckbewehrung sollte $A_{s,max}$ nicht überschreiten.

$$A_{s,max} = 0{,}08 \cdot A_{sc} = 0{,}08 \cdot 1000 \cdot 250 = 20\,000\ cm^2$$

(6.654) DIN EN 1992-1-1 9.3.1.1 (1)

Unter Berücksichtigung des Querschnitts der CFK-Lamellen durch einen gleichwertigen Stahlbewehrungsquerschnitt beträgt die maximale Fläche der Längsbewehrung:

$$A_{s,prov} = 1\,131 + 565 + \frac{180 \cdot 10 \cdot 10^{-3} \cdot 173\,000}{\frac{500}{1{,}15}} = \ 2\,412\ mm^2 \ \leq \ A_{s,max} = \ 20\,000\ mm^2$$

(6.655)


fischer
FRS-CA

6.3 Beispiel 3: Lokale Verstärkung einer nachträglichen Aussparung einer Platte mit aufgeklebten CFK-Lamellen

Hinweis: In diesem Beispiel wird eine kleine nachträgliche Aussparung betrachtet. Nach DAfStb-Merkblatt 599 ist bei einer kleinen Aussparung der Ersatz der durchtrennten Bewehrung ausreichend. Die hinzugefügte Bewehrung muss mit der unterbrochenen Bewehrung durch eine Überlappung verbunden werden. Hierfür wird das Nachweisverfahren für die örtliche Verstärkung mit aufgeklebten CFK-Lamellen nach Abschnitt RV 6.1.1.5 der Richtlinie angewendet. Vorteilhaft könnte auch das Verfahren mit Schlitzlamellen - bei normaler Betondeckung zumindest für eine Richtung - angewendet werden, wodurch Verankerungslängen und Wandabstände reduziert werden könnten. In der aktuellen Richtlinie ist diese Methode jedoch nur für eine zusätzliche Biegebewehrung über die gesamte Bauteillänge vorgesehen.

Die ausgeschnittene Bewehrung kann auch bei mittelgroßen Aussparungen ersetzt werden. Der tatsächliche Kraftfluss muss jedoch berücksichtigt werden, indem Ober- und Unterseite der Platte im einachsigen Spannungszustand mit Hilfe von Stabwerksmodellen getrennt betrachtet werden. Eine Querbewehrung muss dann quer zur Richtung der geneigten Druckstreben verlegt werden. Zusätzlich werden Spannungskonzentrationen, die an den Ecken des Ausschnitts auftreten, vorteilhaft durch eine Schrägbewehrung aufgenommen. Der in diesem Beispiel für kleine Aussparungen gezeigte Nachweis für die örtliche Verstärkung wäre dann bei der Ermittlung der Übergreifungs- und Verankerungslängen für die Zugbänder entsprechend anzuwenden.

Kleine und mittlere Aussparungen werden nur lokal betrachtet und ihre Auswirkungen werden bei der Ermittlung der Schnittgrößen am gesamten System nicht berücksichtigt. Große Aussparungen, deren größte Abmessung mehr als 20 % der Spannweite der Platte beträgt, müssen jedoch bei der Ermittlung der Schnittgrößen berücksichtigt werden.

Bei nachträglich eingebrachten Aussparungen beliebiger Größe muss das Bauteil zunächst lokal unterstützt werden, um eine Überbeanspruchung der vorhandenen Bewehrung zu verhindern, bevor die Verstärkung wirksam wird. Eine aktive Unterstützung ist besonders dann vorteilhaft, wenn nicht einmal die Eigengewichts- und Eigenlasten von der vorhandenen Bewehrung aufgenommen werden können. In der Regel müssen die freien Kanten der Aussparung mit Bügeln eingefasst werden (Bild 6-5). Bei Innenbauteilen wie in diesem Beispiel kann nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 9.3.1.4 (NA.3) in der Regel auf eine solche Bewehrung verzichtet werden, da diese Bauteile in der Regel keine hohen Randlasten oder kritische Temperatur- und Schwindspannungen an den Öffnungen aufweisen. Insbesondere bei nachträglich eingebrachten Aussparungen in Platten muss jedoch die spezifische Situation berücksichtigt werden.

Unabhängig von der tatsächlichen Ausnutzung der Bewehrung an der Stelle der Aussparung wird hier die maximale Stabzugkraft für den Ersatz der geschnittenen Stäbe berücksichtigt. Detaillierte Analysen könnten möglicherweise zu einer wirtschaftlicheren Lösung mit kürzeren Lamellenlängen führen, die auch etwas geringere Abstände zu den Wänden zulassen würden.

Der für die Anwendung erforderliche Nachweis der Feuerwiderstandsfähigkeit eines nach der DAfStb-Richtlinie „Verstärkung von Betonbauteilen mit aufgeklebter Bewehrung“ verstärkten Bauteils ist nach DIN EN 1992-1-2 und dem Nationalen Anhang ohne Berücksichtigung der verstärkenden Wirkung der aufgeklebten Bewehrung zu führen. Alternativ ist dieser Nachweis nach den Regeln einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung einer Brandsperre zum Schutz der Verklebung und der CFK-Lamellen vor Wärme- und Brandeinwirkung zu führen. Diese Nachweise sind hier nicht dargestellt.

Ausgangslage

In einer Stahlbetondecke soll nachträglich ein Durchbruch für einen Schornstein hinzugefügt werden. Der Schornstein hat die Abmessungen 28 x 28 cm. Der dafür nötige Ausschnitt ist 30 cm x 30 cm groß. Er wird in einer Ecke der Platte hergestellt. Der Abstand zu den beiden angrenzenden aufgehenden Wänden beträgt jeweils 70 cm. Die Decke selbst ist eine quadratische, 20 cm dicke Stahlbetonplatte. Sie ist an allen Seiten gelenkig gelagert. Die Spannweite beträgt in beide Richtungen 4,80 m.

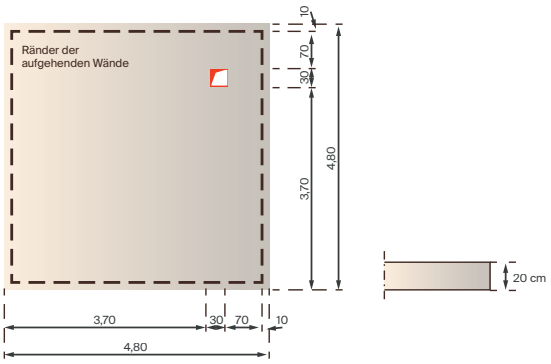


Abb. 46 – Lage des nachträglich hinzugefügten Durchbruchs in der Platte

Die Platte muss zur Verstärkung von oben und unten zugänglich sein. Bodenaufbauten wie Estrich müssen in einem größeren Bereich um die Aussparung entfernt werden.

Die ursprüngliche Bemessung und Konstruktion sollte bereits nach DIN EN 1992-1-1 durchgeführt worden sein. Eine Neuberechnung ist daher nicht erforderlich.

System, Lasten und Bewehrungsanordnung

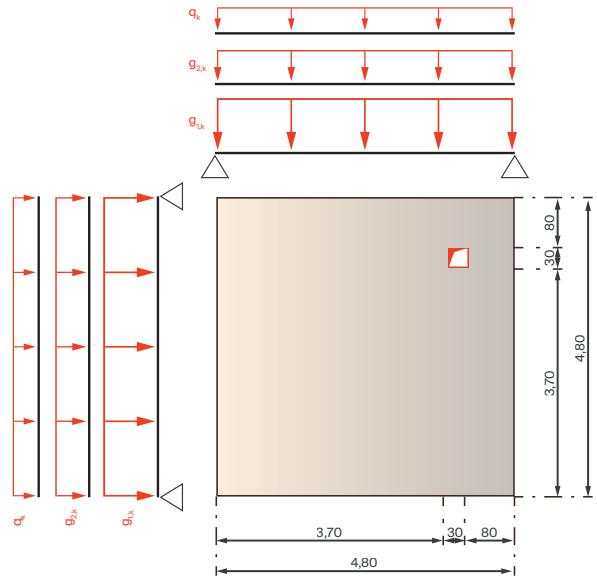


Abb. 47 – System und Lasten

Tab. 44 – Charakteristische Einwirkungen

Ständige Lasten	$g_{1,k}$ Eigengewicht	5,0 kN/m²
	$g_{2,k}$ Ausbaulasten	2,0 kN/m²
Veränderliche Lasten (Kategorie A)	q_k Nutzlasten	2,0 kN/m²

Bewehrungsanordnung

Abb. 48 zeigt die untere und obere Bewehrung zur Aufnahme der Feldmomente, der Momente, die durch das Abheben der Ecken verursacht werden, und der Momente aufgrund der teilweisen Fixierung, die bei der statischen Berechnung nicht berücksichtigt wurden. Es wurde die zum Zeitpunkt der Konstruktion verfügbare Standardbewehrungsmatte Q188 mit den Abmessungen 5,00 m x 2,15 m verwendet. Die nominelle Betondeckung c_{nom} für die obere und untere Bewehrung beträgt 20 mm bezogen auf die äußeren Stäbe. Die Betondeckung spielt hier jedoch keine Rolle, da die Schnittgrößen weder ermittelt noch als Parameter für die Bemessung verwendet werden.

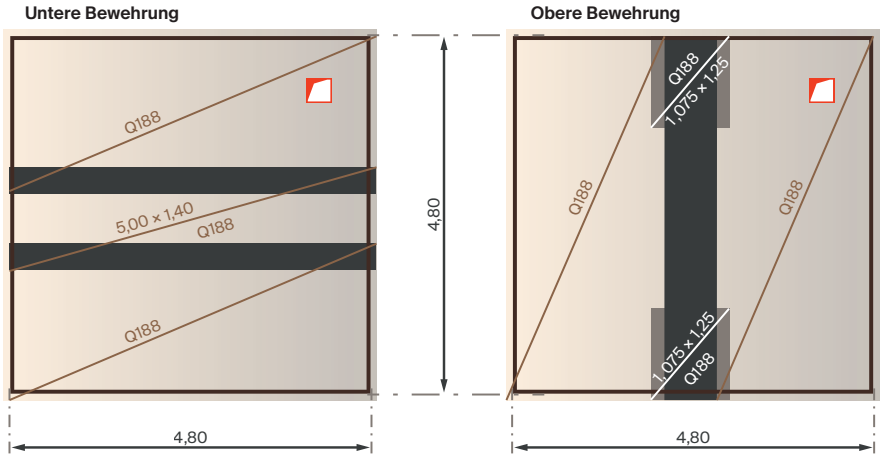


Abb. 48 – Bewehrungsanordnung

Grundlagen der Tragwerksplanung

Tab. 45 – Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und vorübergehende Einwirkungen

DIN EN 1990, A.1.3

Einwirkungen	Günstig	Ungünstig
Ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,inf}$	$\gamma_{G,sup}$
	1,0	1,35
Veränderliche Einwirkungen	-	γ_Q
		1,5

Tab. 46 – Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffe in ständigen und quasi-ständigen Bemessungssituationen

DIN EN 1992-1-1, 2.4.2.4

DAfStb Richtlinie, 2.4.2.4

DIN EN 1993-1-1, 6.1

Werkstoff	Beton	Bewehrungsstahl	CFK-Klebelamellen	
Bemessungssituation			Zugbelastung	Verbund mit Beton
Symbol	γ_C	γ_S	γ_{LL}	γ_{BA}
Wert	1,5	1,15	1,2	1,5

Baustoffe

Bewehrungsstahl
B500A

$f_{yk} = 500\ N/mm^2$ (6.700)

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1{,}15} = 435\ N/mm^2$ (6.701)

$f_{tk,cal} = 525\ N/mm^2$ (6.702)

$E_s = 200\,000\ N/mm^2$ (6.703)

$\varepsilon_{ud} = 25\ ‰$ (6.704)

CFK-Lamellen
FRS-L-S

$b_L = 75\ mm$ (6.705)

$t_L = 1{,}2\ mm$ (6.706)

$f_{Luk} = 2701\ N/mm^2$ (6.707)

$\alpha_{Zeit} = R_{Lflt} = 0{,}9 \quad (pH = 13{,}7)$ (6.708)

$f_{Ld} = \alpha_{Zeit} \cdot \frac{f_{Luk}}{\gamma_{LL}} = 0{,}9 \cdot \frac{2\,800}{1{,}2} = 2100\ N/mm^2$ (6.709)

$E_L = 165\,000\ N/mm^2$ (6.710)

Klebstoff
FRS-CS

$\tau_{L1k} = 0{,}366 \cdot \sqrt{\alpha_{cc} \cdot f_{cm} \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctm,surf}}$ (6.711)

An der Unterseite: $\tau_{L1k} = 0{,}366 \cdot \sqrt{0{,}85 \cdot 28 \cdot 0{,}85 \cdot 2{,}1} = 2{,}39\ N/mm^2$ (6.712)

An der Oberseite: $\tau_{L1k} = 0{,}366 \cdot \sqrt{0{,}85 \cdot 28 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}5} = 2{,}02\ N/mm^2$ (6.713)

$s_{L0k} = 0{,}201\ mm$ (6.714)

Schnittgrößenermittlung

Im Hinblick auf die hier gewählte vereinfachte Methode zum Austausch der geschnittenen Stäbe ist es nicht erforderlich, die Schnittgrößen zu ermitteln.

Beurteilung des Durchbruchs

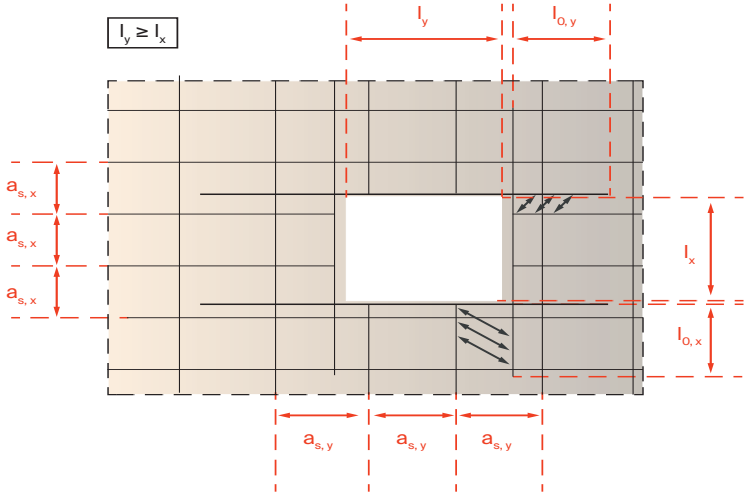


Abb. 49 – Bezeichnungen am Durchbruch

Nach dem DAfStb-Merkblatt 5991 liegt eine kleine Aussparung vor, wenn die beiden folgenden Bedingungen für das größere Maß l_y der Aussparung erfüllt sind.

$$l_y \leq 2 \cdot h \quad (6.715)$$

$$l_y \leq 2 \cdot a_{s,y} \quad (6.716)$$

Dabei ist:

h = Dicke der Platte

$a_{s,y}$ = Abstand von Mitte zu Mitte der Stäbe in y-Richtung

Abb. 49 findet sich in analoger Form im DAfStb-Heft 5991 und ist so zu interpretieren, dass bei einer kleinen Aussparung nicht mehr als zwei Stäbe in jede Richtung geschnitten werden. Daher sollte eine zusätzliche Anforderung an das kleinere Maß l_x der Aussparung gestellt werden:

$$l_x \leq 2 \cdot a_{s,x} \quad (6.717)$$

Dabei ist:

$a_{s,x}$ = Abstand zwischen den Stäben in x-Richtung

Bei der 20 cm - dicken Platte und der Bewehrung aus Q188-Matten, die in beiden Richtungen einen Stababstand von 150 mm hat, gilt für den nachträglich eingefügten Ausschnitt von 300 mm x 300 mm folgendes:

$$l_y = 300\ mm \leq 2 \cdot h = 2 \cdot 200 = 400\ mm \quad (6.718)$$

$$l_y = 300\ mm \leq 2 \cdot a_{s,y} = 2 \cdot 150 = 300\ mm \quad (6.719)$$

$$l_x = 300\ mm \leq 2 \cdot a_{s,x} = 2 \cdot 150 = 300\ mm \quad (6.720)$$

Der vorgesehene Durchbruch fällt daher in die Kategorie der kleinen Öffnungen, und die maximal zwei in jede Richtung geschnittenen Stäbe können durch Ersatz ersetzt werden.

Bemessung und Nachweis der Verstärkung

Nach DAfStb Heft 599[1] ist die wegfallende Bewehrung durch zwei zusätzliche Stäbe in jeder Richtung parallel zum Öffnungsrand und überlappend mit der geschnittenen Bewehrung zu ersetzen, wobei die Stababstände nach DIN EN 1992-1-1, 8.7.2 (3) zu berücksichtigen sind.

Die in Heft 599[1] für den Neubau angenommenen Randbedingungen müssen auf die Situation der Verstärkung übertragen werden. Der maximale Abstand zwischen den geschnittenen Stäben und den Kanten der Aussparung ist maximal $a_{s,y} \leq h$, wenn die genannten Bedingungen erfüllt sind. Hier erhalten wir:

$$a_{s,y} = 150\ mm \leq h = 200\ mm \quad (6.721)$$

Der Randabstand der aufgeklebten CFK-Lamellen zum Rand des Durchbruchs ist zu berücksichtigen.

Die Richtlinie fordert, dass der Abstand des Längsrandes der Lamellen mindestens der Nennbetondeckung c_{nom} der eingebetteten (Längs-)Bewehrung entsprechen muss. Wie den Erläuterungen im DAfStb-Heft 595 zu entnehmen ist, geht diese Vorschrift davon aus, dass die Bewehrung von einer Querrandbewehrung umschlossen ist.

DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 8.2.1.1 (RV2)

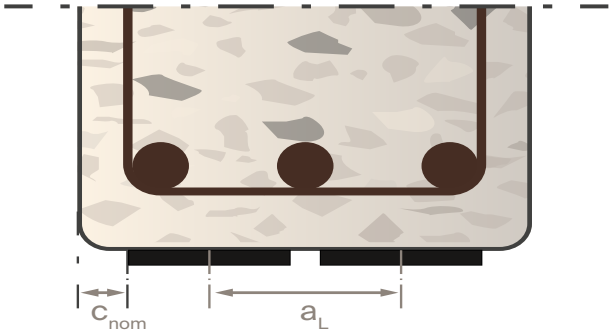


Abb. 50 – Erläuterungen zu den Lamellenabständen in Abbildung H22 des DAfStb-Heftes 595[2]

Für den Fall des nachträglich erzeugten freien Randes, der nicht von einer Randbewehrung umschlossen ist, wird ein größerer Randabstand empfohlen. Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass die Verankerung der Lamelle und die Kraftübertragung in den Übergreifungsstößen auf beiden Seiten des Durchbruchs erfolgt, wird ein Mindestabstand von d (effektive Höhe) empfohlen.

Wenn die tatsächliche Tiefe wie folgt angenommen wird

$$d = h - c_{nom} = 200 - 20 = 180\ mm \quad (6.722)$$

Der maximale lichte Abstand a zwischen der Lamellenkante und dem zu ersetzenden Bewehrungsstab in der ungünstigsten Lage beträgt daher:

$$a = a_{s,y} + d = 150 + 180 = 330\ mm \quad (6.723)$$

Nach DIN EN 1992-1-1 ist die Überlappungslänge um eine Länge zu vergrößern, die diesem lichten Abstand a entspricht, wenn er 4 Ø oder 50 mm überschreitet. Das bedeutet, dass die Überlappungslänge l_0 in dem hier betrachteten Fall zu vergrößern ist um

$$a - 50 = 330 - 50 = 280\ mm \quad (6.724)$$

Nachweis

In jeder Richtung werden bei der Herstellung des nachträglichen Durchbruchs maximal 2 Stäbe Ø 6 mm pro Lage geschnitten. Ohne weiteren Nachweis muss der Ersatz also sicherheitshalber die Zugkraft F_{sd} eines Bewehrungsstabs Ø 6 mm auf beiden Seiten der Aussparung in beiden Richtungen auf der Ober- und Unterseite der Platte aufnehmen:

$$F_{sd} = \frac{\emptyset^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{6^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{500}{1{,}15} \cdot 10^{-3} = 12{,}3\ kN \quad (6.725)$$

Die Übergreifungslänge ist:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (6.726)$$

Die Werte für α_1, α_3 und α_5 sind der DIN EN 1992-1-1, Tabelle 8.2 entnommen. Man erhält:

$$\alpha_1 = 1{,}0 \quad (6.727)$$

$$\alpha_3 = 1{,}0 \quad (6.728)$$

$\alpha_5 = 0{,}7$ für geschweißte Querstäbe Ø 6 mm (6.729)

Nach DIN EN 1992-1-1/NA, Tabelle 8.3DE ergibt sich für α_6 ein Prozentsatz von > 33% Stoßanteil einer Bewehrungslage pro Lage :

$$\alpha_6 = 1{,}4 \quad (6.730)$$

Der Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} wird nach DIN EN 1992-1-1, 8.4.2 (2) unter Berücksichtigung der in DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 angegebenen analytischen Beziehungen berechnet:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2{,}25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 0{,}30 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (6.731)$$

Für obere und untere Bewehrungslagen beträgt der Koeffizient η_1 in Abhängigkeit von der Qualität des Verbundzustandes und der Lage des Stabes nach DIN EN 1992-1-1, Bild 8.2

$$\eta_1 = 1{,}0 \quad (6.732)$$

Und für den Stabdurchmesser Ø 6 mm ≤ 32 mm ergibt sich

$$\eta_2 = 1{,}0 \quad (6.733)$$

Es ergibt sich folgender Bemessungswert für die Verbundspannung

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{0{,}7 \cdot 0{,}30 \cdot 20^{2/3}}{1{,}5} = 2{,}32 \ N/mm^2 \quad (6.734)$$

Die grundsätzlich erforderliche Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ für die Verankerung der Kraft $A_s \cdot \sigma_{sd}$ in einem geraden Stab unter der Annahme einer konstanten Verbundspannung gleich f_{bd} ergibt sich aus

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{6}{4} \cdot \frac{500}{1{,}15 \cdot 2{,}32} = 281{,}1 \ mm \quad (6.735)$$

Daraus ergibt sich eine Bemessungsüberlappungslänge l_0, die den Mindestwert $l_{0,min}$ überschreiten muss:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}4 \cdot 281{,}1 = 275 \ mm \quad (6.736)$$

$$l_{0,min} > max \begin{cases} 0{,}3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 0{,}3 \cdot 1{,}4 \cdot 281{,}1 = 118 \ mm \\ 15\emptyset = 16 \cdot 6 = 96 \ mm \\ 200 \ mm \end{cases} \quad (6.737)$$

Aufgrund des zu ersetzenden Abstandes zwischen der CFK-Lamelle und dem Bewehrungsstab muss die Bemessungsüberlappungslänge l_0 gemäß Abschnitt 7.1 um 280 mm vergrößert werden. Man erhält eine Gesamtüberlappungslänge $l_{0,tot}$ von

$$l_{0,tot} = 275 + 280 = 555 \ mm \quad (6.738)$$

Für den Ersatz von geschnittenen Bewehrungsstäben werden CFK-Lamellen FRS-L-S 75 x 1,2 verwendet. Für lokale Verstärkungen dürfen nach der Richtlinie nur Zugkräfte in Höhe der maximalen Widerstandskraft, die innerhalb der Verbundlänge $l_{bL,max}$ an einem Einzelriss $F_{bLRd,max}$ verankert werden kann, verwendet werden. DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 6.1.1.5

$$F_{bLRd,max} = \frac{f_{bLk,max}}{\gamma_{BA}} \cdot b_L \cdot t_L \quad (6.739)$$

Der maximale Verbundkraftwiderstand eines einzelnen Risses und die Verbundlänge $l_{bL,max}$ sind nach Abschnitt RV 8.4.6 der Richtlinie zu ermitteln. Auf der sicheren Seite wird der für die Plattenoberseite ermittelte charakteristische Wert für die maximale Verbundspannung nach dem bilinearen Verbundansatz τ_{L1k} angesetzt. Unter Berücksichtigung des empirischen Faktors $\kappa_{Lb} = 1{,}128$ und

$$f_{bLk,max} = \sqrt{\frac{E_L \cdot s_{L0k} \cdot \tau_{L1k}}{t_L}} = \sqrt{\frac{165\,000 \cdot 0{,}201 \cdot 2{,}02}{1{,}2}} = 236{,}3 \ N/mm^2 \quad (6.740)$$

(6.740) DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 8.4.6 (RV 2)

$$F_{bLRd,max} = \frac{236{,}3}{1{,}5} \cdot 75 \cdot 1{,}2 \cdot 10^{-3} = 14{,}2\ kN \quad \geq \quad F_{sd} = 12{,}3\ kN$$ (6.741)

$$l_{bL,max} = \frac{2}{\kappa_{Lb}} \sqrt{\frac{E_L \cdot s_{L0k} \cdot t_L}{\tau_{L1k}}} = \frac{2}{1{,}128} \sqrt{\frac{165\,000 \cdot 0{,}201 \cdot 1{,}2}{2{,}02}} = 249\ mm$$ (6.742)

Nach der Richtlinie muss die Verbundlänge auf beiden Seiten der erforderlichen Verstärkungszone mindestens der Plattendicke h plus der Verbundlänge $l_{bL,max}$ entsprechen. Wie die folgende Abbildung aus dem DAfStb-Heft 595 zeigt, geht es bei dieser Anforderung nicht nur um eine versetzte Lastabtragung aufgrund des Abstandes zwischen den sich überlappenden Stäben, sondern auch um die Lastverteilung von Einwirkungen, die auf der Plattenoberseite bis zu den an der Unterseite liegenden Lamellen wirken.

DAfStb Richtlinie, Teil 1, RV 6.1.1.5 (RV 1)

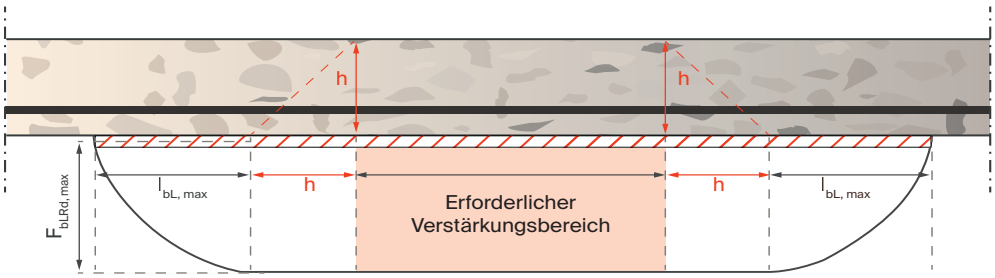


Abb. 51 – Örtliche Verstärkung mit CFK-Lamellen nach Bild H12 des DafStb Heftes 595

Wird für $l_{0,tot}$ auf beiden Seiten der Aussparung für die Verankerung der Lamellen ein praktisches Maß von 625 mm gewählt, ist eine zusätzliche Länge von 76 mm vorgesehen.

$$l_{0,tot} - l_{bL,max} - h = 625 - 249 - 200 = 176\ mm$$ (6.743)

Aufgrund dieser Länge kann auf der sicheren Seite auch damit gerechnet werden, dass sich die 75 mm breiten Lamellen kreuzen und die Richtlinie für diesen Bereich keine Ansätze zur Ermittlung der Verbundfähigkeit liefert, obwohl die zweiachsige Verstärkung von vierseitig gelagerten Platten eine häufige Anwendung im In- und Ausland ist.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Begrenzung der Spannungen

Die Spannungsbegrenzung soll irreversible Verformungen verhindern. Die Spannungen und die zugehörigen Dehnungen sind unter der charakteristischen (seltenen) Kombination von Einwirkungen zu ermitteln, die normalerweise für irreversible Grenzzustände verwendet wird und einer mittleren Wiederkehrperiode von 50 Jahren für den zeitlich veränderlichen Teil entspricht. Die quasi-ständige Kombination entspricht dagegen dem zeitlichen Mittelwert.

Für den Nachweis der Überlappungslänge in Abschnitt 7.2 wurde der GZT berücksichtigt. Es wurde eine maximale Zugspannung von $f_{bLk,max}$ = 236,3 N/mm² ermittelt, die einer maximalen Dehnung von $\varepsilon_{L,max}$ entspricht. Die Dehnungen unter der seltenen Kombination von Einwirkungen werden entsprechend kleiner sein, so dass der in der Richtlinie angegebene Grenzwert für ε_L von 0,2 % eingehalten wird.

DAfStb Richtlinie, Teil 1, 7.2 (RV 10)

$$\varepsilon_{L,max} = \frac{f_{bLk,max}}{E_L} = \frac{236{,}3}{165\,000} \cdot 10^2 = 0{,}143\ \% \ \leq \ \varepsilon_L = 2{,}0\ \% \qquad (6.744)$$

Da die erforderlichen Nachweise für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für das Bauteil bereits bei der ursprünglichen Konstruktion durchgeführt wurden, werden an dieser Stelle keine weiteren Untersuchungen vorgenommen.

Anordnung der Klebelamellen

Hier wurden die erforderlichen Nachweise für das Bauteil bereits im ursprünglichen Entwurf erbracht, und lediglich die Bewehrungsauslegung wurde durch eine aufgeklebten CFK-Lamelle ersetzt, der mittels eines Übergreifungsstoßes mit der verbleibenden Bewehrung verbunden ist. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass in allen Querschnitten eine ausreichende Bewehrung zur Aufnahme der resultierenden Zugkraft vorhanden ist.

Ausführung der aufgeklebten Bewehrung

Zur Vereinfachung der praktischen Ausführung ist vorgesehen, die Anordnung der aufgeklebten CFK-Lamellen in beiden Richtungen sowie auf der Ober- und Unterseite der Platte identisch auszuführen.

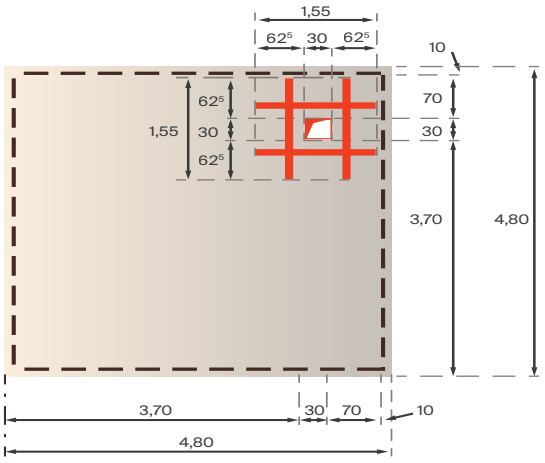


Abb. 52 – Identische Anordnung der aufgeklebten CFK-Lamellen an der Ober- und Unterseite der Platte zur lokalen Verstärkung (Grundriss)

7. Montageanleitungen

Die Montage des C-Fiber Force Verstärkungssystems muss in Übereinstimmung mit der neuesten Version der Montageanleitung des Herstellers sowie mit den Anforderungen gemäß DAfStb-Richtlinie (Verstärkung von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung, Teil 3: Ausführung, 2012) durchgeführt werden. Die Projektspezifikationen und Montageanweisungen, technischen Datenblätter und Sicherheitsdatenblätter müssen während der Montagearbeiten jederzeit auf der Baustelle verfügbar sein. Alle in der Montageanleitung angegebenen erforderlichen Geräte sollten auf der Baustelle verfügbar sein. Es muss sichergestellt werden, dass die Mindestanforderungen gemäß der Montageanleitungen und DAfStb-Richtlinie erfüllt sind und Annahmen in der Tragwerksplanung hinsichtlich der Betonqualität und der Baustoffe gültig sind.

Die Anforderungen hinsichtlich der Material- und Umgebungsbedingungen wie Material- und Umgebungstemperatur, relative Luftfeuchtigkeit und Untergrundfeuchte gemäß DAfStb-Richtlinie und Montageanleitung müssen vor der Anwendung sichergestellt werden. Die Echtheit der Produkte sowie die Haltbarkeit müssen vor der Installation überprüft werden.

Die Installationsarbeiten und die Vorbereitung des Untergrunds sollten von einem Bauingenieur, einem zugelassenen Fachmann oder einem qualifizierten Inspektor überwacht werden, um eine korrekte Installation sicherzustellen. Die Liste in Kapitel 9 kann als Leitfaden für den Umfang der Inspektion und Dokumentation dienen.

Ausführliche Montageanleitungen finden Sie unter *www.fischer.de* u.a. für die folgenden Anwendungen:

FRS-L-S und FRS-L-H CFK-Lamellen



FRS-L-S NSM Schlitzlamellen



8. Besondere Prüfanforderungen

CFK-Verbundsysteme und alle damit verbundenen Arbeiten sollten gemäß den geltenden örtlichen Vorschriften inspiziert werden. Liegen keine solchen Anforderungen vor, sollte die Inspektion von einem zugelassenen Fachmann oder einem qualifizierten Gutachter oder unter dessen Aufsicht durchgeführt werden. Die Gutachter sollten über Kenntnisse und eine Ausbildung in der Applikation von CFK-Systemen verfügen. Der qualifizierte Prüfer sollte die Einhaltung der Konstruktionszeichnungen und Projektspezifikationen verlangen. Während der Installation des CFK-Systems sollte der Umfang der Prüfung unter anderem Folgendes umfassen:

a) Datum und Uhrzeit der Anwendung
b) Umgebungstemperatur, relative Luftfeuchtigkeit, und allgemeine Wetterbeobachtungen
c) Oberflächentemperatur sowie Feuchtigkeitsgehalt und Taupunkt des Bauteils
d) Methoden zur Oberflächenvorbereitung und daraus resultierendes Profil
e) Qualitative Beschreibung der Oberflächenreinheit
f) Chargennummer(n) der Verstärkung und ungefähre Position am Bauteil
g) Chargennummern, Mischungsverhältnisse, Mischzeiten, und qualitative Beschreibungen des Aussehens aller gemischten Matrix- und Zusatzmaterialien wie Grundierungen, Mörtel und Beschichtungen, die für den Tag gemischt wurden
h) Einhaltung der Montageverfahren
i) Anordnung der Verstärkung, Lage, Ausrichtung und Anzahl der verwendeten Lagen. Lage von CFK-Kreuzungen sollte überprüft werden, falls vorhanden.
j) Ergebnisse der Zugversuche des Betons, die von einem zugelassenen Fachmann oder einer unabhängigen Prüfstelle, falls erforderlich
k) CFK Eigenschaften aus Prüfungen von Feldproben oder Referenzplatten, falls erforderlich
l) Vorhandensein, Lage und Größe aller festgestellten Mängel
m) Allgemeiner Arbeitsfortschritt und Qualität

Der Prüfer sollte dem zugelassenen Fachmann oder dem Bauherrn bei Bedarf die Prüfprotokolle und Referenzprüfkörper zur Verfügung stellen. Der Bauunternehmer sollte Mörtelproben in Form von Würfeln oder Zylindern aufbewahren und gegebenenfalls Aufzeichnungen über die Platzierung jeder Charge führen.

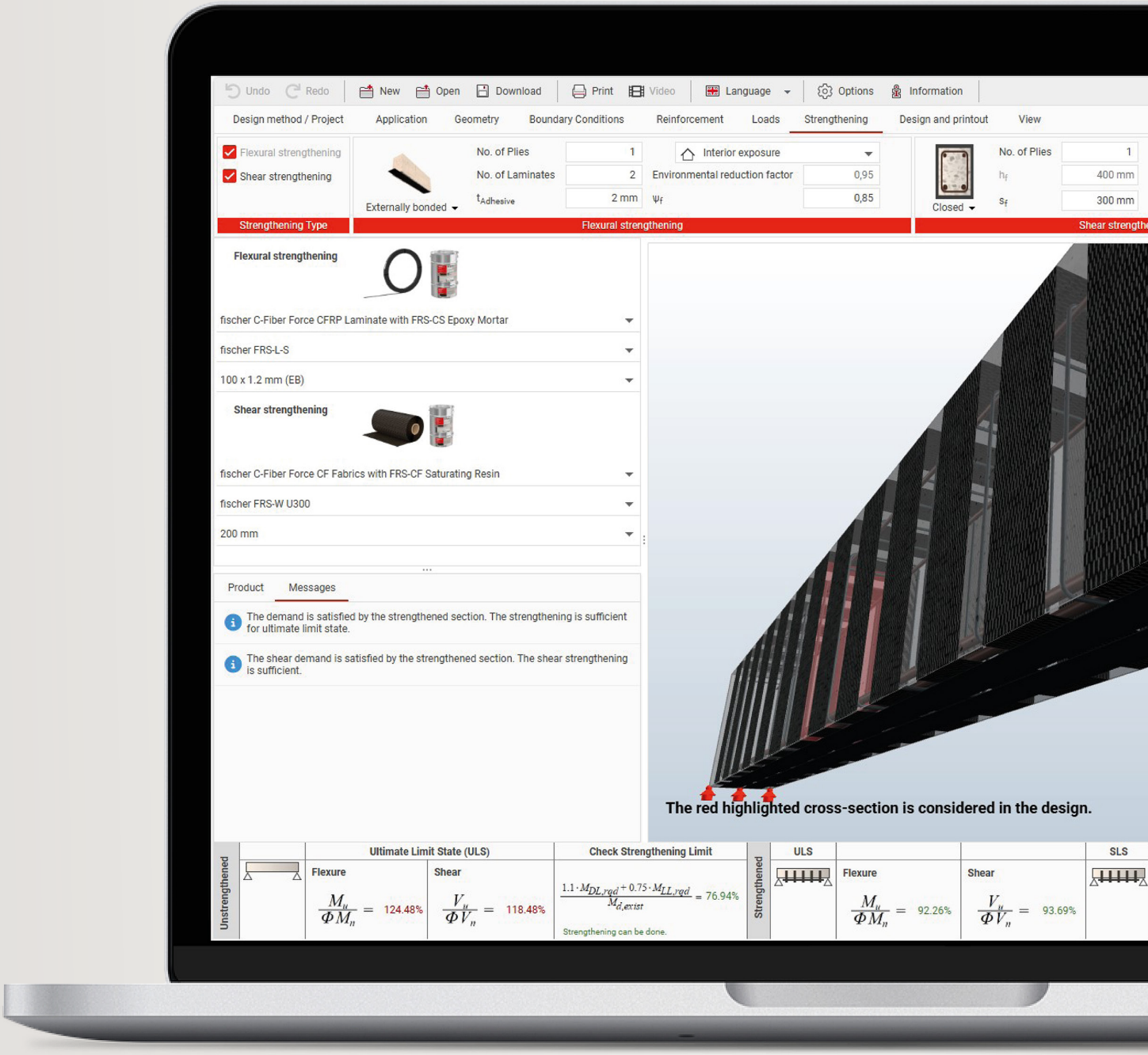
Prüfungsanforderungen und Abnahme
Sonderprüfungen müssen den geltenden Anforderungen DAFSTB-Richtlinie Teil 3 Abschnitt 5, besonders Tabelle 5.1 für die Prüfung und Verifizierung der Verstärkung von Beton mit faserverstärkten Polymer-Verbundsystemen (CFK) entsprechen.

9. Verweise

- DAfStb-Richtlinie “Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung”, W. Finckh, A. Ignatiadis, R. Niedermeier, U. Wiens, K. Zilch, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. – DAfStb, Berlin, Deutschland, 2012.
- Heft 595, „Erläuterungen und Beispiele von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“, 2013.
- DIN EN 1990:2010-12, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.
- DIN EN 1991-1-1:2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Eigengewicht, Nutzlasten in Gebäuden; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009.
- DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- DIN EN 1993-1-1:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009.
- DIN EN 1993-1-8:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009.
- Fédération internationale du béton (fib): Bulletin No. 90 Externally applied FRP reinforcement for concrete structures, Technical report, Juli 2019.
- Fédération internationale du béton: Bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures - Technical report on the Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures; Lausanne, Switzerland, 2001.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 630: Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit; Beuth Verlag, Berlin, 2018.
- Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: SIA 166 Klebebewehrungen, Ausgabe 2004.
- Europäisch Technische Bewertung (ETA-24/0281), “Bausätze für das Verstärken von Betonbauteilen mit extern aufgeklebten und in Schlitze geklebte CFK-Lamellen”, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2024.
- EAD 160086-01-0301 “Kits for the strengthening of concrete elements by externally bonded and near surface mounted CFRP strips”, European Organization for Technical Assessments, Brüssel, Belgien, 2024.

10. Danksagung

Wir danken Herrn PD Dr.-Ing. Roland Niedermeier, Neubiberg, für seinen wertvollen Beitrag zu den Abschnitten 4 und 6.


Undo
Redo
New
Open
Download
Print
Video
Language
Options
Information
Design method / Project
Application
Geometry
Boundary Conditions
Reinforcement
Loads
Strengthening
Design and printout
View
Flexural strengthening
Shear strengthening
Externally bonded
No. of Plies
No. of Laminates
$t_{Adhesive}$
2 mm
Interior exposure
Environmental reduction factor
0,95
ψ_f
0,85
Closed
No. of Plies
h_f
400 mm
s_f
300 mm
Strengthening Type
Flexural strengthening
Shear strengthening
Flexural strengthening
fischer C-Fiber Force CFRP Laminate with FRS-CS Epoxy Mortar
fischer FRS-L-S
100 x 1.2 mm (EB)
Shear strengthening
fischer C-Fiber Force CF Fabrics with FRS-CF Saturating Resin
fischer FRS-W U300
200 mm
Product
Messages
The demand is satisfied by the strengthened section. The strengthening is sufficient for ultimate limit state.
The shear demand is satisfied by the strengthened section. The shear strengthening is sufficient.
The red highlighted cross-section is considered in the design.
Unstrengthened
Ultimate Limit State (ULS)
Flexure
$\frac{M_u}{\Phi M_n} = 124.48\%$
Shear
$\frac{V_u}{\Phi V_n} = 118.48\%$
Check Strengthening Limit
$\frac{1.1 \cdot M_{DL,rqd} + 0.75 \cdot M_{LL,rqd}}{M_{d,exist}} = 76.94\%$
Strengthening can be done.
Strengthened
ULS
Flexure
$\frac{M_u}{\Phi M_n} = 92.26\%$
Shear
$\frac{V_u}{\Phi V_n} = 93.69\%$
SLS



FiXperience

FiXperience.
Sicher und zuverlässig.

Die fischer Bemessungssoftware FiXperience unterstützt Sie als Planer, Statiker und Handwerker sicher und zuverlässig bei der Bemessung Ihrer Projekte. FiXperience ist modular aufgebaut und kann für eine Vielzahl von Anwendungen eingesetzt werden. Das Programm umfasst eine Ingenieurssoftware und spezielle Anwendungsmodule:

C-FIX

C-FIX
Für die Bemessung von Stahl- und Verbundankern in Beton sowie Injektionssystemen in Mauerwerk. Jetzt mit dem neuen FEM-Bemessungstool für die realitätsnahe Bemessung von Verankerungen.

WOOD-FIX

WOOD-FIX
Für die Bemessung von Aufdachdämmsystemen und Knotenpunkten im konstruktiven Holzbau.

INSTALL-FIX

INSTALL-FIX
Für die Auslegung von Installationssystemen in der Technischen Gebäudeausstattung.

REBAR-FIX

REBAR-FIX
Für die Bemessung von nachträglich eingemörtelten Bewehrungsstäben in Stahlbetonbauteilen.

SOLARPANEL-FIX

SOLARPANEL-FIX
Für die Planung und Berechnung von Montagesystemen für Photovoltaikanlagen.

REINFORCE-FIX

REINFORCE-FIX
Bemessungsprogramm für die Biege- und Schubbewehrung von Stahlbetonkonstruktionen mit CFK-Lamellen und CF-Gelegen.

RAIL-FIX

RAIL-FIX
Für die Bemessung von Befestigungen für Geländer an Stahlbetondecken und Treppen.

FACADE-FIX

FACADE-FIX
Für die Bemessung von Fassadenbefestigungen mit Holzunterkonstruktionen.

CHANNEL-FIX

CHANNEL-FIX
Für die Bemessung von Einlegeteilen und Ankerschienen.

Registrieren Sie sich im **myfischer Portal** zur Nutzung von **FiXperience online** oder **laden** Sie **FiXperience kostenlos** herunter.

Katalog Tragwerksverstärkung.

Produkte und Lösungen für Anwendungen zur Tragwerksverstärkung.

Der Katalog zur Tragwerksverstärkung bietet viele Informationen und hilft bei der schnellen und sicheren Produktauswahl, z. B.:

- CFK Lamellen und CF Gelege
- Produkte für Aufbetonlösungen
- Produkte für nachträgliche Bewehrungsanschlüsse
- Produktbeschreibungen mit den jeweiligen Vorteilen
- Tipps für die Montage
- Grundlagen der Tragwerksverstärkung
- Technische Daten



Jetzt bestellen unter der Hotline +49 (0) 180 5 202901 oder unter verkaufsinnendienst@fischer.de

Katalog Befestigungssysteme.

Produkte für den Einsatz in der Befestigungstechnik.

Der Befestigungskatalog bietet viele Fakten und hilft mit schneller und sicherer Produktauswahl, z. B.:

- Produktbeschreibungen mit Vorteile / Nutzen im Überblick
- Tipps zur Montage
- Anwendungshilfen
- Detaillierte technische Daten und Zeichnungen
- Grundlagen der Befestigungstechnik
- Alles, was Sie über die professionelle Befestigung wissen müssen



Jetzt bestellen unter der Hotline +49 (0) 180 5 202901 oder unter verkaufsinnendienst@fischer.de


fischer
FRS-CF
7,5 kg
FRS-CS
8 kg
FRS-CF
2,5 kg
FRS-CS
2 kg
FIS EM Plus
FIS RC II

The information in this document is intended for general guidance only and is given without engagement. Additional information and advice on specific applications is available from our Technical Support Team. For this however, we require a precise description of your particular application. All the data in this document concerning work with our fixing elements must be adapted to suit local conditions and the type of materials in use. If no detailed performance specifications are given for certain articles and types, please contact our Technical Service Department for advice.

fischerwerke GmbH & Co. KG
72178 Waldachtal
Germany

We cannot be responsible for any errors, and we reserve the right to make technical and range modifications without notice. No liability is accepted for printing errors and omissions.

Ihr Fachhändler

www.fischer.de

Dafür steht fischer

Befestigungssysteme
fischertechnik
Consulting
Electronic Solutions

fischer Deutschland Vertriebs GmbH
Klaus-Fischer-Straße 1 · 72178 Waldachtal
Deutschland
T +49 7443 12 - 6000
Technische Hotline: T +49 7443 12 - 4000
www.fischer.de · verkaufsinnendienst@fischer.de

fischer Austria GmbH
Wiener Straße 95 · 2514 Traiskirchen
Österreich
T +43 2252 53730 – 0 · F +43 2252 53730 – 70
www.fischer.at · technik@fischer.at

XXXXXX 30/2026 · C-BS · Gedruckt in Deutschland · Technische Änderungen vorbehalten.