

Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von nachträglich aufgeklebten Lamellen durch Bügelumschließungen

von

Ulf Husemann

Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von nachträglich aufgeklebten Lamellen durch Bügelumschließungen

von

Ulf Husemann

Heft 207

·

BRAUNSCHWEIG

·

2009

ISBN 978-3-89288-190-2

ISSN 1439-3875

Von der Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig
zur Erlangung des Grades eines Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

Eingereicht am: 04. Februar 2009

Disputation am: 29. April 2009

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann

Prof. Dr.-Ing. L. Franke

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek

The Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.d-nb.de>.

Information bibliographique de la Deutsche Nationalbibliothek

La Deutsche Nationalbibliothek a répertorié cette publication dans la Deutsche Nationalbibliografie; les données bibliographiques détaillées peuvent être consultées sur Internet à l'adresse <http://dnb.d-nb.de>.

*Das Einzige, was wir nie wissen, ist,
wie man das unbeachtet lässt, was man nicht wissen kann.*

Jean-Jacques Rousseau

Vorwort

Die vorliegende Arbeit ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig entstanden. Ihr lag das Forschungsvorhaben mit dem Thema „Grundlagen der Erhöhung der Verbundtragfähigkeit äußerer Klebebewehrung durch selbstinduzierten (passiven) Anpressdruck infolge äußerer Umschließung“ zugrunde, welches dankenswerterweise durch die Deutsche Forschungsgesellschaft gefördert wurde.

Betreut wurde meine Arbeit durch Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann, dem ich für seine fachliche Unterstützung, die konstruktiven Anregungen sowie die kritische Durchsicht des Manuskriptes zu meiner Arbeit besonders danke. Sein mir zugeteiltes Vertrauen ließ mir genügend Möglichkeiten und Freiräume zum eigenständigen und eigenverantwortlichen Arbeiten und Forschen.

Herrn em. Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Ferdinand S. Rostásy danke ich ganz besonders für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und seiner fachlichen Diskussionsbereitschaft, durch die ich wichtige Anregungen und Hinweise für meine Arbeit gewonnen habe.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Lutz Franke bin ich für die Übernahme und den damit verbunden Mühen des Koreferates zu Dank verpflichtet. Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann danke ich für die Mitwirkung als Prüfer.

Ganz besonders möchte ich mich bei Herrn Karl-Heinz Sprenger für die gute Zusammenarbeit und sein aufgebrachtes Engagement, dem ich die sehr guten experimentellen Ergebnisse verdanke, bedanken. In diesem Zusammenhang spreche ich auch meinen ehemaligen wissenschaftlichen Hilfskräften Frau cand. Ing. Maika Klausling, Herrn Dipl.-Ing. Lothar Wilholt und im Besonderen Herrn cand. Ing. Sven Ledderboge für die gute Zusammenarbeit und Unterstützung bei Erstellung dieser Arbeit sowie den Kollegen aus der Abteilung „Mechanische Technologie“ der MPA Braunschweig meinen Dank aus, ohne die meine experimentellen Untersuchungen so nicht möglich gewesen wären.

Meiner Frau Anja und ihrer Tochter Tessa möchte ich für die Unterstützung, Geduld und das entgegengebrachte Verständnis während dieser gesamten Zeit von ganzem Herzen danken und freue mich besonders über die Geburt unseres Sohnes Theo, in der Endphase dieser Arbeit.

Nicht zuletzt gilt mein Dank meinen Eltern für ihre vielfältige, tatkräftige und moralische Unterstützung, in nicht nur diesem Lebensabschnitt.

SUMMARY

The subsequent reinforcement of existing concrete structures with steel- or CFRP- plates (CFK) is a well-established reinforcement method. The reinforcement is realised by using glued on plates in the area of the longitudinal bending force of beams or ceiling panels as the result of the field or bearing moment. The glued on plates assimilate only tensile forces. With the CFRP-plates the ordinary reinforcement of the pressure zone is not possible [6].

At the beginning of this strengthening methods Steel plates were used. As a result of their huge empty weight and manageability, the length of the plates is constrained to a length of 8 m. Thus, it reduces the field of application. Compared to this, the CFRP-plates exhibit a lower empty weight and they are easier to handle.

In the current German standards the end of the steel- or CFRP- plates have to be protected against plate debonding (LEK) with external enclosures of steel or CF-sheets. The positive effect of the enclosures against plate debonding is well known, but not verified exactly. It depends on the material (steel or CF-sheet), the stiffness as a result of the thickness of the enclosure as well as the geometric rates between the plate b_l and the beam b_w . The increase of the bond capacity as the result of the enclosures arises after passing the maximum bond capacity $F_{l,max}$. The bond capacity $F_{l,max}$ is the maximum bond capacity which can be transmitted without any enclosures. The aim of the research project is the development of a model which describes the increase of the bond capacity $\Delta F_{l,1}$ (fig. 1.3), depending on the type and stiffness of enclosure (steel, CF-sheet), the concrete quality as well as the geometric rates between the plate and beam.

The results of this work, which describes the behaviour of enclosures to the bond capacity, will be used for the calculation of the tractive force of the steel or CFRP-plates. Te aim is to investigate under what terms shear stirrups over the complete reinforcement can be included, into the dimensioning of the reinforced beam. Especially shear stirrups in the middle of the field of a beam can improve the bearing capacity as the result of obstruction of plate debonding. Hence ,it leads to a more economic design of the beam with steel or CFRP-plates.

Furthermore, a better acknowledgement of the existing reserve of the bearing load culminate in a maximum utilisation of the load capacity, because of the external enclosures at the end of the plates. This leads to a higher acceptable design moment in reinforcement of concrete structures.

Chapter 1 of this work gives a short introduction to the mechanical behaviour and the increase of the bond capacity of subsequent applied plates in addition to external enclosures. The mechanism of the rising bearing load, as a result of the self-induced contact pressure, is explained and from this the aim as well as the problems of the research project.

In **Chapter 2** the difference in the bond behaviour of subsequent applied plates and inner reinforcement is shown. The difference in force transfer by intact bond and bond failure of the reinforcement to the concrete is explained. In the past several models were developed to describe the bond behaviour. The linear analysis, based on the bilinear analysis, determines the feasible valuation. With this bond law and the differential equation of the sliding bond, it is possible to describe at every point of the bond length the displacement, the shear- and normal stress in the plate. In this chapter the bond law as well as the differential equation of the sliding bond are exemplified.

Moreover the origin and the effectiveness of contact pressure has to be investigated. Basically you have to distinguish between the active and self-induced contact pressure. Both of them produce an increase of the plate force, which was detected in the past, but not exactly reproduced based on the proper parameters. Out of this, it is necessary to investigate systematically the origin of the self-induced contact pressure depending on different enclosure materials (steel, CF-sheet), the different stiffness of the enclosure as well as the geometric rates between the plates and beams.

In **Chapter 3** the experimental tests and the results are shown. All together three different test series were made.

In the first series the crack opening obstruction of the different enclosure types (steel, CF-sheet) is investigated by using pullout tests. With these tests, it is possible to describe the crack opening obstruction or rather the self-induced contact pressure based on the crack opening. The following tests detected the correlation between the bond capacity and the self-induced contact pressure. In the third series the total bond force in relation to the external enclosure was investigated with dimensioned test specimens which are used in practice. These test results are used to verify the developed design model.

In **Chapter 4** the model is shown to exemplify the force transfer in a crack. There are several different models in the literature, which all describe the force transfer in diagonal proceeding shear cracks of concrete structures. The problem of the diagonal proceeding shear cracks can also be transferred to the horizontal crack zone by plate debonding. This is acceptable because the force in a diagonal proceeding crack can be divided into a horizontal and vertical force couple. For further investigation, the model of Walraven is selected to describe and calculate the force transfer.

Chapter 5 shows the algorithm for the calculation of the load increase due to the enclosure. Basically there is a difference between steel- and CF-sheets. Depending on the different geometrical rates between plate and concrete as well as material and stiffness of the enclosure, the algorithms

for calculating the passive contact pressure were developed first. The algorithms can also represent parameter combinations which were not explicit determined by the experiment.

The calculation of the increase of the plate tensile force due to contact pressure then followed. The increase of the plate tensile force is caused by a higher shear bearing capacity parallel to the bond crack joint which results from the normal stress perpendicular to the bond crack joint. Algorithms for this are also introduced which describe the dependence of the shear bearing capacity and the active normal stress.

Afterwards it was shown that the previously developed approach can be used on structural members with realistic enclosures to determine the experimental plate tensile forces. The developed design is not only valid for the experimentally researched parameter combinations but also for other parameters of geometrical rates between plate and beam, stiffness as well as material of the enclosure.

In **Chapter 6** the simplified design was developed, where parameters with insignificantly small effect on the load increase of the plate tensile force stay unconsidered. The qualitative effect on the load increase of the plate tensile force is reviewed and defined. However, even the simplified design for enclosure with steel and CF-sheets differs fundamentally.

In contrast to the performed tactile experiment in **Chapter 7**, in the experimental structural members introduced in Chapter 3 with realistic enclosures, only the uniaxial stress condition in the glue joint between lamella and enclosure was considered, because within the research project only the load increase of the lamella tensile force due to passive contact pressure was researched. In the experiment this was carried out by a sliding joint between the enclosure and the lamella. With conventional stirrup like enclosures, however, there is a biaxial stress condition in the glue joint since the lamella is glued together with the enclosure.

Within these tactile experiments, the effect of the actual biaxial stress condition was reviewed for selected parameters and qualitatively evaluated. The experiments show the need to research further more into effective and more economical designs. With those experiments in the future not all parameters will have to be considered. In Chapter 7 approaches and ideas for necessary experiments are mapped.

In **Chapter 8** the developed results are summed up and ideas and hints for continuing research projects are expressed.

Abkürzungsverzeichnis

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche
A_{AP}	Kontaktfläche zwischen Lasteinleitungskörper und Lamelle
$A_{Bü}$	Querschnittsfläche des Bügels
A_F	Wirkungsfläche der Feder
A_f	Querschnittsfläche der Faser
A_K	Querschnittsfläche des Klebers
A_l	Querschnittsfläche der Lamelle
A_m	Querschnittsfläche der Matrix
A_S	Querschnittsfläche des Stahlbügels
A_u	Kontaktfläche der Umschließung
A_V	Gesamtquerschnittsfläche des Laminats
C_F	Korrekturfaktor nach [34]
CF	Kohlenstofffaser (Carbon-Faser)
CFK	Kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff
D	Federkonstante
D_{max}	Größtkorndurchmesser
DMS	Dehnmessstreifen
E	Elastizitätsmodul
E_{II}	Elastizitätsmodul des Laminats parallel zur Faser
E_{III}	Elastizitätsmodul der Faser in Faserlängsrichtung
E_K	Elastizitätsmodul des Klebers
E_l	Elastizitätsmodul der Lamelle
E_m	Elastizitätsmodul der Matrix
E_S	Elastizitätsmodul des Stahls
EI_K	Biegesteifigkeit des Klebers
EI_S	Biegesteifigkeit der Stahlbügel
$EI_{S,comp}$	Biegesteifigkeit der Stahlumschließung
$EI_{S,comp,g}$	Gesamtbiegesteifigkeit der Stahlbügelumschließung mit Schlusswinkel

EKB	Entkopplungsbeginn
F	Kraft
$F_{ }$	Kraft in Faserlängsrichtung
F_{AP}	passiver Anpressdruck
F_f	Kraft in der Faser
F_F	Federkraft
F_H	Kraft horizontal
F_l	Lamellenzugkraft
$F_{l,1}$	Lamellenzugkraft an der Stelle 1
$F_{l,2}$	Lamellenzugkraft an der Stelle 2
$F_{l,3}$	Lamellenzugkraft an der Stelle 3
$F_{l,ges}$	gesamte Lamellenzugkraft
$F_{l,max}$	maximale Lamellenzugkraft
F_{IE}	Zugkraft in der Lamelle am Punkt E
F_m	Zugkraft in der Matrix
F_S	Stahlzugkraft
F_{sy}	Stahlzugkraft bei Stahlfließen
F_u	abhebende Zugkraft
F_V	Kraft vertikal
G_F	Verbundbruchenergie
G_K	Schubmodul des Klebers
I_K	Trägheitsmoment der Klebstoffuge
I_s	Trägheitsmoment des Stahlbügels
LEK	Lamellenentkopplung
LEKB	Lamellenentkopplungsbeginn
M	Moment
N_c	Normalkraft im Beton
N_l	Normalkraft in der Lamelle
T	Temperatur
T_k	charakteristische Verbundbruchkraft
$T_{k,exp}$	experimentell bestimmte Verbundbruchkraft
$T_{k,max}$	$0,78 \cdot T_{max,m}$ (5 % Fraktile der Normalverteilung von $T_{max,m}$)
$T_{k,Regression}$	Verbundbruchkraft in der Regressionsrechnung
$T_{k,Walraven}$	Verbundbruchkraft für die Berechnung nach Walraven
$T_{k,Zulassung}$	Verbundbruchkraft gemäß Zulassung
T_{max}	maximale Verbundbruchkraft
$T_{max,m}$	Mittelwert der maximalen Verbundbruchkraft
$T_{u,max}$	maximale Verbundbruchkraft

V	Querkraft
$W_{R,a}$	Rissöffnungsarbeit infolge aktivem Anpressdruck
$W_{R,si}$	Rissöffnungsarbeit infolge selbstinduziertem Anpressdruck
ZRE	Zwischenrisselement

Kleine lateinische Buchstaben

a	Gesamtaufbauhöhe von Klebstoffuge und Lamelle
a_F	Kornverteilungsfunktion nach Fuller
b	Breite
$b_{Bü}$	Breite des Umschließungsbügels
b_l	Breite des Stahlauszugkörper / der Lamelle
b_{lb}	Breite des Bügels (lt. Zulassung)
b_w	Breite des Unterzuges / Probekörpers
d_S	Durchmesser des Stahls
f_{ck}	Druckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Oberflächenzugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	mittlere Oberflächenzugfestigkeit des Betons
h_g	Klebeschichtdicke
h_{RVE}	Höhe der repräsentativen Volumeneinheit
h_w	Höhe des Probekörpers
k_b	Beiwert zur Berücksichtigung des Verhältnisses von Lamellen- zu Betonbreite
k_l	Beiwert für zusammengesetzte Lamellenquerschnitte
l	Lamelle
l_{BK}	Länge des Balkenstegs
l_i	Systemlänge
l_S	Länge des Schenkels
$l_{S,min}$	Mindestlänge des Schlusswinkelschenkels
$l_{S,vorh}$	vorhandene Länge des Schlusswinkelschenkels
l_t	intakte Verbundlänge
$l_{t,1}$	Verbundlänge von $F_{1,1}$
$l_{t,2}$	Verbundlänge von $F_{1,2}$
$l_{t,max}$	Verbundlänge von $F_{1,max}$
$l_{ü}$	Überlappungslänge
l_v	Verbundlänge
$l_{v,max}$	maximale Verbundlänge
n_l	Anzahl der CF- Lagen

Q_u	Gleichstreckenlast
$r_{B\ddot{u}}$	Biegeradius des Schlusswinkels
s	Verschiebung
s_l	Verschiebung der Lamelle
s_r	Rissabstand
s_s	Verschiebung des Stahls
$s_{r,max}$	maximaler Rissabstand
$r_{B\ddot{u}}$	Biegeradius des Schlusswinkels
t	Dicke
$t_{B\ddot{u}}$	Dicke des Umschließungsbügels
t_f	Dicke der Faser
t_K	Dicke der Klebeschicht
$t_{K,min}$	Mindestklebschichtdicke
t_l	Dicke der Lamelle
t_m	Dicke der Matrix
v	Rissgleitung
w	Rissöffnung
w_{max}	maximale Rissöffnung
w_{ges}	Gesamtdurchbiegung
Z_K	Abstand Schwerlinie Klebstoffquerschnitt zum Gesamtquerschnitt
Z_S	Abstand Schwerlinie Stahlquerschnitt zum Gesamtquerschnitt

Griechische Buchstaben

α	Rissneigung
α_b	Verhältnis Lamellenbreite zu Unterzugsbreite S.87
Θ	Reibungswinkel am betrachteten Punkt x
$\Theta_{L(N)}$	Reibungswinkel unter Berücksichtigung der lokalen Rauhgigkeit
β_{Bz}	Biegezugfestigkeit
β_D	Druckfestigkeit
β_w	Betondruckfestigkeit
ε	Dehnung
ε_{II}	Dehnung des Verbundquerschnitts in Längsrichtung
ε_c	Dehnung des Betons
ε_f	Dehnung der Faser
ε_l	Dehnung der Lamelle
ε_m	Dehnung der Matrix
ε_S	Dehnung des Stahls
ε_{sy}	Fließgrenze des Stahls
σ	Spannung
σ_{10}	Lamellenspannung im frei dehnbaren Bereich
σ_c	Betonspannung
σ_f	Spannungen in der Faser
σ_l	Lamellenspannung
σ_m	Spannungen in der Matrix
σ_n	Querzugspannungen
$\sigma_{n,i}$	selbstinduzierte Anpressdruck
$\sigma_{N,a}$	aktiver Anpressdruck
γ_K	Schubverzerrung der Klebstoffuge
τ	Schubspannungen
τ_l	Schubspannungen der Lamelle
τ_K	Schubspannungen in der Klebstoffuge
τ_{Km}	mittlere Schubspannung im Kleber
τ_{Kmax}	Schubspannung in Mitte der Überlappungslänge zweier Fügeiteile
τ_r	Schubspannungen im Riss
ψ	Steifigkeitsverhältnis zweier Fügeiteile
ν	Querdehnzahl
η	Schiefenmaß
μ_N	Reibbeiwert

INHALTSVERZEICHNIS

1 Einleitung

- 1.1 Problem- und Zielstellung
- 1.2 Inhalt und Gliederung

2 Grundlagen und Stand des Wissens

- 2.1 Vorbemerkungen
- 2.2 Verbund äußerer und einbetonierter Bewehrung
 - 2.2.1 Mechanische Wirkungsweise äußerer und einbetonierter Bewehrung
 - 2.2.2 Spannungs- und Dehnungsverteilung am Zugglied und Biegeträger
- 2.3 Verbundansätze
 - 2.3.1 Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes
 - 2.3.2 Beschreibung der Verbundansätze
- 2.4 Wirkungsweise von Anpressdruck
 - 2.4.1 Aktiv aufgebracht Anpressdruck
 - 2.4.2 Passiver, selbstinduzierter Anpressdruck
- 2.5 Bisherige Untersuchungen zu bügelartigen Umschließungen

3 Experimentelle Untersuchungen

- 3.1 Vorbemerkungen
- 3.2 Verwendete Werkstoffe
 - 3.2.1 CFK-Lamelle
 - 3.2.2 Stahl-Lasche und Stahl- Umschließungsbügel
 - 3.2.3 Klebstoff
 - 3.2.4 CF-Sheet
 - 3.2.5 Laminierharz
 - 3.2.6 Beton

3.3 Versuche

3.3.1 Versuche zur Charakterisierung der Behinderung der Verbundrissöffnung in Abhängigkeit von der Umschließungsart

3.3.1.1 Versuchsprogramm

3.3.1.2 Versuchsaufbau / Versuchsdurchführung

3.3.1.3 Versuchsergebnisse

3.3.2 Versuche zur Bestimmung des Zusammenhanges zwischen der Verbundbruchkraft und selbstinduziertem Anpreßdruck

3.3.2.1 Versuchsprogramm

3.3.2.2 Versuchsaufbau / Versuchsdurchführung

3.3.2.3 Versuchsergebnisse

3.3.3 Einaxiale Verbundversuche an Bauteilen mit realitätsnahen Umschließungen

3.3.3.1 Versuchsprogramm

3.3.3.2 Versuchsaufbau / Versuchsdurchführung

3.3.3.3 Versuchsergebnisse

4 Kraftübertragung im Riss

4.1 Vorbemerkungen

4.2 Beschreibung der Verbundbruchfuge

4.3 Ansatz zur Kraftübertragung im Riß

4.4 Berechnungsmodell von Walraven

5 Ingenieurmodell zur Berechnung gesteigerter Verbundtragfähigkeit durch Umschließungen

5.1 Vorbemerkungen, Ziel der Berechnungen

5.2 Berechnung der Behinderung der Verbundrissöffnung für Stahlbügel

5.2.1 Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{s,comp,g}$

5.2.2 Berechnung der Rissöffnungsbehinderung

5.2.2.1 Einfluß der Oberflächenzugfestigkeit des Betons

5.2.2.2 Differenzialgleichung der Biegelinie

5.2.2.3 Rissöffnungsbehinderung für das Verhältnis $\alpha_b = b_i/b_w = 0,4$

5.2.2.4 Rissöffnungsbehinderung für das Verhältnis $\alpha_b = b_i/b_w = 0,8$

5.2.2.5 Rissöffnungsbehinderung für die Verhältnisse $0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$

5.2.3 Bewertung der Ergebnisse

- 5.3 Berechnung der Behinderung der Verbundrissöffnung für CF-Gelege
 - 5.3.1 Berechnung des E_{II} - Moduls für CF- Faserverbünde
 - 5.3.2 Berechnung der Rissöffnungsbehinderung
 - 5.3.2.1 Bestimmung der Dehnung Δx und Verschiebung s
 - 5.3.2.2 Rissöffnungsbehinderung für das Verhältnis $\alpha_b = b/b_w = 0,4$
 - 5.3.2.3 Rissöffnungsbehinderung für das Verhältnis $\alpha_b = b/b_w = 0,8$
 - 5.3.2.4 Rissöffnungsbehinderung für die Verhältnisse $0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$
 - 5.3.3 Bewertung der Ergebnisse
- 5.4 Zusammenhang zwischen passivem Anpressdruck und Lamellenzugkraft
 - 5.4.1 Bewertung der Ergebnisse
- 5.5 Verbundversuche an Bauteilen mit realitätsnahen Umschließungen
 - 5.5.1 Bewertung der Ergebnisse

6 Einfluss der Bügelsteifigkeit und Klebstoffdicke

- 6.1 Vorbemerkungen
- 6.2 Berechnung der Lamellenzugkraft mit Umschließungsbügeln aus Stahl
 - 6.2.1 Einfluß des Schlusswinkels auf die Bügelsteifigkeit $E_{I_{s,comg,g}}$
 - 6.2.2 Praxisgerechte Ausbildung des Schlusswinkels
 - 6.2.3 Vereinfachter Bemessungsalgorithmus
- 6.3 Berechnung der Lamellenzugkraft mit Umschließungsbügeln aus CF- Gelegen
 - 6.3.1 Praxisgerechter Ansatz
 - 6.3.2 Vereinfachter Bemessungsalgorithmus

7 Tastversuche zum Einfluss beidseitiger Verklebung von CFK- Lamellen

- 7.1 Vorbemerkungen
- 7.2 Versuchsaufbau und Durchführung der Versuche
- 7.3 Ergebnisse der Tastversuche
- 7.4 Entwicklung eines überschlägigen Bemessungsansatzes für die ergänzenden Traganteile $\Delta F_{\tau_{KI}}$
- 7.5 Bewertung der Ergebnisse

8 Zusammenfassung und Ausblick

9 Literatur

10 Anhang

1 Einleitung

1.1 Problem- und Zielstellung

Die nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Lamellen aus Flachstahl oder Carbon-Fasern (CFK) ist eine inzwischen bewährte Verstärkungsmaßnahme bestehender Stahlbetonkonstruktionen. Mittels aufgeklebter Lamellen wird die Biegezugzone von Unterzügen oder Deckenplatten im Bereich der Feld- oder Stützenmomente ertüchtigt. Dabei nehmen die aufgeklebten Lamellen planmäßig nur Zugkräfte auf. Weder Stahl-, noch CFK- Lamellen können zur Verstärkung der Druckzone verwendet bzw. planmäßig mit Druckkräften belastet werden [6].

Die Verstärkung von Stahlbeton- Konstruktionen wurde seit der 60- iger Jahre zunächst mit Stahllaschen durchgeführt. Stahllaschen besitzen aufgrund ihres Eigengewichtes sowie ihrer Handhabbarkeit jedoch eine maximale Länge von 8 m, womit ihr Einsatzbereich eingeschränkt ist. Im Gegensatz dazu verfügen CFK- Lamellen über ein wesentlich geringeres Eigengewicht und sind einfacher zu verwenden. Sie werden auf Rollen mit üblichen Längen bis maximal 150 m geliefert. Denkbar für z.B. Brückenbauteile sind auch größere Lieferlängen, wodurch weniger Koppelstellen nötig werden. In den 80- iger Jahren wurden in der Schweiz die ersten Konstruktionen mit CFK- Lamellen ertüchtigt. In Deutschland erfolgte in den 90- iger Jahren die Erteilung der ersten Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassung zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit CFK- Lamellen.

Gemäß Anlage 2 der derzeit geltenden Zulassungen ist das Ende der CFK- oder Stahl- Lamellen gegen die vollständige Lamellenentkopplung (LEK) mit bügelartigen Umschließungen aus Stahl bzw. Umschnürungen aus CF- Gelegen zu sichern, sofern nach Abschnitt 2.4 „Bemessung der Klebverbundverankerung“ sowie nach Abschnitt 3.1.3 der „Besonderen Bestimmungen“ die vorhandene Schubspannung $\tau_{0V} > \tau_{011}$ - dem Grenzwert der Schubspannung unter Gebrauchslast für Platten - ist und der Nachweis von übertragbarer Verbundbruchkraft $T_k \geq \text{erf. } T_k = \gamma F_{IE}$ - der vorhandenen Zugkraft in der Lamelle am Punkt E - nicht gelingt. In Bild 1.1 ist die Verankerung mit Stahllaschenbügeln B1 und B2 dargestellt. Dabei ist der Bügel B1 nach Abschnitt 3.1.3 der „Besonderen Bestimmungen“ und der Bügel B2 rein konstruktiv mit einer Bügelbreite $b_{Bü} \geq b_{IB}/2$ zu bemessen. Nach den geltenden Zulassungen sind die Bügel in der Druckzone zu verankern und können neben der Sicherung der Lamelle gegen Entkopplung auch zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden.

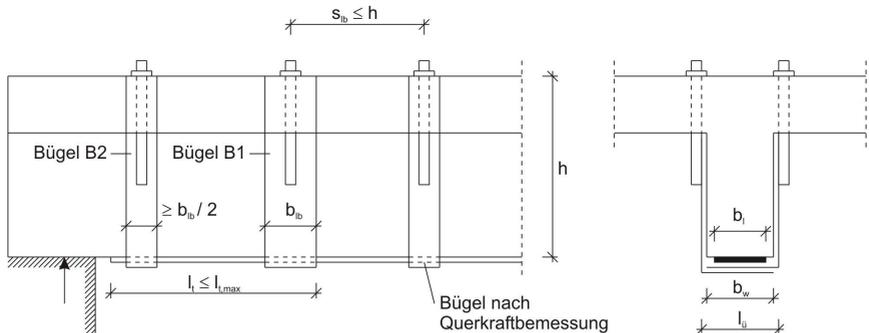


Bild 1.1: Ausbildung der bügelartigen Stahl- Umschließungen am Lamellenende [12]

Die positive Wirkung der konstruktiven Umschließung der Lamelle zur Sicherung gegen Entkopplung ist also bekannt, wurde allerdings bisher nicht genauer bestimmt. Sie hängt vom Umschließungsmaterial (Stahl, CF- Gelege), Steifigkeit der Umschließung sowie vom geometrischen Verhältnis zwischen Lamellenbreite b_l und Unterzugsbreite b_w ab.

Grundsätzlich stellt sich die traglaststeigernde Wirkung der Umschließung erst bei Überschreiten der maximalen Verbundbruchkraft $F_{l,max}$ und der damit verbundenen Lamellenentkopplung ein. Zum Verständnis der traglaststeigernden Wirkung können drei Fälle unterschieden werden:

Fall 1: Unmittelbar bevorstehende Lamellenentkopplung; $F_1 \leq F_{l,max}$; $l_{t,1} = l_{t,max} \leq l_t$

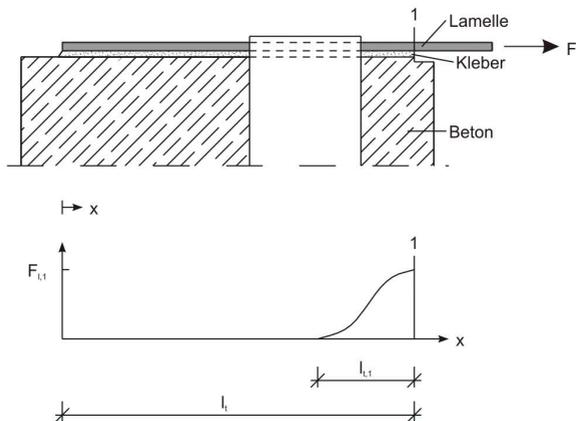


Bild 1.2: Verbundversuch, bei dem noch keine Lamellenentkopplung infolge von F_1 vorliegt. Die Umschließung führt noch nicht zu einer traglaststeigernden Wirkung

Fall 1 in Bild 1.2 zeigt den Zustand, in dem es an Stelle 1 gerade noch zu keiner Verbundschädigung zwischen Lamelle und Beton kommt, da die Lamellenzugkraft F_l kleiner oder gleich groß ist wie die ohne Verbundschädigung aufbringbare Zugkraft $F_{l,max}$. Der Zugkraft $F_{l,max}$ ist die maximale Verankerungslänge $l_{t,max}$ zugewiesen. Die Verankerungslänge $l_{t,1}$ ist hier kleiner als die zur Verfügung stehende Restverbundlänge l_t . Grundsätzlich ist die Lamellenzugkraft F_l abhängig von der Breite b_l , der Dicke t_l , dem E-Modul E_l der Lamelle sowie von der Oberflächenzugfestigkeit f_{ct} des Betons.

Die Bügelumschließung hat bei der Zugkraft $F_{l,1}$ an der Stelle 1 noch keine traglaststeigernde Wirkung auf die Lamelle. Erst eine Steigerung der Lamellenzugkraft auf einen Wert größer als $F_{l,max}$ führt zur Verbundschädigung zwischen Lamelle und Beton. Dieser Zustand wird im Fall 2 betrachtet.

Fall 2: Ausbildung des Verbundrisses unterhalb der Umschließung; $F_l \geq F_{l,max}$; $l_{t,2} = l_{t,max} \leq l_t$

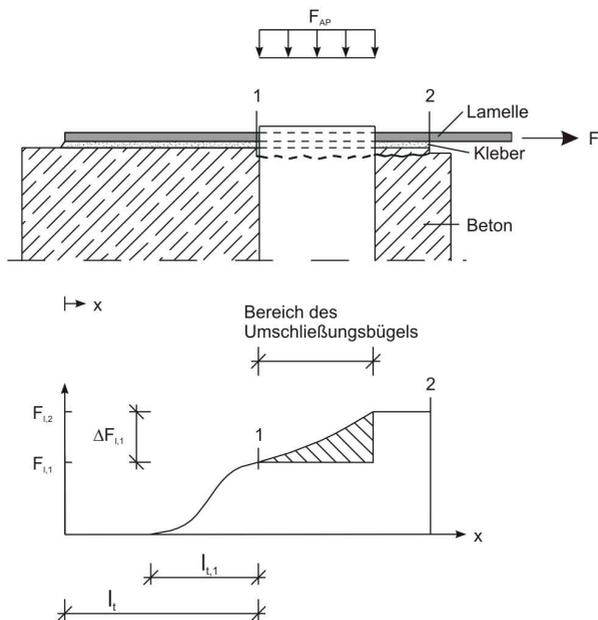


Bild 1.3: Traglaststeigerung der Lamellenzugkraft F_l infolge der Ausbildung eines oberflächennahen Betonrisses unterhalb des Umschließungsbügels

Bild 1.3 zeigt, dass an der Stelle 2 die Lamellenzugkraft $F_{l,2}$ größer ist als $F_{l,max}$, was eine fortschreitende Lamellenentkopplung zur Folge hat. Durch die Rissentwicklung und die damit verbundene Rissöffnung unter der Umschließung wird der selbstinduzierte Anpressdruck F_{AP}

aktiviert und die Reibung zwischen beiden Rissufern im oberflächennahen Beton erhöht. Über die Reibungszunahme wird ein Teil der Lamellenzugkraft in das Betonbauteil übertragen. An der Stelle 1 kommt es zum Stillstand des Rissfortschritts, da hier die Lamellenzugkraft $F_{l,1}$ der Zugkraft $F_{l,max}$ entspricht, die zu keinem progressiven Rissfortschritt führt. Die Zugkraft $F_{l,max}$ wird über die Verankerungslänge $l_{l,1}$ entsprechend der Länge $l_{l,max}$ in das Betonbauteil übertragen.

Die Gesamtzugkraft $F_{l,2}$ an Stelle 2 ergibt sich zu:

$$F_{l,2} = F_{l,max} + \Delta F_{l,1}$$

Im zu entwickelnden Ingenieurmodell soll die traglaststeigernde Wirkung $\Delta F_{l,1}$, die durch den Umschließungsbügel - abhängig von der Betongüte, Stegbreite, Lamellenbreite, dem Material und der Steifigkeit der Bügel - geweckt wird, beschrieben werden.

Eine weitere Steigerung der Lamellenzugkraft F_l führt im Fall 3 zur vollständigen Lamellenentkopplung und zum Ablösen der Lamelle vom Beton sowie zum Ausfall der Gesamtkonstruktion.

Fall 3: vollständige Lamellenentkopplung; $F_l \geq F_{l,3}$; $l_{l,1} = l_{l,max} \geq l_l$

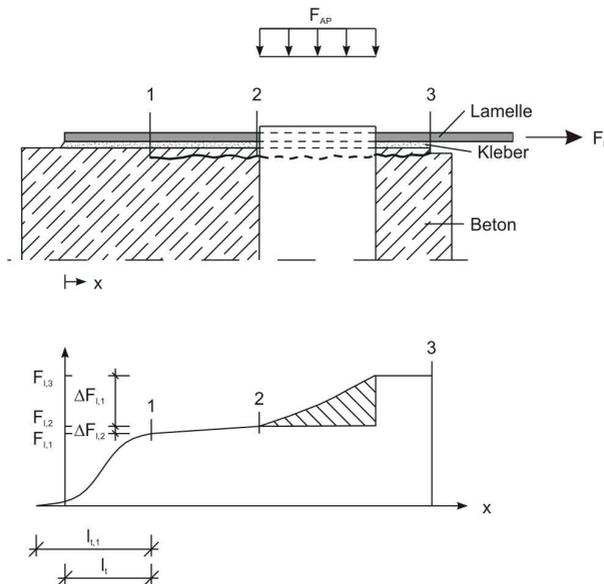


Bild 1.4: vollständige Lamellenentkopplung infolge Überschreitens der Lamellenzugkraft F_l und der Restverbundlänge l_l

Bild 1.4 zeigt den Rissfortschritt ab Punkt 2 im Fall 3. Die Lamellenzugkraft F_l entspricht der Gesamtzugkraft $F_{l,3}$, die sich zusammensetzt aus:

$$F_{l,3} = F_{l,\max} + \Delta F_{l,1} + \Delta F_{l,2}$$

Die Zugkraftsteigerung $\Delta F_{l,2}$ bewirkt den progressiven Verbundrissfortschritt bis zur vollständigen Lamellenentkopplung. Die vollständige Lamellenentkopplung tritt ein, sobald die nötige Verbundlänge $l_{t,1}$ bzw. $l_{t,\max}$ kleiner ist als die vorhandene Restverbundlänge l_r .

Ziel dieser Arbeit ist es, die traglaststeigernde Wirkung der Umschließung - in Abhängigkeit vom verwendeten Material, der Steifigkeit der Umschließung sowie von den geometrischen Randbedingungen - zu bestimmen und den Zugkraftanteil $\Delta F_{l,1}$ der Gesamtlamellenzugkraft $F_{l,2}$ über ein Bemessungsmodell abzubilden.

Die in der Arbeit gewonnenen Erkenntnisse zur Wirkung von Umschließungen auf die Lamellen - Zugtragfähigkeit sollen Anwendung finden bei der Dimensionierung von Verstärkungen mit CFK- oder Stahl-Lamellen. Untersucht werden soll, unter welchen Konditionen Schubdügel im gesamten Bereich von Verstärkungen bei Balken bei der Biegebemessung ggf. berücksichtigt werden können. Gerade die Schubdügel im mittleren Feldbereich eines Unterzuges könnten bei hohem Moment und hoher Querkraft, z.B. aufgrund einer Einzellast, durch ihre entkopplungsbehindernde und damit traglaststeigernde Wirkung zu einer wirtschaftlicheren Dimensionierung bei der Bemessung der Lamelle beitragen.

Darüber hinaus könnte eine bessere Kenntnis über die vorhandenen Tragreserven bei Umbügelungen im Endbereich der Lamellen bei der Bemessung nach geltender Zulassung dazu beitragen, dass die Tragfähigkeit der Lamelle höher ausgenutzt und ein größeres Bemessungsmoment bei der Bauteilverstärkung zugelassen werden kann.

1.2 Inhalt und Gliederung

Im **Abschnitt 2** dieser Arbeit wird auf das Verbundtragverhalten aufgeklebter Lamellen sowie auf die wesentlichen Unterschiede im Verbundtragverhalten gegenüber einbetoniertem Betonstahl eingegangen. Dabei werden die Unterschiede in der Kraftübertragung bei intaktem Verbund sowie bei Verbundschädigung zwischen der Bewehrung und dem Betonbauteil deutlich gemacht. Grundsätzlich wurden dazu in der Vergangenheit schon unterschiedliche Verbundmodelle aufgestellt, von denen sich der lineare Verbundansatz, ausgehend vom bilinearen Verbundansatz, als das praktikabelste Modell herausgestellt hat. Mit diesem Verbundansatz können mit Hilfe der Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes an jedem Punkt der Verbundlänge die Verschiebung, Schub- und Normalspannung in der Lamelle bestimmt werden. In Abschnitt 2 werden die Verbundansätze sowie die Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes näher erläutert.

Weiterhin werden die Entstehung und Wirkungsweisen vom Anpressdruck untersucht. Grundsätzlich ist dabei zwischen dem aktiv aufgebrachtten und dem passiven Anpressdruck zu unterscheiden. Beide rufen eine Steigerung der Lamellenzugkraft hervor, die in der Vergangenheit zwar experimentell bestimmt, jedoch nicht - abhängig den maßgebenden Parametern - beschrieben wurde.

Daraus wird deutlich, dass systematische Untersuchungen zur Beurteilung und Entstehung des passiven Anpressdrucks in Abhängigkeit von den Umschließungsmaterialien (Stahl oder CF-Gelege), unterschiedlichen Steifigkeiten der Umschließung sowie den geometrischen Verhältnissen zwischen Lamelle und Konstruktionsbeton erforderlich sind.

In **Abschnitt 3** werden die experimentellen Untersuchungen und ihre Ergebnisse dargestellt. Insgesamt wurden drei verschiedene Versuchsserien durchgeführt.

In der ersten Versuchsserie wurde an Auszugskörpern die Behinderung der Verbundrissöffnung für unterschiedliche Umschließungsarten (Stahl, CF-Gelege) bestimmt. Anhand dieser Versuche erfolgte eine systematische Beurteilung der Rissöffnungsbehinderung und der Ausbildung des passiven Anpressdrucks bezogen auf die sich einstellende Verbundrissöffnung. Daran schlossen sich Versuche zur Bestimmung des Zusammenhanges zwischen Verbundbruchkraft und selbstinduziertem Anpressdruck an. In der dritten Versuchsserie wurde in einaxialen Verbundversuchen an Bauteilen mit realitätsnahen Umschließungen die tatsächliche Traglaststeigerung der Lamellenzugkraft infolge der Umschließung experimentell bestimmt. Diese Versuchsergebnisse wurden danach zur Verifizierung der zuvor aufgestellten Bemessungsalgorithmen herangezogen.

Abschnitt 4 erläutert die Modelle zur Kraftübertragung im Riss. Hierzu gibt es in der Literatur bereits unterschiedliche Ansätze, die allerdings vorwiegend die Kraftübertragung in schräg verlaufenden Schubrissen in Betonbauteilen beschreiben. Die Problematik der schrägen Schubrisse ist auch auf den horizontal verlaufenden Verbundriss, der sich bei Lamellenentkopplung einstellt, übertragbar, da

für beide Risse die Kräftepaare in horizontal und vertikal zum Rissufer verlaufende Kraftanteile zerlegt werden können.

Abschnitt 5 stellt die Algorithmen zur Berechnung der Traglaststeigerung infolge der Umschließung dar. Grundsätzlich wird dabei in Umschließungen aus Stahl und CF-Gelege unterscheiden. Abhängig von den unterschiedlichen geometrischen Verhältnissen zwischen Lamelle und Konstruktionsbeton sowie von Material und Steifigkeit der Umschließung werden zuerst die Algorithmen zur Berechnung des passiven Anpressdrucks entwickelt. Die Aufbereitung erfolgt in der Form, dass auch Parameterkombinationen, die nicht explizit versuchstechnisch untersucht wurden, abgebildet werden können.

Daran schließt sich die Berechnung der Steigerung der Lamellenzugkraft infolge des Anpressdrucks an. Die Zunahme der Lamellenzugkraft ist auf eine höhere Schubkrafttragfähigkeit parallel zur Verbundrissfuge zurückzuführen, die aus der Normalspannung senkrecht zur Verbundrissfuge resultiert. Auch hierzu werden Algorithmen vorgestellt, die die Schubkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit von der wirkenden Normalspannung beschreiben.

Anschließend wird gezeigt, dass mit den zuvor entwickelten Ansätzen die in den Bauteilversuchen mit realitätsnahen Umschließungen experimentell ermittelten Lamellenzugkräfte berechnet werden können. Die aufgestellten Bemessungsansätze gelten dabei nicht nur für die experimentell untersuchten Parameterkombinationen, sondern sind auch für andere Randbedingungen bei Kenntnis der geometrischen Verhältnisse zwischen Lamelle und Beton, der Steifigkeit sowie dem Material der Umschließung anwendbar.

In **Abschnitt 6** werden vereinfachte Bemessungsansätze entwickelt, bei denen die Parameter, die einen vernachlässigbar geringen Einfluß auf die Steigerung der Lamellenzugkraft besitzen, unberücksichtigt bleiben. Ihr qualitativer Einfluß auf die Steigerung der Lamellenzugkraft wird untersucht und bestimmt. Allerdings unterscheiden sich auch die vereinfachten Bemessungsansätze für Umschließungen mit Stahl- und CF-Gelegen grundsätzlich.

Im Gegensatz zu den in **Abschnitt 7** durchgeführten Tastversuchen wurde bei den in Abschnitt 3 vorgestellten experimentellen Bauteilversuchen mit realitätsnahen Umschließungen nur der einaxiale Spannungszustand in der Klebefuge zwischen der Lamelle und der Umschließung berücksichtigt, da innerhalb dieses Forschungsvorhabens nur die Traglaststeigerung der Lamellenzugkraft infolge des passiven Anpressdrucks untersucht werden sollte. Im Versuch wurde dies mittels einer Gleitfuge zwischen der Umschließung und der Lamelle umgesetzt. Bei praxisüblichen, bündelartigen Umschließungen herrscht jedoch ein zweiaxialer Spannungszustand in der Klebstofffuge vor, da auch die Lamelle mit der Umschließung verklebt ist.

Im Rahmen von diesen Tastversuchen wurde dieser Einfluß des tatsächlichen zweiaxialen Spannungszustandes für einige ausgewählte Parameter untersucht und qualitativ bewertet. Die Versuche stellen einen Ausblick auf weitere, anschließend noch notwendige Untersuchungen dar, um die Bemessung noch effektiver und wirtschaftlicher zu machen. Bei diesen zukünftigen

Versuchen müssen nicht alle bereits untersuchten Parameterkombinationen experimentell berücksichtigt werden. In Abschnitt 7 werden zu den erforderlichen Versuchen Ansätze und Ideen formuliert.

In **Abschnitt 8** werden die erarbeiteten Ergebnisse zusammengefasst und es werden Gedanken und Hinweise für weiterführende Ideen- und Forschungsansätze formuliert.

2 Grundlagen und Stand des Wissens

2.1 Vorbemerkungen

In diesem Abschnitt wird auf das Verbundtragverhalten sowie die Unterschiede im Verbundtragverhalten von einbetonierter und außen aufgeklebter Bewehrung eingegangen. Dazu wird das mechanische Tragverhalten der Bewehrungsstränge mit dem dazugehörigen Versagen bei Überschreiten der Verbundtragfähigkeit erläutert. Entscheidenden Einfluß auf das Verbundtragverhalten hat die Zugfestigkeit des Betons. Wird sie überschritten und damit Zustand I verlassen, bilden sich im Zustand II Biege- oder Trennrisse. In Abhängigkeit vom sich einstellenden Rissbild und von den unterschiedlichen Bewehrungslagen stellen sich unterschiedliche Spannungs- und Dehnungszustände am Biegebalken sowie am zentrischen Zugglied ein, auf die hier näher eingegangen wird.

Zur detaillierten Beschreibung des Lamellenverbundes werden die unterschiedlichen Verbundansätze in chronologischer Reihenfolge ihrer Entwicklung erläutert sowie ihre Unterschiede dargestellt. Letztendlich ist der Ansatz des verschieblichen Verbundes für die Darstellung der Verbundtragwirkung außen aufgeklebter CFK- und Stahl-Lamellen maßgebend und findet in den weiteren Betrachtungen Berücksichtigung.

Daran anschließend folgt die Beschreibung der traglaststeigernden Wirkung von Umschließungen am Ende des Lamellenverbundes. Dazu wird die allgemeine Wirkungsweise vom Anpressdruck auf den Lamellenverbund erläutert. Zu unterscheiden ist dabei zwischen dem aktiv aufgebracht und passiven, selbstinduzierten Anpressruck. Beide Möglichkeiten der Lasteinleitung werden näher dargestellt.

Am Ende dieses Abschnitts werden die Ergebnisse bisher durchgeführter experimenteller Untersuchungen zur Bestimmung der traglaststeigernden Wirkung von Umschließungen auf den CFK- Lamellen- oder CF- Gelegeverbund vorgestellt. Anhand der Ergebnisse wird die Notwendigkeit der in dieser Arbeit durchgeführten Versuche verdeutlicht.

2.2 Verbund äußerer und einbetonierter Bewehrung

2.2.1 Mechanische Wirkungsweise äußerer und einbetonierter Bewehrung

Sowohl die einbetonierte als auch die aufgeklebte Bewehrung überträgt mittels Verbund die im jeweiligen Zugglied vorhandene Kraft in das Stahlbetonbauteil. Dabei unterscheidet sich die Kraftübertragung der beiden Bewehrungsstränge unter zentrischem Zug oder Biegezug grundlegend [23,25,34,35,51,61]. Da im Regelfall stets Bauteile mit vorhandener innerer Bewehrung nachträglich verstärkt werden, sind bei der Bemessung zu verstärkender Bauteile immer beide Bewehrungsstränge mit ihrem jeweiligen Verbundtragverhalten zu berücksichtigen.

Die einbetonierte Bewehrung überträgt die Stahlzugkraft über Haft-, Scher- und Reibverbund. Infolge der Zugbeanspruchung verschiebt sich lokal der Bewehrungsstab gegenüber dem Beton. Die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton erfolgt dabei zunächst ausschließlich über Haftverbund (chemische Adhäsion). Hergestellt wird er beim formschlüssigen Abbinden des Betons an der Bewehrung. Der Haftverbund behält seine Wirksamkeit nur für geringe Verschiebungen zwischen dem Bewehrungsstahl und Beton. Werden die Verschiebungen zu hoch, tritt lokale Verbundschädigung auf, die zum Haftverbundversagen zwischen beiden Fügeteilen führt. Einen wesentlichen Einfluß auf die Höhe der Haftverbundfestigkeit hat die Qualität von Beton und Bewehrung. Von einem qualitativ hochwertigen Beton können höhere Verbundspannungen aufgenommen werden. Ebenso liefert eine korrodierte Bewehrung geringere Werte der Verbundfestigkeit als eine stark profilierte und korrosionsfreie Bewehrung.

Tritt infolge der Verschiebung lokale Verbundschädigung auf, so wurde die Grenzverschiebung und damit die Haftverbundfestigkeit überschritten. Die Zugkraft wird im weiteren über den Scherverbund in das Bauteil übertragen. Dabei verzahnen sich die Betonstahlrippen mit dem umgebenden Beton. Ausgehend von den Stahlrippen bilden sich kegelförmige Druckstreben aus, die kraftschlüssig über rotationssymmetrische Zugringe um die Bewehrung miteinander verbunden werden, Bild 2.1. Um das Kräftegleichgewicht aufrecht zu halten, ist ausreichende Betondeckung nötig. Bei zu geringer Betondeckung wird die Ausbildung der Druckstreben respektive der Zugringe gestört. Es entsteht kein Kräfteschluss im Zugring, was ein Abplatzen des Betons zur Folge hat.

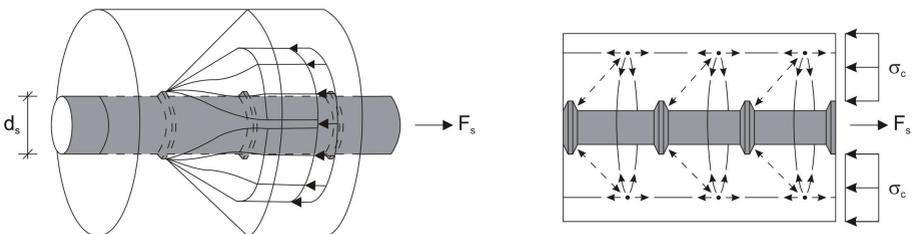


Bild 2.1: Kräftegleichgewicht entlang des Bewehrungsstabes durch kegelförmige Druckstreben und symmetrische Zugringe, [32]

Infolge zunehmender Verschiebung mit steigendem Schlupf durch Erhöhung der Zugkraft bilden sich Sekundärrisse entlang der Hauptspannungsrichtung aus, Bild 2.2 a. Eine weitere Zunahme des Schlupfs führt zum Abscheren der Druckstrebe und zur Rissbildung entlang des Bewehrungsstahls. Bild 2.2 b zeigt das Abscheren der Druckdiagonalen. Von diesem Punkt an wird die Zugkraft nur noch über Reibung zwischen den beiden rauen Rissufer übertragen. Dabei führt die reduzierte mechanische Verzahnung zu einer geringeren Kraftübertragung und damit zum duktilen Verbund.

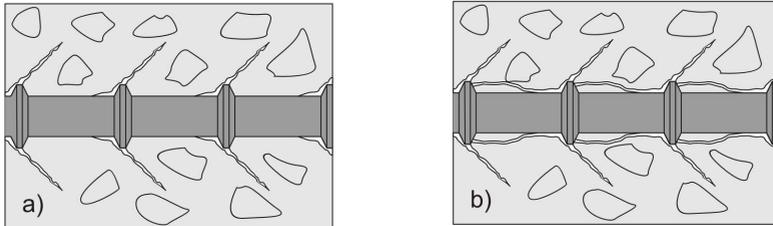


Bild 2.2: a) Ausbildung von Sekundärrissen entlang des Bewehrungsstahls, b) Abscheren der Druckdiagonalen, [32]

Beim Aufbau der Verbundspannungen infolge der Verschiebung des Bewehrungsstahls gegenüber dem Beton bauen sich günstig wirkende radiale Druckspannungen allseits des Betonstahls auf. Der Betrag der radialen Druckspannungen σ_r ist dabei am belasteten Rissufer am größten. Bild 2.3 zeigt den qualitativen Verlauf der Druckspannungen.

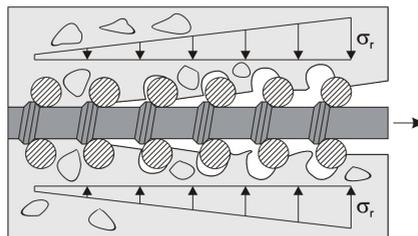


Bild 2.3: Aufbau radialer Druckspannungen σ_r bei Verbundschädigung der einbetonierten Bewehrung, [34]

Im Gegensatz dazu erfolgt die Kraftübertragung bei der einseitig aufgeklebten Lamelle über die Klebstoffuge durch chemische Adhäsion. Solange der Verbund zwischen Lamelle und Beton intakt ist, bestimmt ausschließlich die Schubfestigkeit des Klebstoffs den möglichen Lamellenschlupf, Bild 2.4. Lokale Verbundschädigungen entstehen erst bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit. Der Beton ist beim Verbund Lamelle-Klebstoff-Beton also versagensmassgebend. Bild 2.4 zeigt das sich ausbildende Fachwerkmodell. Es entspricht dem klassischen Fachwerkmodell, welches auch auf Stahlbetonbiegebalken angewendet wird. Über den Lamellenzuggurt bilden sich orthogonale

Zugstäbe und schräge Druckstreben zum Betondruckgurt aus. Die schrägen Druckstreben leiten die Zugkraft durch wiederholtes „Hochhängen“ über die orthogonalen Zugstäbe bis zum Auflager weiter.

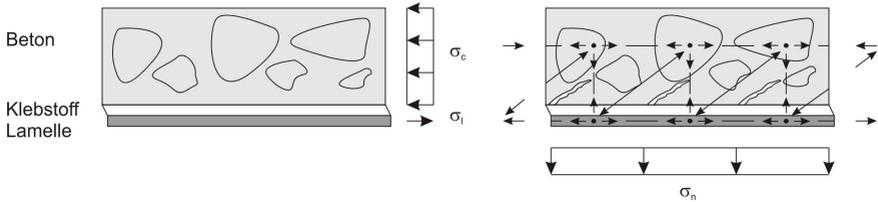


Bild 2.4: Äußeres und inneres Kräftegleichgewicht am lamellenverstärkten Stahlbeton-Biegeträger, [32]

Zunehmende Verschiebung s_l der Lamelle gegenüber dem Beton bewirkt auch hier die Ausbildung von Sekundärrissen entlang der Druckdiagonalen. Die Risse bilden sich bis zum Betondruckgurt aus, Bild 2.5 a und vereinigen sich zu einer Verbundbruchfläche, Bild 2.5 b. Durch die Querzugspannungen σ_n , kann sich infolge des fehlenden Querdrucks die Verbundrissöffnung w ungehindert ausbilden. Die Lamelle schert im oberflächennahen Beton entlang des Druckgurtes ab. Anders als bei einbetonierter Bewehrung fehlt bei aufgeklebter Lamelle der allseits umgebende Beton, der bei Lamellenentkopplung für Querpressung sorgen könnte. Nach Ausbildung der Verbundrissfläche werden die Lamellenzugkräfte ausschließlich über Verzahnungskräfte entlang des Korngerüstes im oberflächennahen Beton übertragen. Mit zunehmender Verbundrissöffnung w nehmen die Verzahnungskräfte bis zu einer maximalen Rissöffnung w_{max} , bei der keine Kräfte mehr übertragen werden können, ab und die Lamelle entkoppelt ungehindert (LEKB).



Bild 2.5: a) Ausbildung von Sekundärrissen bis zum Betondruckgurt, b) Ausbildung der Verbundbruchfläche (LEKB)

2.2.2 Spannungs- und Dehnungsverteilung am Zugglied und Biegeträger

Die Kraftübertragung von einbetonierter und aufgeklebter Bewehrung erfolgt bei intaktem Verbund über Schubkräfte τ entlang des Bewehrungsstahls bzw. innerhalb der Verbundfuge bei aufgeklebten Lamellen.

Im Zustand I (ungerissener Betonquerschnitt) ist der Verbund Stahl- Beton bzw. Lamelle- Beton sowohl am zentralen Zugglied als auch am Biegeträger starr und die Verschiebung s_s des Bewehrungsstahls bzw. die Verschiebung s_l der Lamelle gegenüber dem Beton so gering, dass es zu keiner Verbundschädigung kommt. Bei Entlastung verbleiben keine plastischen Verformungen. In

zentrischen Zuggliedern sind im Zustand I die Dehnung des Betons und der Bewehrung gleich. Beim Biegeträger kann die Dehnung der einbetonierten, wie auch aufgeklebten Bewehrung über den inneren Hebelarm ermittelt werden, weil ein ebener Dehnungszustand zwischen dem Beton und den Zuggliedern herrscht.

Im Zustand II tritt mit beginnender Rissbildung bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit bis zur Ausbildung des abgeschlossenen Rissbildes eine lokale Verbundschädigung am Riß auf. Bei zentrischen Zuggliedern resultiert die freie Dehnlänge aus der Verbundschädigung im Riß. Der Beton kann an dieser Stelle keine Zugkräfte mehr übertragen. Die Zugglieder (einbetonierter Stahl und aufgeklebte Lamelle) übernehmen die Zugkraftanteile des Betons und die Kräfte im Riß werden auf den Stahl und die Lamelle aufgeteilt, Bild 2.6. Zwischen den einzelnen Rissen beteiligt sich der Beton aufgrund des intakten Verbundes am Lastabtrag und führt zur Verfestigung (tension stiffening effect). Die Betondehnung ε_c nimmt zwischen den Rissen zu und erreicht beim mittleren Rissabstand $s_r/2$ die maximale Dehnung. Im Zustand II ist nach [71] die Dehnungsebenheit nach Bernoulli nicht mehr gegeben.

In den Bild 2.6 a ist das zentrische Zugglied mit einbetonierter und aufgeklebter Bewehrung dargestellt. An dem Zugglied wirken an beiden Rissuferseiten dieselben Zugkräfte F_I und F_S . Das Zugglied befindet sich im Zustand II und die einzelnen Zwischenrisselemente haben einen Rissabstand s_r , der abhängig von der lokalen Zugfestigkeit des Betons unterschiedlich sein kann.

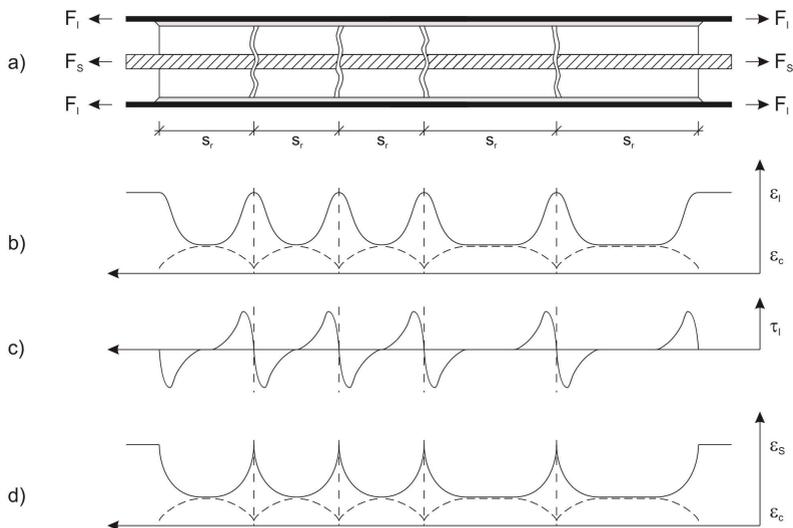


Bild 2.6: Schubspannungs- und Dehnungsverhältnisse am bewehrten, zentrischen Zugglied

Bild 2.6 b zeigt das sich einstellende Dehnungsverhältnis zwischen dem Beton ε_c und der Lamelle ε_l . Deutlich zu erkennen ist der „tension stiffening effect“ in Zwischenrisselementmitte sowie die

Dehnungsabnahme des Betons und die Dehnungszunahme der Lamelle am Riss. Bild 2.6 c stellt für das Rissbild den Schubspannungsverlauf τ_1 in der Lamelle dar.

Im Bereich der maximalen Lamellendehnung ϵ_l am Riss wird ebenfalls die Schubbeanspruchung τ_1 in der Lamelle maximal. Im Gegensatz dazu ist in Mitte des Zwischenrisselementes die Schubbeanspruchung τ_1 in der Lamelle minimal bzw. geht bei ausreichender Länge s_r des Zwischenrisselementes aufgrund der Mittragwirkung des Betons gegen null. Die Dehnungen des inneren Stahl ϵ_s nehmen zum Riss zu und werden im Riss maximal. Auch hier beteiligt sich der Beton in der Mitte des Zwischenrisselementes am Lastabtrag und die Stahldehnungen werden minimal, Bild 2.6 d.

In Bild 2.7 ist ein Biegeträger im Zustand II mit einem abgeschlossenen Rissbild und dem sich einstellenden Rissabstand s_r dargestellt. Für jedes Zwischenrisselement ZRE müssen die von der inneren und aufgeklebten Bewehrung aufnehmbaren Zugkräfte $F_s + \Delta F_s$ sowie $F_1 + \Delta F_1$ untersucht werden. Dabei dürfen am inneren Stahl und an der Lamelle die maximal übertragbaren Schubspannungen nicht überschritten werden, damit kein Verbundversagen auftritt. Das Detail in Bild 2.7 zeigt exemplarisch ein zu untersuchendes ZRE.

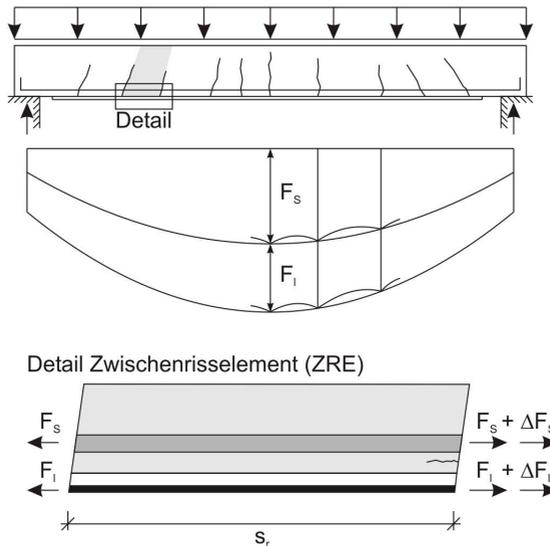


Bild 2.7: Biegeträger im Zustand II mit sich einstellenden Zwischenrisselementen der Länge s_r , [34]

In Abhängigkeit von der Belastung können am Biegeträger drei Bereiche unterschieden werden. Bereich I, Bild 2.8 a befindet sich am letzten Biegeriss vor Lamellenende. Dieser Bereich stellt eine Extremwertsituation dar. Am lastseitigen Ende ($M \neq 0, V \neq 0$) muss über die intakte Restverbundlänge l_1 die im Riß wirkende Lamellenzugkraft F_1 über die Verbundspannung τ_1 in das

Betonbauteil übertragen werden. Am Lamellenende ist die Lamellenzugkraft F_l gleich null. Der Verbund Lamelle-Beton wird in diesem Bereich nach [35] als Gleichgewichtsverbund bezeichnet.

Der Bereich II ($M \neq 0, V \neq 0$) beschreibt ein Zwischenrisselement mit Momenten- und Querkraftzuwachs ($\Delta M; \Delta V$) die eine Lamellenzugkraftsteigerung ΔF_l bewirken, Bild 2.8 b. Der Zugkraftanstieg ΔF_l der Lamelle wird über den Gleichgewichtsverbund in das Betonbauteil übertragen. Mit dem nach [34] bezeichneten Verträglichkeitsverbund wird der konstante Kraftanteil F_l (durch M und V) über den Zugkraftabbau durch Mitwirken des Betons zwischen den Rissen weitergeleitet [34,49]. Damit erfolgt im Bereich II der Lastabtrag aus der Lamelle über eine Kombination aus Gleichgewichts- und Verträglichkeitsverbund.

Im Bereich III ($M \neq 0, V \approx 0$) Bild 2.8 c greift an beiden Schnittuferseiten ein konstantes Moment M an. Die Schubkräfte τ_l werden ausschließlich über den Verträglichkeitsverbund übertragen. Der Bereich III stellt die zweite Extremwertsituation dar.

Damit sind in Bild 2.8 alle anzutreffenden Belastungskombinationen eines mit CFK-Lamellen verstärktem Stahlbetonquerschnitt qualitativ dargestellt. Aus diesen Belastungskombinationen ergeben sich unterschiedliche Schubbeanspruchungen τ_l der Verbundfuge, deren Tragfähigkeit über die Verbundansätze nachgewiesen wird. Bild 2.8 zeigt nur die Spannungen und Schubbeanspruchungen in der Lamelle bzw. der Klebstoffuge. Die Dehnungen in der Lamelle verhalten sich beim Biegeträger ähnlich wie beim zentrischen Zugglied. Sie nehmen zum Riss zu und sind im Riss maximal. Gleiches gilt für die innere Stahlbewehrung. Die Dehnungen des Betons verhalten sich dagegen reziprok.

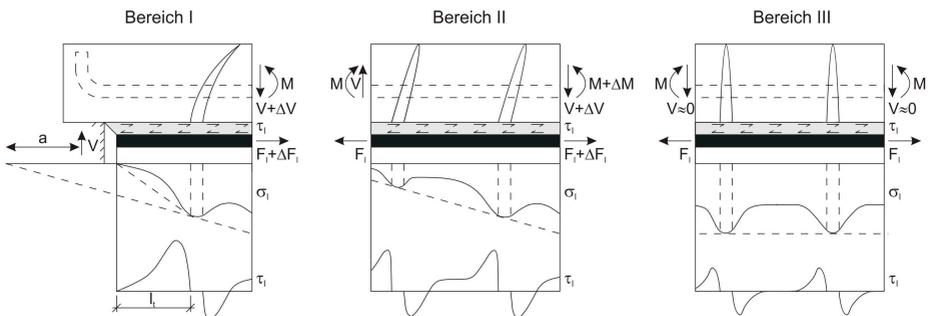


Bild 2.8: Verbundtragverhalten der aufgeklebten Bewehrung in den Bereichen I, II und III, [34]

2.3 Verbundansätze

Durch die Wahl eines geeigneten Verbundansatzes lässt sich die Kraftübertragung zwischen der Stahl- oder CFK- Lamelle und dem Beton beschreiben. Die in [11,21,23,25,34,35,38,45,51,61,71] dargestellten unterschiedlichen Verbundansätze basieren alle auf dem 1938 von Volkensens [64] aufgestellten Verfahren zur Bestimmung der Nietenkkräfte bei zugbeanspruchten Nieterverbindungen. Die Nieten, die die Fügeile miteinander verbinden, stellt Volkensens über eine gleichmäßige Verbundfuge dar. Das für die Verbundfuge zugrunde liegende Verbundgesetz berücksichtigt die Schubkraftübertragung der Nieten und wurde in Versuchen ermittelt. Bei der Berechnung der Scherspannungen bzw. der Nietenkkräfte verwendete Volkensens erstmals die Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes.

2.3.1 Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes

Die Differenzialgleichung, im weitem DGL genannt, des verschieblichen Verbundes bildet die Verteilung der Verbundspannung τ_i , Relativverschiebung s_i und Lamellenkraft N_i über die gesamte Verbundlänge ab. Mit Hilfe der DGL können für mit Lamellen verstärkte Stahlbeton- Bauteile die Verteilungen von τ_i , s_i und N_i über das Gesamtbauteil am jeweiligen ZRE dargestellt werden. Betrachtet wird dabei das System Lamelle- Klebstoff- Beton als Gesamtverbundsystem. Eine Sonderform ist dabei das Element hinter dem letzten Riss vor Lamellenende. Es stellt den Bereich der Endverankerung dar, bei dem die Kräfte ausschließlich über den Gleichgewichtsverbund von der Lamelle in den Beton übertragen werden.

Für die DGL am Verbundelement wird vorausgesetzt, dass der Rissabstand s_r und die Lamellenzugkraft N_l bekannt sind. Weiterhin wird von einer unendlich hohen Dehnsteifigkeit des Betons, einem linearen Werkstoffverhalten von Lamelle und Beton, einer Vernachlässigung der Fügeilebiegung sowie einem ebenen Spannungszustand zwischen Lamelle und Beton ausgegangen.

Durch die Annahme einer unendlichen Dehnsteifigkeit des Betons brauchen die Beton-Dehnungen ε_c , Spannungen σ_c und Normalkräfte N_c nicht weiter berücksichtigt werden. Für das differentielle Verbundelement an der Lamelle gilt:

$$\varepsilon_i = \frac{ds_i}{dx} = s_i' \quad \text{Dehnung} \quad (2.1)$$

$$\sigma_i = E_i \cdot \varepsilon_i = E_i \cdot s_i' \quad \text{Spannung} \quad (2.2)$$

$$N_i = \int_{(A)} \sigma_i dA_i = E_i \cdot A_i \cdot s_i' \quad \text{Längskraft} \quad (2.3)$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma H=0$ folgt:

$$dN_1 - \tau_1 \cdot dx \cdot b_1 = 0 \quad (2.4)$$

$$\tau_1 = \frac{dN_1}{dx \cdot b_1} = \frac{N_1'}{b_1} \quad (2.5)$$

aus Gl. 2.3 ergibt sich durch Umformen Gl. 2.6:

$$s_1' = \frac{N_1}{E_1 \cdot A_1} \quad (2.6)$$

einmaliges Differenzieren der Gl. 2.6 und Einsetzen von $A_1 = b_1 \cdot t_1$ führt zu:

$$s_1'' - \frac{1}{E_1 \cdot t_1} \cdot \tau_1(s_1) = 0 \quad (2.7)$$

Die Gl. 2.7 stellt die allgemeine Form der Differentialgleichung des verschieblichen Lamellenverbundes für Stahlbetonbauteile dar. Sie betrachtet die Verschiebung s_1 der Lamelle gegenüber dem unverzerrten Beton außerhalb des Einflussbereiches der Verbundzone. Die Gl. 2.7 gilt sowohl für Stahl- als auch für CFK-Lamellen. Durch Einsetzen der Randbedingungen des jeweiligen Versuchskörpers ergibt sich die spezielle Lösung der allgemeinen Differentialgleichung für das Zwischenrisselement mit aufgeklebter Lamelle gemäß Gl. 2.17 bis Gl. 2.19.

2.3.2 Beschreibung der Verbundansätze

Ausgehend von Volkenssen wendet Bresson [8] 1971 das Verfahren zur Bestimmung der Nietenkräfte erstmals für Klebeverbindungen von Stahllaschen auf Beton an. Die Verbundfuge beschreibt Bresson über einen linear-elastischen Verbundansatz. Er führt den Schlupf s_1 zwischen den Laschen und dem Beton ausschließlich auf die Schubverzerrung γ der Klebefuge zurück, Bild 2.9. Die übertragbare Schubkraft τ ergibt sich aus dem Produkt des Schubmoduls G_g mit der Schubverzerrung γ .

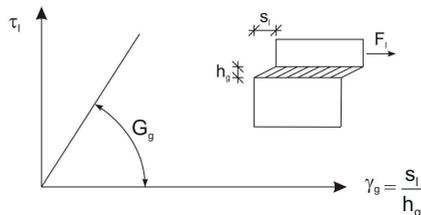


Bild 2.9: Linearer Verbundansatz nach Bresson, [8]

1982 verwendet Ranisch [43], auf Grundlage des Ansatzes von Bresson, den bilinearen Verbundansatz zur Beschreibung des Verbundverhaltens von geklebten Stahllaschen. Dabei berücksichtigt er neben der Schubverzerrung γ_g der Klebefuge (Bereich I) auch die Rissgleitung über einen plastisch-entfestigenden Ast (Bereich II), Bild 2.10. Er erhält für den Bereich I eine homogene und für den Bereich II eine inhomogene Differentialgleichung. Durch Bestimmung der

Übergangsbedingungen und Lösung der DGL errechnet Ranisch die maximale Verbundbruchkraft T_{\max} .

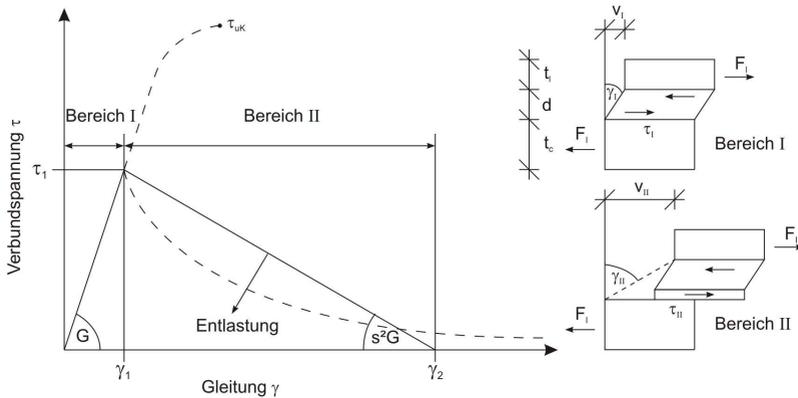


Bild 2.10: Bilinearer Verbundansatz nach [43] mit Schubverzerrung und Rissgleitung

Ranisch unterstellt in seinem Ansatz, dass die Verbundbruchkraft abhängig von der zur Verfügung stehenden Verbundlänge l_v ist. Holzenkämpfer und Pichler haben diese Annahme später widerlegt und gezeigt, dass sich die maximale Verbundbruchkraft asymptotisch einem Grenzwert der Verankerungslänge $l_{v,\max}$ annähert. Nach Erreichen von $l_{v,\max}$ lässt sich die Verbundbruchkraft infolge größerer Verankerungslänge nicht weiter steigern.

1989 wählt Kaiser [25] einen Ansatz, bei dem auch er von einem linear-elastischen Bereich des Klebeverbundes (für geringe Belastungen) sowie einem plastisch-entfestigenden Bereich (bei höheren Belastungen) ausgeht. Der lineare Bereich wird über die Bresson-Theorie bestimmt, die Verbundbruchkraft im Bereich der plastischen Entfestigung errechnet er iterativ, Bild 2.11.

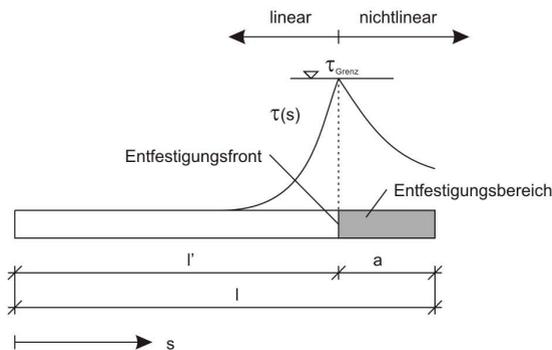


Bild 2.11: Linearer und nichtlinearer Verbundbereich aus [25] nach Kaiser

Wicke und Pichler [39] berücksichtigen 1993 in ihrem Verbundansatz für geklebte Stahllaschen nur den ansteigenden Ast des Verbund- Schlupf- Gesetzes ausgehend vom gerippten Betonstahl. Den plastisch- entfestigenden Bereich interpretieren sie ausschließlich als Tragreserve, ohne ihn näher abzubilden, Bild 2.12. Sie können damit gut die maximale Verbundbruchkraft mit zugehöriger Verankerungslänge beschreiben. Die Dehnungen und Verbundverschiebungen der Laschen über die gesamte Verbundlänge sind damit jedoch nicht abbildbar.

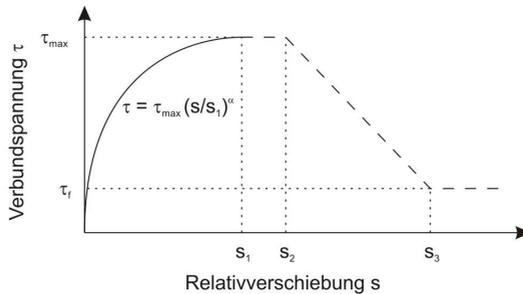


Bild 2.12: Verbundansatz nach [39], bei dem nur der ansteigende Ast berücksichtigt wird

Holzenkämpfer [23] wählt 1994 zur Beschreibung des Verbundverhaltens geklebter Stahllaschen ähnlich wie Ranisch einen bilinearen Verbundansatz, Bild 2.13. Im Gegensatz zu Ranisch geht er nicht von einer unbegrenzt steigerbaren Verbundlänge zur Erhöhung der maximalen Verbundbruchkraft aus, Bild 2.15. Durch den elastisch ansteigenden und plastisch entfestigenden Bereich kann die Arbeitslinie (gestrichelte Linie) von zugbeanspruchtem Beton bestmöglich abgebildet werden. Dabei ist der elastisch ansteigende Ast durch Betonverformungen mit geringen Störungen im Betongefüge und der plastisch entfestigenden Ast durch Mikrorisswachstum sowie Gleitungen im oberflächennahen Beton- Verbundriss gekennzeichnet. Holzenkämpfer betrachtet als erster den Verbund als bruchmechanisches Problem.

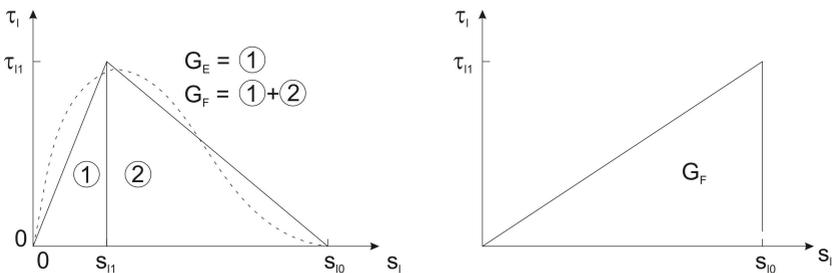


Bild 2.13: Bilinearer Verbundansatz nach [23], in dem die maximale Laschenzugkraft über bruchenergetische Betrachtungen ermittelt und in den linearen Ansatz überführt wird.

Die benötigte Energie zur Laschenentkopplung, entsprechend der maximalen Laschenzugkraft, beschreibt er als Bruchenergie G_F , Gl. 2.8. Die Bruchenergie G_F entspricht der eingeschlossenen Fläche durch den bilinearen Verbundansatz in Bild 2.13.

$$G_F = 0,5 \cdot \tau_{11} \cdot s_{10} \quad (2.8)$$

Mit Hilfe der DGL des verschieblichen Verbundes kann der bilineare Ansatz nur bereichsweise gelöst werden. Die Lösung des linear-elastischen Bereiches erfolgt über den Ansatz einer hyperbolischen und die des plastisch-entfestigenden Bereiches über eine trigonometrische Funktion. Zur Bestimmung der Verbundbruchkraft werden die Gleichungen für den elastischen und plastischen Bereich gleichgesetzt. Das setzt voraus, dass die Länge des elastischen Verbundbereiches über die Gesamtverbundlänge l_v bekannt ist. Nur über aufwendiges, iteratives Vorgehen kann die elastische Verbundlänge bestimmt werden.

Zur Lösung hat Holzenkämpfer den bilinearen Ansatz für den verschieblichen Verbund, der eine inhomogene Differenzialgleichung 2. Ordnung liefert, durch einen linearen Ansatz Bild 2.13 ersetzt. Dabei ist die Verbundbruchenergie G_F entsprechend der eingeschlossenen Flächen beider Ansätze in Bild 2.13 gleich groß. Er begründet die Gültigkeit dieses Vorgehens durch die nur geringen Abweichungen von 6 % der rechnerischen Verbundbruchkraft $T_{u,max}$ bei gleicher Bruchenergie G_F und gleicher Verbundspannung τ_{11} .

Nach [23,57] ergibt sich für Versuche an Doppelaschenkörpern (Bild 2.14) mit großer Verbundlänge ($l_i \geq l_{i,max}$) bei Anwendung des linearen Verbundansatzes und einer unendlich großen Dehnsteifigkeit des Betons die maximale Verbundbruchkraft $T_{u,max}$ gemäß Gl. 2.9 zu

$$T_{u,max} = b_l \sqrt{2 \cdot G_F \cdot E_l \cdot t_l} \quad (\text{Bruchmechanikkriterium}) \quad (2.9)$$

Aus Gl. 2.9 ist zu erkennen, dass die max. Verbundbruchkraft $T_{u,max}$ bei ($l_i \geq l_{i,max}$) nur abhängig ist von der Bruchenergie G_F , der Laschendicke t_l und -Breite b_l sowie dem Laschen E-Modul E_l . Die Wahl des Verbundansatzes hat hier keinen Einfluß auf die Verbundbruchkraft $T_{u,max}$. Bei ausreichend großen Verbundlängen wird Gl. 2.9 als das Bruchmechanikkriterium bezeichnet.

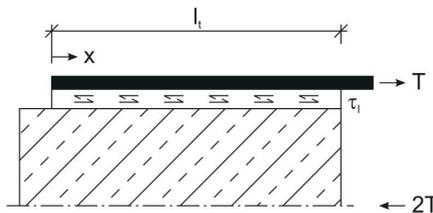


Bild 2.14: Maximale Verbundbruchkraft nach Gl. 2.9 am Zug-Druck-Verbundkörper bei $l_i \geq l_{i,max}$ aus [23]

Bei Verbundlängen $l_i < l_{i,max}$ lässt sich die Verbundbruchkraft T_u über Gl. 2.10 ausdrücken. Damit ist die Verbundbruchkraft T_u abhängig von der zur Verfügung stehenden Verbundlänge l_i . In Gl. 2.10 berücksichtigt der Term $\tanh\sqrt{\dots}$ die Verbundlänge l_i . Da die Verbundfestigkeit von der Betonzugfestigkeit maßgeblich abhängt, wird Gl. 2.10 auch Festigkeitskriterium genannt.

$$T_u = b_i \sqrt{2G_F \cdot E_i \cdot \tau_i} \cdot \tanh \sqrt{\frac{\tau_{11}^2 \cdot l_i^2}{2 \cdot G_F \cdot E_i \cdot \tau_i}} \quad (\text{Festigkeitskriterium}) \quad (2.10)$$

Damit hat Holzenkämpfer die Aussage von Ranisch widerlegt, dass die Verbundbruchkraft proportional zur Verbundlänge steigt. Die Ursache liegt darin, dass mit steigender Verbundlänge l_i weder die Bruchverschiebung s_{10} , noch die maximal ertragbare Schubspannung τ_{11} erhöht werden kann. In Bild 2.15 ist der Zusammenhang zwischen normierter Verbundbruchkraft zu bezogener Verankerungslänge dargestellt.

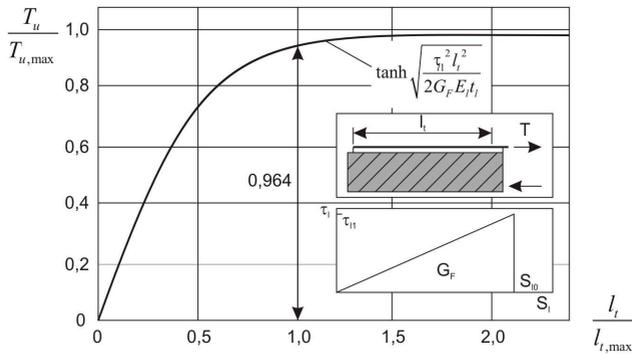


Bild 2.15: Verbundbruchkraft T_u in Abhängigkeit von der zur Verfügung stehenden Verbundlänge l_i in normierter Darstellung, [34]

Den an Verbundversuchen an Doppellaschenkörpern aus Stahl aufgestellten linearen Ansatz nach Holzenkämpfer hat Neubauer 1996 auf CFK-Lamellen übertragen [33]. Bei der Auswertung seiner kraftgesteuerten Zug-Druck-Doppellaschenkörper-Versuche betrachtete Neubauer zunächst nur die Bruchenergie G_F .

$$G_F = k_b^2 \cdot C_F \cdot f_{ct} \quad (2.11)$$

Dabei ist der über Regressionsanalysen ermittelte Korrekturfaktor C_F für Stahlaschen $C_F=0,092$ (Holzenkämpfer) gegenüber dem für CFK-Lamellen $C_F=0,202$ (Neubauer) fast halb so groß.

Durch Einsetzen des entsprechenden C_F - Wertes in den linearisierten bilinearen Verbundansatz nach Holzenkämpfer gibt Neubauer in Abhängigkeit von der vorhandenen Verbundlänge l_i zwei

Bestimmungsgleichungen für die Verbundbruchkraft T_k im Bereich der Endverankerung an. Dabei beschreibt Gl. 2.13 den Wert der 5 % Fraktile der Normalverteilung zu $0,78 T_{\max,m}$.

$$l_{t,\max} = 0,7 \sqrt{\frac{E_1 \cdot t_1}{f_{ctm}}} \quad (2.12)$$

$$l_t < l_{t,\max} \quad T_{k,\max} = 0,496 \cdot b_1 \cdot k_b \cdot \sqrt{E_1 \cdot t_1 \cdot f_{ctm}} \quad (2.13)$$

$$0 < l_t < l_{t,\max} \quad T_k = T_{k,\max} \cdot \frac{l_t}{l_{t,\max}} \cdot \left(2 - \frac{l_t}{l_{t,\max}} \right) \quad (2.14)$$

$$\text{mit} \quad T_{k,\max} = 0,78 \cdot T_{\max,m} = 0,78 \cdot 0,636 \cdot b_1 \cdot k_b \cdot \sqrt{E_1 \cdot t_1 \cdot f_{ctm}} \quad (2.15)$$

Die Betrachtung der Verbundbruch- und Entkopplungskräfte über die Verbundbruchenergie mit Hilfe des linearen Ansatzes liefert ausreichend genaue Werte. Neubauer hat in seinen Verbundversuchen an CFK-Lamellen eine Abweichung von max. 7,9 % für die Bestimmung mit dem linearen gegenüber dem bilinearen Verbundansatz festgestellt. Über den linearen Ansatz kann jedoch keine Aussage zum genauen Verlauf der Verbundspannung, Relativverschiebung und Lamellenkraft über die gesamte Verbundlänge getroffen werden. Um dies zu ermöglichen, hat Neubauer das linear-elastische Ersatzverbundgesetz aufgestellt, welches den Schubspannungsverlauf τ_1 über die Verschiebung s_1 , basierend auf dem bilinearen Verlauf, beschreibt.

$$\tau_1(s_1) = 8 \cdot f_{ctm} \cdot s_1(x) \quad (2.16)$$

Mit Hilfe der allgemeinen Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes (Gl. 2.7) und dem linear-elastischen Verbundgesetz (Gl. 2.8) stellt Neubauer die spezielle Lösung der DGL mit Gl. 2.17 für das allgemeine Zwischenrisselement (ZRE) dar. Über die Lösung der Differentialgleichung können am jeweiligen ZRE die Verschiebung $s_1(x)$ der Lamelle gegenüber dem Beton, die Normalkraftverteilung $N_1(x)$ und der Verbundspannungsverlauf $\tau_1(x)$ an jedem Punkt berechnet werden. Es ergeben sich damit die folgenden Bestimmungsgleichungen:

$$s_1(x) = \frac{1}{E_1 \cdot A_1 \cdot \omega} \cdot \left(F_1 \cdot \sinh(\omega \cdot x) + \frac{\Delta F_1 + F_1 \cdot (1 - \cosh(\omega \cdot s_r))}{\sinh(\omega \cdot s_r)} \cdot \cosh(\omega \cdot x) \right) \quad (2.17)$$

$$N_1(x) = F_1 \cdot \cosh(\omega \cdot x) + \frac{\Delta F_1 + F_1 \cdot (1 - \cosh(\omega \cdot s_r))}{\sinh(\omega \cdot s_r)} \cdot \sinh(\omega \cdot x) \quad (2.18)$$

$$\tau_1(x) = \left(F_1 \cdot \sinh(\omega \cdot x) + \frac{\Delta F_1 + F_1 \cdot (1 - \cosh(\omega \cdot s_r))}{\sinh(\omega \cdot s_r)} \cdot \cosh(\omega \cdot x) \right) \cdot \frac{\omega}{b_1} \quad (2.19)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{8f_{ctm}}{E_i \cdot t_i}} \quad (2.20)$$

Mit diesen Bestimmungsgleichungen lässt sich auch für das allgemeine Zwischenrisselement der Schubspannungs- und Normalkraftverlauf an jeder Stelle des ZRE in Abhängigkeit von der wirkenden Belastung berechnen. In Bild 2.16 sind qualitativ der $N_i - \tau_i$ -Verlauf - bezogen auf die Momenten- und Querkraftbeanspruchung eines ZRE - dargestellt.

Der sich in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit einstellende Rissabstand s_r hat einen entscheidenden Einfluß auf die Größe der am Riss übertragbaren Spannungen. Mit größer werdendem Rissabstand s_r beteiligt sich der Beton über den „tension stiffening effect“ in zunehmenden Maße am Lastabtrag. Hierdurch nimmt der Gradient der Normalspannung und damit die Schubbeanspruchung am Riss zu. Nimmt der Rissabstand s_r ab, so wird auch der Gradient der Normalspannung geringer und höhere Schubspannungen sind übertragbar. Für die Zwischenrisselemente ist nachzuweisen, dass die Lamellenzugkräfte F_l bzw. $F_l + \Delta F_l$ über die aufbringbaren Schub- bzw. Verbundspannungen übertragen werden können.

In Abhängigkeit vom Rissabstand $s_{r,max}$ und dem Verhältnis der Kräfte $K_F = \Delta F_l / F_l$ lässt sich die maximale Kraft bei Entkopplungsbeginn der Lamelle am jeweiligen stärker belasteten Ende eines Zwischenrisselementes nach [33] mit Gl. 2.21 bestimmen.

$$F_{l,EKB,x=s_r,max} = T_{max} \cdot \frac{\tanh(\omega \cdot s_{r,max})}{1 - \frac{1}{\cosh(\omega \cdot s_{r,max}) \cdot (K_F + 1)}} \quad (2.21)$$

Mit Gl. 2.20 lässt sich Gl. 2.21 ausschließlich über das K_F -Verhältnis ausdrücken zu:

$$F_{l,EKB,x=s_r,max} = T_{max} \cdot \frac{\tanh(\operatorname{ar\,cosh}(K_F + 1))}{1 - \frac{1}{1 - (K_F + 1)}} \quad (2.22)$$

mit

$$K_F = \frac{\Delta F_l}{F_l}$$

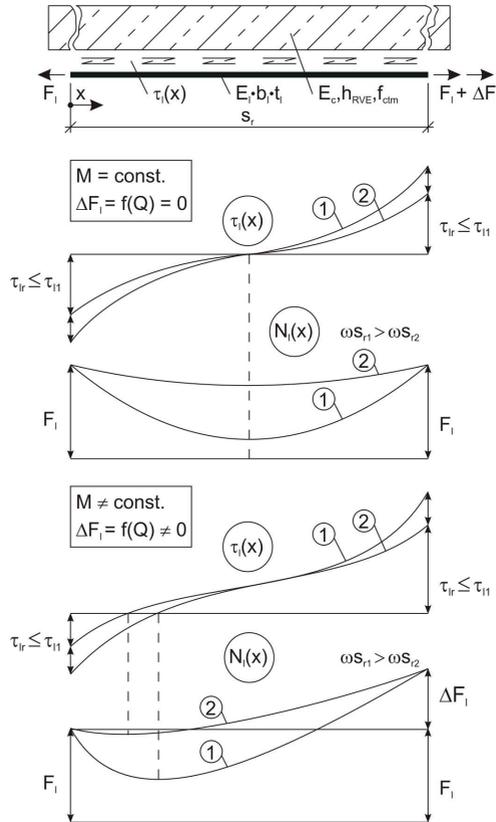


Bild 2.16: Verlauf der Verbundspannungen und Normalkraft in der Lamelle für ωs_{r1} und ωs_{r2} bei $M = \text{const.}$ und $Q = 0$ sowie für $M \neq \text{const.}$ und $Q \neq 0$ in Abhängigkeit vom Rissabstand s_r . Es gilt $\omega s_{r1} > \omega s_{r2}$, [34]

In [33] stellt Neubauer ein Nachweiskonzept vor, bei dem die entkopplungsrelevante Zugkraftdifferenz ΔF_1 nur für bestimmte Zwischenrisselemente nachgewiesen werden muss, Bild 2.17. Die maßgebenden Stellen sind für ihn der Endverankerungsbereich (ab letztem Biegeriss vor Lamellenende, Stelle E), die Stelle, an der die innere Bewehrung ins Fließen gerät (Stelle Y), sowie die Bereiche mit hohem Querkrafteintrag (Stelle F) beispielsweise an einem innenliegenden Auflager eines Durchlaufträgers oder bei Einzellasteintrag. In Abhängigkeit vom Zustand der Innenbewehrung (elastisch oder plastisch), dem Rissabstand s_r und der anliegenden Schubspannung $\tau_{0Bv,y}$ am jeweiligen Rissufer definiert Neubauer einen Entscheidungsbaum zur Nachweisführung des CFK-Lamellenverbundes.

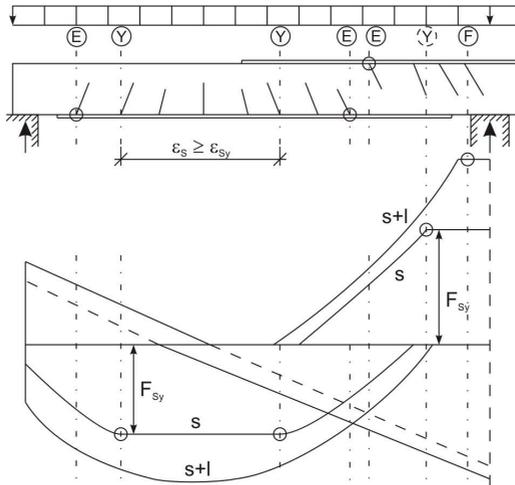


Bild 2.17: Stellen erhöhter Entkopplungsgefährdung am Beispiel des Durchlaufträgers, [34]

In dem Ansatz von Niedermeier [35,72] wird das Prinzip, dass der bilineare Ansatz über die Verbundbruchenergie G_F in einen linearen Ansatz umgewandelt wird, übernommen. Für die Aufstellung der Bestimmungsgleichungen wurden von Niedermeier eigene, charakteristische Parameter zur Beschreibung des Verbundgesetzes aufgestellt. Die entsprechenden Daten wurden aus eigenen Verbundversuchen mit Doppelaschenkörpern aus CF- Gelegen gewonnen.

Für den Endverankerungsnachweis unter Berücksichtigung der ermittelten Parameter stellt Niedermeier für die maximale Verankerungslänge $l_{t,max}$ und die Verbundbruchkraft T_k die nachfolgenden Gleichungen auf:

$$l_{t,max} = 1,4572 \cdot \sqrt{\frac{E_1 \cdot t_1}{\sqrt{f_{cm,cube} \cdot f_{ctm}}}} \quad (2.23)$$

$$l_t > l_{t,max} \quad T_{k,max} = 0,2248 \cdot b_1 \cdot \sqrt{E_1 \cdot t_1 \cdot \sqrt{f_{cm,cube} \cdot f_{ctm}}} \quad (2.24)$$

$$0 \leq l_t \leq l_{t,max} \quad T_k(l_t) = T_{k,max} \cdot \frac{l_t}{l_{t,max}} \cdot \left(2 - \frac{l_t}{l_{t,max}} \right) \quad (2.25)$$

Bei den Nachweisen am Zwischenrisselement geht Niedermeier nicht wie Neubauer davon aus, dass es ausreicht, nur die kritischen Punkte für die Lamellenentkopplung zu untersuchen und nachzuweisen. Nach Niedermeier muss für den gesamten Lamellenverbund an jedem ZRE

nachgewiesen werden, dass die Kraftdifferenz ΔF_i bzw. der Zugspannungszuwachs $\Delta\sigma_i$ am ZRE über die Verbundspannungen aufgenommen werden können. Der Zugspannungszuwachs entspricht der Differenz der Lamellenspannungen $\Delta\sigma_i^{i+1}$ an beiden Rissufern eines ZRE und errechnet sich zu:

$$\Delta\sigma_i^{i+1} = \sigma_i^{i+1} - \sigma_i^i \quad (2.26)$$

Dabei entspricht σ_i^{i+1} der Lamellenspannung am höher belasteten Rissufer des ZRE_i und σ_i^i der Lamellenspannung am niedriger belasteten Rissufer des ZRE_i. Niedermeier führt im weiteren eine Grenzwertbetrachtung durch, bei der er von keiner Mitwirkung des Betons (tension stiffening) zwischen den Rissen ausgeht. Für alle Fälle, bei denen sich der Beton am Kraftabbau zwischen den Rissen beteiligt, ist der vorhandene Spannungszuwachs geringer und muss daher nicht weiter betrachtet werden. Insgesamt sind es drei Fälle, die er bestimmt, die durch das Verhältnis der Spannungsdifferenz beider Rissufer festgelegt werden. Je nachdem, wie hoch das konstante Spannungsniveau σ_i^i in der Lamelle ist, wird das aufn. $\Delta\sigma_i$ geringer. Für die einzelnen Fälle liefert er eine geschlossene Lösung zur Berechnung von aufn. $\Delta\sigma_i$. Seinen Nachweis am ZRE führt er über:

$$\Delta\sigma_i^{i+1} < \text{aufn. } \Delta\sigma_i \quad (2.27)$$

Im Vergleich der Ansätze von Neubauer und Niedermeier ist zu festzustellen, dass der Ansatz nach Neubauer nur Zwischenrisselemente an ausgewählten kritischen Stellen untersucht. Niedermeier hingegen fordert den konsistenten Verbundnachweis über alle Zwischenrisselemente, wodurch das Nachweisverfahren sehr aufwändig wird. Zudem unterscheiden sich die Ergebnisse in der Berechnung der Verbundbruchkraft. Die Nachweisführung nach Niedermeier führt zu einer konservativeren Bemessung, was unter anderem auf eine unterschiedliche Definition des Verbundversagens zurückzuführen ist. Nach Niedermeier liegt Bauteilversagen im weggeregelten Versuch bei erstmaligem Lastabfall vor. Für ihn deutet dies auf eine erste LEK hin. Neubauer hingegen lässt eine Teilentkopplung an einem ZRE zu, sofern das darauffolgende ZRE die Spannungen übertragen kann. Grundsätzlich ist im Sinne der Praktikabilität der Bemessung anzustreben, diese ausschließlich an ausgewählten Zwischenrisselementen vorzunehmen.

2.4 Wirkungsweise von Anpressdrücken

Infolge der Lamellenentkopplung mit dem Verbundversagen im oberflächennahen Beton der äußeren Klebbewehrung kommt es zu einer horizontalen Gleitung in der Rissfuge. Die in der Klebstoffuge eingebetteten Gesteinskörner führen dabei zu einem vertikalen Rissuferversatz, Bild 2.18. Den abhebenden Kräften σ_n wirkt dabei kein Kräftepaar entgegen, wodurch sich die Lamelle am Konstruktionsbeton ungehindert vertikal verschieben kann.

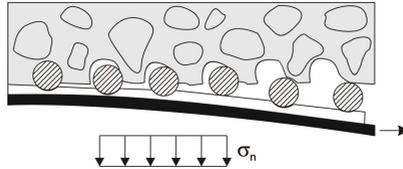


Bild 2.18: Vertikaler Rissuferversatz der Lamelle bei beginnendem Verbundversagen im oberflächennahen Beton, [34]

Aus Untersuchungen in [39,34,38,23] ist bekannt, dass ein wirksamer Anpressdruck σ_n auf die Lamelle einen traglaststeigernden Einfluss auf das Verbundverhalten hat. Durch den Anpressdruck σ_n wird ein Kräftepaar geweckt, was zu erhöhter Reibung im Riss und zu einer Rissverzahnung führt. In Abhängigkeit von der Rissgleitung v stellt sich dabei die Rissöffnung w ein. Bild 2.19 zeigt den Zusammenhang zwischen v und w sowie die inneren Kräfte, die sich durch den Anpressdruck σ_n aufbauen.

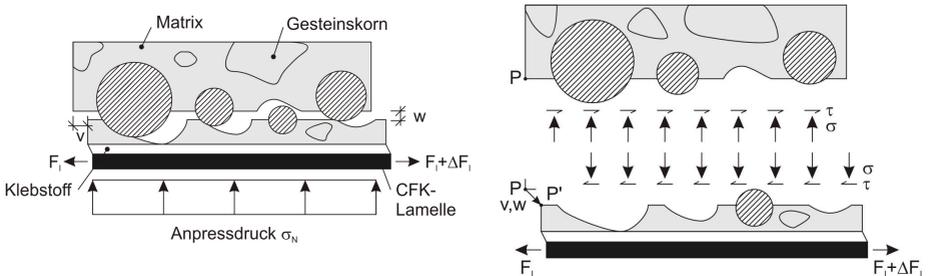


Bild 2.19: Steigerung der Schubkrafttragfähigkeit in der Rissfuge in Abhängigkeit von der Rissgleitung v und Rissöffnung w

Die erhöhte Normalspannung σ im Riss führt zu einer erhöhten Schubkrafttragfähigkeit τ in der Rissfuge und einer damit verbundenen Traglaststeigerung ΔF_1 .

Holzenkämpfer berücksichtigt in seinem Verbundansatz [23] über ein zusätzliches Reibplateau den Anpressdruck. Die Grundlage bildet der bilineare Verbundansatz nach Bild 2.13. Bild 2.20 zeigt den elastisch-plastisch-entfestigenden Verbundansatz mit ($\sigma_N = 2 \text{ MPa}$; 4 MPa) und ohne ($\sigma_N = 0$) wirkenden Anpressdruck. Nach Holzenkämpfer knickt bei der Verschiebung s_{IR} die Entfestigungsgerade ab. Es bildet sich ein konstantes Reibungsplateau τ_{IR} infolge des Anpressdrucks aus. Die übertragbare Schubkraft errechnet sich über Gl. 2.28 zu:

$$\tau_{IR} = \mu_N \cdot \sigma_N \quad (2.28)$$

Da der Verbund zwischen Lamelle und Beton im Bereich des Reibungsplateaus vollständig zerstört ist, werden die Verbundspannungen ausschließlich über die Reibung übertragen. Berücksichtigt wird dies in Gl. 2.28 mit dem Reibbeiwert μ_N .

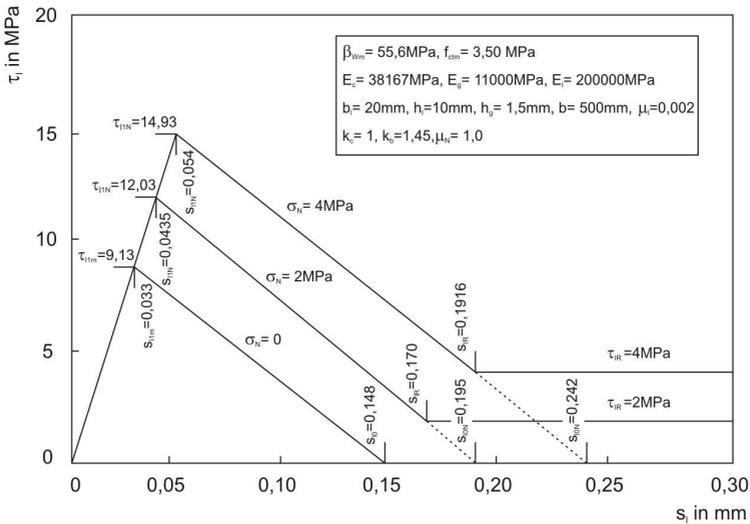


Bild 2.20: Bilinearer Verbundansatz mit und ohne wirkenden Anpressdruck, [23]

Die Verschiebung s_{IR} beschreibt den Schnittpunkt des linear abfallenden Astes der Entfestigungsgeraden mit dem horizontalen Reibplateau. Der Schnittpunkt lässt sich nach [23] mit Gl. 2.29 bestimmen.

$$s_{IR} = \frac{s_{10} \cdot \tau_{11N} - \mu_N \cdot \sigma_N \cdot (s_{10} - s_{11})}{\tau_{11}} \quad (2.29)$$

Mit Gl. 2.29 und Bild 2.20 wird gezeigt, dass durch die Wirkung des Anpressdrucks die entkopplungsrelevante Grenzverschiebung s_{10} nicht erreicht wird, sondern über das Reibplateau eine

die Lamellenzugkraft steigernde Gleitung entsteht. Infolge der Rissreibung und Verzahnung der Rissufer (aggregate interlock) ist auch bei vollständiger Entkopplung der Lamelle Kraft im Riss übertragbar.

Bei Betrachtung der Wirkung von Anpressdrücken muss weiterhin untersucht werden, wie der Anpressdruck auf die Lamelle aufgebracht wird. Es wird unterschieden zwischen dem aktiven (Abschnitt 2.4.1) und dem passiven, selbstinduzierten Anpressdruck (Abschnitt 2.4.2).

2.4.1 Aktiv aufgebrachter Anpressdruck

Beim aktiv auf die Lamelle aufgebrachten Anpressdruck $\sigma_{N,a}$ wirkt die Spannung von Beginn an rissöffnungs- verhindernd und lamellenentkopplungs- behindernd. Der aktive Anpressdruck besitzt schon volle Wirksamkeit bei noch intaktem Lamellenverbund. Damit ist die Größenordnung des aktiv aufgebrachten Anpressdrucks unabhängig von der Rissöffnung w und der Rissgleitung v , Bild 2.21. Die gesamte Rissöffnungsarbeit errechnet sich aus dem Anpressdruck $\sigma_{N,a}$ und der Rissöffnungsverschiebung w als Verschiebungsarbeit $W_{R,a} = \sigma_{N,a} \cdot w$.

Der definierte Anpressdruck kann beispielsweise über Anpressplatten mit vorgespannten Gewindeschrauben auf die Lamelle übertragen werden. Je nach Ausführung der Lasteinleitung wird nur bedingt eine dauerhaft konstante Spannung $\sigma_{N,a}$ gewährleistet. Insbesondere bei vorgespannten Gewindeschrauben mit Verankerung im Beton sind Effekte aus Kriechen der Dübel und Betonschwinden zu berücksichtigen. Erste Untersuchungen zum aktiv aufgebrachten Anpressdruck wurden in [11,38,39] vorgenommen.

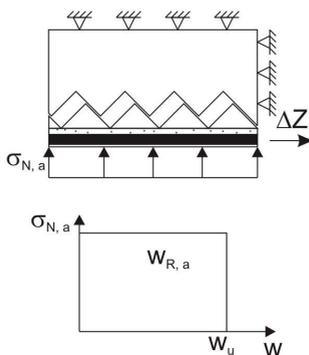


Bild 2.21: Rissöffnungsarbeit $W_{R,a}$ bei aktiv aufgebrachtem Anpressdruck $\sigma_{N,a}$, [34]

Im Rahmen ihrer Konzernforschung befasste sich die Firma Hilti in den 90er Jahren erstmals mit dem Thema Endverankerung von Stahl-Laschenverstärkungen. In [22,39] sind die durchgeführten Versuchsreihen beschrieben, die die Wirkung des aktiv aufgebrachten Anpreßdrucks untersuchten und mit Bemessungsformeln beschreiben.

In diesen Verbundversuchen gemäß Bild 2.22 wurde die Traglaststeigerung für die definierten Anpressdrücke von $\sigma_{N,a} = 2$ bzw. 4 N/mm^2 auf die Stahl-Lasche ermittelt. Dabei erfolgte die Einleitung des Anpressdrucks mittels quadratischer Metallplatten, die im Beton verankert sind. Das genaue Einstellen des definierten Anpressdrucks wurde mittels DMS-Messungen an den Gewindeankern realisiert.

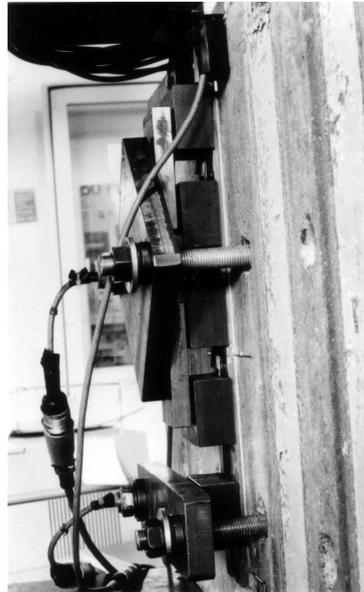
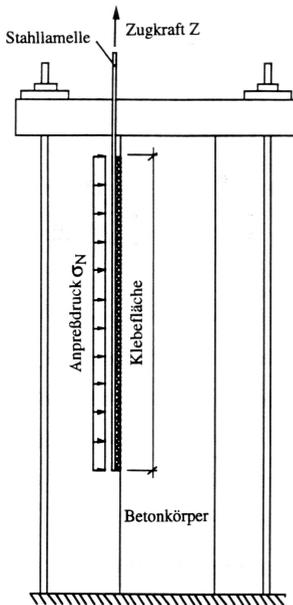


Bild 2.22: Versuchsaufbau der Hilti- Verbundversuche, [22]

Die Ergebnisse der Versuche zeigen, dass mit zunehmendem Anpressdruck die umgerechnete mittlere Schubspannung zunimmt. Bei einem Anpressdruck von $\sigma_{N,a} = 2 \text{ N/mm}^2$ erreicht die Bruchspannung den doppelten Wert im Vergleich zur nicht angepressten Stahl-Lasche. Bei einem Druck von $\sigma_{N,a} = 4 \text{ N/mm}^2$ konnte der Wert gegenüber der Bruchspannung ohne Anpressdruck sogar verdreifacht werden.

Pilcher beschreibt in [38] die maximale Verbundspannung $\tau_{\max,N}$ unter Berücksichtigung des wirkenden Anpressdrucks über zwei Terme: Die Verbundspannung $\tau_{\max,0}$ ohne Anpressung ($\sigma_N = 0$), die versuchstechnisch ermittelt wurde und mit Gl. 2.32 berechnet werden kann, sowie in Addition die Normalspannung σ_N auf die Lamelle, multipliziert mit dem Faktor p .

$$\tau_{\max,N} = \tau_{\max,0} + p \cdot \sigma_N \quad (2.30)$$

Der Faktor p repräsentiert den Verstärkungsgrad und wird errechnet aus:

$$\rho = \frac{\tau_{\max,N} - \tau_{\max,0}}{4} \quad (2.31)$$

Die Werte $\tau_{\max,N}$ und $\tau_{\max,0}$ sind die größten auftretenden Verbundspannungen bei wirkendem Anpressdruck ($\tau_{\max,N}$) bzw. die maximalen Verbundspannungen ohne wirkenden Anpressdruck ($\tau_{\max,0}$). Zur Bestimmung von $\tau_{\max,N}$ und $\tau_{\max,0}$ ist die Kenntnis der maximal möglichen Stahllaschenspannung σ_{ls} bei vorhandenem oder nicht vorhandenem Anpressdruck nötig. Die Werte für σ_{ls} werden von Pilcher entweder aus den Verbundversuchen experimentell oder mittels FE-Analyse ermittelt. Mit ihnen errechnet sich in Gl. 2.32 τ_{\max} zu:

$$\tau_{\max} = 0,122214 \cdot t^{0,375} \cdot \sigma_{ls}^{0,75} \quad (2.32)$$

In anschließenden Biegebalkenversuchen sollten die in [38] aufgestellten Gleichungen zur Bestimmung von $\tau(x)$, $\sigma_{ls}(x)$, $s(x)$ und I_t (Gl. 2.33 bis Gl. 2.36) auf ihre Anwendbarkeit überprüft werden. Besonderes Augenmerk lag auf der Wirkung der Lamellenanpressung im Bereich des Endauflagers sowie auf der Versagensart des Biegebalkens (spröde oder duktil). Bei der Berechnung der Biegebalkenversuche mit Endverankerung mittel Gl. 2.33 bis Gl. 2.36 stellte sich heraus, dass die rechnerisch verankerbaren Zugkräfte bei allen Versuchen größer waren als die experimentell ermittelten. Übereinstimmungen konnten nur für die Biegebalkenversuche ohne Anpressung erzielt werden.

$$\tau(x) = 3,4857 \cdot 10^{-6} \cdot t^{-1,5} \cdot x^3 \quad (2.33)$$

$$\sigma_{ls}(x) = 8,7142 \cdot 10^{-7} \cdot t^{-2,5} \cdot x^4 \quad (2.34)$$

$$s(x) = 8,7142 \cdot 10^{-13} \cdot t^{-2,5} \cdot x^5 \quad (2.35)$$

$$I_t = 32,7298 \cdot t^{0,625} \sqrt[4]{\sigma_s} \quad (2.36)$$

Pilcher konnte einen duktilen Bruch bei ausreichender Dimensionierung der Endverankerung feststellen. Bei den Balkenversuchen ohne oder mit nicht ausreichend dimensionierter Endverankerung lag sprödes, spontanes Bauteilversagen infolge der Überschreitung der Verbundtragfähigkeit auf der Länge zwischen letztem Biegeriss und Lamellenende vor. Die von Pilcher entwickelten Formeln (Gl. 2.30 bis Gl. 2.36) können zur Abschätzung des Widerstandes der Endverankerung gegen Lamellenentkopplung herangezogen werden, beschreiben diesen allerdings nicht genau.

2.4.2 Passiver, selbstinduzierter Anpressdruck

Die gewonnenen Erkenntnisse aus den Versuchen mit aktiv aufgebrachtem Anpressdruck sind nicht ohne weiteres auf den passiven Anpressdruck übertragbar. Grundsätzlich besitzt der passive, selbstinduzierte Anpressdruck eine geringere Wirksamkeit als der aktiv aufgebrachte, da letzterer erst bei beginnender Rissöffnung w vom Betrag Null an aufgebaut wird und nicht von Anfang an wirkt. Der Anpressdruck ist dabei sehr stark abhängig von der Entwicklung der Rissöffnung w .

Die Rissöffnungsarbeit $W_{R,si} = k \cdot \sigma_n \cdot w$ mit $k < 1$ tritt beim selbstinduzierten Anpressdruck als Eigenarbeit auf, Bild 2.23. Die Größe der Rissöffnungsbehinderung ist dabei abhängig von Art und Steifigkeit der Umschließung sowie den geometrischen Randbedingungen zwischen Lamelle, Umschließung und Konstruktionsbeton.

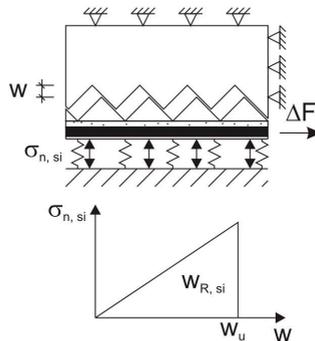


Bild 2.23: Rissöffnungsarbeit $W_{R,si}$ beim passiven, selbstinduzierten Anpressdruck, [34]

Bisher wurden keine gezielten Forschungen zur quantitativen Bestimmung des selbstinduzierten Anpressdrucks in Abhängigkeit von unterschiedlichen Umschließungsarten vorgenommen. Nur die generelle traglaststeigernde Wirkung infolge der Umschließung wurde experimentell gezeigt, ohne direkten Bezug auf die gewählten Umschließungsarten zu nehmen.

2.5 Bisherige Untersuchungen zu bügelartigen Umschließungen

In [33,47] dokumentiert Neubauer Biegebalkenversuche mit CFK- Lamellenverstärkung, bei denen die Lamelle mit Stahl- Umschließungsbügeln sowie Anpressplatten gegen Entkopplung gesichert wurde. Er zeigt, dass bügelartige Umschließungen als zusätzliche Schubverstärkung, die in der Druckzone verankert sind, den Rissfortschritt bei Lamellenentkopplung behindern und traglaststeigernd wirken.

In Bild 2.24 ist der Biegebalkenversuch mit zusätzlichen Schubbügeln kurz vor Bauteilversagen durch plötzlichen Verbundbruch zweier von drei Lamellen bei einer Einzellast $F = 135 \text{ kN}$ dargestellt. Neubauer konnte bei einer Belastung von $F = 85 \text{ kN}$ und $F = 95 \text{ kN}$ im Bereich der mittleren Einzellasten Verbundrisse im oberflächennahen Beton beobachten. Rechnerisch wird mit dem von ihm entwickelten Entkopplungsmodell eine Traglast von $\text{cal } F = 80 \text{ kN}$ bestimmt.

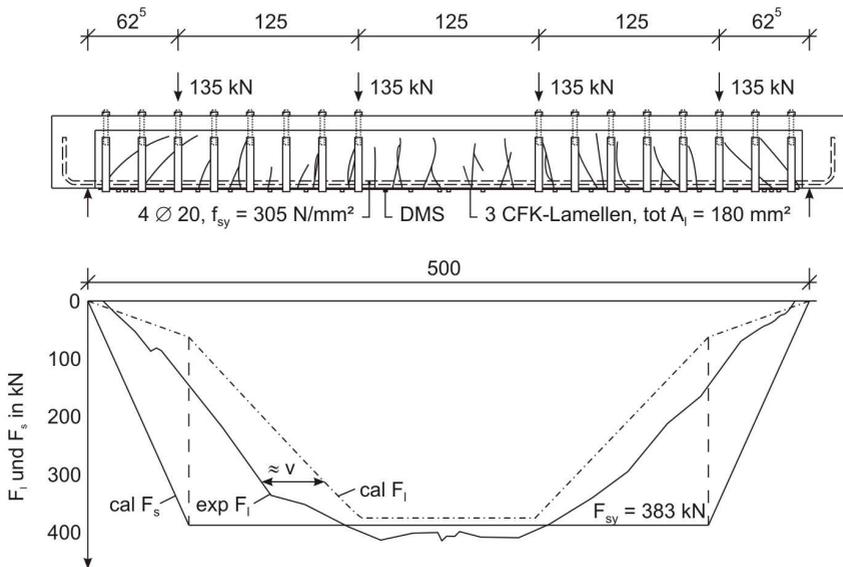


Bild 2.24: CFK- Lamellenverstärkter Balkenversuch B1 mit zusätzlicher Schubbewehrung sowie gemessenen und berechneten Lamellenzugkräften, [33]

Die gemessenen und berechneten Lamellenzugkräfte zeigen in Bild 2.24 beträchtliche Differenzen auf, da das nach [33] aufgestellte und in Bild 2.24 angewendete Entkopplungsmodell nicht die Wirkung des passiven Anpressdrucks berücksichtigt. Die rechnerische Lamellenzugkraft unterschätzt die experimentell ermittelte Zugkraft deutlich.

Bild 2.25 zeigt die Lamellenentkopplung im oberflächennahen Beton zwischen zwei Umschließungsbügel. Deutlich zu erkennen ist die Rissöffnungsbehinderung im Bereich der Bügel und die hierdurch zu erwartende Entkopplungsbehinderung. In [33] wurde die Traglaststeigerung nur experimentell festgestellt.

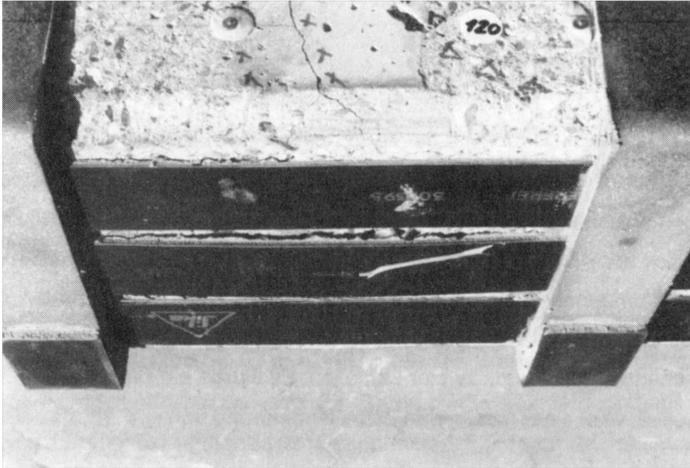


Bild 2.25: Behinderung der Lamellenentkopplung und des Verbundfortschritts durch die Umschließungsbügel, [33]

In einem weiteren Biegebalkenversuch wurde in [33] das Lamellenende mittels einer Anpressung gegen Lamellenentkopplung gesichert. Die Anpressung wurde gemäß Bild 2.26 mit Stahlplatten und Gewindestangen, die in der Druckzone verankert sind, realisiert.

Bei diesem Versuch übt die Anpressplatte einen aktiven Anpressdruck nicht bekannter Größe aus. Nach Lamellenentkopplung und Verbundrissöffnung ist die weitere Traglaststeigerung auf den darüber hinaus selbstinduzierten Anpressdruck zurückzuführen. Aufgrund der Kombination von passivem und aktivem Anpressdruck ist die traglaststeigernde Wirkung nicht eindeutig einem der Mechanismen zuzuordnen.

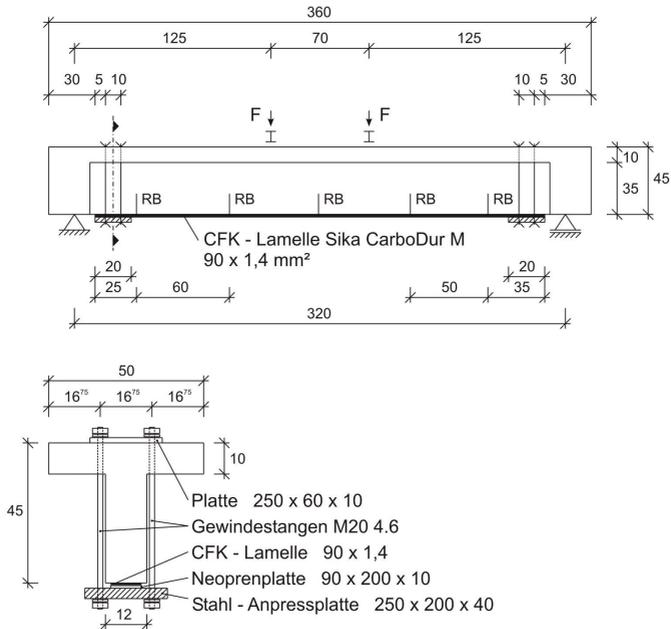


Bild 2.26: Biegebalkenversuch mit Endverankerung der aufgeklebten CFK- Lamelle, [33]

In Bild 2.27 sind die Lamellenzugkräfte auf unterschiedlichen Laststufen sowie die sich dabei einstellenden mittleren und lokalen Lamellendehnungen dargestellt. Bei einer Kraft zwischen $F = 180 \text{ kN}$ und $F = 195 \text{ kN}$ wurde an beiden Endauflagern, hinter der Auflagerpressung beginnend, Lamellenentkopplung festgestellt. Ohne die Verankerung der Lamellenenden wäre der Endverankerungsnachweis maßgebend geworden und vollständige Lamellenentkopplung hätte rechnerisch am Punkt E bei $T_{m,\max} = 52,2 \text{ kN}$, was einer Kraft $F = 155 \text{ kN}$ entsprochen hätte, vorgelegen. In Bild 2.27 ist an Punkt E die Verbundbruchkraft $T_{m,\max}$ sowie die Lamellendehnung in Feldmitte ablesbar. Dabei ist eine gute Übereinstimmung zwischen den rechnerisch ermittelten und experimentell gewonnenen Ergebnissen erkennbar. Ab einer Kraft $F = 220 \text{ kN}$ lag vollständige Lamellenentkopplung über die gesamte Länge zwischen den beiden Anpressplatten vor. Durch die Anpressplatten wurde eine Traglaststeigerung in der Lamelle von $\sim 46 \%$ erreicht.

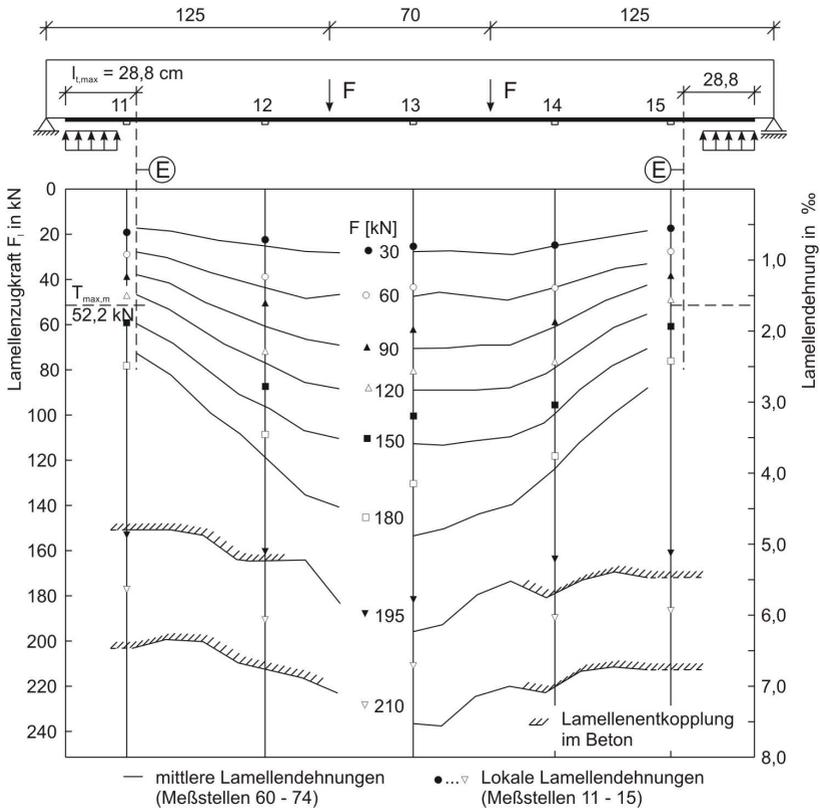


Bild 2.27: Lamellendehnung und -Zugkraft in der Lamelle in Abhängigkeit zur Belastung F , [33]

In [1] wurde die Traglaststeigerung an Dreipunkt-Biegebalkenversuchen mit CFK-Gelegeverstärkung und Glasfaser (GF)- Umschnürung (Gelege) zur Sicherung des Lamellenendes gegen Entkopplung ermittelt. Insgesamt wurden 6 Versuche durchgeführt, von denen einer als Referenzversuch herangezogen wurde. Bild 2.28 zeigt die 220 cm langen und 30 cm hohen Biegebalken.

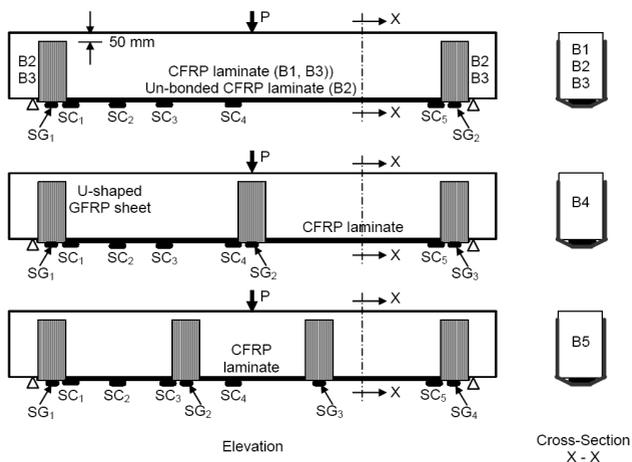


Bild 2.28: Versuche an Dreipunktbiegebalken mit CF- Gelegeverstärkung und GF- Gelegeumschnürung, [1]

In den Versuchen wurde ausschließlich die Traglaststeigerung in Abhängigkeit von der unterschiedlichen Anordnung der GF- Gelege bestimmt. In Tab. 2.1 sind die Bruchlasten in Abhängigkeit von den gewählten Versuchsparametern zusammengestellt.

Tab. 2.1: Versuchsparameter der Biegebalkenversuche mit CF- Gelegeverstärkungen

Balken	Verstärkungsmaßnahme		Bruchlast , P _u [kN]	Versagensart	Traglast- steigerung [%]
	CFK- Laminat	GF-Umschließung			
B	-	-	57,5	Biegeversagen	-
B1	einlagig	-	70	Entkopplung	21,7
B2	einlagig, kein Verbund	2 (am Ende)	60	Entkopplung	4,3
B3	einlagig	2 (am Ende)	75	Entkopplung	30,4
B4	einlagig	2 (am Ende), 1 (mittig)	75	Entkopplung	30,4
B5	einlagig	2 (am Ende), 2 (in Drittelpunkt)	95	Entkopplung	65,2

Die Ergebnisse zeigen, dass infolge der Umschnürung der CF- Gelege eine Traglaststeigerung erreicht wird. Je nach Anordnung der GF- Umschnürungsgelege ergeben sich bis zu 65 % höhere Traglasten. In [1] wird allein die Steigerung der Traglast experimentell bestimmt, ohne die Rissöffnungsbehinderung in Abhängigkeit von den gewählten Materialien und Geometrien näher zu untersuchen. Auf ein Modell zur Berechnung der Steigerung der Gelegezugkraft infolge der Umschließung wird in [1] nicht eingegangen.

In [56] wurden ebenfalls Versuche an CF- Gelege-verstärkten Dreipunkt- Biegebalken mit CF- Gelegeumschnürungen in Auflagernähe durchgeführt. Die Gelegeumschnürung erfolgte über 50 mm breite Gelege- Streifen. In den Versuchen wurden die Anzahl der Umschnürungen sowie die Überlappungslängen der 2- lagigen Biegezugverstärkung variiert.

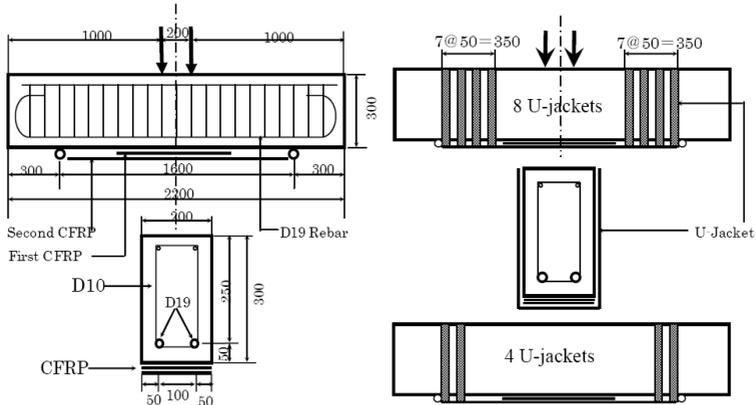


Bild 2.29: Versuchsaufbau der Dreipunkt- Biegeversuche mit CF- Gelegeverstärkung in der Biegezugzone sowie CF- Gelegeumschnürung, [56]

Tab 2.2: Parameterkombination mit entsprechenden Bruchlasten

Gruppe	Versuch Nummer	Gelege Länge [cm] (First + Second)	Anzahl n von CF- Umschließungen	Bruchlast [kN]	Versagensart
A	00	-	0	189,4	Biegebruch
B	01	64 + 154	0	233,4	Verbundbruch
	02	64 + 154	4	239,3	Verbund + Schubbruch
	03	64 + 154	8	246,1	Verbund + Schubbruch
	04	64 + 154	12	256,0	Verbund + Schubbruch
	05	64 + 154	16	247,6	Verbund + Schubbruch
C	06	108 + 154	0	238,3	Verbundbruch
	07	108 + 154	4	270,1	Verbund + Schubbruch
	08	108 + 154	8	284,4	Verbund + Schubbruch
	09	108 + 154	12	283,4	Verbund + Schubbruch
	10	108 + 154	16	273,6	Verbund + Schubbruch
D	11	154 + 154	0	244,0	Verbundbruch
	12	154 + 154	4	272,6	Verbund + Schubbruch
	13	154 + 154	8	281,4	Verbund + Schubbruch
	14	154 + 154	12	279,5	Verbund + Schubbruch
	15	154 + 154	16	279,0	Verbund + Schubbruch

Bei jeder Kombination von unterschiedlichen Längen der Biegezugbewehrungen und Anzahl der CF-Umschnürungen ist ein Reversversuch ohne Umschnürung der Endbereiche des Geleges durchgeführt worden.

Aus Tab. 2.2 wird die traglaststeigernde Wirkung von CF-gelegeverstärkten Biegeträgern mit CF-Gelegeumschnürungen in Auflagernähe ersichtlich. Für alle Versuche konnte eine Steigerung der Einzellasten infolge der Umschnürung beobachtet werden. Bezogen auf die Anzahl n der Umschnürungen ist eine kontinuierliche Steigerung der Bruchkraft in Abhängigkeit von der zunehmenden Umschnürungsanzahl bis $n = 8$ feststellbar. Für Umschnürungsanzahlen von $n = 12$ und $n = 16$ ist keine systematische Zunahme der Bruchkraft messbar. Das Versagen in den Referenzversuchen ($n = 0$) wird als Verbundbruch im oberflächennahen Beton beschrieben. Bei den Versuchen mit Gelegeumschnürungen ist das Versagen über eine Kombination aus Verbundbruch mit einem Schubversagen unterhalb der Umschnürung definiert. Auf den Zusammenhang zwischen der Steifigkeit der Umschließung und der Steigerung der Bruchkraft wird nicht näher eingegangen. Ein Bemessungsansatz wird in [56] nicht vorgestellt.

In [48] werden Vierpunkt-Biegebalkenversuche mit festverdrahtetem Stahlfaser-verstärkten Carbon- Gewebe (SRP), das in einer Polymer- Matrix eingebettet ist, durchgeführt. Sowohl die Verstärkung der Biegezugzone als auch die Umschnürung der Balkenenden wurde mit SRP ausgeführt. In Bild 2.30 ist die Biegezugbewehrung und Umschnürung dargestellt.

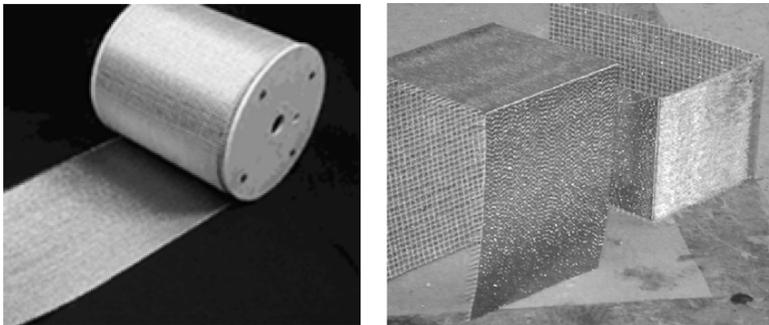


Bild 2.30: festverdrahtetes Stahlfaserverstärktes SRP- Gewebe, [48]

Trotz der hinsichtlich der Materialeigenschaften unterschiedlichen Verstärkungsmaßnahme ist der auftretende Effekt des selbstinduzierten, passiven Anpressdrucks ebenso wie bei den CFK-Lamellen mit Stahlbügeln beobachtbar. Die Steifigkeit der Gewebeumschnürung ist gegenüber Stahlbügeln geringer, was zu einem geringeren Anpressdruck und damit geringerer Bruchlast führt. Bild 2.31 sind die unterschiedlichen Versuchsparameter sowie die Probekörperabmessungen zu entnehmen. Der Versuch B1 ist ein Reversversuch ohne Verstärkung. Im Vergleich hierzu wird die traglaststeigernde Wirkung der anderen Versuche mit unterschiedlichen Parameterkombinationen betrachtet. Die Versuche B2 bis B5 wurden alle ohne Umschnürung der Gewebeenden ausgeführt.

Dabei unterscheiden sich Versuch B2 und B3 in den verwendeten Klebern, Epoxy Resin Typ (1) und Typ (2). Der Epoxy Resin Typ (1) besitzt nach [48] eine Verbundfestigkeit von 34 N/mm^2 , die um 23 % geringer ist gegenüber Epoxy Resin Typ (2) mit $44,2 \text{ N/mm}^2$. Bei den Versuchen B 4 und B 5 wurde die Lagenzahl n_l des SRP- Gewebes mit $n_l = 2$ und $n_l = 3$ variiert. Die Versuche B 6 und B 7 berücksichtigen den passiven Anpressdruck. Über die Anzahl der Gewebeumschnürungen wird in Versuch B7 der Wirkungsgrad der Umschnürungen untersucht, Bild 2.31.

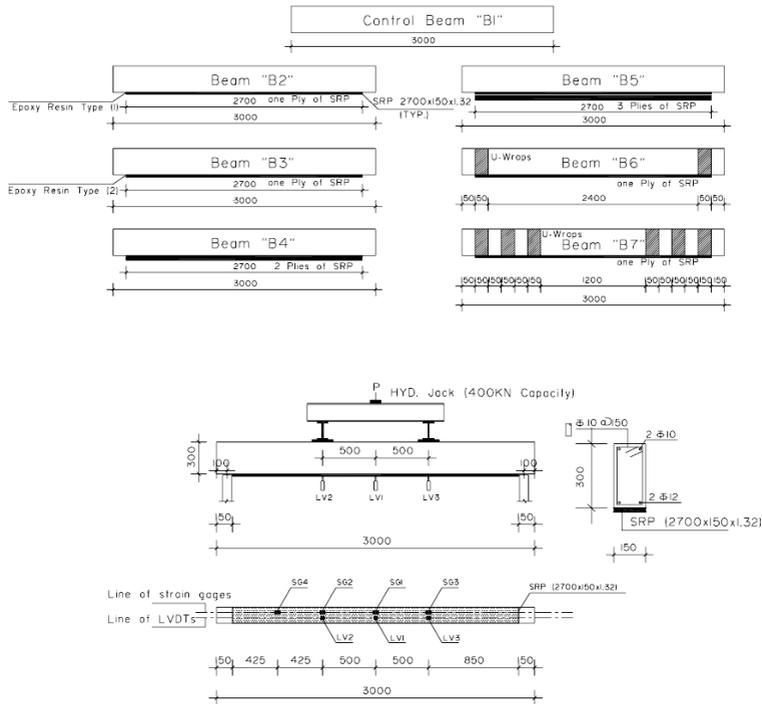


Bild 2.31: Versuchsaufbau und Parameterkombination der Vierpunkt- Biegebalkenversuche, [48]

In Bild 2.32 sind die entsprechenden Pressenkräfte der Durchbiegung in Balkenmitte gegenübergestellt. Deutlich zu erkennen ist die grundsätzliche Traglaststeigerung beim Vergleichen von unverstärktem (B1) und verstärkten (B2 – B7) Querschnitten. Die Variation der verschiedenen Klebstoffe führt nur zu geringfügig unterschiedlichen Durchbiegungen. Einen großen Einfluß auf die Durchbiegung hat die Anzahl n_l der SRP- Lagen als Biegezugbewehrung. Je steifer die Verstärkungselemente sind, desto geringere Durchbiegungen stellen sich in Balkenmitte ein. Die Wirkung des passiven Anpressdrucks kann durch Vergleich der Versuche B6 und B7 mit den nur einlagig verstärkten Querschnitten (B2 und B3) ohne Umschließungen der Gelegeenden verglichen werden. Die Ergebnisse zeigen für B6 keine effektive Traglaststeigerung gegenüber B2. In [49]

werden dazu keine Erklärungen gegeben. Der Versuch B7 zeigt gegenüber B2 und B3 eine signifikante Steigerung der Traglast. Durch die Anordnung 3-facher Umschließungen je Balkenseite wird die mit erhöhter Reibung wirksame Fläche zwischen Lamelle und Beton deutlich vergrößert, was zu den hohen Traglasten führt.

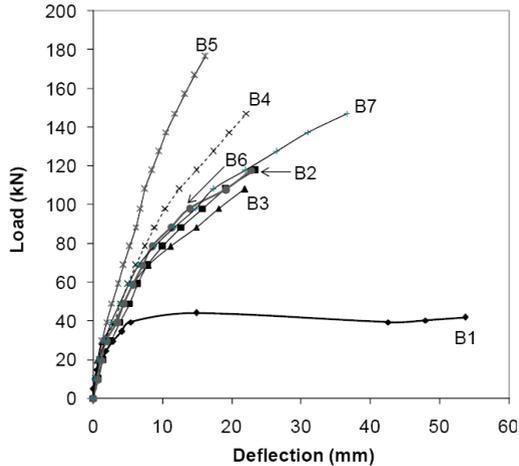


Bild 2.32: Ergebnisse der Vierpunkt- Biegebalkenversuche mit SRP- Gewebeverstärkung und Umschließung, [48]

In [32] werden unter anderem einfache Verbundversuche an Doppellaschenkörpern erläutert, bei denen die Zugbewehrung mit CF- Gelege ausgeführt und das Gelege einseitig mit orthogonal angeordnetem CF- Gelege- Umschließungen gegen Entkopplung gesichert wurde. In weiteren Versuchen wurden CFK- lamellenverstärkte Verbundkörper mit CF- Gelege auf der einen Seite und CF- Gelegeplatten auf der anderen Seite gegen Entkopplung gesichert. Bei allen durchgeführten Versuchen wurde die traglaststeigernde Wirkung von Umschließungen nur experimentell bestimmt. Es wurde jedoch nicht näher auf die unterschiedliche Steifigkeit der Umschließungen und die damit verbundene Traglaststeigerung eingegangen. In Bild 2.33 sind die gewählten Probekörper dargestellt.

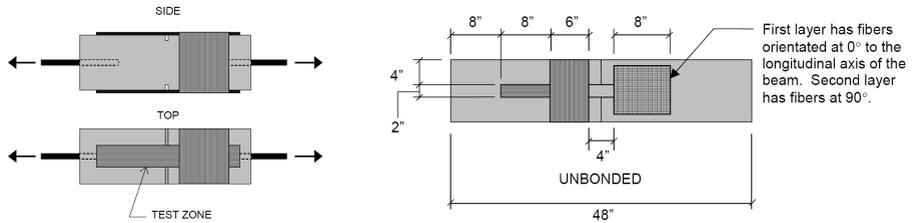


Bild 2.33: Versuchsaufbau für die einseitig umschnürten und beidseitig fixierten Verbundversuche, [32]

Bei allen bisher durchgeführten lamellenverstärkten Balkenversuchen mit bügelartig umschlossenen Probekörperenden wurde nur experimentell die Traglaststeigerung gezeigt. Für alle Versuche gilt, dass bisher keine systematischen Untersuchungen der Rissöffnungsbehinderung in Abhängigkeit vom Umschließungsmaterial (Stahl, CF-Gelege), der Steifigkeit der Umschließungen sowie der Geometrie von Biegezugverstärkung, Umschließung und Betonkörper vorgenommen wurden. Dieser Thematik wendet sich die vorliegende Arbeit zu.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Vorbemerkungen

Mit Hilfe der in Abschnitt 3.3 gezeigten Versuche wird die Steigerung der Verbundbruchkraft, bewirkt durch die Verbügelung der Lamellenenden, untersucht und quantifiziert. Erst mit beginnender Lamellenentkopplung und der damit verbundenen Rissöffnung w zwischen Lamelle und Konstruktionsbeton führt eine Umschließung zu einer Traglaststeigerung. Die Höhe der Traglaststeigerung hängt dabei vom Umschließungsmaterial, der Steifigkeit der Umschließung sowie den geometrischen Randbedingungen, insbesondere der Lamellen- und Betonkörperbreite, ab.

In der ersten Versuchsserie in Abschnitt 3.3.1 wird die mit der Rissöffnung w geweckte Zugkraft in der Umschließung in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Materialien und Steifigkeiten der Umschließungselemente sowie der Bauteilgeometrie untersucht. Die Versuche werden an zentrisch gezogenen Betonproben mit einem Rechteckquerschnitt und eingebettetem Stahlauszugkörper, der bündelartig umschlossenen ist, durchgeführt. Aus den Versuchen ergeben sich für die untersuchten Umschließungsarten charakteristische Kennlinien, die die abhebende Zugkraft F_u der Rissöffnung w gegenüberstellen.

Die anschließenden Verbundversuche in Abschnitt 3.3.2 untersuchen die Steigerung der Verbundbruchkraft bei wirkendem, selbstinduziertem Anpressdruck F_{AP} , gemäß den Kennlinien aus Abschnitt 3.3.1. Der selbstinduzierte Anpressdruck F_{AP} entspricht dabei der Zugkraft F_u in Abhängigkeit von der Rissöffnung w . Ausschlaggebend für die Steigerung der Lamellenzugkraft ist die Erhöhung der Rissreibung infolge F_{AP} .

Mit Hilfe der Versuche in Abschnitt 3.3.1 und Abschnitt 3.3.2 soll ein Modell entwickelt werden, dass die traglaststeigernde Wirkung bündelartiger Umschließungen von lamellenverstärkten Biegebauteilen berechenbar macht.

Durch die in Abschnitt 3.3.3 beschriebenen einaxialen Verbundversuche mit realitätsnahen Umschließungen wird die Traglaststeigerung zwecks Modellvalidierung direkt am Bauteil bestimmt. Dazu wird ein mit CFK- oder Stahllaschen verstärkter Balkenausschnitt gewählt.

3.2 Verwendete Werkstoffe

3.2.1 CFK- Lamelle

CFK-Lamellen sind unidirektionale kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe, die anisotrope Materialeigenschaften aufweisen. Bis zu ihrer Bruchdehnung besitzen die CFK-Lamellen in Faserlängsrichtung ein linear-elastisches Spannungs-Dehnungsverhalten. Bei Erreichen der Bruchdehnung, abhängig vom Lamellentyp zwischen 0,4 – 1,8 % bei einer Zugspannung von 1.500 - 3.200 N/mm², versagt die Lamelle durch einen spröden, unvorangekündigten und schlagartigen Zugbruch. Zug quer zur Faser trägt ausschließlich das EP- Matrixharz, in das die Kohlenstofffasern mit einem Faservolumenanteil von 70 % eingebettet sind. Als Matrixharz werden duromere Epoxidharze mit einer Zugfestigkeit von 60 – 90 N/mm² und einer Bruchdehnung von 3 – 5 % verwendet. In Bild 3.1 sind die unterschiedlichen Arbeitslinien verschiedener Fasertypen der von Betonstahl gegenübergestellt. Bei den Kohlenstofffasern wird unterschieden in HM-Fasern (hochmodulige Fasern), HT-Fasern (Fasern hoher Zugfestigkeit) und HST-Fasern (hochfeste Kohlenstofffaser mit hoher Bruchdehnung und Zugfestigkeit). Die Glasfasern werden hier unterschieden in S-Glas (Fasern mit erhöhter Festigkeit) und die E-Glas (Standardfaser).

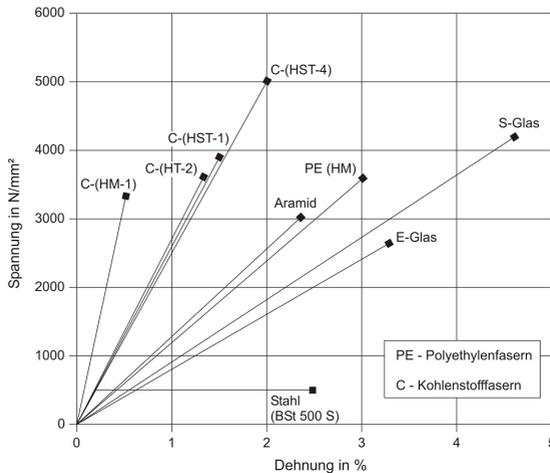


Bild 3.1: Arbeitslinien verschiedener Fasertypen im Vergleich zum Betonstahl

Grundsätzlich verfügen CFK-Lamellen über eine sehr gute Beständigkeit gegen Säuren, Laugen, organische Lösungsmittel und Feuchtigkeit. Sie sind aufgrund des hohen Faservolumenanteils hochtemperaturbeständig und verlieren erst bei ca. 1000°C an Festigkeit. Entscheidend für den Einsatz in Bereichen hoher Temperatur oder Feuchtigkeit ist damit nicht die CFK-Lamelle. Der Einsatzbereich wird über die Eigenschaften der Verbundpartner, wie Klebstoff und Beton, bestimmt. Bei dem Verbundsystem Lamelle-Klebstoff-Beton ist der Klebstoff vor Temperaturen $\geq 45^{\circ}\text{C}$ zu

schützen. Ebenso ist eine Durchfeuchtung des Betons zu vermeiden, da Feuchtigkeit die Adhäsion an der Kontaktfläche zwischen Klebstoff und Beton vermindert.

In Tab. 3.1 sind die unterschiedlichen Fasertypen mit ihren Eigenschaften gegenübergestellt. Je nach verwendeter Ausgangsfaser können gemäß Tab. 3.1 Unterschiede im mechanischen Verhalten auftreten.

Tab. 3.1: Fasereigenschaften im Vergleich

	Aramid		Glasfaser	Kohlenstofffaser	
	LM	HM		HT	HM
Zugfestigkeit [N/mm ²]	2.800	2.900	1.800-3.400	3.800	2.650
Bruchdehnung [%]	2,8	3,5	3,5	1,55	0,4
E-Modul [N/mm ²]	59.000	127.000	73.000	240.000	640.000
Dichte	1,44	1,45	2,7	1,7	2,1
Säurewiderstand (Salz-, Schwefel-, Salpetersäure)	o	o	-	++	++
Laugenfestigkeit (Natron-, Salzlauge)	+	+	o	++	++
Widerstand gegen organische Lösungsmittel (Azeton, Benzol, Benzin)	+	+	++	++	++
Beständigkeit gegenüber Feuchtigkeit	-	-	++	++	++
++ sehr gute Eigenschaften + gute Eigenschaften o keine bes. Beständigkeit - schlechte Eigenschaften					

Die CFK- Lamellen sind als schubfest verklebte Biegezugbewehrung in Breiten $b_1 = 50 - 150$ mm und Dicken $t_1 = 1,2 - 1,4$ mm verfügbar. Für die Versuche in Abschnitt 3.4 wurden CFK- Lamellen des Typs S&P 150/2000 mit der Dicke $t_1 = 1,2$ mm und der Breite $b_1 = 50$ bzw. $b_1 = 100$ mm verwendet. Die Prüfung der verwendeten Lamellen gemäß DIN EN ISO 527 Teil 5 ergab folgende Mittelwerte für Dicke, Zugfestigkeit, Bruchdehnung und E-Modul:

Tab. 3.2: Mittelwerte der E-Modul Prüfung der CFK- Lamelle S&P 150/2000

Abmessungen			Querschnitt A [mm ²]	Zugfestigkeit σ_{T11} [N/mm ²]	Bruchdehnung ϵ [%]	Sekantenmodul E_{T11} [N/mm ²]
l [mm]	b [mm]	D [mm]				
300	14,96	1,26	18,88	2.982	1,8	163.800

3.2.2 Stahl- Lasche und Stahl- Umschließungsbügel

Für die experimentellen Versuche wurde sowohl für die Zuglasche als auch für die Umschließungsbügel derselbe Stahl verwendet. Variiert wurden die Querschnittsabmessungen. Für die Zuglasche wurden Stahlquerschnitte mit unterschiedlicher Breite und konstanter Dicke $t_l = 5 \text{ mm}$ verwendet:

$$A_{l,1} = 100 \times 5 \text{ mm} = 500 \text{ mm}^2$$

$$A_{l,2} = 200 \times 5 \text{ mm} = 1.000 \text{ mm}^2$$

Für die Umschließungsbügel wurden ebenfalls zwei verschiedenen Querschnittsformen bzw. Bügeldicken einbezogen. So betrug die Bügelbreite konstant 70 mm und die Bügeldicke wurde mit $t_{Bü} = 3 \text{ mm}$ bzw. $t_{Bü} = 6 \text{ mm}$ variiert. Daraus ergeben sich die folgenden Querschnittsflächen je Umschließungsbügel:

$$A_{Bü,1} = 70 \times 3 \text{ mm} = 210 \text{ mm}^2$$

$$A_{Bü,2} = 70 \times 6 \text{ mm} = 420 \text{ mm}^2$$

Die Stahleigenschaften sind in Tab. 3.3 aufgeführt und wurden am verwendeten Flachstahl in der Zugprüfung ermittelt.

Tab. 3.3: Mittelwerte der Prüfung der Stahl- Lasche und Stahl- Umschließungsbügel

Abmessungen		Querschnitt A [mm ²]	Zugfestigkeit R _m [N/mm ²]	Bruchdehnung A [%]	E-Modul [N/mm ²]
b [mm]	d [mm]				
40,03	5,28	211,36	478	20,0	203.200

3.2.3 Klebstoff

Für die Verklebung der CFK-Lamellen wurde ein lösungsmittelfreier 2-Komponenten-Epoxidharzklebstoff mit Aminhärter verwendet. Durch seine thixotropen Eigenschaften ist er bei der Verarbeitung weder verlaufend noch abfließend. Er besitzt eine hohe mechanische Festigkeit und härtet schwindarm aus. Dem Klebstoff ist zur Erhöhung der inneren Reibung und damit der Schubübertragung in der Klebstoffuge Quarzmehl untergemischt. Die Topfzeit von Epoxidharz-Klebstoff ist von der Umgebungstemperatur abhängig. Als Topfzeit wird die Zeit definiert, in der der Klebstoff verarbeitbar ist. Nach Überschreiten der Topfzeit nimmt die Viskosität des Klebstoffs deutlich zu und er kann nicht mehr verarbeitet werden. Tab. 3.4 gibt eine Übersicht über die Topfzeiten in Abhängigkeit zur Umgebungstemperatur.

Tab. 3.4: Verarbeitbarkeit des Klebstoffs Resin 220 in Abhängigkeit von der Temperatur

Topfzeit	~ 90 Min	bei + 10°C
	~ 60 Min	bei + 20°C
	~ 30 Min	bei + 30°C

Verarbeitbar gemäß Zulassung ist der Klebstoff bei Temperaturen zwischen +10°C und +35°C und bei einer Untergrundtemperatur von mindestens 3°C über der Taupunkttemperatur. Ab Temperaturen von $T \geq 45^\circ\text{C}$ wird die Glasübergangtemperatur erreicht. Die Glasübergangstemperatur trennt den spröden, energieelastischen Bereich (= Glasbereich) vom oberhalb liegenden weichen, entropieelastischen Bereich (= gummielastischer Bereich). Bei Erreichen der Glasübergangstemperatur verliert der Klebstoff seine mechanischen Eigenschaften und er kann keine Kraft mehr über die Klebstofffuge übertragen. Um eine dauerhafte Kraftübertragung zu gewährleisten, muss die Klebstoff- bzw. Verbundfuge z.B. mit Schutzanstrichen vor Bauteiltemperaturen, die an die Glasübergangstemperatur reichen, geschützt werden.

Der in den Versuchen verwendete Kleber ist der Epoxidharzkleber S&P Resin 220. Die Prüfung der Biegezug- und Druckfestigkeit erfolgte nach DIN 1015-11 an Klebstoffprismen mit den Abmessungen 160 x 40 x 40 mm und ergab folgende Werte:

Tab. 3.5: Festigkeiten des 2-K Klebstoffes S&P Resin 220

Biegezugfestigkeit β_{Bz}	32,7 N/mm ²
Druckfestigkeit β_D	90,6 N/mm ²
Haftzugfestigkeit	18,15 N/mm ²

Die mittlere Haftzugfestigkeit des Klebstoffs Resin 220 wurde an verklebten Stahlstempeln mit einem Durchmesser $\varnothing 20$ mm nach einer Probenlagerung von 7 Tagen bei 23°C und 50 % rel. Feuchte ermittelt.

3.2.4 CF- Gewebe

Für Verstärkungsmaßnahmen mit CF- Gewebe können Glas (G)-, Aramid (A)- oder Kohlenstofffasern (C) eingesetzt werden. Die wesentlichen Unterschiede der Fasern liegen in ihren mechanischen Eigenschaften, ihrer Beständigkeit gegenüber Säuren, Laugen, organischen Lösungsmitteln sowie ihrer Beständigkeit gegenüber Feuchte. Sie besitzen dieselben Eigenschaften wie die Ausgangsfasern für die Lamellen, Tab. 3.1. Appliziert werden die Gelege im Trocken- oder Nassverfahren. Beim Trockenverfahren wird das Matrixharz auf das Bauteil aufgetragen und das trockene Gewebe mit Hilfe eines Laminierrollers in die Matrix eingebunden und mit einer weiteren Schicht Matrixharz vollständig getränkt. Beim Nassverfahren wird das Gewebe vorher mit dem Epoxydharz getränkt und nass am Bauteil appliziert. Eine weitere Möglichkeit der Anwendung von Gewebe sind vorimprägnierte Prepregs. Die Prepreg- Matrix besteht aus einem Harz und Härter, teilweise mit untergemischtem Beschleuniger. Durch vorhergehendes Tiefkühlen bei -20°C wird die Reaktion von Harz und Härter verhindert. Wird die Kühlkette unterbrochen, startet die Reaktion und das Prepreg härtet aus.

Für alle Versuche in Abschnitt 3.4 wurden die hochmoduligen, uni-direktionalen S&P C-Gelege 640 mit 400 gr/m^2 verwendet.

3.2.5 Laminierharz

Als Laminierharz für die S&P C- Gelege wurde das zugelassene S&P Resin Epoxy 55/50 für S&P Gelege Systeme eingesetzt. Es ist ein lösungsmittelfreier, kalt aushärtender 2-Komponenten-Epoxydharzklebstoff mit Amin Härter. Das Harz hat im Alter von 7 Tagen eine Zugfestigkeit von $f_k = 35\text{ N/mm}^2$ und eine Bruchdehnung von 8 – 10 %. Im ausgehärteten Zustand ist das Laminat gegenüber Säuren, Laugen, Mineralölen und aliphatischen Kohlenwasserstoffen beständig. Es besitzt eine Dauertemperatur- und Temperaturwechselbeständigkeit im Bereich von -30°C bis $+80^{\circ}\text{C}$ bei Trockenbelastung und von -30°C bis zu $+40^{\circ}\text{C}$ bei Nassbelastung. Die Verarbeitungszeit richtet sich auch hier nach der Umgebungstemperatur. Grundsätzlich ist das Laminierharz bei Temperaturen von 8°C bis 35°C verarbeitbar. Die Tab .3.6 gibt einen Überblick über die Verarbeitungszeit des Laminierharzes bezogen auf die Umgebungstemperatur.

Tab. 3.6: : Verarbeitbarkeit des Laminierharzes in Abhängigkeit von der Temperatur

Verarbeitungszeit bei	+ 10°C	3 Std.
	+ 20°C	45 Min.
	+ 30°C	30 Min.

3.2.6 Beton

Für die in Abschnitt 3.3.1 und Abschnitt 3.3.2 durchgeführten Versuche wurden zwei unterschiedliche Betone der Festigkeitsklassen C20/25 und C50/60 verwendet, um auch den Einfluß einer besseren Betonqualität mit höherer Oberflächenzugfestigkeit zu erfassen. Für die Versuche in Abschnitt 3.3.3 wurde ausschließlich der Beton C20/25 verwendet, da der Einfluß der Oberflächenzugfestigkeit in den Versuchen in Abschnitt 3.3.1 und Abschnitt 3.3.2 hinreichend untersucht wurde. Die Gesteinskörnung des Betons hatte stets die gleiche Kornverteilung:

0/2 = 40 %

2/8 = 22 %

8/16 = 38 %

Für den Beton mit der Festigkeitsklasse C20/25 wurde der Zement CEM 32,5 R der Firma Teutonia und für den Beton C50/60 ein Teutonia CEM 42,5 R verwendet. Im Alter von 28 Tagen wurde an jeweils 3 Zylindern (\varnothing 150 mm, h = 300 mm) bei jeder Betonage die Druckfestigkeit geprüft.

Die Oberflächenzugfestigkeit wurde nach Versuchsende am geprüften Probekörper mittels Haftzugprüfung nach DIN 1048 Teil 2 bestimmt. Dabei wird eine 5 - 10 mm tiefe Ringnut \varnothing 50 mm gebohrt, auf die ein Stahlstempel (\varnothing 50 mm) mit Epoxidharzklebstoff aufgeklebt wird. Nach einer Erhärtungsphase von 24 Stunden wird im anschließenden Haftzugversuch mit einem Abzugsgerät die Oberflächenzugfestigkeit f_{ct} des Betons ermittelt. Die auftretende Bruchart wird unterschieden nach Kohäsionsbruch im Kleber, Adhäsionsbruch an der Grenzfläche Kleber/Beton und Betonbruch. Für die Bestimmung der Oberflächenzugfestigkeit muss der Bruch im oberflächennahen Beton als Betonbruch erfolgen. Bei allen Proben trat das Versagen dort auf.

Die gemittelten Ergebnisse der Druckfestigkeits- und Haftzugprüfung sind in Tab. 3.7 angeführt. Die Einzelwerte der Prüfungen stehen in Anhang A-1.

Tab. 3.7: mittlere Betondruck- und Zugfestigkeiten

Versuche Kapitel	Beton	mittlere Druckfestigkeit f_{ck} [N/mm ²]	mittlere Oberflächenzugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]
3.4.1	C20/25	30,70	1,94
	C50/60	64,17	2,79
3.4.2	C20/25	26,35	1,67
	C50/60	51,35	2,19
3.4.3	C20/25	32,19	1,81

3.3 Versuche

3.3.1 Versuche zur Charakterisierung der Behinderung der Verbundrissöffnung in Abhängigkeit von der Umschließungsart

3.3.1.1 Versuchsprogramm

Mittels Versuchen zur Charakterisierung der Behinderung der Verbundrissöffnung in Abhängigkeit von der Umschließungsart soll eine Beziehung zwischen der Verbundrissöffnung w und der Steifigkeit der Umschließung hergestellt werden. Als Ergebnis werden die abhebende Zugkraft F_u und die Rissöffnung w für die jeweils untersuchten Parameterkombinationen in charakteristischen Kennlinien dargestellt.

Die Kennlinien variieren grundsätzlich nach der Art der Umschließung (Stahl oder CF- Gelege), der Steifigkeit, der Geometrie des Stahlauszugskörpers sowie der Betonqualität. Mittels der Breite des Stahlauszugskörpers b_l wird der Einfluß des Breitenverhältnisses zwischen dem Stahlauszugskörper b_l - die Lamellenbreite simulierend - und dem Unterzug b_w untersucht. Durch unterschiedliche Bügeldicken $t_{Bü}$ der Stahlumschließungsbügel und unterschiedliche Gelegeanzahlen n_l bei den CF- Gelegeumschließungen werden die Umschließungssteifigkeiten variiert. Durch unterschiedliche Betonqualitäten wird der Einfluß der Oberflächenzugfestigkeit auf die Rissöffnungsbehinderung einbezogen.

In Tab. 3.8 und Tab. 3.9 sind die Parameterkombinationen mit entsprechenden Versuchsbezeichnungen aufgeführt. Die Breite der Bügelumschließungen ist bei den Stahlbügeln konstant mit $b_{Bü} = 7$ cm und den CF- Gelegen mit $b_{Bü} = 25$ cm. Für jede Parameterkombination wurden jeweils 3 Versuche durchgeführt.

Tab. 3.8: Versuchsprogramm und Probenbezeichnung für die Stahlbügelumschließungen

Art der Umschließung	Betonqualität	Breite des Stahlauszugskörpers b_l [mm]	Breite des Umschließungsbügels $b_{Bü}$ [mm]	Dicke des Umschließungsbügels $t_{Bü}$ [mm]	Abkürzung
Stahl	C 20/25	100	70	3	St L10 t3 (C20/25)
	C 20/25	100	70	6	St L10 t6 (C20/25)
	C 20/25	200	70	3	St L20 t3 (C20/25)
	C 20/25	200	70	6	St L20 t6 (C20/25)
	C 50/60	100	70	3	St L10 t3 (C50/60)
	C 50/60	100	70	6	St L10 t6 (C50/60)
	C 50/60	200	70	3	St L20 t3 (C50/60)
	C 50/60	200	70	6	St L20 t6 (C50/60)

Tab. 3.9: Versuchsprogramm und Probenbezeichnung für CF- Gelegeumschließungen

Art der Umschließung	Betonqualität	Breite des Stahlauszugskörpers b_l [mm]	Breite des Umschließungsbügels b_{Bu} [mm]	Anzahl der CF- Lagen n_l	Abkürzung
CF- Gelege	C 20/25	100	250	1	G L10 I1 (C20/25)
	C 20/25	100	250	3	G L10 I3 (C20/25)
	C 20/25	200	250	1	G L20 I1 (C20/25)
	C 20/25	200	250	3	G L20 I3 (C20/25)
	C 50/60	100	250	1	G L10 I1 (C50/60)
	C 50/60	100	250	3	G L10 I3 (C50/60)
	C 50/60	200	250	1	G L20 I1 (C50/60)
	C 50/60	200	250	3	G L20 I3 (C50/60)

3.3.1.2 Versuchsaufbau / Versuchsdurchführung

Die Stahlbetonkörper in Bild 3.2 stellen im Versuch einen idealisierten Ausschnitt eines verstärkten Stahlbetonbalkens im Bereich der Bügelumschließung dar. Der Stahlauszugskörper bildet in diesem System die unter dem Bügel verlaufende und entkoppelte Lamelle nach. Der Umschließungsbügel wird durch eine zentrische, die Umschließung abhebende Kraft F_u belastet. Die Messgröße der Versuche ist die Spaltbreite w unter dem Stahlauszugskörper in Abhängigkeit von der abhebenden Zugkraft F_u .

Die gewählte Geometrie der Stahlbeton- Probekörper ist mit 55 x 35 x 25 cm in allen Versuchen gleich. Der einzige Unterschied in der Probekörperform liegt in der Breite b_l der Aussparung für den Stahlauszugskörper. In Bild 3.2 ist ein Probekörper mit einer Stahlauszugsbreite $b_l = 10$ cm dargestellt. Da der Stahlauszugskörper eine im versuchsrelevanten Bereich entkoppelte Lamelle simuliert, ist der Stahlauszugskörper in der Beton- Aussparung nicht verklebt. Hierdurch wird eine nur durch die Umschließung behinderte, aber ansonsten zwangsfreie, vertikale Bewegung des Stahlauszugskörpers ermöglicht.

Um eine momentenfreie, zentrische Zugkräfteinleitung zu gewährleisten, wurden die Gewindestangen am Fußpunkt der Betonkörper und am Kopfpunkt oberhalb der Lasteinleitung in der Prüfmaschine durch eine Kalotte gelenkig gelagert. Die Belastungsgeschwindigkeit bis zu einer Zugkraft von 10 kN betrug 0,1 mm/min. Danach wurde die Geschwindigkeit auf 0,2 mm/min bis zum vollständigen Versagen der Umschließung durch Abplatzen der Stahlbügel oder Reißen des Geleges erhöht.

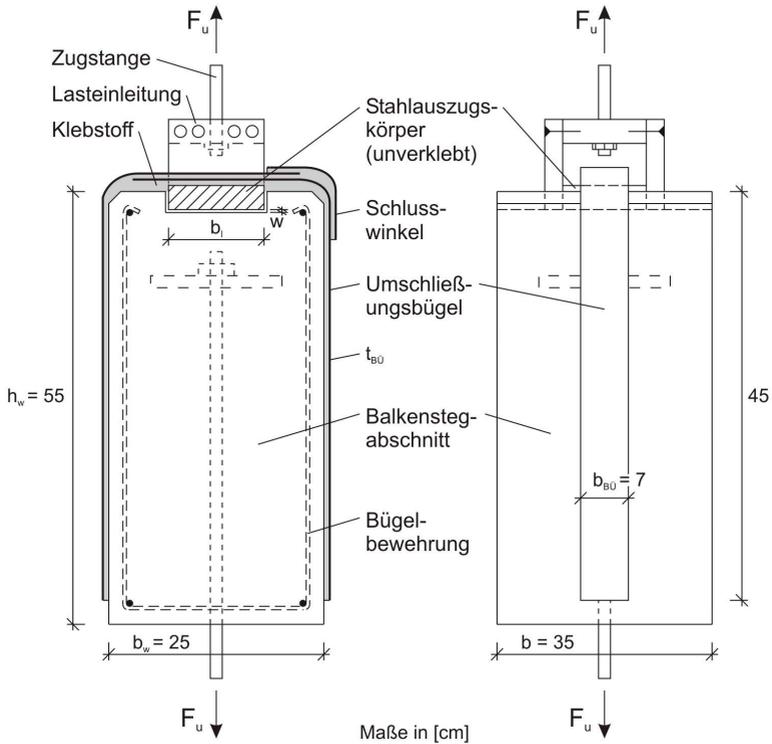


Bild 3.2: Zentrischer Zugversuch am Balkenstegabschnitt mit eingebettetem Stahlauszugskörper

Während des Versuchs wurden kontinuierlich die abhebende Zugkraft F_u und die Rissöffnung w gemessen, wodurch für die jeweilige Umschließung charakteristische Kennlinien aufgestellt werden konnten. DMS-Messungen auf dem Umschließungsbügel dokumentierten die Dehnungsverteilung im Bügel während des Versuchs.

In Bild 3.3 ist ein Probekörper mit 10 cm breitem Stahlauszugskörper in der Prüfmaschine dargestellt. Deutlich zu erkennen sind die Wegaufnehmermessstellen, die die Rissöffnung zwischen dem Stahlauszugs- und Betonkörper an jeweils vier Punkten messen. Im weiteren sind DMS-Messstellen auf dem Umschließungsbügel sichtbar, über die die tatsächliche Zugbeanspruchung im Umschließungsbügel ermittelt werden kann. Um keine, die tatsächlich vorhandene Rissöffnung w verfälschenden Effekte aus Plattenbiegung des Stahlauszugskörpers zu bekommen, ist dieser biegesteif ausgeführt. Bild 3.3 zeigt die steife Konstruktion der Lasteinleitung.



Bild 3.3: Probekörper im Versuchsstand mit abgebildeter Lasteinleitung

3.3.1.3 Versuchsergebnisse

In Bild 3.4 und Bild 3.5 sind die im Versuch ermittelten charakteristischen Kennlinien dargestellt. Bild 3.4 zeigt die Ergebnisse für Stahlbügel- und Bild 3.5 die für Gelegeumschließungen. Die Kennlinien wurden aus jeweils drei Versuchen an den Betonen gemäß Tab. 3.8 und Tab. 3.9 bestimmt. Die Gegenüberstellung der sich einstellenden Kennlinien der Gelege- und Stahlbügelumschließungen für alle Versuchsparameter ist dem Anhang A-1 zu entnehmen. Dort ist zu erkennen, dass die Betonqualität keinen relevanten Einfluss auf die F_u - w Kennlinien hat. Die Ergebnisse sind in Bild 3.4 und Bild 3.5 gemittelt. Die Kurvencharakteristik wird durch die Biegesteifigkeit des Umschließungsbügels bestimmt. Die Oberflächenzugfestigkeit, die in Relation zur Betondruckfestigkeit steht, hat keinen nennenswerten Einfluss auf die Rissöffnungsbehinderung.

Bild 3.4 zeigt, dass die Versuche mit gleicher Breite b_l des Stahlauszugskörpers einen ähnlichen Kurvenverlauf aufweisen. Sie unterscheiden sich in der Dicke $t_{Bü}$ und damit in der Steifigkeit des Bügels. Die Versuche mit $t_{Bü} = 6$ mm führen zu einer höheren Zugkraft F_u , verglichen mit den Versuchen mit $t_{Bü} = 3$ mm bei gleicher Breite b_l des Stahlauszugskörpers. Bei den Versuchen mit der Breite $b_l = 10$ cm werden die Bügel unmittelbar nach der Rissöffnung zunächst im wesentlichen auf Biegung beansprucht. Bei der Breite $b_l = 20$ cm dominiert bei der Rissöffnung eine Zugbandwirkung im seitlichen Bügelbereich.

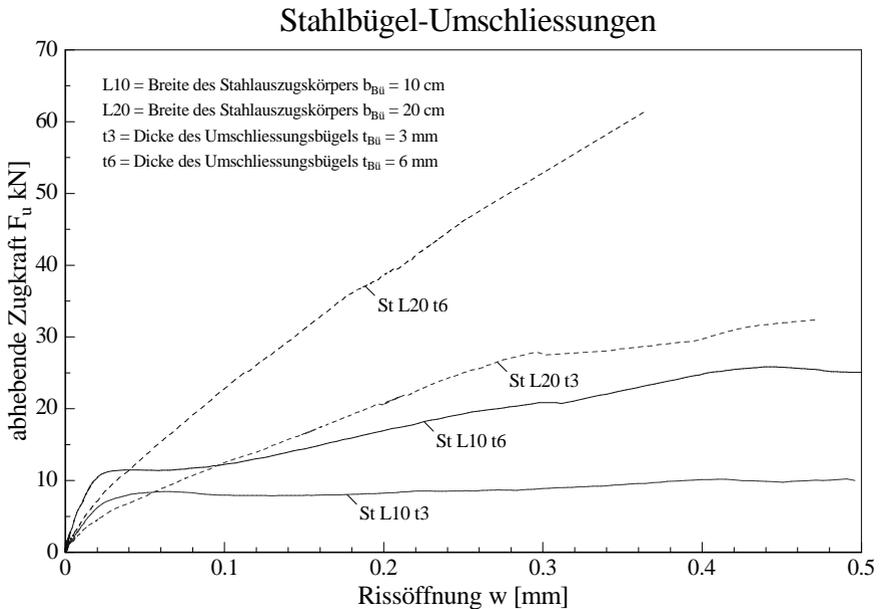


Bild 3.4: Abhebende Zugkraft F_u in Abhängigkeit von der Rissöffnung w bei Umschließungen aus Stahl

Für die Gelege-Umschließungen ergibt sich eine ähnliche Kurvencharakteristik aufgrund gleicher Abmessungen von Probe- und Stahlauszugkörper sowie unterschiedlicher Steifigkeiten der Umschließung durch die Lagenanzahl n_l , Bild 3.5. Die abhebenden Zugkräfte F_u liegen jedoch weit unter denen der Stahlumschließungen, da die CF-Gelege eine geringere Biegesteifigkeit besitzen. Bei den Versuchen mit Auszugskörpern der Breite $b_l = 10$ cm ist deshalb eine wesentliche Steigerung der abhebenden Zugkraft F_u erst feststellbar, wenn sich das CF-Gelege als Zugband ausgebildet hat. Dies ist für Lagenzahlen $n_l = 1$ ab einer Rissöffnung $w \geq 0,15$ mm und für $n_l = 3$ ab $w \geq 0,8$ mm der Fall.

Bei den Versuchen mit Auszugskörpern der Breite $b_l = 20$ cm kann hingegen von Beginn an eine Zugbandwirkung und damit verbunden eine kontinuierliche Laststeigerung festgestellt werden. Daraus ergibt sich ein weitgehend linearer Zusammenhang zwischen F_u und w .

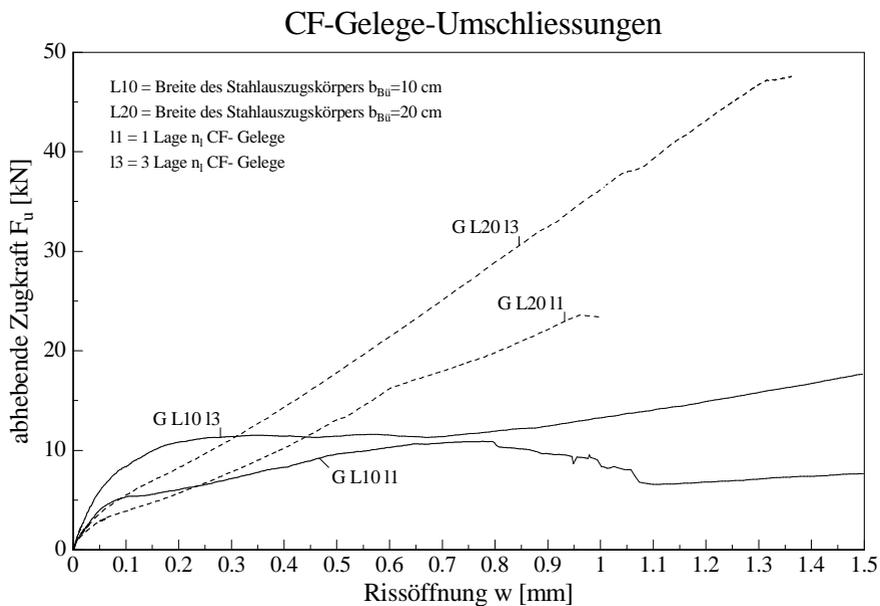


Bild 3.5: Abhebende Zugkraft F_u in Abhängigkeit von der Rissöffnung w bei Umschließungen aus CF-Gelege

3.3.2 Versuche zur Bestimmung des Zusammenhanges zwischen der Verbundbruchkraft und selbstinduziertem Anpressdruck

In diesen Verbundversuchen wird die Traglaststeigerung der Lamelle bis zur vollständigen Lamellenentkopplung durch die Wirkung des selbstinduzierten Anpressdrucks F_{AP} untersucht. Mit Hilfe dieser Versuche soll der Zusammenhang zwischen der Lamellenzugkraft F_t , der Rissöffnung w und dem damit verbundenen Anpressdruck F_{AP} hergestellt werden. Die Höhe des selbstinduzierten Anpreßdrucks F_{AP} richtet sich nach den Kennlinien aus den Versuchen in Abschnitt 3.3.1. Für alle Versuche wurden geometrisch gleiche Probekörper und Lamellenquerschnitte (50 x 1,2 mm) gewählt.

3.3.2.1 Versuchsprogramm

Für jede charakteristische Kennlinie der Stahl- und CF- Gelege- Umschließungen aus Bild 3.4 und Bild 3.5 wurden jeweils drei Verbundversuche durchgeführt, Tab. 3.10. Die Variation der Betonqualität erfasst den Einfluß der Oberflächenzugfestigkeit des Betons. Verwendet wurde der gleiche Beton wie in den Versuchen in Abschnitt 3.3.1. Die Durchführung von drei Verbundversuchen ohne Anpressdruck (o. AP.) an beiden Betonen C20/25 und C50/60 ermöglicht eine unmittelbare Beurteilung der Traglaststeigerung infolge F_{AP} .

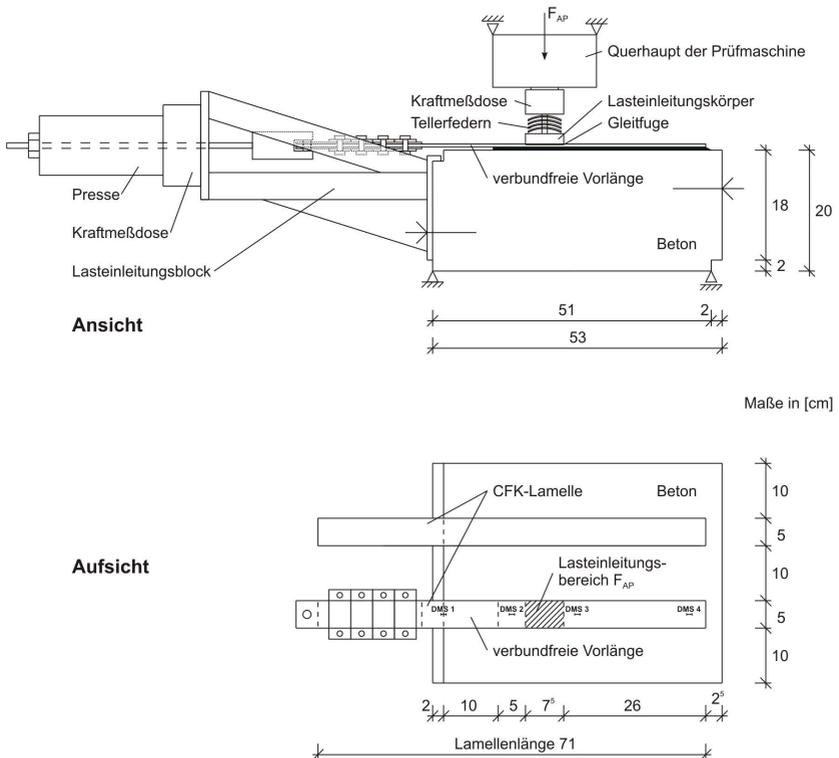
Tab. 3.10: Versuchsprogramm und Probenbezeichnung

	Kennlinientyp aus 3.3.1.1	Versuchszahl		Probenbezeichnung
		C20/25	C50/60	
Anpressdruck F_{AP} gemäß der Stahlbügelumschließungen	St L10 t3	3	3	I, II, III St L10 t3
	St L10 t6	3	3	I, II, III St L10 t6
	St L20 t3	3	3	I, II, III St L20 t3
	St L20 t6	3	3	I, II, III St L20 t6
Anpressdruck F_{AP} gemäß der CF- Gelegeumschließungen	G L10 I1	3	3	I, II, III G L10 I1
	G L10 I3	3	3	I, II, III G L10 I3
	G L20 I1	3	3	I, II, III G L20 I1
	G L20 I3	3	3	I, II, III G L20 I3
ohne Umschließungsbügel	o. AP.	3	3	I, II, III o. AP.

3.3.2.2 Versuchsaufbau / Versuchsdurchführung

Für die Versuche wurde ein Aufbau gewählt, der einen momentenfreien Kräfteintrag im einschnittigen Verbundversuch ermöglicht. Durch die Untersuchung nur einer Verbundfuge ist die Verbundbruchkraft eindeutig einer Verbundfläche zuzuordnen.

Bild 3.6 zeigt den Probekörper mit aufgeklebter CFK-Lamelle für zwei nacheinander durchgeführte Verbundversuche je Probenseite. Die Abstände der CFK-Lamellen zueinander sind so groß, dass Gefügestörungen bei der Lamellenentkopplung keinen Einfluß auf den benachbarten Verbundversuch haben. Die Betonage der Probekörper erfolgte stehend auf einer Stirnseite. Durch die verbundfreie Vorklänge der CFK-Lamelle von 10 cm wird zum einen ein eventueller Einfluß von Gefügestörungen im Beton in Abhängigkeit von der Betonierichtung und zum anderen die Entstehung eines Betonausbruchkeils im Verbundversuch ausgeschlossen.



Maße in [cm]

Bild 3.6: Versuchsaufbau der einschnittigen Verbundversuche mit selbstinduziertem Anpressdruck F_{AP} über die Kontaktfläche A_{AP}

Die experimentelle Reproduktion der Kennlinien der Umschließung erfolgte über Tellerfederpakete, die teilweise über Gewindestangen vorgespannt wurden. Die in den Bildern 3.9 bis Bild 3.12 gezeigten Ergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung der im Versuch nachgefahrenen mit den vorgegebenen Kennlinien.

In Bild 3.7 ist der Lasteinleitungskörper mit Lasteinleitungsblock, über den bei Lamellenentkopplung die Rissöffnung zwischen Lamelle und Beton gemessen wurde, dargestellt. Zwischen dem Lasteinleitungsblock und der Kraftmessdose wurden die Federpakete eingelegt. Die Messung der Dehnung der Lamelle erfolgte über 4 DMS gemäß Bild 3.6. DMS 1 befand sich auf der verbundfreien Vorlänge. DMS 2 wurde unmittelbar vor dem Lasteinleitungsblock auf die verklebte Lamelle aufgebracht, DMS 3 direkt hinter dem Lasteinleitungsblock und 5 cm vor Lamellenende DMS 4. Die Lamellenzugkraft wurde im kraftgesteuerten Versuch mit einer Geschwindigkeit von 50 N/s bis zum Verbundversagen kontinuierlich gesteigert. Während des gesamten Versuchs erfolgte die Erfassung der Dehnungen an den DMS sowie der Kraft über die Kraftmessdose hinter der Presse.

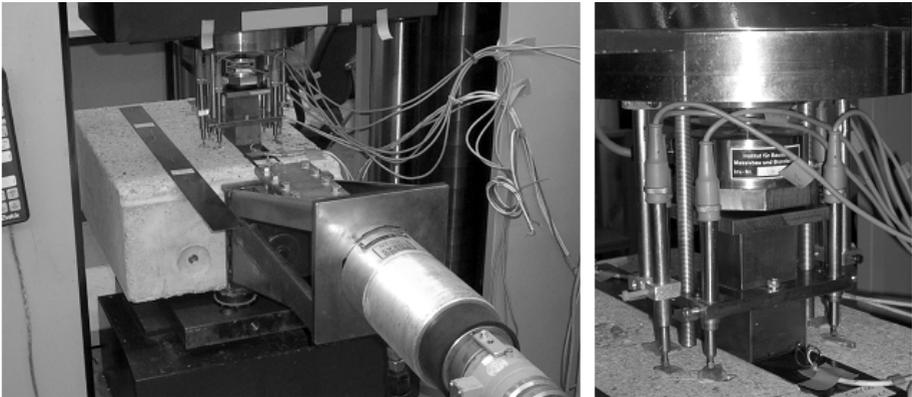


Bild 3.7: Probe im Versuchsstand mit abgebildetem Lasteinleitungsbereich

Vor dem Versuch wurde der Lasteinleitungskörper über das Querhaupt der Prüfmaschine kraftschlüssig auf die Lamelle abgesetzt, ohne jedoch einen aktiven Anpressdruck auf die Lamelle auszuüben. Die Reibung zwischen der Kontaktfläche des Lasteinleitungskörpers und der Lamelle wurde durch einen dünnen Ölfilm eliminiert. Erst bei beginnender Lamellenentkopplung und der damit verbundenen vertikalen Rissuferverschiebung w wurden die Tellerfederpakete aktiviert und der selbstinduzierte Anpressdruck F_{AP} geweckt.

In den Versuchen des Abschnitts 3.3.1 wurden die abhebenden Zugkräfte F_u in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Bügelsteifigkeiten und -geometrien gemäß den Randbedingungen aus Tab. 3.8 und Tab. 3.9 ermittelt. Die sich einstellende Zugkraft F_u wurde dabei auf die Kontaktfläche A_u , gemäß Bild 3.8, der Fläche zwischen der Umschließung und dem

Stahlauszugskörper, in N/mm^2 bezogen. Die Kontaktfläche A_u ist in Abhängigkeit von der Umschließungsart und damit der Breite der Umschließung $b_{Bü}$ (Stahl $b_{Bü} = 70 \text{ mm}$ und CF-Gelege $b_{Bü} = 250 \text{ mm}$) unterschiedlich.

Für die Versuche in Abschnitt 3.3.2, in denen eine für alle Versuche konstante Kontaktfläche A_{AP} verwendet wird, muss der Anpressdruck F_{AP} über das Flächenverhältnis zwischen A_u und A_{AP} mit Gl. 3.1 umgerechnet werden.

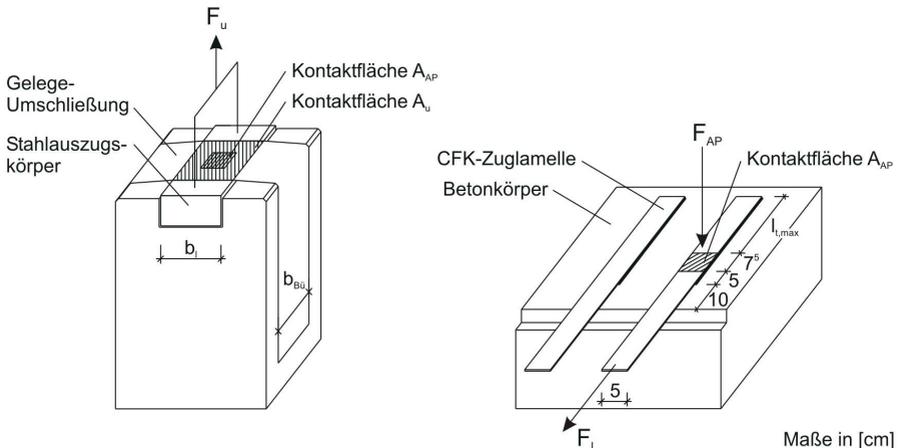


Bild 3.8: Darstellung der unterschiedlichen Kontaktflächen A_u und A_{AP}

Der Anpressdruck F_{AP} in den hier geschilderten Versuchen gilt für die konstante Kontaktfläche A_{AP} ($75 \times 50 \text{ mm}$). Es besteht folgender Zusammenhang zwischen der abhebenden Zugkraft F_u und dem Anpressdruck F_{AP} :

$$F_{AP} = \frac{A_{AP}}{A_u} \times F_u \quad [\text{kN}] \quad (3.1)$$

hierin ist:

A_{AP} = Kontaktfläche der Lasteinleitung mit der Lamelle ($50 \times 75 \text{ mm}$)

A_u = Kontaktfläche der Umschließung mit dem Stahlauszugskörper ($b_l \times b_{Bü}$)

b_l = Breite des Stahlauszugskörpers [mm]

$b_{Bü}$ = Breite des Umschließungsbügels [mm]

Über Gleichung 3.1 können die Kennlinien aus Abschnitt 3.3.1 auf die Kontaktfläche AAP bezogen und neu aufgestellt werden. Sie sind in Abschnitt 3.3.2.3 dargestellt.

3.3.2.3 Versuchsergebnisse

Die Bilder 3.9 bis Bild 3.10 zeigen mit durchgezogenen Linien die abhebende Zugkraft F_u , bezogen auf die Kontaktfläche A_{AP} über der Rissöffnung w bei den Versuchen Abschnitt 3.3.1 mit Stahlbügel-Umschließungen. Die gestrichelten Linien stellen den im Verbundversuch mittels Tellerfedern tatsächlich selbstinduzierten Anpressdruck F_{AP} dar. Im versuchsrelevanten Bereich zwischen 0,04 bis 0,2 mm ist eine gute Übereinstimmung beider Kurven erkennbar. Das Ende der gestrichelten Linie beschreibt dabei die maximale Rissöffnung w und damit auch die vollständige Lamellenentkopplung im Verbundversuch. In Bild 3.11 und Bild 3.12 ist derselbe Sachverhalt für Probekörper mit CF- Gelege- Umschließungen aufgeführt. Die versuchsrelevanten Rissöffnungen liegen hier zwischen 0,15 bis 0,8 mm.

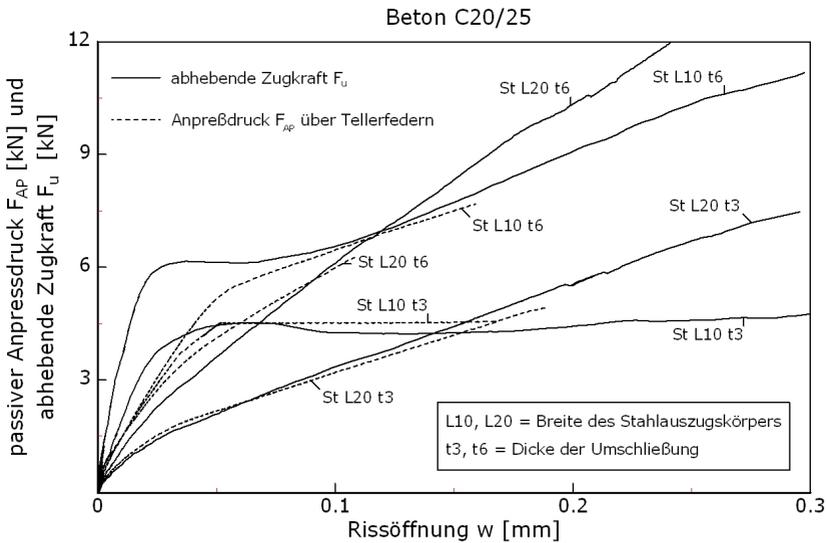


Bild 3.9: Im Verbundversuch für Beton C20/25 nachgeführte und tatsächliche Kennlinien für Stahlbügel- Umschließungen mit einer Bügeldicke $t_{Bü}=3$ mm und $t_{Bü}=6$ mm

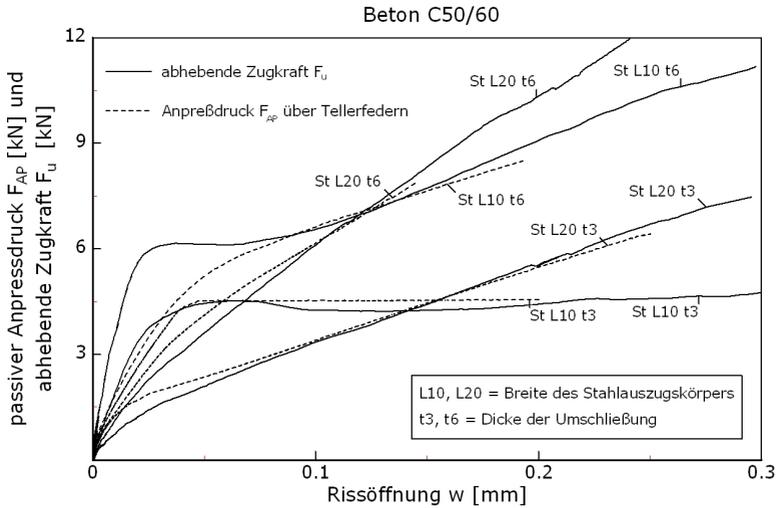


Bild 3.10: Im Verbundversuch für Beton C50/60 nachgeführte und tatsächliche Kennlinien für Stahlbügel- Umschließungen mit einer Bügeldicke $t_{Bü}=3$ mm und $t_{Bü}=6$ mm

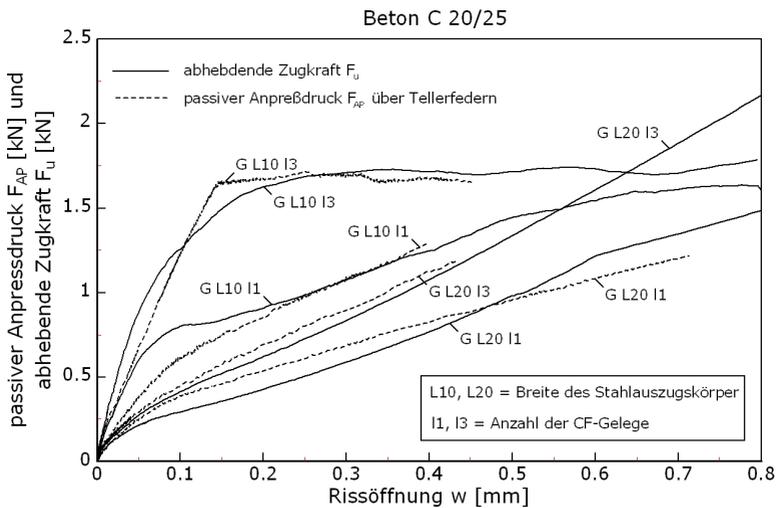


Bild 3.11: Die Verbundversuch für Beton C20/25 nachgeführte und tatsächliche Kennlinien für Gelege- Umschließungen mit einer Lagenanzahl $n_l=1$ und $n_l=3$

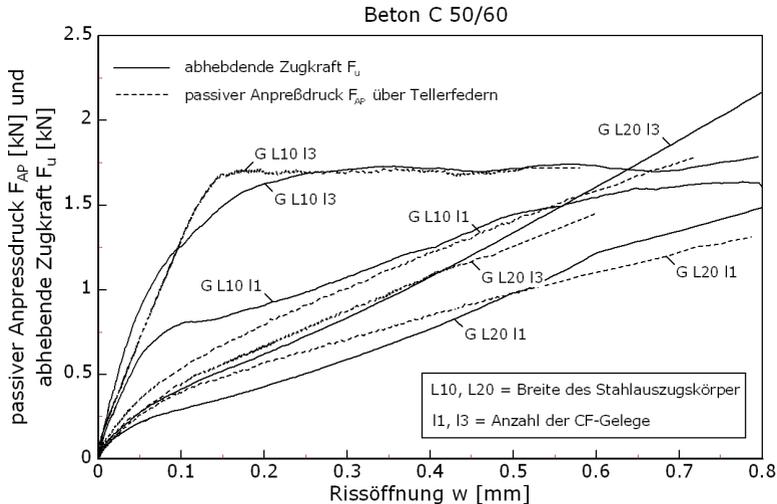
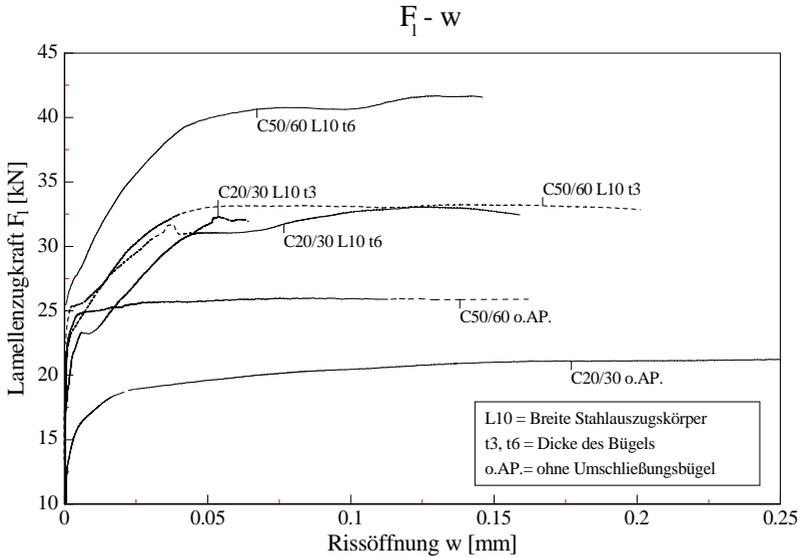
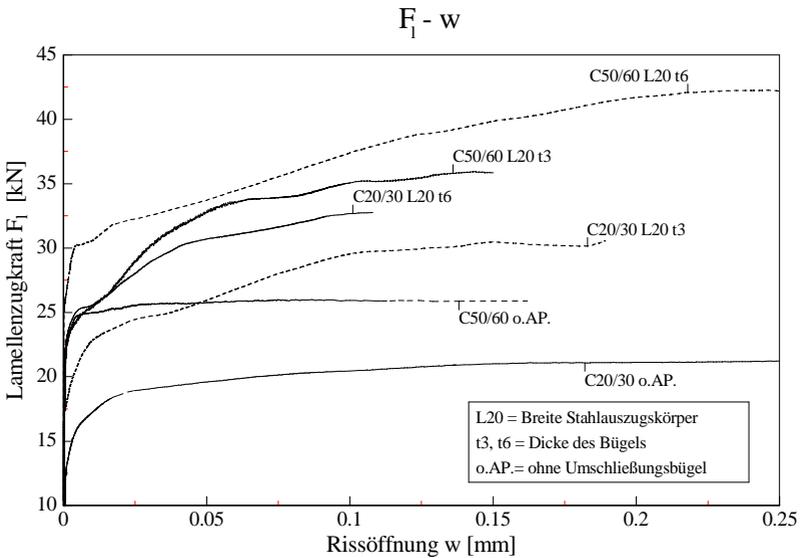
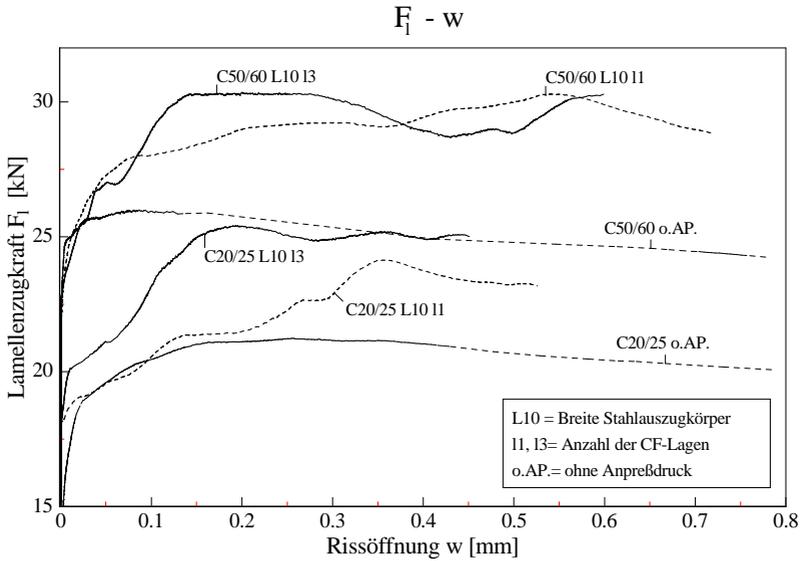
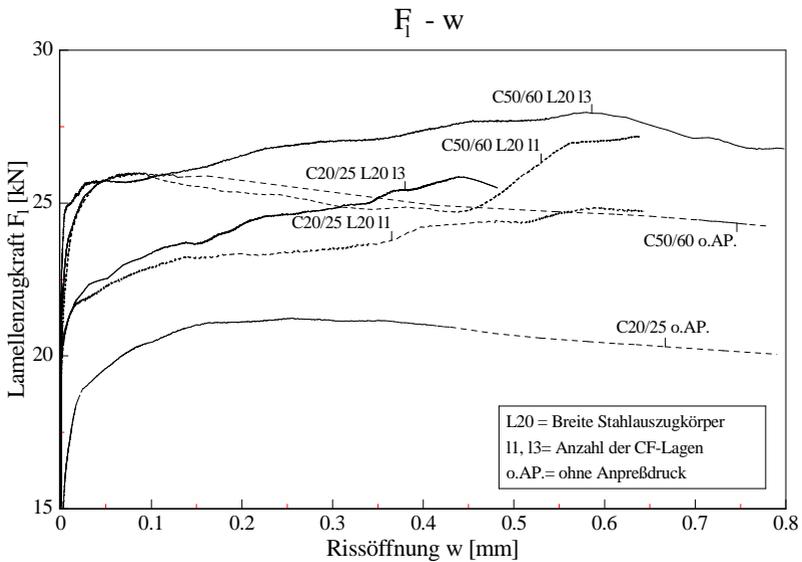


Bild 3.12: Die Verbundversuch für Beton C50/60 nachgefahrene und tatsächliche Kennlinien für Gelege- Umschließungen mit einer Lagenanzahl $n_l=1$ und $n_l=3$

Bei beiden Umschließungsarten (Stahl, CF-Gelege) macht sich in den Verbundversuchen der Einfluß der Oberflächenzugfestigkeit des Betons und damit die Betonqualität bemerkbar. Die Versuche mit der Betonqualität C50/60 führen zu größeren Rissöffnungen w , Bild 3.11 und Bild 3.12. Ebenso werden in den Verbundversuchen mit dem Beton C50/60 höhere Lamellenzugkräfte F_l , bei gleicher Steifigkeit der Umschließung ($n_l = 1$ oder 3 bzw. $t_{Bü} = 3$ oder 6) und gleicher Breite des Stahlauszugskörpers (L10 oder L20) erreicht, Bild 3.13 bis Bild 3.16. Zurückzuführen ist dies auf die höhere Verbundbruchkraft T_k bei den Versuchen mit Beton der Güte C50/60. Die Verbundbruchkraft T_k ist abhängig von der Oberflächenzugfestigkeit des Betons. In Bild 3.13 bis Bild 3.16 sind die im Versuch ermittelten Lamellenzugkräfte F_l den Rissöffnungen w gegenübergestellt.

Für alle Versuche gilt, dass bei größerer Steifigkeit der Umschließung (t_6 oder $n_l = 3$), besserer Betonqualität (C50/60) und einer geringeren Biegebeanspruchung in der Umschließung (L20) die aufnehmbare Lamellenzugkraft F_l wächst.

Bild 3.13: $F_1 - w$ - Beziehung für Verbundversuche mit den Stahlbügelkennlinien L10 t3 und L10 t6Bild 3.14: $F_1 - w$ - Beziehung für Verbundversuche mit den Stahlbügelkennlinien L20 t3 und L20 t6

Bild 3.15: $F_1 - w$ - Beziehung für Verbundversuche mit den Gelegekennlinien L10 II und L10 I3Bild 3.16: $F_1 - w$ - Beziehung für Verbundversuche mit den Gelegekennlinien L20 II und L20 I3

Tab. 3.12: Versuchsprogramm für Verbundversuche mit Stahl-Zuglaschen

Umschließungsart	Stahlbügel $b_{Bü} = 7,0$ cm				ohne	
	10 cm		20 cm		10 cm	20 cm
Breite der Stahl-Zuglasche b_l	10 cm		20 cm		10 cm	20 cm
Dicke des Umschließungsbügel	3 [mm]	6 [mm]	3 [mm]	6 [mm]	-	-
Versuche mit Beton C20/25	3	3	3	3	3	3

3.3.3.2 Versuchsaufbau / Versuchsdurchführung

Wie in Bild 3.17 gezeigt, ist die Länge der Probekörper l_{BK} abhängig von der Umschließungsart und setzt sich aus einer verbundfreien Vorlänge (10 cm), einer verklebten Länge der Lamelle mit dem Beton vor dem Umschließungsbügel (5 cm), der Breite des Umschließungsbügel $b_{Bü}$ sowie einer Restverbundlänge $l_{t,max}$ hinter der Umschließung zusammen. Dabei haben die Stahlbügel eine Breite von $b_{Bü} = 7$ cm, die CF- Gelege- Umschließungen von $b_{Bü} = 25$ cm. Hiermit ergeben sich Probekörperlängen für die Stahlbügelversuche von $l_{BK} = 55,0$ cm und für die mit CF-Gelege umschnürten von $l_{BK} = 75,0$ cm.

Ansonsten betragen die Probekörperabmessungen für die Stegbreite 25 cm und für die Steghöhe 35 cm, Bild 3.17. Bei den bisher durchgeführten Versuchen zur Charakterisierung des durch die Umschließung auf die Verbundfuge ausgeübten Zwanges (Bild 3.2), haben Messungen mit Dehnmessstreifen am Umschließungsbügel gezeigt, dass bei Lamellenentkopplung und dem damit verbundenen Aufbau des selbstinduzierten Anpressdrucks F_{AP} für die alleinige Krafteinleitung eine maximale Schenkellänge l_s der Umschließung von 20 cm erforderlich ist. Längere Bügelschenkel führen zu keiner verbesserten Krafteinleitung der Zugkräfte über den Umschließungsbügel in den Beton. Ein Großteil der Zugkräfte sowohl im Stahl- als auch Gelegebügel werden bereits über Umlenkkräfte im Knick von der Ober- zur Stegseite des Unterzuges in den Beton eingeleitet. Notwendig werden längere Bügelschenkel nur, sobald sie zur Aufnahme der Schubkräfte im Balkensteg herangezogen werden.

Bild 3.17 und Bild 3.18 zeigen den Verbundversuchsaufbau. Durch den aufgesetzten Klemmbock zur Krafteinleitung werden Zugversuche mit einschnittigem Rissufer an einem in sich kraftschlüssigen System durchgeführt.

In den Verbundversuchen werden folgende Messungen kontinuierlich aufgezeichnet:

- die Laschenzugkraft F_l über die Kraftmessdose
- die Verschiebung s , zwischen der verklebten Lamelle und dem Beton
- der Weg bzw. die Rissöffnung w , die vertikale Verschiebung der Lamelle zum Beton
- die Zugkraft im Umschließungsbügel über DMS
- die Zugkraft in der Lamelle über DMS vor der Verklebung am lastseitigen Ende, DMS auf der verklebten Lamelle vor der Bügelumschließung, DMS direkt hinter der Bügelumschließung und DMS kurz vor Ende der Lamelle

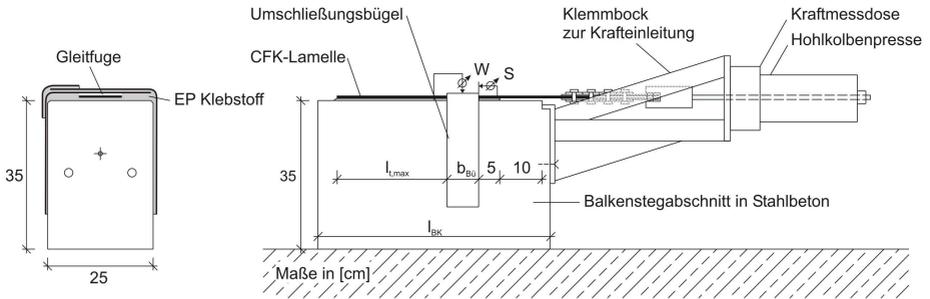


Bild 3.17: Systemskizze des Verbundversuchs mit realitätsnahen Umschließungen

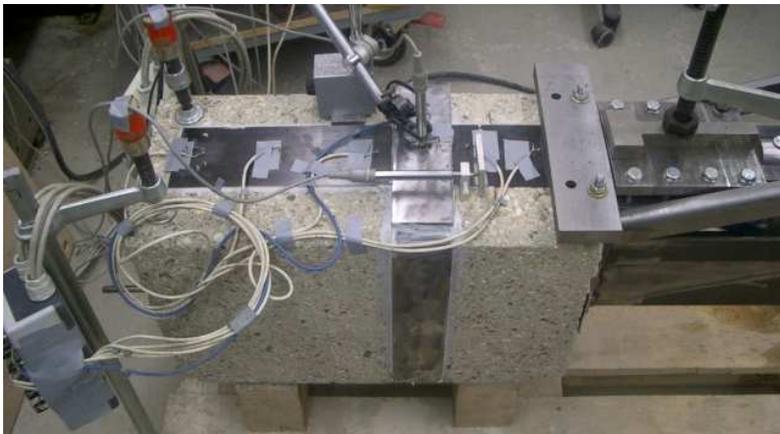


Bild 3.18: Versuchsaufbau im Verbundversuch

3.3.3.3 Versuchsergebnisse

In den Bildern 3.19 bis Bild 3.20 sind die Ergebnisse der Verbundversuche dargestellt. Die gestrichelten Linien zeigen die Lamellenzugkraft F_l bei entsprechender Rissöffnung w , wenn keine Umschließungen appliziert wurden. Bei diesen Versuchen wird die Lamellenzugkraft F_l ausschließlich über die Verbundtragfähigkeit der Lamelle, abhängig vom Lamellenquerschnitt und den Materialeigenschaften von Lamelle und Beton, bestimmt. Es ist ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen der zur Verfügung stehenden Verbundfläche, die über die Breite der Lamelle (L10 oder L20) bestimmt wird, und der Lamellenzugkraft F_l gegeben.

Es gilt:

$$2 \times F_{I,L10(w)} = F_{I,L20(w)} \quad (3.2)$$

Anhand der durchgezogenen Linien ist zu erkennen, dass nach Lamellenentkopplungsbeginn der durch die Umschließung selbstinduzierte Anpressdruck F_{AP} wirkt.

In allen Fällen bewirkt ein größerer Lamellenquerschnitt A_l und damit verbunden eine größere zur Verfügung stehende Verbundfläche höhere Lamellenzugkräfte F_l . Ebenso bringen die Versuche mit einer steiferen Umschließung durch den damit verbundenen größeren Anpressdruck F_{AP} bei ansonsten gleichen Randbedingungen höhere Lamellenzugkräfte F_l .

In Bild 3.19 sind die Ergebnisse der Verbundversuche mit CFK-Lamellen und Stahlbügel-Umschließungen zusammengestellt. Die maximalen Rissöffnungen bis zur vollständigen Lamellenentkopplung liegen bei $w \leq 0,6$ mm. Für größere Rissweiten konnte die Lamellenzugkraft nicht weiter gesteigert werden und vollständige Lamellenentkopplung hinter dem Umschließungsbügel führte zum Versagen. Die Traglaststeigerung ΔF_l der Lamellenzugkraft F_l für diese Stahlbügelumschließungen liegt bei 25 – 80 %.

Die Ergebnisse der Verbundversuche mit CFK-Lamellen und CF- Gelege- Umschließungen sind in Bild 3.20 dargestellt. Die versuchsrelevanten Rissöffnungen reichen maximal bis $w \leq 1,6$ mm. Die größeren Rissweiten im Vergleich zu den Stahlbügeln ($b_{Bü} = 70$ mm) sind auf die wesentlich biegeweichereren und breiteren Gelegeumschließungen ($b_{Bü} = 250$ mm) zurückzuführen. Die Traglaststeigerung ΔF_l für mit Gelege umschlossene CFK- Lamellen liegt bei diesen Versuchen zwischen 17 – 45%.

Bild 3.21 zeigt die Ergebnisse der Versuche mit einer 5 mm dicken Stahlasche und Stahlbügel-Umschließungen. Grundsätzlich liegt die Verbundbruchkraft (auch ohne Bügelumschließungen) bei den Versuchen wesentlich über denen der Versuche in Bild 3.19 und Bild 3.20. Dies ist mit dem größeren Laschenquerschnitt und den anderen Materialeigenschaften der Stahl- gegenüber CFK- Lamellen zu erklären. Die relevanten Rissöffnungen liegen bei $w \leq 0,5$ mm, ähnlich den Rissöffnungen in Bild 3.19. Die relativ steifen Stahlbügel rufen ein schlagartiges, sprödes Versagen hervor. Die Traglaststeigerung ΔF_l dieser Versuche liegt zwischen 10 – 40 %.

Die Ergebnisse der einzelnen Prüfungen sind dem Anhang 1 auf den Seiten A-1.6 bis A-1.11 zu entnehmen.

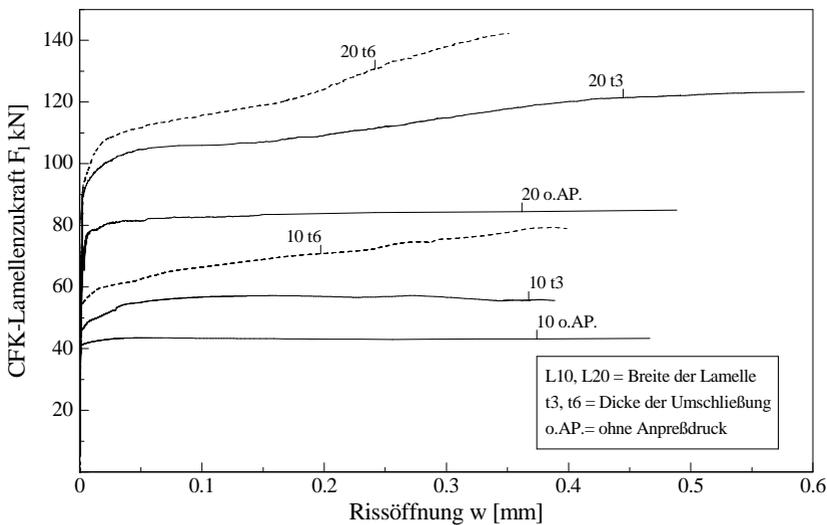


Bild 3.19: Verbundversuche mit CFK-Zuglamellen und Stahlbügel- Umschließungen

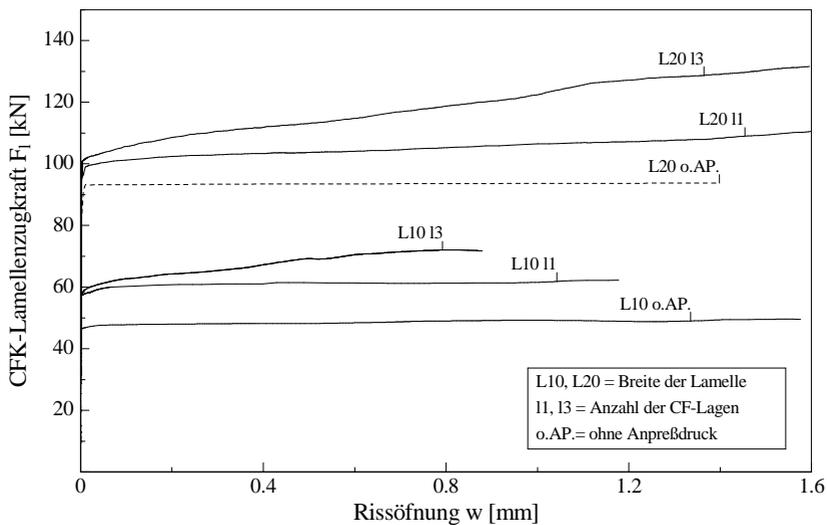


Bild 3.20: Verbundversuche mit CFK-Zuglamellen und CF- Geleget- Umschließungen

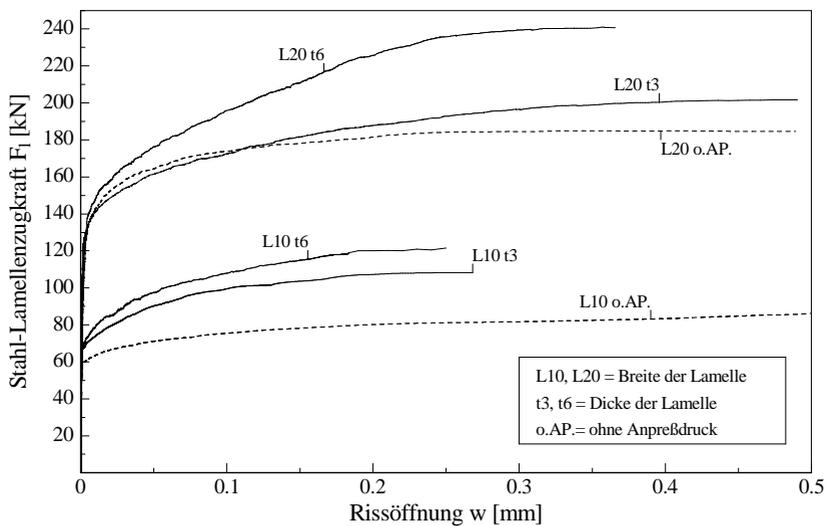


Bild 3.21: Verbundversuche mit Stahl-Zuglasche und Stahlbügel- Umschließungen

4 Kraftübertragung im Riss

4.1 Vorbemerkungen

Zur Berechnung der traglaststeigernden Wirkung von Umschließungen ist es nötig, die Reibung im Riss bei Lamellen- Entkopplung zu ermitteln. Es wird dabei angenommen, dass der Entkopplungsriss unterhalb der Umschließung immer im oberflächennahen Beton verläuft, da die Betonzugfestigkeit stets geringer als die Zugfestigkeit des Klebers ist.

Durch die Rissöffnungsbehinderung der Umschließungen werden im Betonriss Verzahnungskräfte (aggregate interlock) geweckt, die abhängig von der Rissöffnung w und der normal zur Rissebene wirkenden Normalspannung σ_N sind.

Die Rissverzahnung wurde in der Vergangenheit in umfangreichen Untersuchungen bei der Kraftübertragung von Schubrissen z.B. im Bereich des Endauflagers von Einfeldbalken oder von schubbeanspruchten Deckenplatten mit Stützenanschluss (Durchstanzen) erforscht. Zur Bestimmung der Schubspannung τ_r parallel zur Rissfuge und der Normalspannung σ_N senkrecht zum Riss spielt die Orientierung des Risses keine Rolle. Über die geometrischen Beziehungen kann jede einwirkende Spannung σ auf eine normal zum Riss stehende Normalspannung σ_N und eine parallel zum Riss wirkende Schubkraft τ_r umgerechnet werden. Damit sind die bestehenden Modelle, die die Schubkraft im Riss abhängig von der Normalspannung beschreiben, auch auf die Problematik der entkoppelten Lamelle unterhalb einer Umschließung anwendbar.

In Abschnitt 4.2 wird auf die Kornverzahnung und Spannungsverteilung innerhalb eines Schubrisses eingegangen. Es wird der Zusammenhang zwischen der Schubkrafttragfähigkeit im Riss und der wirkenden Normalspannung behandelt. Im weiteren wird die Affinität zur Spannungsverteilung im Riss unter einer entkoppelten Lamelle beleuchtet.

In Abschnitt 4.3 werden die bestehenden Modelle zur Beschreibung der Spannungsverteilung im Riss beschrieben.

Abschnitt 4.4 geht auf den für die weiteren Betrachtungen verwendeten Ansatz näher ein und führt die Bestimmungsgleichungen an, über die die Spannungsverteilung im Riss berechnet werden kann.

4.2 Beschreibung der Verbundbruchfuge

Die vorherigen Untersuchungen haben sich mit der Verbundbruchfuge befasst, wie sie z.B. beim Durchstanzen einer Deckenplatte im Stützenanschluss entsteht, siehe Bild 4.1. Es entwickelten sich geneigte Risse mit der Rissöffnung w . Über die Rissöffnung können Kräfte übertragen werden. Die Größe der übertragbaren Kräfte ist abhängig von der vorhandenen Rissverzahnung der beiden Rissufer. Kräfte werden über die Kontaktfläche zwischen dem Gesteinskorn und der Matrix des gegenüberliegenden Schnittrufers oder über die Kontaktfläche zwischen zwei Gesteinskörnern übertragen.

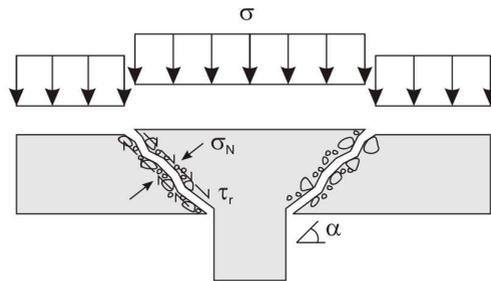


Bild 4.1: Schubbeanspruchte Deckenplatte im Bereich des Stützenanschlusses.

Bei der Lamellenentkopplung unterhalb des Umschließungsbügels verläuft der Entkopplungsriss im oberflächennahen Beton im allgemeinen entlang der Gesteinskörner durch die Zementmatrix. Die entstehende Rissfuge bei LEK (Bild 4.2) ist mit der von Schubrisen (Bild 4.1) vergleichbar. Zwar ist die Ursache für die Entstehung der Risse eine andere und der Riss besitzt auch nicht eine Rissneigung α zu den einwirkenden Kräften, die Spannungsverteilung senkrecht und parallel zur Fuge ist jedoch identisch. Die bekannten Modelle zur Beschreibung der Spannungen im Riss von schubbeanspruchten Bauteilen können deshalb auf die Rissfuge zwischen Lamelle und Beton unterhalb von Umschließungen angewendet werden.

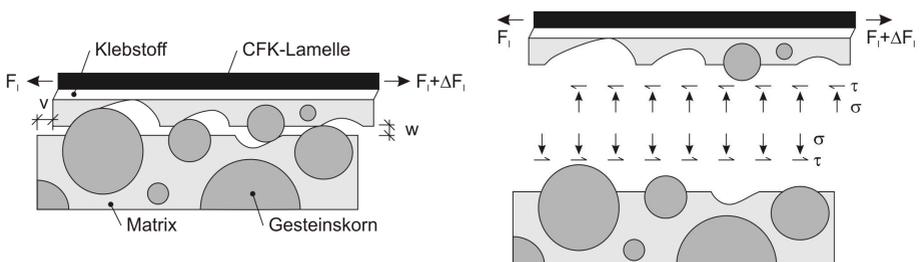


Bild 4.2: Spannungsverteilung im oberflächennahen Betonriss bei Lamellenentkopplung

4.3 Modelle zur Kraftübertragung im Riß

Zur Beschreibung der Kraftübertragung im Riss wurde bereits eine Vielzahl von Untersuchungen vorgenommen [7,13,14,15,17,18,24,26,31,50,63,69]. Im Vordergrund stand stets die Frage, wie groß die Kraftübertragung in einem Schubriss in Abhängigkeit von der Schubrissöffnung w ist bzw. bis zu welcher Rissöffnung überhaupt noch Kräfte übertragen werden können. Es ist bekannt, dass infolge ansteigender Reibung im Riss auch bei größer werdender Rissöffnung w eine Kraftübertragung möglich ist. Sie ist steigerbar, solange noch eine ausreichende Rissverzahnung gegeben ist; denn die Kraft kann nur an den Kontaktflächen der Gesteinskörner übertragen werden. Die Größe der übertragbaren Kräfte entspricht dem Integral der Spannungen über der Kontaktfläche.

Zur Berechnung der Rissverzahnungsspannungen wurden in der Vergangenheit unterschiedliche rechnerische Modelle entwickelt. Sie basieren auf Regressionsanalysen vorhandener Versuchsergebnisse, bei denen die Schubkrafttragfähigkeit τ_r parallel zur Rissebene, abhängig von der Normalkraft σ_N senkrecht zur Rissebene und der Rissöffnung w , dargestellt wird.

Die Rissfuge kann dabei mittels unterschiedlicher Modelle abgebildet werden. Die bekanntesten sind: das Modell der Wellenform nach Fardis / Buyukozturk [14], das Trapezmodell nach Gambarova und Bazant [7], das Zahnmodell nach Nissen [36] sowie das Kugelmodell nach Walraven [65,66,67].

Das Modell nach Fardis / Buyukozturk [14] beschreibt die Rissoberfläche über eine langwellige Wellenform. Durch unterschiedliche Längen der Wellenformen können die Verfasser die globale und lokale Rauigkeit des Risses mit dem sich einstellenden Kräftepaar im Riss darstellen, Bild 4.3.

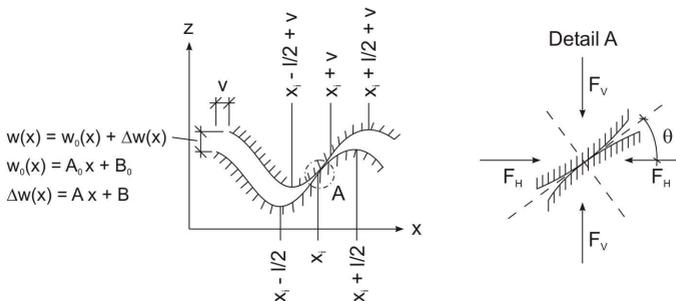


Bild 4.3: Globale Rissrauigkeit und Kraftaufteilung im Riss, [14]

Dabei wird von einer bei der Rissgleitung v konstant bleibenden Rissrauigkeit im Riss ausgegangen. In Abhängigkeit von der Gleitung v stellt sich über den gesamten Querschnitt eine konstante Rissöffnung w ein und bewirkt die Kraftresultierenden in horizontaler F_H - und vertikaler F_V -

Richtung. Der Anteil der Schubkraft F_H ergibt sich aus dem geometrischen Zusammenhang in Bild 4.3 gemäß Gl.4.1 nach [14] zu:

$$F_H = F_V \cdot \tan(\theta + \theta_\mu + \theta_{L(N)}) \quad (4.1)$$

mit

θ = Neigung der Welle am betrachteten Punkt x

θ_μ = Reibungswinkel zwischen Beton - Beton

$\theta_{L(N)}$ = Reibungswinkel zur Berücksichtigung des Zerstörungsgrades der lokalen Rauigkeit in Abhängigkeit von den Lastwechsel N

Gambarova und Bazant [7] haben das „Rough crack model“ formuliert, Bild 4.4. Darin bilden sie die raue Rissfuge trapezförmig ab und setzten voraus, dass die Beanspruchung in der Kontaktfläche zwischen den beiden Rissufern im wesentlichen von dem Verschiebungsfaktor r, dem Verhältnis von horizontaler Gleitung v zu vertikaler Rissöffnung w, abhängt.

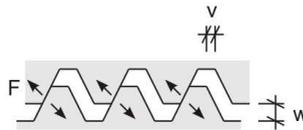


Bild 4.4: Trapezförmig ausgebildete Rissfuge nach dem „Rough crack model“, [7]

Mit Hilfe der Auswertung der Versuche von Paulay und Loeber [38], sowie Daschner und Kupfer [10] konnten Gambarova und Bazant unter der Annahme der Kornverteilung nach Fuller die folgenden Gleichungen zur Bestimmung der übertragbaren Schub- und Normal- Spannung ermitteln:

$$\tau = \tau_0 \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{2 \cdot w}{D_{\max}}} \right] \cdot r \cdot \frac{a_1 + a_2 |r|^3}{1 + a_2 \cdot r^4} \quad (4.2)$$

$$\sigma_N = -a_3 \cdot \sqrt{w} \cdot \frac{r \cdot \tau}{(1 + r^2)^{0,25}} \quad (4.3)$$

Darin beschreibt w die Rissöffnung, D_{\max} den Größtkorndurchmesser und $r = v/w$ das Verhältnis von Rissgleitung v zu Rissöffnung w. Die Schwäche dieses Modells sind die versuchstechnisch zu bestimmenden Konstanten a_1 , a_2 und a_3 . Nur über eine ausreichende Anzahl von Versuchsdaten sind die Konstanten für den verwendeten Beton bestimmbar. Sie hängen unmittelbar von der Betondruckfestigkeit ab. Sofern die Konstanten bestimmt sind, kann das „Rough crack model“ auch auf zyklische Beanspruchungen übertragen werden.

Nissen [36] beschreibt die Rissverzahnung in Betonbauteilen senkrecht und parallel zur Rissfläche in Abhängigkeit von der Rissuferverschiebung. Er stellt die Rissfläche als ein Struktur mit unendlich vielen, zufällig aufeinander folgenden Betonzähne dar. Die Größe der Zähne ist infolge der Sieblinie nicht einheitlich. Mittels einer Dichtefunktion berücksichtigt er die Größe und Häufigkeit der auftretenden Zähne. Die entsprechende Kontaktfläche, über die Kräfte übertragen werden können, ist die Fläche, an der sich bei zunehmender Verschiebung zwei Zähne berühren. Es wird davon ausgegangen, dass das Schiefenmaß η der Zähne konstant ist.

Zur Berechnung der Bruchspannungen und damit der maximal übertragbaren Kraft im Riss definiert Nissen zum einen die Bruchspannung eines Zahnes infolge Schrägbruch entlang der Geraden I-I in Bild 4.5 mit der Neigung γ bezogen auf die Rissebene und zum anderen die Bruchspannung eines Zahnes infolge von Kontaktbruch durch Überschreiten der Druckfestigkeit.

Bild 4.5 zeigt die Spannungsaufteilung auf der Schrägbruchfläche. Die Schub- bzw. Normalspannung entlang der Schrägbruchfläche wird geometrisch mit Gl. 4.4 und Gl. 4.5 beschrieben.

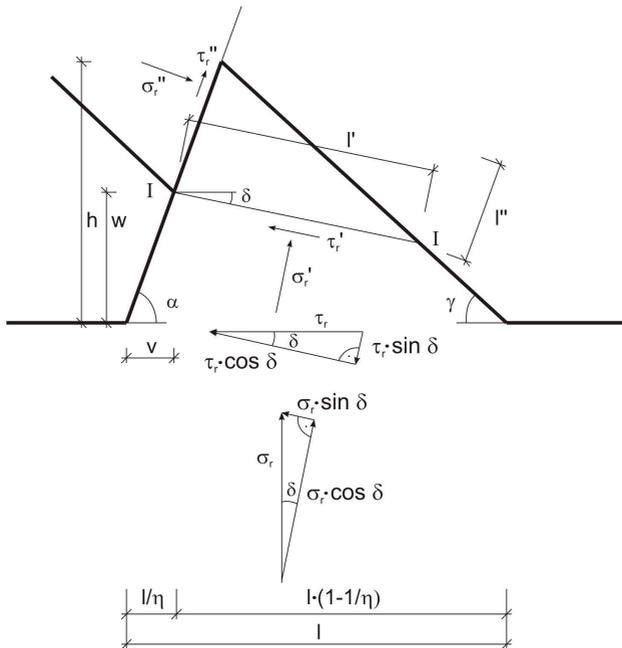


Bild 4.5: Spannungen eines Zahnes entlang der Schrägbruch- und Kontaktfläche, [36]

$$\tau_r' = \tau_r \cdot \frac{1}{l} (\cos \delta + k \cdot \sin \delta) \quad (4.4)$$

$$\sigma_r' = \tau_r \cdot \frac{1}{l} (-\sin \delta + k \cdot \cos \delta) \quad (4.5)$$

Die Bruchspannung eines Zahns bei Kontaktbruch lässt sich ebenfalls über den geometrischen Zusammenhang in Bild 4.5 berechnen. Das Versagen ist dabei auf Überschreiten der Betondruckfestigkeit zurückzuführen. Die Schub- und Normalspannungen auf der Kontaktfläche errechnen sich gemäß Gl. 4.6 und Gl.4.7.

$$\tau_r'' = \tau_r \cdot \frac{1}{l} \cdot \cos \alpha - \sigma_r \cdot \frac{1}{l} \sin \alpha \quad (4.6)$$

$$\sigma_r'' = \tau_r \cdot \frac{1}{l} \cdot \sin \alpha - \sigma_r \cdot \frac{1}{l} \cos \alpha \quad (4.7)$$

Über die Kopplung von mehreren Betonzähnen kann mit Gl. 4.4 bis Gl. 4.7 die übertragbare Schubkraft berechnet werden. Maßgebend für die Schubkraft ist die Größe und Form der Betonzähne. Sie wird bestimmt durch die Basislänge l , der Höhe h und dem Schiefmaß η . Entscheidend zur Berechnung der Schubkraft werden damit nur die geometrischen und materialspezifischen Parameter eines Rissufers. In der Theorie nach Nissen wird der Einfluß des Abstandes w beider Rissufer und damit die Kraftübertragung über den Verschiebungspfad erfasst. Danach können auch für Rissöffnungen w , die größer sind als die maximale Zahnhöhe, noch Kräfte übertragen werden können. Er führt dies auf einen Mahleffekt des Betongefüges im Riss zurück. Über die dann entstehenden Gefügetrümmen ist eine Kraftübertragung noch möglich.

Die vollständige Gleichung zur Berechnung der Rissspannungen für einen bestimmten Verschiebungszustand mit Kopplung mehrerer Betonzähne errechnet sich nach Nissen über folgendes Integral:

$$\tau_r(v, w) = \int_{l=0}^{l=f(h)} \int_{h=w}^{\infty} \Phi(h, l) \cdot \tau_{ru}(l, h, \frac{\sigma}{\tau}) \cdot \frac{\tau_r(l, h)}{\tau_{ru}(l, h)} \cdot (v, w) \cdot M2 \quad dh \quad dl \quad (4.8)$$

Die Berechnung der übertragbaren Schubspannung im Riss nach Gl.4.8 ist damit nur mit einem hohen rechnerischen Aufwand möglich und bietet kaum einen praktikablen Ansatz.

Walraven [65,67] verwendet zur Berechnung der Schubkraftübertragung in Rissen ein Kugelmodell. Die von der Zementmatrix umschlossenen Gesteinskörner werden als Kugeln unterschiedlicher Größe abgebildet.

Infolge der Verschiebung beider Rissufer und des damit verbundenen Kontakts zwischen den Gesteinskörnern kommt es zur Kraftübertragung im Riss. Die übertragbaren Kräfte werden dann maximal, wenn die Kontaktfläche a_x maximal ist, Bild 4.6. Vorausgesetzt wird eine konstante Rissöffnung w über den gesamten Rissquerschnitt sowie eine Rissentwicklung entlang der Gesteinskörner innerhalb der Matrix. Damit ist die Rissfläche eben und glatt und die Rauigkeit wird

nur durch die hervorstehenden Gesteinskörner bewirkt. Das Gesteinskorn als solches ist versagensmagebend. Um eine möglichst hohe Packungsdichte zu erreichen, sind die Gesteinskörner entsprechend der Kornverteilungsfunktion a_F nach Fuller abgestuft.

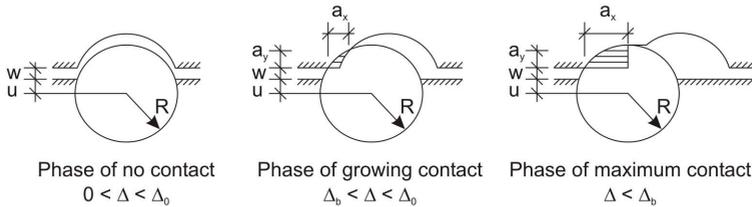


Bild 4.6: Kraftübertragung am Riß in Abhängigkeit von der Verschiebung, [65,67]

Die zur Kraftübertragung zur Verfügung stehende Fläche gemäß Bild 4.6 errechnet sich aus den einzelnen Kontaktflächen zwischen Gesteinskorn und Matrix nach [65,67] zu:

$$A_x = \sum a_x \quad (4.9)$$

$$A_y = \sum a_y \quad (4.10)$$

Damit stellt sich für einen Verschiebungszustand mit den Kontaktflächen A_x und A_y ein Kräftegleichgewicht zwischen den inneren und äußeren Kräften ein. Die Kräfte in x- und y- Richtung entsprechen der Schub- und Normal- Spannung und errechnen sich für ein Kontaktelement gemäß Bild 4.7 und Gl. 4.11 und Gl. 4.12 zu:

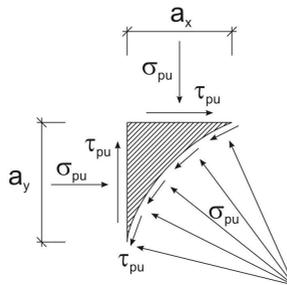


Bild 4.7: Spannungsverteilung am Kontaktelement zwischen Matrix und Gesteinskorn, [65,67]

$$F_x = \sigma_{pu} \cdot a_y - \tau_{pu} \cdot a_x \quad (4.11)$$

$$F_y = \sigma_{pu} \cdot a_x - \tau_{pu} \cdot a_y \quad (4.12)$$

Die Schubkraft- und Normalkraft- Resultierenden ergeben sich durch Integration der Kräfte nach Gl. 4.9 und Gl. 4.10 über die Kontaktfläche zu Gl. 4.13 und Gl. 4.14.

$$\sigma = \sigma_{pu} \cdot (A_x - \mu \cdot A_y) \quad (4.13)$$

$$\tau = \sigma_{pu} \cdot (A_y - \mu \cdot A_x) \quad (4.14)$$

Zur Vereinfachung der Gl. 4.13 und Gl. 4.14 entwickelt Walraven mittels Regressionsrechnungen ein vereinfachtes Modell zur Beschreibung der Kraftübertragung im Riss, abhängig von der Rissgleitung v und der Rissöffnung w . Die Übertragung von Schubspannungen ist nach Walraven dabei vornehmlich von der Rissöffnung w abhängig.

Eine wesentliche Schwäche des Modells nach Fardis / Buyukozturk ist die ausschließlich lokale Betrachtung der sich einstellenden Kräftepaare im Riss bei konstant bleibender Rissöffnung. Hier müsste noch über Integration der Kräfte an den Kontaktflächen im Riss die übertragbare Kraft bestimmt werden.

In dem Trapezmodell von Gambarova und Bazant wird von einer gleichbleibenden Trapezform ausgegangen. Unterschiede in der Ausbildung der Rissfläche aufgrund der unterschiedlichen Gesteinskörnung werden nicht erfasst. In diesem Ansatz bleiben zu viele Konstanten unbestimmt, die nur über einen sehr hohen versuchstechnischen Aufwand bestimmt und dann auch nur auf die im Versuch betrachteten Betone bezogen werden können.

Das Zahnmodell von Nissen berücksichtigt die unterschiedliche Kornverteilung im Beton über unterschiedlich große „Zähne“. Als Versagen beschreibt es den Schrägbruch durch den „Zahn“ sowie den Kontaktbruch infolge Druckversagen zwischen zwei „Zähnen“. Das Modell nach Nissen findet keine weitere Anwendung, da die Kraftübertragung nur über einen hohen rechnerischen Aufwand bestimmt werden kann.

Für die Berechnung der Kraftübertragung im Riss wird aus den hier vorgestellten Modellen das Modell nach Walraven weiterverfolgt. Der Ansatz des Kugelmodells berücksichtigt dabei eine unterschiedliche Größe der Gesteinskörnung und setzt voraus, dass nur an den Kontaktflächen der einzelnen Gesteinskörnern die Kräfte übertragen werden können. Über das vereinfachte Modell nach Walraven lässt sich die Kraftübertragung im Riss hinreichend genau abbilden. Es wird in seinen Grundzügen im folgenden Abschnitt beschrieben.

4.4 Berechnungsmodell von Walraven

In seinen Verbundversuchen hat Walraven [65,67] die Kraftübertragung im Riss in Abhängigkeit von der aufgetragenen Normalspannung σ_N , der Rissöffnung w , der Betondruckfestigkeit β_w sowie dem Größtkorndurchmesser D_{max} untersucht. Die gewählten Probekörper sind in Bild 4.8 dargestellt. Er unterscheidet dabei grundsätzlich in Probekörper mit Bewehrung über die Rissfuge hinweg, Bild 4.8 c, sowie in unbewehrte Probekörper mit externen Gewindestangen (Bild 4.8 a,b), über die die Normalspannung auf die Verbundfuge bei definierter Rissöffnung w aufgebracht werden kann. Dehnsteife Gewindestangen, die die versteifenden Stahlplatten fixieren, garantieren die definierte Rissöffnung w am Probekörper. Mit Wegaufnehmern am Riss konnte Walraven die horizontale Gleitung bei sich einstellender Rissöffnung w messen. Mit Hilfe dieser Versuche betrachtet er ausschließlich die Kraftübertragung im Riss. Bei den Versuchen mit einbetonierter Bewehrung berücksichtigt er zusätzlich die Dübelwirkung der einbetonierten Bewehrung im Riss, die hier im weiteren vernachlässigt wird.

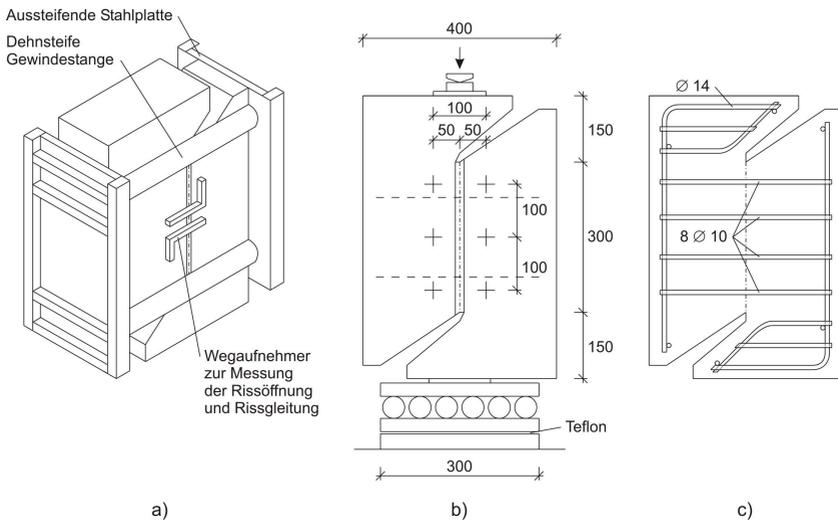


Bild 4.8: Verbundkörper ohne und mit einbetonierter Bewehrung zur Untersuchung der Kraftübertragung im Riss, abhängig von der Rissöffnung w und der Normalspannung σ_N , [65,67]

Mit Hilfe der Versuche konnte Walraven Diagramme aufstellen, die die Abhängigkeit zwischen der wirkenden Normalspannung σ_N sowie vorgegebener Rissöffnung w und Rissgleitung v definieren. Abhängig von der Rissgleitung v kann anschließend graphisch die übertragbare Schubspannung τ ermittelt werden. Die experimentell gewonnenen Diagramme in [67] unterscheiden sich durch die Betonqualitäten und Größtkorndurchmesser.

In Bild 4.9 ist die Beziehung zwischen der Normalspannung σ_N und der Schubspannung τ_r für unterschiedliche Rissöffnungen w und Größtkorndurchmesser D_{\max} dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Schubkrafttragfähigkeit τ_r im wesentlichen von der Rissöffnung w und damit von der Gleitung der beiden Rissufer bestimmt wird. Mit zunehmender Gleitung nimmt die Kontaktfläche zwischen den beiden Rissufern und damit die Schubkrafttragfähigkeit ab. Der Größtkorndurchmesser beeinflusst dagegen zu einem geringeren Anteil die Tragfähigkeit. Je größer das Korn wird, desto geringer ist die horizontale Verschiebung v bei gleichbleibender Rissöffnung w und Normalspannung σ_N . Die Kontaktfläche, über die die Kräfte übertragen werden können, bleibt somit für diesen stationären Zustand maximal und bewirkt höhere Schubspannungen τ_r als bei demselben Spannungs- und Verschiebungs- Zustand mit einem geringeren Größtkorndurchmesser D_{\max} .

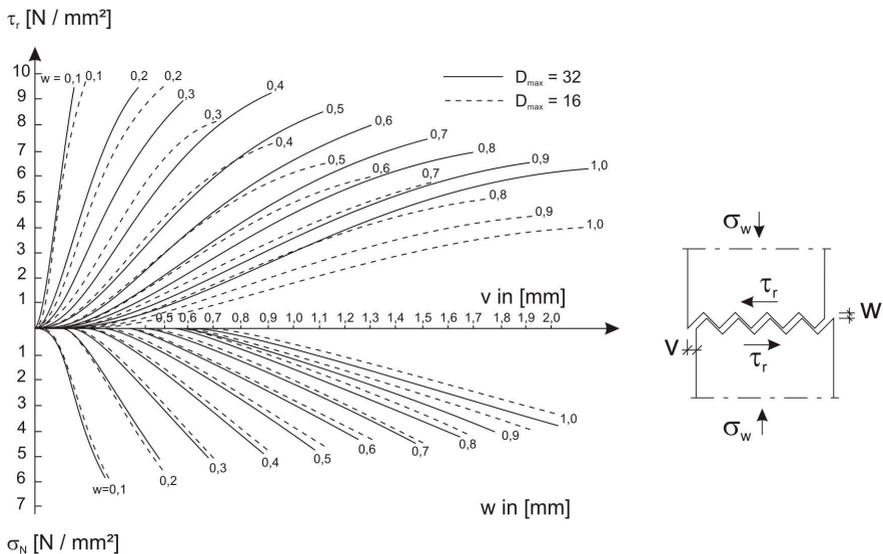


Bild 4.9: σ_N - τ_r - Beziehung in Abhängigkeit von unterschiedlichen Größtkorndurchmessern D_{\max} und Rissöffnungen w , [65,67]

Für die Berechnung der Schubspannungen τ_r und Normalspannungen σ_N in Abhängigkeit von der Rissöffnung w [mm], der Rissgleitung v [mm] sowie der Würfeldruckfestigkeit β_w [N/mm²] des Betons gibt Walraven die vereinfachten Gleichungen Gl. 4.15 und Gl. 4.16 an. Sie sind als Mittelwertfunktionen aus der Regressionsanalyse der Versuchsergebnisse abgeleitet.

$$\tau_r = -\frac{\beta_w}{30} + (1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,2) \cdot \beta_w) \cdot v \quad (4.15)$$

$$\sigma_N = -\frac{\beta_w}{20} + (1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot \beta_w) \cdot v \quad (4.16)$$

Für die weiteren Betrachtungen in Abschnitt 5 wird der Ansatz nach Walraven über die Gl. 4.15 und Gl. 4.16 verwendet. Durch Umstellen der Gl. 4.16 zur Verschiebung v und Einsetzen in Gl. 4.15 kann die übertragbare Schubkraft τ_r in Abhängigkeit von der Rissöffnung w und der Normalspannung σ_N ausgedrückt werden.

Es ist anzumerken, dass Walraven in den oben genannten Gleichungen stets davon ausgeht, dass der Riss entlang des Gesteinskorn durch die Matrix verläuft und niemals durch das Korn selbst. Für Leichtbeton, bei dem auch eine Rissausbildung durch das Gesteinskorn möglich ist, liefert Walraven in [67] weitere Bestimmungsgleichungen.

5 Ingenieurmodell zur Berechnung gesteigerter Verbundtragfähigkeit durch Umschließungen

5.1 Vorbemerkungen; Ziel der Berechnungen

Inhalt dieses Abschnittes ist die Aufstellung und Validierung eines Modells zur Berechnung der traglaststeigernden Wirkung von Umschließungsbügeln aus verschiedenen Materialien mit unterschiedlichen Steifigkeiten und Geometrien.

In Abschnitt 5.2 wird zunächst die Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ für Umschließungen aus Stahlbügeln bestimmt. Sie resultiert aus der Steifigkeit der einzelnen Stahlschenkel in Verbindung mit der Klebstofffuge. Über $EI_{S,comp,g}$ schließt die Berechnung der Rissöffnungsbehinderung, die dem passiven Anpressdruck entspricht, für unterschiedliche Bügeldicken und Lamellenbreiten an.

Abschnitt 5.3 befasst sich zum einen mit der Bestimmung des E-Moduls für Faserverbundquerschnitte und zum anderen mit der Bestimmung der Rissöffnungsbehinderung von CF- Gelege- Umschließungen. Dabei wird die Anzahl n_l der CF- Gelege und damit die Steifigkeit der Umschließung variiert.

In Abschnitt 5.4 wird der direkte Zusammenhang zwischen dem Anpressdruck F_{AP} auf den entkoppelten Lamellenquerschnitt und der Steigerung der Lamellenzugkraft F_l beschrieben. Die Berechnung erfolgt über bekannte Ansätze und eine vereinfachte Regressionsgleichung.

Im letzten Abschnitt 5.5 werden die in Abschnitt 5.2 bis Abschnitt 5.4 aufgestellten Algorithmen mit den Versuchsergebnissen verglichen. Dabei wird gezeigt, dass für die Berechnung der Traglaststeigerung infolge des selbstinduzierten Anpressdrucks mit der aufgestellten, vereinfachten Regressionsgleichung sehr gute Ergebnisse erzielt werden.

5.2 Berechnung der Behinderung der Verbundrissöffnung für Stahlbügel

Durch die Auslenkung w des Stahlauszugkörpers in den Versuchen gemäß Abschnitt 3.3.1 mit der abhebenden Kraft F_u wird der Umschließungsbügel auf Biegung beansprucht, vgl. Bild 5.1. Der Rissöffnung wirken dabei die Biegesteifigkeit des Umschließungsbügels und der Klebverbund des Bügels mit dem Beton entgegen. Zur Berechnung ist es erforderlich, die Biegesteifigkeit $EI_{S,comp}$ des Verbundquerschnitts aus Stahl und Kleber für die jeweilige Anzahl der Umschließungsbügel zu bestimmen. Da gemäß Bild 5.1 in Verbundbereich A zwei Stahlquerschnitte und in Verbundbereich B drei Stahlquerschnitte wirken, ist die Gesamtbiegesteifigkeit als Ersatzsteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ des Umschließungsbügels aus den unterschiedlichen Anzahlen von Bügelquerschnitten zu ermitteln.

5.2.1 Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{S,comp,g}$

Zunächst wird die Biegesteifigkeit der Bügelschenkel unter Berücksichtigung des Klebverbundes formuliert. Die composite Biegesteifigkeit $EI_{S,comp}$ setzt sich aus der Steifigkeit des Umschließungsbügels EI_S und der des Klebers EI_K je Verbundbereich zusammen. Es wird angenommen, dass zwischen den einzelnen Stahlbügeln über die Klebstoffuge ein starrer Verbund herrscht. Bei Lage der Schwerlinie in der Mitte des Gesamtquerschnittes ergibt sich die Biegesteifigkeit $EI_{S,comp}$ eines Verbundbereiches (A oder B) unter Berücksichtigung des Satzes von Steiner zu:

$$EI_{S,comp,i} = \sum E_S (I_S + A_S \cdot z_S^2) + \sum E_K (I_K + A_K \cdot z_K^2) \quad (5.1)$$

mit:

I_S = Trägheitsmoment eines Stahlbügels

A_S = Querschnittsfläche eines Stahlbügels

E_S = E- Modul des Stahlbügels

I_K = Trägheitsmoment der Klebstoffuge

A_K = Querschnittsfläche der Klebstoffuge

E_K = E- Modul des Klebstoffs

z_S = Abstand der Schwerlinie des Stahlquerschnitts zum Gesamtquerschnitt

z_K = Abstand der Schwerlinie des Klebstoffquerschnitts zum Gesamtquerschnitt

Bild 5.1 zeigt die Stahlumschließung im Auszugsversuch. Aufgrund des äußeren, gleichschenkligen Stahlwinkels, im weiteren Schlusswinkel genannt, wirken über die Länge l im Bereich B drei Stahlquerschnitte mit zwei Klebstoffugen im starren Verbund. Im Bereich A sind zwei Stahlquerschnitte mit einer Klebstoffuge angeordnet. Die unterschiedliche Anzahl von Stahlquerschnitten und Klebstoffugen für die Bereiche A und B ergeben die composite Biegesteifigkeiten, $EI_{S,comp,A}$ und $EI_{S,comp,B}$.

Für die weiteren Betrachtungen muss die Gesamtsteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ aus der composite Biegesteifigkeit $EI_{S,comp,A}$ und $EI_{S,comp,B}$ ermittelt werden.

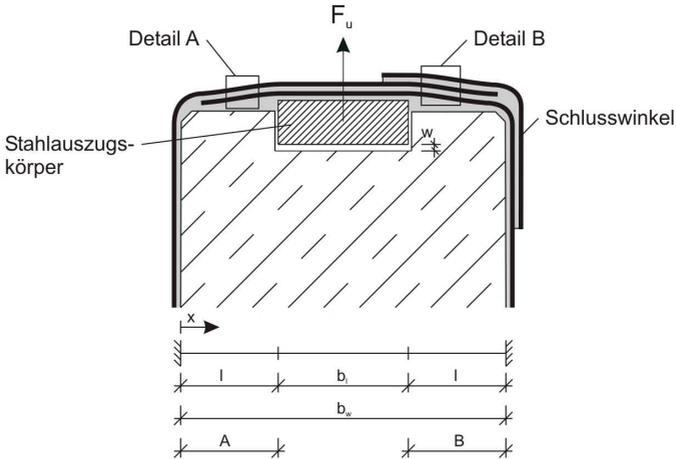


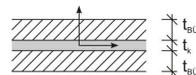
Bild 5.1: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Rissöffnungsbehinderung unterschiedlicher Umschließungsarten

Die Berechnung der Biegesteifigkeit im Bereich A führt über Gl. 5.2 zur Steifigkeit $EI_{S,comp,A}$. Die für die Berechnung zugrunde gelegte Schwerachse liegt dabei in Mitte des Gesamtquerschnitts, für Querschnitte mit 2 Stahlbügeln in Mitte der Klebstoffuge:

$$EI_{S,comp,A} = 2 \cdot E_S (I_S + A_S \cdot z_S^2) + EI_K \tag{5.2}$$

mit:

$$z_S = \frac{1}{2} t_{Bü} + \frac{1}{2} t_K$$



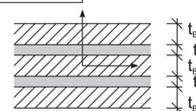
Für den Bereich B mit 3 Stahlbügelquerschnitten und 2 Klebstoffugen liegt die Schwerachse im Mittelpunkt des Stahlquerschnitts, $EI_{S,comp,B}$ folgt nach Gl. 5.3 zu:

$$EI_{S,comp,B} = 2 \cdot E_S (I_S + A_S \cdot z_S^2) + EI_S + 2 \cdot E_K (I_K + A_K \cdot z_K^2) \tag{5.3}$$

mit:

$$z_S = t_{Bü} + t_K$$

$$z_K = \frac{1}{2} t_{Bü} + \frac{1}{2} t_K$$



Gemäß Bild 5.1 wird der Stahlauszugskörper gleichmäßig ausgelenkt. Für die Rissöffnung w infolge der abhebenden Zugkraft F_u wird die Randbedingung $w(x=l) = w(x=l+b_bü)$ eingehalten. Zur

Bestimmung der Gesamtsteifigkeit wird das System in Bild 5.1 auf den beidseitig eingespannten Einfeldträger, der durch die Einzellast $2F$ belastet wird, reduziert Bild 5.2. Durch die Annahme der steif miteinander verklebten Stahlbügel ist auf der Länge b_1 , über dem Stahlauszugskörper, keine Krümmung des Bügels möglich und die Reduzierung der Gleichstreckenlast über die Länge b_1 zur resultierenden Einzellast $2F$ zulässig.

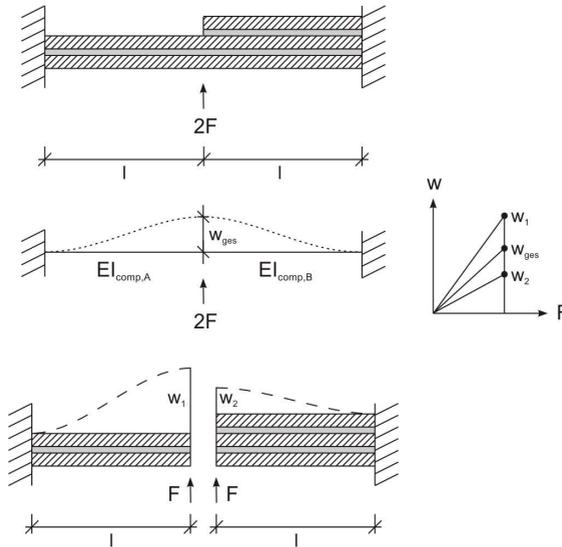


Bild 5.2: Ersatzsystem eines beidseitig eingespannten Einfeldträgers, ausgelenkt um w_{ges}

Aufgrund der unterschiedlichen Anzahl von Stahlbügelquerschnitten setzt sich die Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ des beidseitig eingespannten Einfeldträgers aus den Steifigkeiten $EI_{S,comp,A}$ und $EI_{S,comp,B}$ zusammen, Bild 5.2. In Systemmitte, am Punkt des Steifigkeitswechsels und dem Punkt des Lasteintrags, liegt keine Unstetigkeitsstelle vor und die Gesamtauslenkung entspricht w_{ges} .

Zur Berechnung der Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ wird zunächst der beidseitig eingespannte Biegebalken in zwei Kragarme mit den Systemlängen l , den Steifigkeiten $EI_{S,comp,A}$ und $EI_{S,comp,B}$ sowie der Belastung F je Kragarm aufgeteilt. Die Durchbiegungen der Kragarme sind infolge der Belastung F je nach Biegesteifigkeit unterschiedlich. Für den Kragarm mit der Steifigkeit $EI_{S,comp,A}$ stellt sich die Durchbiegung w_1 und für den Kragarm mit $EI_{S,comp,B}$ die Durchbiegung w_2 ein, Bild 5.2. Die Durchbiegung errechnet sich je Kragarm nach [52] zu:

$$w_1 = \frac{F \cdot l^3}{3 \cdot EI_{comp,A}} \quad w_2 = \frac{F \cdot l^3}{3 \cdot EI_{comp,B}} \quad (5.4)$$

Da bei dem beidseitig eingespannten Biegebalken die Durchbiegung w_{ges} in Balkenmitte gleich ist, wird die Gesamtdurchbiegung aus den Durchbiegungen der beiden Kragarme über Gl. 5.5 bestimmt:

$$w_{\text{ges}} = \frac{w_1 + w_2}{2} \quad (5.5)$$

Über Einsetzen der Gleichungen Gl. 5.4 in Gl. 5.5 errechnet sich bei unterschiedlicher Steifigkeit $EI_{S,\text{comp,A}}$ und $EI_{S,\text{comp,B}}$ die Gesamtverformung w_{ges} zu:

$$w_{\text{ges}} = \frac{F \cdot l^3}{6} \cdot \left(\frac{EI_{S,\text{comp,A}} + EI_{S,\text{comp,B}}}{EI_{S,\text{comp,A}} \cdot EI_{S,\text{comp,B}}} \right) \quad (5.6)$$

In Abhängigkeit zur Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{S,\text{comp,g}}$ kann die Gesamtverformung w_{ges} am Kragarm alternativ auch mit Gl. 5.7 berechnet werden.

$$w_{\text{ges}} = \frac{F \cdot l^3}{3 \cdot EI_{S,\text{comp,g}}} \quad (5.7)$$

Durch Gleichsetzen und Umformen der Gl. 5.6 und Gl. 5.7 wird die Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{S,\text{comp,g}}$ des Umschließungsbügels bei unterschiedlicher Steifigkeit der einzelnen Bügelabschnitte nach Gl. 5.8 bestimmt:

$$EI_{S,\text{comp,g}} = 2 \cdot \frac{EI_{S,\text{comp,A}} \cdot EI_{S,\text{comp,B}}}{EI_{S,\text{comp,A}} + EI_{S,\text{comp,B}}} \quad (5.8)$$

Die einzelnen, in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Geometrien der Stahlumschließungen, ermittelten Werte für die Bestimmung von $EI_{S,\text{comp,g}}$ sind dem Anhang A-2 zu entnehmen.

5.2.2 Berechnung der Rissöffnungsbehinderung

Der Rissöffnung infolge der abhebenden Zugkraft F_u wirkt der Klebverbund der Bügelschenkel und deren Biegesteifigkeit entgegen. Die Rissöffnungsbehinderung wurde in den Versuchen für die Verhältnisse von Lamellenbreite b_l (10; 20 cm) zu Unterzugsbreite b_w (25 cm) mit dem Verhältniswert $\alpha_b = b_l/b_w = 0,4$ bzw. $\alpha_b = 0,8$ untersucht. Für alle α_b -Werte zwischen $0,4 < \alpha_b < 0,8$ wird in den folgenden Abschnitten ein Berechnungsmodell vorgestellt. Für alle Werte von $\alpha_b < 0,4$ und $\alpha_b > 0,8$ ist keine versuchstechnisch abgesicherte Aussage möglich.

5.2.2.1 Einfluß der Oberflächenzugfestigkeit des Betons

Zur Berechnung der Rissöffnungsbehinderung durch die Stahlbügelumschließung kann diese als beidseitig eingespannter Balken der Länge l_i mit elastischer Bettung angenommen werden, Bild 5.3. Die Systemlänge $l_i = 2 \cdot l_1 + b_l$ ergibt sich aus der Verbundlänge beider Bügelschenkel. Die abhebende Zugkraft F_u greift als Gleichstreckenlast q_u über die Länge b_l an. Infolge q_u biegt sich der Balken und die Rissöffnung w stellt sich ein. Behindert wird die Rissöffnung durch die

Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ des Umschließungsbügels sowie durch die elastische Bettung des Balkens mit der Federkonstanten D .

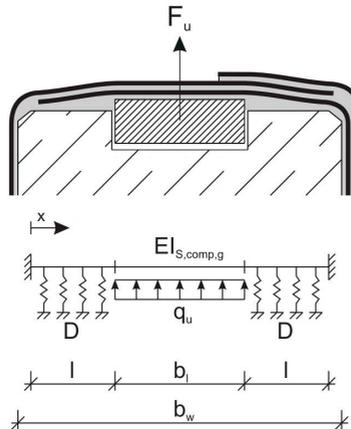


Bild 5.3: Statisches System des beidseitig eingespannten, elastisch gebetteten Balkens

Über die Länge b_l wird von einem intaktem Klebstoffverbund zwischen dem Stahlauszugskörper und dem Umschließungsbügel ausgegangen. Dadurch ist die Krümmung der Umschließung über b_l null. Aufgrund von Symmetriebedingungen kann das System auf zwei beidseitig eingespannte, einseitig vertikal verschiebliche, elastisch gebettete Balken reduziert werden, Bild 5.4. Bei angreifender Zugkraft $F_u/2$ werden die Zugfedern über die Länge l_1 in Abhängigkeit von der Biegesteifigkeit unterschiedlich beansprucht. Die aktivierten Federkräfte sind am lastseitigen Ende des Balkens am größten. Sie können maximal den Wert der Oberflächenzugfestigkeit f_{ct} des Betons annehmen, bevor sie sukzessive ausfallen. Das eintretende Versagen über die Länge l_1 liegt dabei im oberflächennahen Beton.

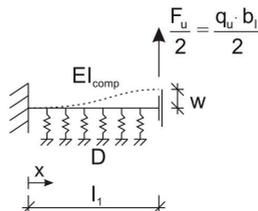


Bild 5.4: Reduziertes System des elastisch gebetteten Balkens

Aufgrund der geringen Zugfestigkeit des Betons muss für die weiteren Betrachtungen der Einfluß der aktivierbaren Federkräfte in Bezug auf die Rissöffnungsbehinderung untersucht werden. Je höher die Anzahl der anrechenbaren Zugfedern über die Länge l_1 ist, desto geringer werden die

einzelnen Federkräfte F_F und die auslenkende Kraft F_U erreicht ihren Maximalwert. Bei einer angenommenen Verteilung von 20 Federn über l_1 (55 mm) mit den angegebenen Querschnittswerten aus Abschnitt 3.3.1, einer Breite der Umschließung $b_{Bu} = 70$ mm und einer Umschließungsbügeldicke von $t_{Bu} = 3$ mm beträgt die theoretische Einwirkungsfläche je Feder $A_F = 206,25 \text{ mm}^2$. Mit der Oberflächenzugfestigkeit des Betons von $f_{ct} = 1,5 \text{ N/mm}^2$ tritt Zugversagen und Ausfall der Einzelfeder bei einer Federkraft $F_F = 309,4 \text{ N}$ ein.

Zur Bestimmung der Federkonstanten muss im Beton die Kantenlänge der repräsentativen Volumeneinheit d_{RVE} festgelegt werden. Es ist die Kantenlänge bzw. Einwirkungstiefe des auf Zug beanspruchten Betons bis zum Erreichen der Oberflächenzugfestigkeit. Nach [6,31] wird die Kantenlänge d_{RVE} mit dem 2,5 bis 3 – fachen des Größtkorndurchmessers angenommen. Bei einem in den Versuchen verwendeten Größtkorn $D_{max} = 16$ mm entspricht die einwirkende Dehnungstiefe 40 mm. Über die Grenzdehnung des Betons von max. $\epsilon_{cu} = 0,15 \text{ ‰}$ nach [49,50] resultiert daraus die Längenänderung bis zum Versagen des Betons von $\Delta l = 0,006 \text{ mm}$.

Die Federkonstante D errechnet sich aus dem Quotienten der max. Zugkraft in der Feder F_F und der Längenänderung Δl mit:

$$D = \frac{F_F}{\Delta l} = \frac{309,4}{0,006} = 51.566 \text{ kN/mm} \quad (5.9)$$

Bei dem stat. System gemäß Bild 5.4 fallen die Federn bei einer abhebenden Zugkraft von $F_U/2 = 1,8 \text{ kN}$ sukzessive aus. Wie Bild 5.8 zeigt, ergibt sich für die Stahlbügelumschließung mit der geringsten Steifigkeit St L10 t3 bei einer abhebenden Zugkraft $F_U = 3,6 \text{ kN}$ eine maximale Rissöffnung von $w < 0,02 \text{ mm}$. Diese maximale Rissöffnung liegt bezogen auf die Ausbildung des passiven, selbstinduzierten Anpressdrucks nicht im versuchsrelevanten Bereich. Erst Rissöffnungen von $w > 0,05 \text{ mm}$ führen zur stetigen Steigerung der Lamellenzugkraft F_l infolge des Anpressdrucks, Bild 5.24 und Bild 5.25. Aufgrund dieses geringen Einflusses auf die Steigerung der Lamellenzugkraft wird die Oberflächenzugfestigkeit im weiteren vernachlässigt.

5.2.2.2 Differenzialgleichung der Biegelinie

Die Berechnung des in Bild 5.3 dargestellten Balkens erfolgt unter Vernachlässigung der elastischen Bettung nach Abschnitt 5.2.2.1, über die Differenzialgleichung der Biegelinie. Mittels der DGL kann die Durchbiegung in Balkenmitte und damit die Rissöffnung w bestimmt werden. Dies trifft auch auf das reduzierte System in Bild 5.4 zu, bei dem über die DGL die Auflagerverschiebung an der Stelle $x = l_1$ bestimmt wird.

Die DGL für den auf Biegung beanspruchten Balken lautet, abhängig von der Belastungsfunktion $q(x)$:

$$EI \cdot w^{IV} = q(x) \quad (5.10)$$

Über vierfache Integration der Belastungsfunktion $q(x)$ wird die Durchbiegung w in Balkenmitte bestimmt, Gl. 5.11. Die Integrationskonstanten C_1 , C_2 , C_3 und C_4 sind in Abhängigkeit von ihren Randbedingungen und Auflagerreaktionen für die verschiedenen Systeme in Abschnitt 5.2.2.3 und Abschnitt 5.2.2.4 unterschiedlich und müssen für das einzelne System bestimmt werden. Durch die Ableitungen der Gl. 5.11 können die Querkraft (w^{III}), das Moment (w^{II}) sowie der Verdrehungswinkel (w^I) an der Stelle x bestimmt werden. Die allgemeine Gleichung für den Biegebalken lautet, abhängig von der Durchbiegung w :

$$EI \cdot w = \iiint \int \left[q(x) + C_1 \cdot \frac{x^3}{6} + C_2 \cdot \frac{x^2}{2} + C_3 \cdot x + C_4 \right] \cdot d^4x \quad (5.11)$$

Nach Integration ergibt sich die Gleichung:

$$w(x) = \frac{1}{EI} \left(q \cdot \frac{x^4}{24} + C_1 \cdot \frac{x^3}{6} + C_2 \cdot \frac{x^2}{2} + C_3 \cdot x + C_4 \right) \quad (5.12)$$

Gl. 5.12 bildet die Grundlage für die Berechnung der Durchbiegung bzw. Auflagerverschiebung und Rissöffnung w für die nachfolgenden Systeme. Die Bestimmung der Integrationskonstanten ist an dieser Stelle nicht erforderlich, da die spezielle Lösung der Gl. 5.12 in Abhängigkeit von den Randbedingungen der statischen Systeme gemäß Bild 5.6, Bild 5.7 sowie Bild 5.10 und Bild 5.11 erfolgt und bereits gelöst ist.

5.2.2.3 Rissöffnungsbehinderung für das Verhältnis $\alpha_b = b_l/b_w = 0,4$

Die in den Versuchen festgestellte Rissöffnungsbehinderung infolge der Bügelumschließung für Stahlauszugkörperbreiten von 100 mm (L10) und Bügeldicken t_{Bu} von je 3 - 6 mm kann mit einem bilinearen Ansatz abgebildet werden, Bild 5.8. Die Änderung der Steigung der Ursprungsgeraden wird durch den Schnittpunkt mit der Grenzgeraden vorgegeben. Gl. 5.13 beschreibt die Grenzgerade abhängig von der Rissöffnung w .

$$\text{grenz } F_u(w) = 11.000 \cdot \left(1 - \frac{w}{0,1}\right) \quad (5.13)$$

mit:

w = Rissöffnung [mm]

grenz $F_u(w)$ = abhebende Zugkraft F_u [N]

Die Gleichung der Grenzgeraden trifft für alle Stahlbügelumschließungen unabhängig von der Bügeldicke t_{Bu} und dem α_b - Wert zu. Sie definiert die Stelle der Steigungsänderung der Ursprungsgeraden und teilt den Kurvenverlauf in 2 Bereiche. Die für die Berechnung verwendeten Parameter sind im Anhang A-2 angeführt. Den Berechnungen der F_u - w - Beziehung liegt die Gl. 5.12 nach Bestimmung der Integrationskonstanten C_1 , C_2 , C_3 und C_4 zugrunde.

Gemäß Bild 5.6 wird für den Bereich 1 das Gesamtsystem auf den beidseitig eingespannten und einseitig vertikal verschieblichen Balken mit der Länge l_1 reduziert. Infolge der abhebenden Zugkraft F_u wird der Umschließungsbügel im Bereich 1 über die Länge $b_l + 2 \cdot l_1$, gemäß Bild 5.3 ausschließlich auf Biegung beansprucht. Die Ergebnisse der Messungen an den DMS auf dem Umschließungsbügel zeigen in Bild 5.5 exemplarisch für die Versuche St L10 t3 die Beanspruchung im Umschließungsbügel. Bei allen Versuchen mit einer Auszugkörperbreite von $L10 = 10$ cm werden qualitativ die gleichen Dehnungsverteilungen im Umschließungsbügel, unabhängig von der Dicke t_{Bu} der Stahlbügel, beobachtet.

Für den hier betrachteten Versuch mit der experimentell gewonnenen F_u - w - Beziehung in Bild 5.8 ist zu erkennen, dass bei einer abhebenden Zugkraft $F_u \geq 6,0$ kN ein Systemwechsel vorliegen muss. Die Dehnungsmessungen der DMS 1 - 4 gemäß Bild 5.5 ergeben bis zu diesem Punkt entweder null oder stetig steigend. So weist DMS 1 eine stetige Dehnungszunahme auf. Er ist, bezogen auf den Umschließungsbügel, in Systemmitte angeordnet und wird an dieser Stelle beidseitig auf Zug beansprucht. An DMS 2 ist dagegen eine negative Dehnung messbar. Der DMS misst die an der Oberfläche des Umschließungsbügels auftretende negative Dehnung im Bereich der Druckzone des biegebeanspruchten Umschließungsbügels. Über die DMS 3 und DMS 4 wurde bis $F_u = 6$ kN nahezu keine Dehnung gemessen. Damit ist die Annahme des beidseitig eingespannten Balkens im Bereich 1 zulässig.

Gemäß Bild 5.8 konnte für abhebende Zugkräfte $F_u > 6$ kN experimentell eine Änderung im statischen System beobachtet werden. Dieser Systemwechsel von Bereich 1 in den Bereich 2 ist mit

den Messungen an den DMS 1 - 4 zu erklären. An allen DMS ist eine Dehnungszunahme positiv wie auch negativ feststellbar. Das System ändert sich zu einem beidseitig gelenkig gelagerten Biegebalken, belastet durch zwei Einzellasten. Infolge des Versagens der Klebschicht über dem Auszugskörper ist aufgrund der Biegebeanspruchung im Umschließungsbügel im Bereich 2 die abhebende Zugkraft durch zwei Einzellasten, die an den jeweiligen Enden des Auszugskörper in den Umschließungsbügel eingeleitet werden, abgebildet. An DMS 1 ist damit eine reine Biegebeanspruchung, die im Bereich 2 deutlich zunimmt, messbar. Aufgrund des Systemwechsels wird aus der Druckbeanspruchung an der Stelle des DMS 2 ebenfalls eine Biegebeanspruchung. Durch die Gelenkbildung an beiden Auflagern und die Auslenkung des Stahlauszugskörpers wird an DMS 3 eine negative Dehnung gemessen. Der Umschließungsbügel erfährt an dieser Stelle eine Verdrehung im Gelenk, die durch die Druckbeanspruchung im Umschließungsbügel verbunden mit negativen Dehnung am DMS 3 festgestellt wird. Die Dehnungszunahme an DMS 4 ist mit einer geringen Zugbeanspruchung im Umschließungsbügel an den Stegseiten zu erklären. Grundsätzlich wird im Bereich 2 der Umschließungsbügel als Zugband beansprucht.

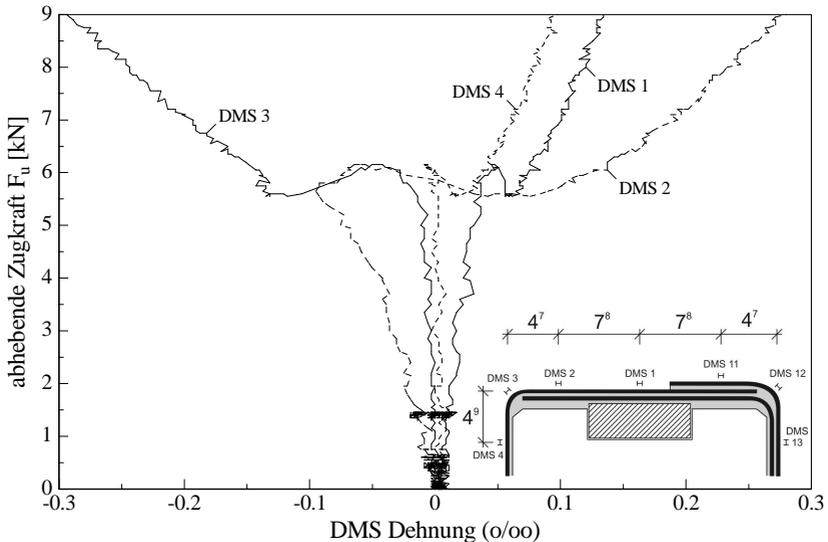


Bild 5.5: Dehnungsverteilung im Umschließungsbügel für St L10 t3

Berechnung der Bereiche 1 und 2

$$\text{Bereich 1} \quad \left(1 - \frac{w}{0,1}\right) - \left(\frac{F_u}{11.000}\right) \leq 0 \quad (5.14)$$

Die Auflagerverschiebung und damit die Rissöffnung w an der Stelle $x = l_1$ wird in Abhängigkeit von der abhebenden Zugkraft $F_{u,1}$ über das statisch bestimmte System in Bild 5.6 bei Einhaltung der Bedingung in Gl. 5.14 berechnet. Die Länge l_1 beschreibt die Länge, auf der beide Bügelschenkel zwischen dem Stahlauszugskörper und der Stegaußenseite des Balkens wirken.

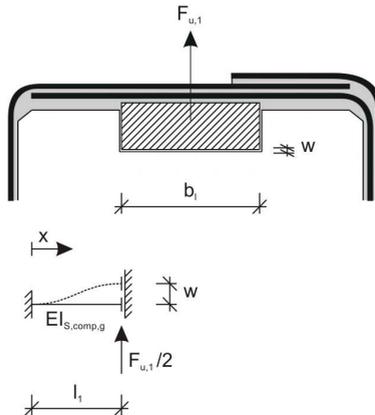


Bild 5.6: Reduziertes statisches System im Bereich 1, für $\alpha_b = 0,4$

Bei der Berechnung wird die Dehnung des Klebstoffs zwischen den beiden Umschließungsbügeln vernachlässigt und die Bügel als starr miteinander verbunden angenommen. Die Bestimmung der abhebenden Zugkraft $F_{u,1}$ an der Stelle ($x = l_1$) erfolgt in Abhängigkeit zur Auflagerverschiebung über Gl. 5.15:

$$F_{u,1}(w) = \frac{2 \cdot 12 \cdot EI_{s,comp,g}}{l_1^3} \cdot w \quad (5.15)$$

Die berechneten und experimentell gewonnen Ergebnisse werden in Bild 5.8 miteinander verglichen.

Bereich 2
$$\left(1 - \frac{w}{0,1}\right) - \left(\frac{F_u}{11.000}\right) \geq 0 \tag{5.16}$$

Über den gelenkig gelagerten Einfeldbalken mit 2 Einzellasten wird die abhebende Zugkraft $F_{u,2}$ im Bereich 2 in Abhängigkeit zur Rissöffnung w bestimmt, Bild 5.7. In Summe ergeben die Einzellasten $F_{u,2}/2$ die Gesamtlast $F_{u,2}$. Im Gegensatz zum Bereich 1 bilden sich an den Stellen $x = 0$ und $x = 2 \cdot l_1 + b_1$ Fließgelenke aus, die zu einer „Verweichung“ des Systems und damit zu einer Abnahme der Steigung der Geraden im Bereich 2 führen, Bild 5.8.

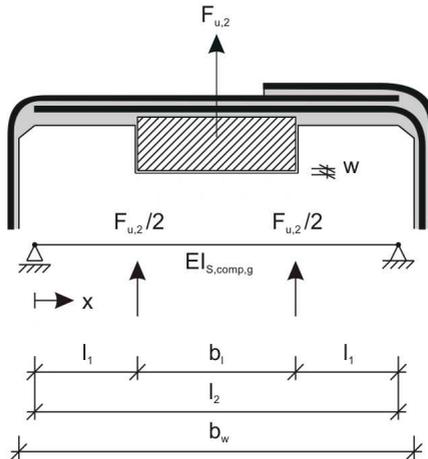


Bild 5.7: Reduziertes statisch bestimmtes System für den Bereich 2, für $\alpha_b = 0,4$

Die Steigung der Geraden, die die abhebende Zugkraft $F_{u,2}$ in Abhängigkeit zur Rissöffnung w , bei Einhaltung der Bedingung in Gl. 5.16 beschreibt, berechnet sich über Gl. 5.17:

$$F_{u,2}(w) = \frac{2 \cdot 24 \cdot EI_{s,comp,g}}{(3 \cdot \alpha - 4 \cdot \alpha^3) \cdot l_2^3} \cdot w \quad \alpha = \frac{l_1}{l_2} \tag{5.17}$$

Die Gesamtrissöffnungsbehinderung für den Bereich 2 unter Berücksichtigung der Grenzgeraden wird über Gl. 5.18 berechnet. Die Rissöffnung w_1 entspricht der Rissöffnung, die sich beim Schnittpunkt der Grenzgeraden nach Gl. 5.16 mit der Ursprungsgerade nach Gl. 5.15 in Bild 5.8 einstellt.

$$F_{u,2}(w) = \frac{2 \cdot 24 \cdot EI_{s,comp,g}}{(3 \cdot \alpha - 4 \cdot \alpha^3) \cdot l_2^3} \cdot w_1 + \frac{26.400 \cdot EI_{s,comp,g}}{11.000 \cdot l_1^3 + 2,4 \cdot EI_{s,comp,g}} \tag{5.18}$$

mit:

$$w_1 = w - \left(1 - \frac{EI_{s,comp,g}}{4.583 \cdot l_1^3 + EI_{s,comp,g}} \right) \cdot 0,1$$

Bild 5.8 zeigt die berechneten und experimentell ermittelten Ergebnisse sowie die Bereiche 1 und 2. Die der Rechnung zugrunde gelegten Parameter sind dem Anhang A-2 zu entnehmen.

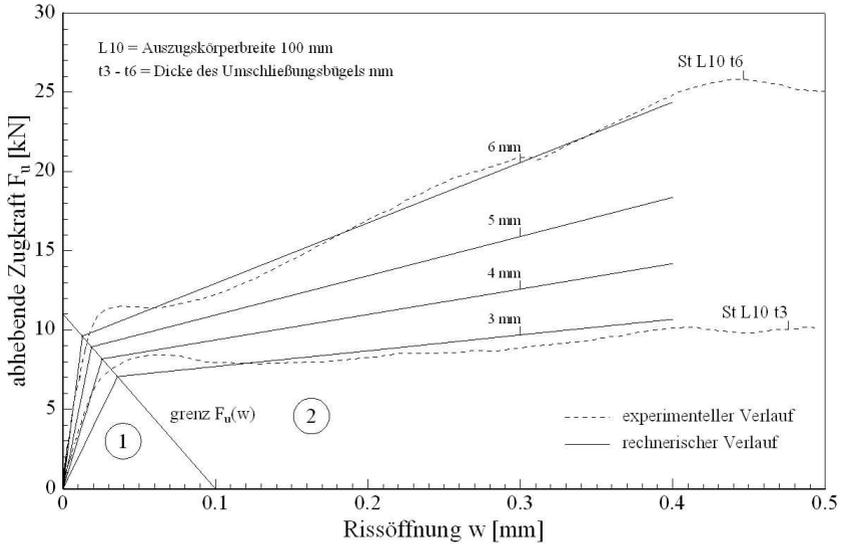


Bild 5.8: Gegenüberstellung des berechneten und experimentell gewonnen Zusammenhanges zwischen F_u und w für $\alpha_b = 0,4$ bei unterschiedlichen Bügeldicken

5.2.2.4 Rissöffnungsbehinderung für das Verhältnis $\alpha_b = b_l/b_w = 0,8$

Die abhebende Zugkraft $F_{u,3}$ wird in Abhängigkeit zur Rissöffnung w für Stahlauszugkörperbreiten von 200 mm (L20) analog zu Abschnitt 5.2.2.3 mit einem bilinearen Verlauf dargestellt, Bild 5.12. Auch hier teilt die Grenzgerade über Gl. 5.12 bzw. Gl. 5.19 den Bereich 1 und Bereich 2 voneinander. Der Schnittpunkt der Grenzgeraden mit den Ursprungsgeraden bestimmt den Punkt der Steigungsänderung. Bei der Berechnung der abhebenden Zugkraft F_u wird über dem Stahlauszugkörper von einem intakten Verbund zwischen dem Umschließungsbügel und dem Stahlauszugkörper ausgegangen.

Wie Bild 5.12 zeigt, teilt die Grenzgerade die Bereiche 1 und 2, über die die statischen Systeme bestimmt werden, voneinander. Für den Versuch St L20 t3 ändert sich das System bei einer abhebenden Zugkraft $F_u \geq 7,0$ kN. Der Systemwechsel ist auch hier über die Dehnungen an den DMS feststellbar. Im Bereich 1 wird die Rissöffnungsbehinderung wie zuvor über einen beidseitig eingespannten, vertikal verschieblichen Balken berechnet. Die Dehnungen in DMS 1 - 4 nehmen bis $F_u = 7,0$ kN stetig zu. Aufgrund der geringen Systemlänge l_3 ist auch am DMS 3 im Bereich 1 eine geringfügige negative Dehnung und damit Druckbeanspruchung im äußeren Bereich des Umschließungsbügels messbar. Bei der Gelenkausbildung und beim Übergang zum Bereich 2 nimmt die negative Dehnung an DMS 3, und damit die Verdrehung am Gelenk, deutlich zu. Mit DMS 4 konnte dies im Versuch als „Aufbiegen“ der Ecke beobachtet werden. Im Bereich 2 wird die Umschließung über einen gelenkig gelagerten Einfeldbalken abgebildet, bei dem die abhebende Zugkraft F_u zu einer Einzellast reduziert wird.

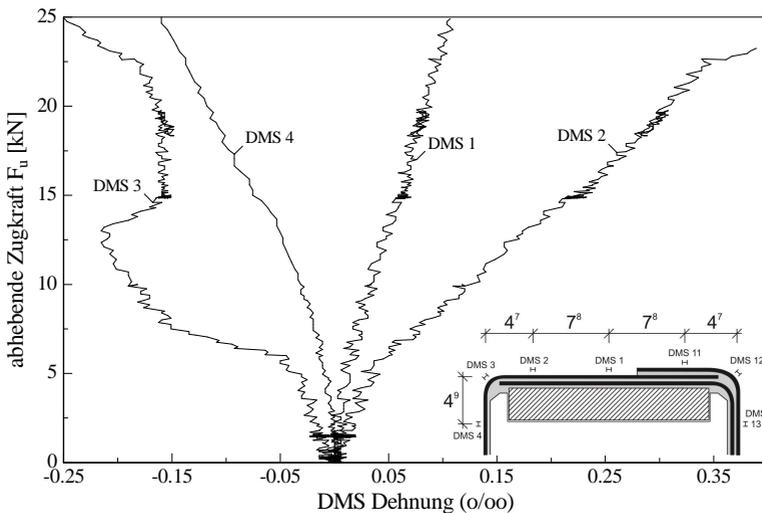


Bild 5.9: Dehnungsverteilung im Umschließungsbügel für St L20 t3

Berechnung der Bereiche 1 und 2

$$\text{Bereich 1} \quad \left(1 - \frac{w}{0,1}\right) - \left(\frac{F_u}{11.000}\right) \leq 0 \quad (5.19)$$

Für alle Werte von F_u und w , nach Gl. 5.19 erfolgt die Berechnung der abhebenden Zugkraft $F_{u,3}(w)$ über das statisch bestimmte System gemäß Bild 5.10 mit Gl. 5.21. Dabei beschreibt die Systemlänge l_3 die Länge der Umschließungsbügel, auf denen beidseits des Stahlauszugkörpers die geringe Biegesteifigkeit - aufgrund der Überlappungsenden der Umschließungsbügel - wirkt. l_3 ist der Abstand der Schwerlinie des vertikalen Stahlschenkels bis zum Schenkelende des horizontalen Bügels. In jedem Fall gilt für l_3 :

$$l_3 \leq \frac{b_w - b_l}{2} + t_k + \frac{t_{Bü}}{2} \quad (5.20)$$

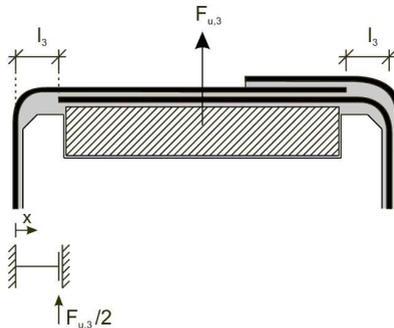


Bild 5.10: Reduziertes statisch bestimmtes System im Bereich 1, für $\alpha_b = 0,8$

Die abhebende Zugkraft F_u in Bereich 1 errechnet sich analog zu Gl. 5.12 mit

$$F_{u,3}(w) = \frac{2 \cdot 12 \cdot E I_{s,comp,g}}{l_3^3} \cdot w \quad (5.21)$$

Bereich 2
$$\left(1 - \frac{w}{0,1}\right) - \left(\frac{F_u}{11.000}\right) \geq 0 \tag{5.22}$$

Die Berechnung der abhebenden Zugkraft $F_{u,4}$ für den Bereich 2 erfolgt am gelenkig gelagerten Einfeldbalken mit einer Einzellast, Bild 5.11. An den Stellen $x = 0$ und $x = 2 \cdot l_3 = l_4$ bilden sich wie in Abschnitt 5.2.2.3 Fließgelenke aus, die ebenfalls zu der „Verweichung“ des Systems führen.

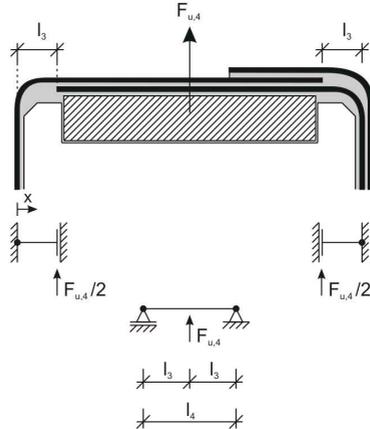


Bild 5.11: statisch bestimmtes System im Bereich 2, für $\alpha_b = 0,8$

Die Steigung der Geraden, die die abhebende Zugkraft $F_{u,4}$ in Abhängigkeit zur Rissöffnung w bei Einhaltung der Bedingung in Gl. 5.22 beschreibt, berechnet sich über Gl. 5.23:

$$F_u(w) = \frac{48 \cdot E I_{s,comp,g}}{l_4^3} \cdot w \tag{5.23}$$

Die Gesamttrissöffnungsbehinderung für den Bereich 2 kann unter Berücksichtigung der Grenzgeraden gemäß Gl. 5.24 bestimmt werden. Die Rissöffnung w_2 entspricht dabei der Rissöffnung, die sich beim Schnittpunkt der Grenzgerade nach Gl. 5.22 mit der Ursprungsgeraden nach Gl. 5.21 in Bild 5.12 einstellt.

$$F_{u,4}(w) = \frac{48 \cdot E I_{s,comp,g}}{l_4^3} \cdot w_2 + \frac{26.400 \cdot E I_{s,comp,g}}{11.000 \cdot l_3^3 + 2,4 \cdot E I_{s,comp,g}} \tag{5.24}$$

mit:

$$w_2 = w - \left(1 - \frac{E I_{s,comp,g}}{4.583 \cdot l_3^3 + E I_{s,comp,g}}\right) \cdot 0,1$$

Bild 5.10 zeigt die berechneten und experimentell ermittelten Ergebnisse für die Bereiche 1 und 2. Die Einzelwerte der Berechnungen sind im Anhang A-2 dargestellt.

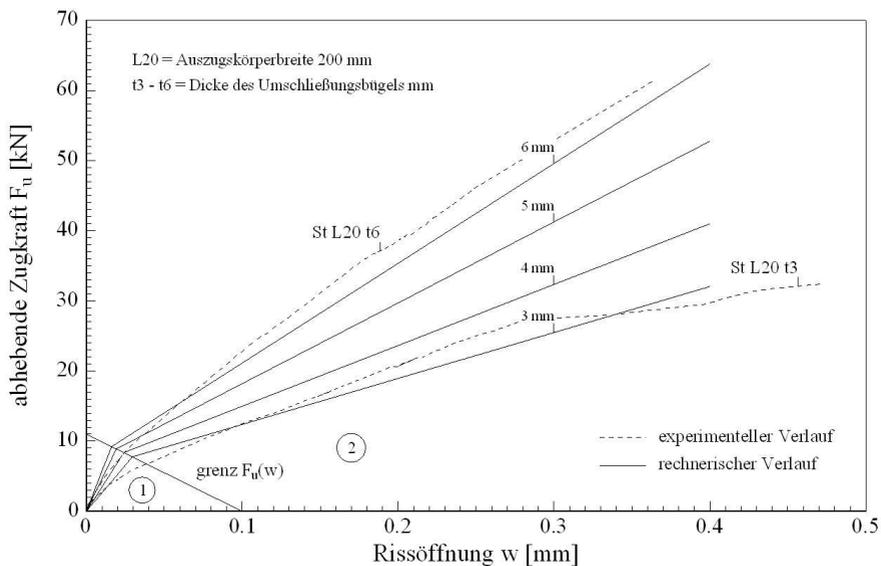


Bild 5.12: Gegenüberstellung der berechneten und experimentell gewonnenen Ergebnisse, die den Zusammenhang zwischen F_u und w für unterschiedliche Bügeldicken und $\alpha_b = 0,8$ zeigen

5.2.2.5 Rissöffnungsbehinderung für die Verhältnisse $0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$

Über die in Abschnitt 3.3.1.1 dargestellten Versuche wurde für die Grenzwerte von $\alpha_b = 0,4$ und $\alpha_b = 0,8$ die Rissöffnungsbehinderung ermittelt. Die Berechnung erfolgt gemäß Abschnitt 5.2.2.3 und Abschnitt 5.2.2.4. Mit Gl. 5.25 wird für alle übrigen α_b -Werte, die zwischen den beiden Grenzwerten liegen, die abhebende Zugkraft $F_{u,i}$ gegenüber der Rissöffnung w berechnet. Die relevanten Rissöffnungen zur Ausbildung des passiven Anpreßdrucks und der sich damit einstellenden traglaststeigernden Wirkung liegen im Bereich 2 des bilinearen Verlaufs nach Bild 5.8 bzw. Bild 5.12. Für die weiteren Betrachtungen ist es zulässig, den Bereich 1 zu vernachlässigen, s. Abschnitt 6. Die Grenzzrissöffnung w , ab der die abhebende Zugkraft F_u nur noch über $F_{u,2}(w)$ bzw. $F_{u,4}(w)$ ermittelt werden muss, liegt bei $w = 0,03$ mm. Bei der Berechnung von $F_{u,i}(\alpha_b, w)$ gehen die Kräfte $F_{u,2}(w)$ und $F_{u,4}(w)$ mit konstanter Umschließungsbügelstärke $t_{Bü}$ in die Rechnung ein, Gl. 5.25:

$$F_{u,i}(\alpha_b, w) = F_{u,2}(w) \cdot \left(\frac{0,8 - \alpha_b}{0,4} \right) + F_{u,4}(w) \cdot \left(\frac{\alpha_b - 0,4}{0,4} \right) \tag{5.25}$$

mit :

$F_{u,2}(w)$ = nach Gl. 5.18 mit Umschließungsbügelstärke $t_{Bü,i}$ ($3 \text{ mm} \leq t_{Bü} \leq 6 \text{ mm}$)

$F_{u,4}(w)$ = nach Gl. 5.24 mit Umschließungsbügelstärke $t_{Bü,i}$ ($3 \text{ mm} \leq t_{Bü} \leq 6 \text{ mm}$)

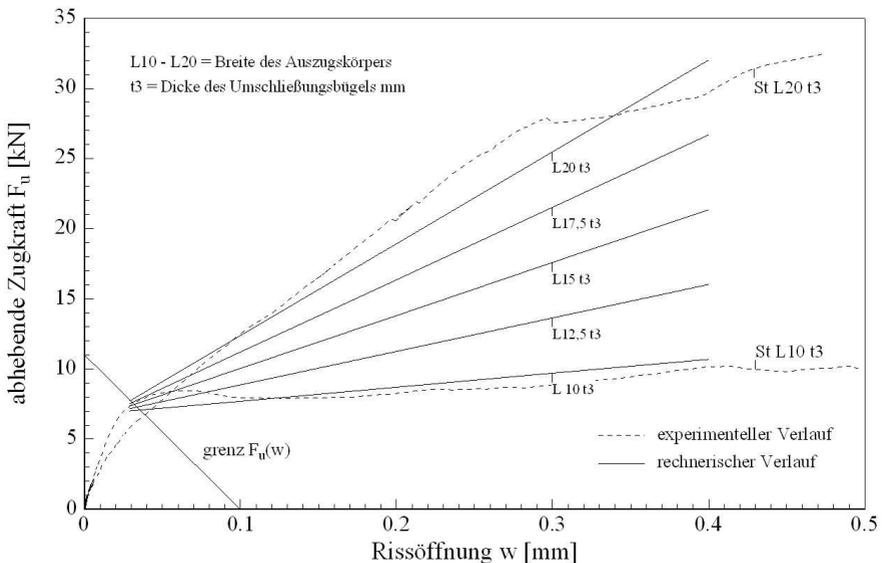


Bild 5.13: Vergleich des berechneten und experimentell ermittelten Zusammenhanges zwischen F_u und w für $t_{Bü} = 3$ mm mit $\alpha_b = 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8$

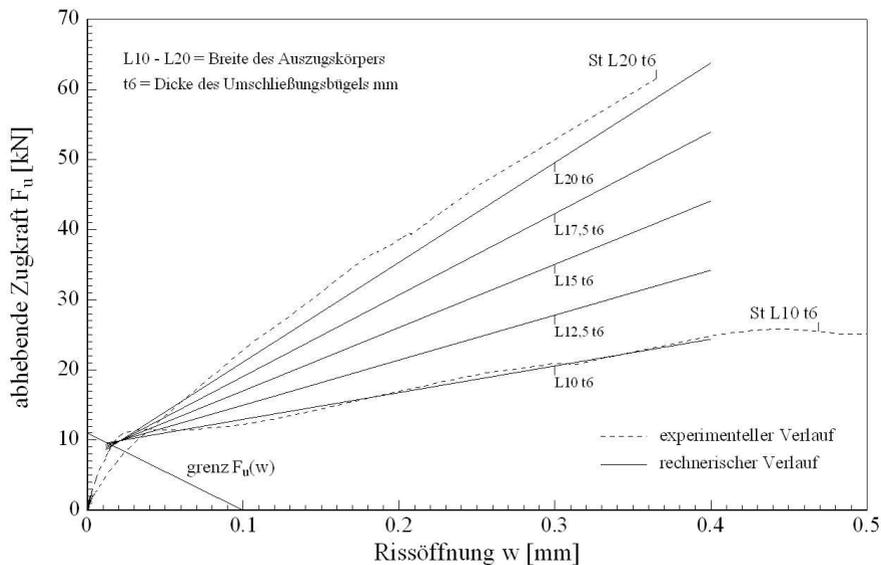


Bild 5.14: Vergleich des berechneten und experimentell ermittelten Zusammenhanges zwischen F_u und w für $t_{Bü} = 6$ mm mit $\alpha_b = 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8$

5.2.3 Bewertung der Ergebnisse

In Kap. 5.2 ist der Algorithmus zur Berechnung der Behinderung der Verbundrissöffnung infolge der Stahlbügelumschließungen unterschiedlicher Steifigkeiten sowie variierender geometrischer Verhältnisse α_b von Lamellenbreite b_l zu Unterzugsbreite b_w dargestellt.

Versuchstechnisch wurden die Grenzbereiche $\alpha_b = 0,4$ und $\alpha_b = 0,8$ bei Blechdicken $t_{Bü}$ der Stahlbügelchenkel von $t_{Bü} = 3$ und $t_{Bü} = 6$ mm nachgewiesen. Alle anderen, in den Bildern 5.8, 5.12, 5.13 und 5.14 aufgeführten Ergebnisse für das Verhältnis von α_b ($0,4 < \alpha_b < 0,8$) und der Blechdicke $t_{Bü}$ ($1 < t_{Bü} < 3$) sind ausschließlich über den Algorithmus in Kap. 5.2 bestimmt und liefern, bezogen auf die versuchstechnisch abgedeckten Randbedingungen, plausible Ergebnisse.

Die Berechnung der Behinderung der Verbundriss-Öffnung über den bilinearen Verlauf ist hinreichend genau, da die relevanten Rissöffnungen, wie Kap. 5.5 zeigt, für die Stahlbügelumschließungen zwischen 0,1 und 0,4 mm liegen. Die Abweichungen infolge des bilinearen Verlaufes der Rissöffnung von $w \leq 0,03$ mm haben damit keinen Einfluß auf die Berechnung der F_u - w - Beziehung im gemäß Abschnitt 5.5 relevanten Versuchsbereich.

Die Gleichungen beziehen die Steifigkeit und geometrischen Abmessungen der Umschließungsbügel sowie die geometrische Beziehung zwischen der Lamelle und dem Unterzug ein. Damit können die Gleichungen, die die F_u - w - Beziehung beschreiben, auch auf andere Materialien und geometrische Randbedingungen bezogen werden, wenn die Steifigkeit EI , die Umschließungsbügeldicke $t_{Bü}$, die Länge der Bügel $b_{Bü}$ sowie die Lamellenbreite b_l und Unterzugsbreite b_w bekannt sind.

5.3 Berechnung der Behinderung der Verbundrissöffnung für CF-Gelege

Die Wirkung der Gelege- Umschließungen aus den Versuchen gemäß Abschnitt 3.3.1 unterscheidet sich wesentlich von der bei Stahlbügel- Umschließungen. Die CF-Gelege weisen eine hohe Zugfestigkeit in Faserlängsrichtung auf. Demgegenüber ist die Biegetragfähigkeit vernachlässigbar klein und wird größtenteils über die Steifigkeit des Laminierharzes bestimmt. Der geringe E-Modul des Harzes und die geringe Laminatdicke führen zu einer so geringen Steifigkeit, dass sie planmäßig nicht angesetzt werden kann.

Bei Auslenkung des Stahlauszugskörpers und der damit verbundenen Rissöffnung w wird das Gelege über die Breite b_w als frei dehnbares Zugband beansprucht. Die Rissöffnung w ergibt sich bei beginnender Belastung aus der freien Dehnung Δx des Geleges infolge der Gelege- Ablösung, Bild 5.15. An den Stegseiten führt die Auslenkung des Stahlauszugskörpers zu keiner Ablösung. Hier wird mit intaktem Verbund des Laminats zum Steg gerechnet. Bei fortschreitender Belastung durch F_v trägt die Laminatverschiebung s_i im Bereich des Stahlauszugskörpers und des vertikalen Unterzugschenkels zur Rissöffnung w bei, Bild 5.17. Zur Bestimmung der Dehnlänge Δx und s_i ist es nötig, in Abhängigkeit zur Gelegeanzahl n_l den E-Modul E_{II} parallel zur Faserrichtung für den jeweiligen Faserverbund zu bestimmen.

5.3.1 Berechnung des E_{II} - Moduls für CF- Faserverbunde

Der Längselastizitätsmodul E_{II} für Faserverbunde errechnet sich nach [41,42,53] mit Hilfe der Elasto-Statik über das Kräftegleichgewicht, die kinematischen Beziehungen und das Elastizitätsgesetz.

Durch das Kräftegleichgewicht ergibt sich die äußere Kraft F_{II} als Summe der Kraft in der Faser F_f und Kraft in der Matrix F_m

$$F_{II} = F_f + F_m = \sigma_f \cdot A_f + \sigma_m \cdot A_m \quad (5.26)$$

mit:

A_f = Querschnitt der Faser

A_m = Querschnitt der Matrix

$A_v = A_f + A_m$

Über die kinematische Beziehung wird bei der Parallelschaltung von Faser und Matrix ausgesagt, dass die Dehnung des Faserverbundes identisch ist mit den Dehnungen der einzelnen Verbundpartner.

$$\varepsilon_{II} = \varepsilon_f = \varepsilon_m \quad (5.27)$$

mit:

ε_f = Dehnung der Faser

ε_m = Dehnung der Matrix

Durch das Elastizitätsgesetz, bei gleicher Querkontraktion von Faser und Matrix, ergeben sich die Spannungen zu:

$$\sigma_f = E_{fll} \cdot \varepsilon_f \quad \sigma_m = E_m \cdot \varepsilon_m \quad (5.28)$$

Nach Umformungen und Kürzen der Dehnung ε_{ll} errechnet sich der E-Modul parallel der Faser E_{ll} zu:

$$E_{ll} = E_{fll} \cdot \frac{A_f}{A_v} + E_m \cdot \frac{A_m}{A_v} \quad \frac{A_f}{A_v} = \varphi \quad \frac{A_m}{A_v} = 1 - \varphi \quad (5.29)$$

Damit erfolgt die Berechnung des E-Modul des Faserverbundes nach Gl. 5.30:

$$E_{ll} = E_{fll} \cdot \varphi + E_m \cdot (1 - \varphi) \quad (5.30)$$

Die rechnerischen Dicken betragen für das Laminierharz je Lage $t_m = 0,12$ mm und für das CF-Gelege mit einem Fasergewicht von 400 g/m^2 je Lage $t_f = 0,16$ mm. In Abhängigkeit von unterschiedlichen Lagenanzahlen und dem Faser- E-Modul $E_{fll} = 640.000 \text{ N/mm}^2$ sowie der Matrix E-Modul $E_m = 3.200 \text{ N/mm}^2$ werden die rechnerischen E-Module parallel der Faser E_{ll} in Abhängigkeit zur Lagenanzahl n_l , nach Tab. 5.1 ermittelt:

Tab. 5.1: Rechnerischer E_{ll} - Modul parallel der Faser, in Abhängigkeit zur Lagenanzahl n_l

Anzahl der CF-Lagen n_l	Gelegedicke t_v [mm] $n_l \cdot t_f + (n_l + 1) \cdot t_m$	φ	$1 - \varphi$	$E_{fll} \cdot \varphi + E_m \cdot (1 - \varphi)$	E-Modul $E_{ll,i}$ [N/mm ²]
1	$1 \cdot 0,16 + 2 \cdot 0,12 = 0,40$	0,40	0,60	$640.000 \cdot 0,40 + 3.200 \cdot 0,60$	257.920
2	$2 \cdot 0,16 + 3 \cdot 0,12 = 0,68$	0,47	0,53	$640.000 \cdot 0,47 + 3.200 \cdot 0,53$	302.496
3	$3 \cdot 0,16 + 4 \cdot 0,12 = 0,96$	0,50	0,50	$640.000 \cdot 0,50 + 3.200 \cdot 0,50$	321.600

5.3.2 Berechnung der Rissöffnungsbehinderung

Die Rissöffnungsbehinderung von CF- Gelege- Umschließungen wurde an Stahlauszugskörpern mit der Breite $b_l = 100$ mm ($\alpha_b = 0,4$) und $b_l = 200$ mm ($\alpha_b = 0,8$) untersucht. Bei beginnender Auslenkung des Stahlauszugskörpers löst sich das Gelege aufgrund der geringen Biegesteifigkeit von der Betonoberfläche entlang der Länge $l_{1,i}$. Dabei wird das Gelege als Zugband beansprucht und die Rissöffnungsbehinderung über den E_{ll} -Modul bestimmt. Durch Variation der Lagenanzahl n_l stellen sich unterschiedliche E_{ll} - Module ein. Die Berechnung der Rissöffnung w durch die Dehnung Δx erfolgt über den geometrischen Zusammenhang in Bild 5.15 und die Gleichung 5.33. Einen weiteren Einfluß auf die Rissöffnung w hat, wie zuvor erwähnt, bei steigender Belastung die Verschiebung s_l des Geleges im Bereich der Unterzugsschenkel und am Ende des Stahlauszugskörpers, Bild 5.17. In jedem Fall ist $s_l \leq s_{l0}$ der Verschiebung bei beginnender Gelege-Entkopplung und ist somit als Zusatzdehnung gemäß Bild 5.17 anteilig der Rissöffnung w zuzuordnen.

5.3.2.1 Bestimmung der Dehnung Δx und Verschiebung s_i

Die Dehnung Δx lässt sich über den geometrischen Zusammenhang in Bild 5.17 berechnen. Dabei entspricht die Länge a der Gesamtaufbauhöhe von 2,2 mm, die sich aus einer CFK-Lamelle ($t_l = 1,2$ mm) sowie einer 1 mm dicken Klebstoffuge ergibt. Um eine vollflächige Auflage des CF-Geleges zu gewährleisten, wurde der Höhenausgleich beidseits der Lamelle keilförmig über eine Klebstoffausgleichsschicht aus Epoxidharz ausgeführt.

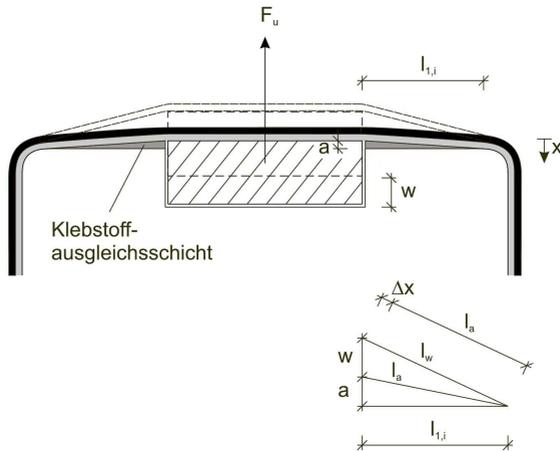


Bild 5.15: Geometrischer Zusammenhang zwischen der Dehnung Δx und Rissöffnung w

Die abhebende Zugkraft F_u bezogen auf die Rissöffnung w errechnet sich in Bild 5.15 zu:

$$F_u(w) = \left(\frac{\sqrt{(w+a)^2 + l_{1,i}^2}}{l_a} - 1 \right) \cdot E_{II,i} \cdot A_{V,i} \quad (5.31)$$

Durch Umformung der Gleichung wird die Rissöffnung w in Abhängigkeit zur Zugkraft F_u beschrieben zu:

$$w_{(F_u)} = \sqrt{(l_a + \Delta x)^2 - l_{1,i}^2} - a \quad (5.32)$$

mit

$$\Delta x_{(F_u)} = \frac{F_u \cdot l_a}{E_{II,i} \cdot A_{V,i}} \quad (5.33)$$

$$l_a = \sqrt{a^2 + l_{1,i}^2} \quad (5.34)$$

Über das Verhältnis der E_{II} - Moduli folgt die Berechnung der Systemlänge $l_{1,i}$. Die Werte im Diagramm Bild 5.16 beziehen sich auf das 3-lagige CF- Gelege mit dem E- Modul von $E_{II,3} = 321.600 \text{ N/mm}^2$, gemäß Tab. 5.1 und den Systemlängen $l_{1,3} = 63 \text{ mm}$ (für $\alpha_b = 0,4$) sowie $l_{1,3} = 16 \text{ mm}$ (für $\alpha_b = 0,8$). Über Bild 5.16 kann für alle übrigen Lagenanzahlen $n_i \neq 3$ die Länge $l_{1,i}$ in Abhängigkeit zum E_{II} - Modul bestimmt werden.

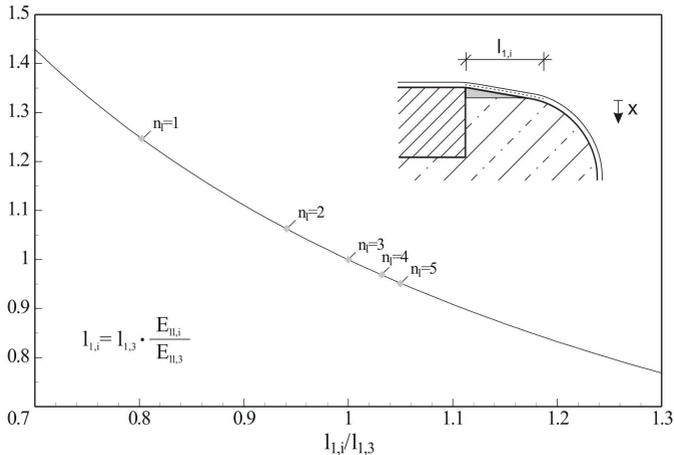


Bild 5.16: Zusammenhang zwischen E_{II} und l_1 bezogen auf die CF- Lagenanzahl $n_i = 3$

Durch zunehmende Steigerung der Zugkraft F_u folgt die Ablösung des Geleges über die Länge $l_{1,i}$. Die Dehnungen des Geleges steigen an den Stegseiten und dem Stahlauszugskörper an, wodurch die Verschiebung s_i bewirkt wird.

Mit Hilfe der DGL des verschieblichen Verbundes wird die Verschiebung s_i berechnet, Abschnitt 2.3.1 und Abschnitt 2.3.2. Neubauer gibt mit der Gl. 2.17 die Bestimmungsgleichung für die Verschiebung der Lamellen bzw. des Geleges am Zwischenrisselement an. Tatsächlich liegt hier bei der Berechnung von s_i kein Zwischenrisselement, sondern vielmehr der Bereich der Endverankerung des Geleges vor. ΔF_1 entspricht der Kraft im Gelege, die aus der abhebenden Zugkraft F_u resultiert. Über DMS- Messungen auf dem CF-Gelege konnten die relevanten Dehnungen bis zu einer Länge von $x = 200 \text{ mm}$ entlang der Umschließung an der Stegseite gemessen werden. Längere Gelege- Umschließungen an der Stegseite haben keinen Einfluß auf den Lastabtrag. Aufgrund der endlichen Länge ($x = 200 \text{ mm}$) der wirksamen Gelege- Umschließung ist die Zugkraft gemäß Gl. 2.17 $F_1 = 0$ und die Zugkraft $\Delta F_1 = F_u/2$. Der Rissabstand s_r entspricht bei diesen Versuchen der intakten Verbundlänge zwischen $x = 0$ und $x = 200 \text{ mm}$. Für Gl. 2.17 ist $s_r = x = 200 \text{ mm}$. Mit Hilfe dieser Parameter lässt sich Gl. 2.17 vereinfachen zu Gl. 5.35:

$$s_i(x=0) = \frac{1}{E_{II,i} \cdot A_{V,i} \cdot \omega} \left(\frac{\Delta F_i \cdot \cosh(\omega \cdot s_i)}{\sinh(\omega \cdot s_i)} \right) \quad (5.35)$$

mit

$$\omega = \sqrt{\frac{8 \cdot f_{ctm}}{E_{II,i} \cdot t_{V,i}}}$$

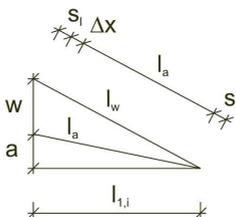


Bild 5.17: Rissöffnung w unter Berücksichtigung der Verschiebung s_i in Anlehnung an Bild 5.15

Unter Berücksichtigung der Verschiebung s_i , gemäß Bild 5.17 ergibt sich die Rissöffnung w , abhängig von der abhebenden Zugkraft $F_u/2$ mit Gl. 5.36 zu:

$$w_{(F_u)} = \sqrt{\left(l_a + \frac{F_u \cdot l_a}{2 \cdot E_{II,i} \cdot A_{V,i}} + 2 \cdot s_i \right)^2 - l_{1,i}^2} - a \quad (5.36)$$

5.3.2.2 Rissöffnungsbehinderung für das Verhältnis $\alpha_b = b_l/b_w = 0,4$

Die abhebende Zugkraft F_u wird gemäß Bild 5.18 über einen bilinearen Verlauf dargestellt. Die Gerade, die die Rissöffnungsbehinderung beschreibt, ändert ab einer Zugkraft $F_u = 4,5$ [kN] ihre Steigung und der Verlauf der Gerade wird in zwei Bereiche unterteilt.

Berechnung der Bereiche 1 und 2

Bereich 1 $F_u \leq 4,5$ [kN]

Im Bereich 1 führt die Auslenkung des Stahlauszugskörpers zur Ausbildung des Gelege- Zugbandes und zur Ablösung des Geleges über die Länge $l_{1,i}$. Die Rissöffnungsbehinderung wird dabei ausschließlich durch die Auslenkung und Dehnung des Geleges über die Länge l_a nach Bild 5.15 und Gl. 5.31 bestimmt. In diesem Bereich treten keine zusätzlichen Verschiebungen s_i auf. Die Rissöffnung errechnet in Abhängigkeit zur Zugkraft F_u sich über Gl. 5.32, 5.33 und Gl. 5.34 zu:

$$w_{1,(F_u)} = \sqrt{l_a \left(1 + \frac{F_u/2}{E_{II,i} A_{II,i}} \right)^2 - l_{1,i}^2} - a \quad (5.37)$$

Bereich 2 $F_u > 4,5$ [kN]

Im Bereich 2 hat sich das Gelege vollständig als Zugband ausgebildet. Die Rissöffnung w wird nach Bild 5.17 über die freie Dehnung Δx des Geleges sowie die Verschiebung s_i nach Gl. 5.35 berechnet.

$$w_{2,(F_u)} = \sqrt{\left(l_a + \frac{(F_u/2) \cdot l_a}{E_{II,i} A_{V,i}} + 2 \cdot s_i \right)^2 - l_{1,i}^2} - a \quad (5.38)$$

Die Ergebnisse der berechneten und experimentell gewonnen Kurvenverläufe sind in Bild 5.18 zusammengestellt. Bei den Versuchen mit einer Gelegeanzahl $n_l = 1$ ist zu erkennen, dass gerade ab einer Zugkraft $F_u > 4,5$ kN die tatsächliche Rissöffnungsbehinderung bis zu der Rissöffnung von $w = 0,8$ mm leicht unterschätzt wird. Diese Ungenauigkeit ist aber hinnehmbar, da die berechneten Ergebnisse in jedem Fall auf der sicheren Seite liegen und die Rissöffnungsbehinderung nicht überbewerten. Die versuchsrelevanten Rissöffnungen reichen - wie nachfolgend dargestellt - bei den Versuchen mit $n_l = 1$ bis max. 0,8 mm.

Ebenso wird bei den Gelegeumschließungen mit $n_l = 3$ die Tragfähigkeit für Rissöffnungen $w \leq 0,8$ mm deutlich unterschätzt. Auch hier liegt die Abweichung auf der sicheren Seite und ist zu tolerieren. Die versuchsrelevanten Rissöffnungen für $n_l = 3$ beginnen bei 0,8 mm und reichen bis 1,5 mm.

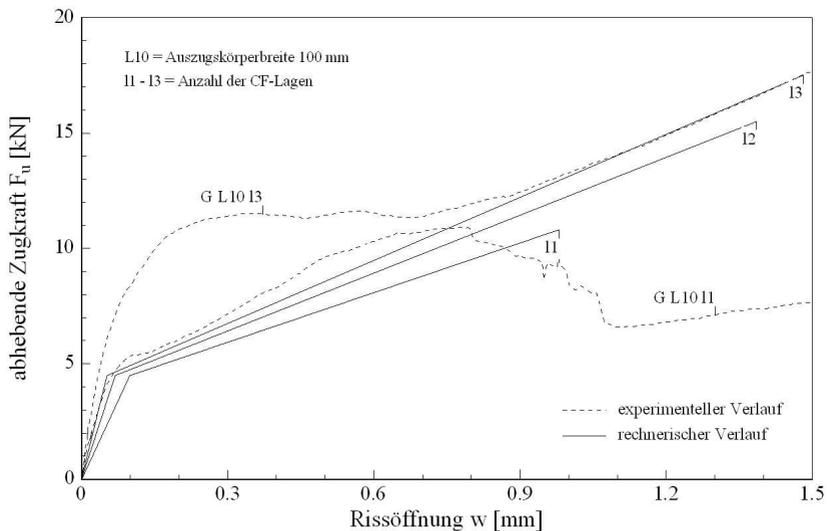


Bild 5.18: Gegenüberstellung der berechneten und experimentell gewonnen Ergebnisse, die den Zusammenhang zwischen F_u und w für $\alpha_b = 0,4$ und unterschiedlicher Lagenanzahl n_1 zeigen

5.3.2.3 Rissöffnungsbehinderung für das Verhältnis $\alpha_b = b_l/b_w = 0,8$

Die Rissöffnungsbehinderung kann auch hier wie in Abschnitt 5.3.2.2 über einen bilinearen Verlauf mit einer Steigungsänderung ab $F_u = 4,5$ kN dargestellt werden. Die sich einstellende Rissöffnung w für $F_u \leq 4,5$ kN ist allerdings so klein, dass für die Berechnung ein linearer Zusammenhang zwischen F_u und w angenommen werden kann, Bild 5.19.

Aufgrund der geringen Länge $l_{1,i}$ bei den Versuchen $\alpha_b = 0,8$ ist der Einfluß von Δx bezogen auf die Rissöffnung w verhältnismäßig gering. Die Rissöffnung w wird maßgeblich von der Verschiebung s_1 bestimmt.

Die Berechnung von w erfolgt über Gl. 5.39. In Bild 5.19 sind die berechneten und experimentell gewonnenen Ergebnisse gegenübergestellt. Die versuchsrelevanten Rissöffnungen für Gelegeumschließungen mit $n_l = 1$ und $n_l = 3$ liegen bei $w \leq 1,4$ mm.

$$w_{3(F_u)} = \sqrt{\left(l_a + \frac{(F_u/2) \cdot l_a}{E_{lt} A_{V,i}} + 2 \cdot s_1 \right)^2 - l_{1,i}^2} - a \quad (5.39)$$

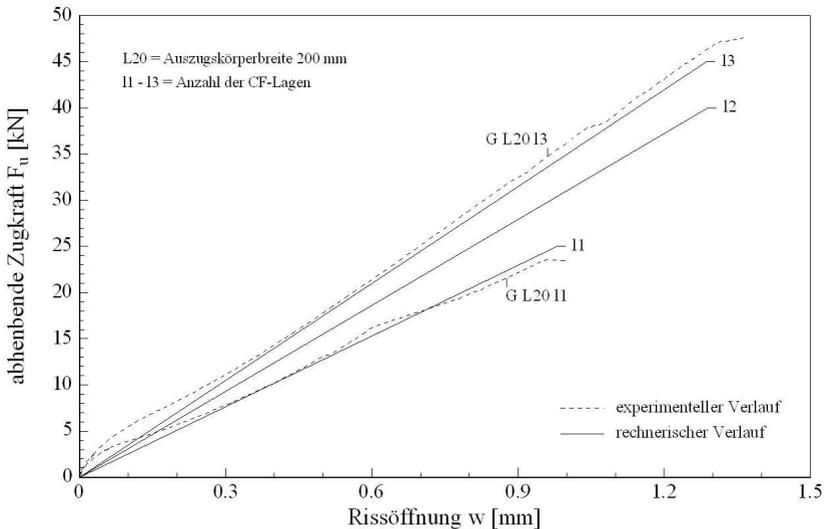


Bild 5.19: Gegenüberstellung der berechneten und experimentell gewonnenen Ergebnisse, die den Zusammenhang zwischen F_u und w für $\alpha_b = 0,8$ und unterschiedlicher Lagenanzahl n_l der CF-Gelege zeigen

5.3.2.4 Rissöffnungsbehinderung für die Verhältnisse $0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$

Die Rissöffnung w kann in Abhängigkeit zur abhebenden Zugkraft F_u für alle Werte $0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$ bei identischer Lagenanzahl n_l über Gl. 5.40 berechnet werden. Für $\alpha_b = 0,4$ ist die maximale Rissöffnung im Bereich 1 ($w \leq 0,1$ mm) im Vergleich zur maximalen, versuchsrelevanten Rissöffnung Bereich 2 ($w \leq 1,4$ mm) sehr gering. Bei Ermittlung der Traglaststeigerung ist Bereich 1 nicht maßgebend und wird für alle Werte von $0,4 < \alpha_b < 0,8$ vernachlässigt. Gl. 5.40 besitzt erst für Rissöffnungen w ($\alpha_b; F_u$) $\geq 0,1$ mm Gültigkeit.

$$w_{(\alpha_b; F_u)} = w_{2(F_u)} \cdot \left(\frac{0,8 - \alpha_b}{0,4} \right) + w_{3(F_u)} \cdot \left(\frac{\alpha_b - 0,4}{0,4} \right) \quad (5.40)$$

mit :

$w_{2(F_u)}$ = nach Gl. 5.38 für CF- Gelegezahlen $1 \leq n_l \leq 3$

$w_{3(F_u)}$ = nach Gl. 5.39 für CF- Gelegezahlen $1 \leq n_l \leq 3$

In Bild 5.20 und Bild 5.21 sind die berechneten und im Versuch gewonnen Ergebnisse für alle Werte von $0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$ dargestellt. Die Diagramme sind für CF- Lagenanzahlen von $n_l = 1$ und $n_l = 3$ aufgestellt, in Analogie zu Abschnitt 5.3.1 jedoch auf beliebige Lagenanzahlen n_l erweiterbar.

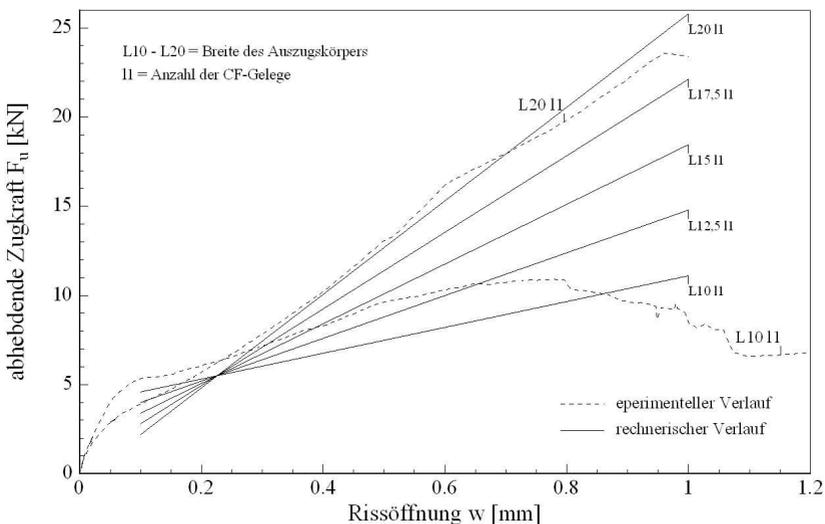


Bild 5.20: Vergleich des berechneten und experimentell ermittelten Zusammenhangs zwischen F_u und w für $n_l = 1$ mit $\alpha_b = 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8$

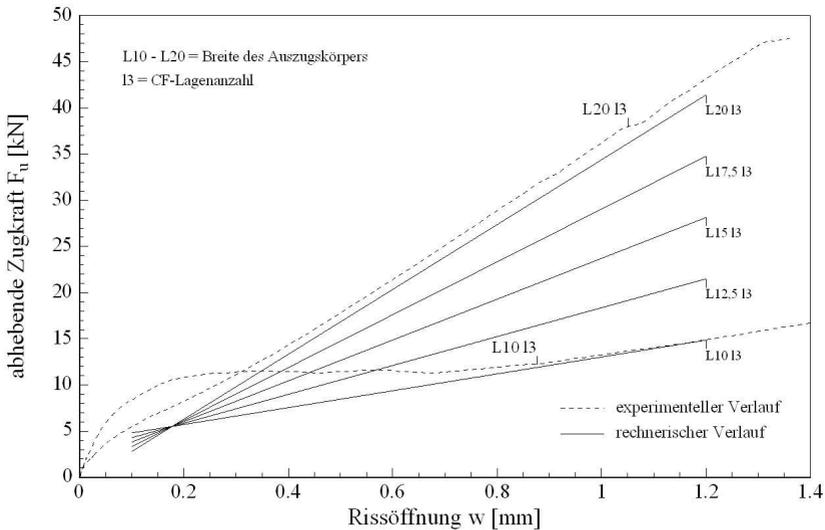


Bild 5.21: Vergleich des berechneten und experimentell ermittelten Zusammenhangs zwischen F_u und w für $n_l = 3$ mit $\alpha_b = 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8$

5.3.3 Bewertung der Ergebnisse

In Kap. 5.3 ist der Algorithmus der - im Gegensatz zu den Stahlbügel- Umschließungen wesentlich weicheren - Gelege- Umschließungen für die Verhältnisse α_b ($0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$) sowie Anzahl der CF-Gelege n_l ($1 \leq n_l \leq 3$) dargestellt. Hier wird für $\alpha_b = 0,4$ der Verlauf der Behinderung der Verbundrissöffnung bilinear abgebildet. Die versuchstechnisch relevanten Rissöffnungen w (vgl. Kap. 5.5) liegen für 1-lagige Umschließungen mit $\alpha_b = 0,4$ bei $w_{\max} = 0,7$ mm und für $\alpha_b = 0,8$ bei $w_{\max} = 1$ mm.

Für die 3-lagigen CF- Gelege- Umschließungen bei $\alpha_b = 0,4$ beträgt die maximal relevante Rissöffnung $w_{\max} = 0,9$ mm und für $\alpha_b = 0,8$ bei $w_{\max} = 1,4$ mm. Der Algorithmus bildet die Bereiche mit den relevanten Rissöffnungen gut ab. Für die übrigen Werte von α_b ($0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$) werden gemäß Bild 5.20 und Bild 5.21 plausible Ergebnisse erzielt.

Um die Berechnung der Behinderung der Verbundrissöffnung zu vereinfachen, kann später auf die Darstellung des Bereiches 1 verzichtet werden, da die maximale Rissöffnung im Bereich 1 bei $w_{\max} = 0,1$ mm liegt. Wie Kap. 5.5 zeigt, befinden sich diese Rissöffnungen weit unter den versuchsrelevanten Rissöffnungen, die zum Bauteilversagen führen.

5.4 Zusammenhang zwischen passivem Anpressdruck und Lamellenzugkraft

Über die Versuche in Abschnitt 3.3.2 wurde ein direkter Zusammenhang zwischen dem passivem Anpressdruck F_{AP} , entsprechend der abhebenden Zugkraft F_U , und der Lamellenzugkraft F_I ermittelt. Die Steigerung der Lamellenzugkraft F_I erfolgt, sobald die Rissprozesszone mit der Lamellenentkopplung die Kontaktfläche A_{AP} (Bild 3.8) erreicht und unterwandert hat. Durch die einwirkende Normalkraft σ_N , entsprechend F_{AP} erfolgt eine verstärkte Rissverzahnung, durch die größere Schubkräfte τ übertragen werden.

Bild 5.22 zeigt den im Versuch ermittelten Zusammenhang zwischen F_I und F_{AP} . Dargestellt ist nur der Bereich der Zugkraftsteigerung F_I , in dem F_{AP} wirkt und die Lamellenentkopplung auf der Fläche A_{AP} eingetreten ist. Die einzelnen Kurven unterscheiden sich in ihren charakteristischen Kennlinien, die aus den Versuchen gemäß Abschnitt 3.3.1.1 bestimmt wurden. Einfluß auf die Ausbildung der Kennlinien haben die Umschließungsmaterialien (Stahl; CF- Gelege), Geometrien (L10; L20) sowie die Steifigkeiten (t_3 ; t_6 ; I1; I3). Für alle Versuche kann mit einer gewissen Streuung der Ergebnisse ein direkter, allgemein gültiger Zusammenhang zwischen dem wirkenden Anpressdruck F_{AP} und der Lamellenzugkraft F_I unabhängig von den charakteristischen Kennlinien gefunden werden. Die für alle Versuche gemittelte Kurve ist gestrichelt dargestellt.

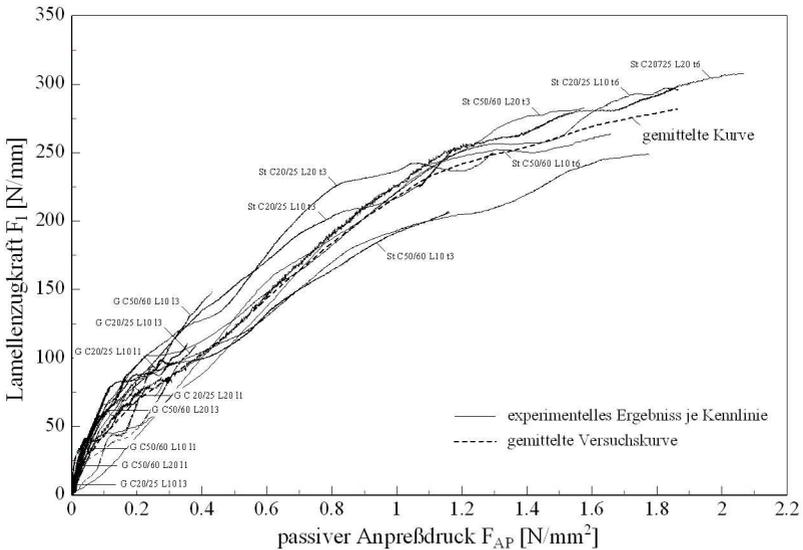


Bild 5.22: Experimenteller Zusammenhang zwischen dem passivem Anpressdruck F_{AP} und der Lamellenzugkraft F_I

Grundsätzlich ist sowohl für die Versuche mit Stahlbügel- Kennlinien als auch für die mit Gelege- Kennlinien der gleiche, charakteristische Kurvenverlauf erkennbar. Die aufgebrachten Lamellenzugkräfte F_I sind in den Versuchen mit den Kennlinien für Stahl- Umschließungen höher. Dies ist auf den höheren Anpressdruck F_{AP} , bezogen auf die einheitliche Fläche A_{AP} (50x75 mm), zurückzuführen. In den Versuchen mit Lamellenbreiten von L10 beträgt das Verhältnis von Einheitsfläche A_{AP} zu tatsächlicher Kontaktfläche A_u am realen Bauteil zwischen Lamelle und Umschließung (Bild 3.8) $A_{AP}/A_u = 0,5$ und für L20 $A_{AP}/A_u = 0,25$. Demgegenüber ist das Verhältnis für die Gelege- Umschließungen mit Lamellenbreiten L10 $A_{AP}/A_u = 0,15$ und für L20 $A_{AP}/A_u = 0,075$. Die wirksame Fläche A_{AP} ist damit in den Versuchsserien, die die Kennlinien der CF- Gelege abbilden, im Vergleich zu der tatsächlichen Gelegebreite mit entsprechender Kontaktfläche A_u verhältnismäßig klein und führt zu den geringeren Anpressdrücken F_{AP} .

Die Betonqualität bzw. die Oberflächenzugfestigkeit des Betons f_{ct} übt keinen Einfluß auf den Zusammenhang zwischen F_{AP} und F_I aus, Bild 5.22. Bei allen Versuchen erfolgte die Lamellenentkopplung im oberflächennahen Beton entlang der Gesteinskörnung. Auch bei den Versuchen mit der geringeren Betonqualität konnte kein Versagen im Zuschlagskorn festgestellt werden. Vielmehr hat die Größe der Zuschlagskörner einen Einfluß auf die Rissuferverzahnung. Gemäß [30,35] hat Walraven dazu umfangreiche Untersuchungen vorgenommen, bei denen er den Einfluß der Größe der Zuschlagskörner auf die Kraftübertragung im Riss untersuchte. Bei konstanter Normalspannung σ_N (bzw. F_{AP}) nimmt mit zunehmender Korngröße die horizontale Gleitung der Rissufer ab und höhere Schubkräfte τ (bzw. F_I) können übertragen werden.

In Abschnitt 4 ist nach [67] der Zusammenhang zwischen Normalspannung σ_N , Schubspannung τ , der Rissgleitung v und der Rissöffnung w dargestellt. Walraven leitet aus einer Regressionsanalyse die vereinfachten Gleichungen Gl. 4.15 und Gl. 4.16 als Mittelwertfunktionen ab. Sie geben die Normalspannung σ_N und Schubspannung τ in Abhängigkeit von der Rissgleitung v und Rissöffnung w an. Aufgestellt wurden die Gleichungen Gl. 4.15 und Gl. 4.16 anhand von Versuchen mit einem Größtkorndurchmesser $D_{max} = 16$ mm und einer Betondruckfestigkeit $\beta_w = 30$ -35 N/mm².

Auflösen der Gl. 4.16 nach $v(\sigma_N; w)$ und Einsetzen in Gl. 4.15 ergibt Gl. 5.41:

$$F_I(F_{AP}, w) = \frac{1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20) \cdot \beta_w}{1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot \beta_w} \cdot \left(\sigma_n(w) + \frac{\beta_w}{20} \right) - \frac{\beta_w}{30} \quad (5.41)$$

mit:

$$\tau = F_I$$

$$\sigma_N = F_{AP}$$

Die Ergebnisse in Bild 5.23 beziehen sich auf die Versuche in Abschnitt 3.3.2. Die Lamellenzugkraft F_I ist in N/mm Lamellenbreite bei einheitlicher Kontaktfläche A_{AP} angegeben. Bei der Berechnung der Lamellenzugkraft F_I mit Gl. 5.41 wird für die tatsächlich im Versuch aufgebrachte Kennliniencharakteristik für Stahlbügel gemäß Bild 3.9 und Bild 3.10 eine hinreichende Übereinstimmung erzielt. Bei der Bestimmung der Zugkraft F_I mit der Kennliniencharakteristik für

Gelege-Umschließungen gemäß Bild 3.11 und Bild 3.12 wird mit Gl. 5.41 der Zusammenhang zwischen F_{AP} und F_l , auf der sicheren Seite liegend, unterschätzt.

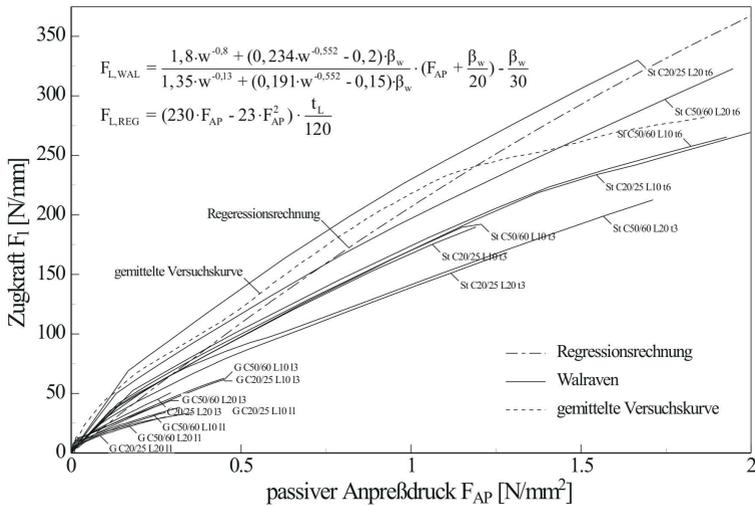


Bild 5.23: Gegenüberstellung der berechneten Zugkräfte nach Walraven Gl. 5.41, der Regressionsanalyse Gl. 5.42 und den gemittelten experimentellen Ergebnissen

Mit Hilfe einer Regressionsanalyse wurde Gl. 5.42 aufgestellt, die die Steigerung der Lamellenzugkraft F_l [N/mm²] in Abhängigkeit vom Anpreßdruck F_{AP} [N/mm²] beschreibt.

$$F_l(F_{AP}, w) = (230 \cdot F_{AP}(w) - 23 \cdot F_{AP}^2(w)) \cdot \frac{t_l}{120} \quad (5.42)$$

In Bild 5.23 ist auch die mit der Regressionsgleichung berechnete Lamellenzugkraft F_l dargestellt. Mit Gl. 5.42 wird für die im Versuch verwendete 1,2 mm dicke CFK-Lamelle eine sehr gute Übereinstimmung erzielt. Auch für den Bereich der Kennlinien (G) bei geringem F_{AP} wird mit Gl. 5.42 eine bessere Affinität als mit Gl. 5.41 erzielt.

Die Gl. 5.42 ist an Versuchen mit einem Größtkorndurchmesser des Betons von $D_{max} = 16$ mm, unabhängig von der Betongüte, aufgestellt. Dabei ist mit zunehmendem Korndurchmesser mit einer verbesserten Kraftübertragung im Riss aufgrund erhöhter Rissverzahnung zu rechnen.

Im Anhang A-2 sind die mit Gl. 5.41 und Gl. 5.42 rechnerisch ermittelten Lamellenzugkräfte F_l für die unterschiedlichen Kennlinien den einzelnen Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

5.4.1 Bewertung der Ergebnisse

Mit den Versuchen in Kap. 3.3 wurde in Kap. 5.4 der unmittelbare Zusammenhang zwischen dem selbstinduzierten Anpressdruck F_{AP} und der Lamellenzugkraft F_l ermittelt. Durch Variation der Steifigkeiten der Tellerfederpakete am Lasteinleitungsblock konnten die charakteristischen Kennlinien der Umschließungen aus Stahl oder CF-Gelege abgebildet werden. Die Kontaktfläche A_{AP} zwischen Lasteinleitungsblock und Lamelle ist in allen Versuchen mit $A_{AP} = 3.750 \text{ mm}^2$ gleich groß. Der passive Anpressdruck F_{AP} aus den Versuchen in 5.3 mit der Kontaktflächengröße A_U (Bild 3.8) ist gemäß Gl. 3.1 auf die Fläche A_{AP} bezogen.

Die Ergebnisse in Bild 5.22 zeigen für alle Versuche eine gute Übereinstimmung zwischen dem passivem Anpressdruck F_{AP} und der Lamellenzugkraft F_l , unabhängig von der Kennlinienausbildung. Der Einfluss der Betonqualität ist, bezogen auf die Steigerung der Lamellenzugkraft infolge des Anpressdrucks, zu vernachlässigen. Zwischen der Betonqualität und der Rissreibung unter der Umschließung kann kein Zusammenhang gefunden werden. Vielmehr wird die Reibung im Riss eher von der Qualität der Zuschlagskörner bestimmt, was im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht detaillierter untersucht wurde. Im Gegensatz dazu hat die Betonqualität jedoch einen großen Einfluss auf die Berechnung der maximalen Verbundbruchkraft, wenn keine externen Umschließungsbügel angeordnet sind.

Die Bestimmung der Lamellenzugkraft $F_l(F_{AP,w})$ nach der Formel von Walraven Gl. 5.41 bezieht den im Versuch tatsächlich gemessenen Anpressdruck $F_{AP}(w)$, Kap. 5.2 ein. Die Ergebnisse in Bild 5.23 zeigen, dass über die Berechnung nach Walraven die Lamellenzugkraft F_l infolge von F_{AP} unterschätzt wird. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in der Rechnung angenommen wird, dass auf der gesamten Kontaktfläche A_{AP} , auf die der passive Anpressdruck F_{AP} wirkt, konstante Spannung herrscht. Tatsächlich ist aber unter dem Lasteinleitungskörper keine absolut konstante Normalspannungsverteilung vorhanden. Bei Ausbildung des oberflächennahen Betonrisses und der Weckung des damit verbundenen passiven Anpressdruck wird immer am lastseitigen Ende der Lamelle unterhalb des Lasteinleitungskörpers eine größere Rissöffnung w als am lastabgewandten Ende vorhanden sein. Dies führt am Anfang des Lasteinleitungskörpers zu einem erhöhten Anpressdruck und damit zu einer höheren Lamellenzugkraft. Die Berechnung nach Walraven geht im Gegensatz dazu von einer konstanten Rissöffnung in der Mitte des Lasteinleitungskörpers auf der Fläche A_{AP} und damit von einem geringeren Anpressdruck aus.

Mit Gl. 5.42 aus der Regressionsrechnung kann der Zusammenhang zwischen passivem Anpressdruck F_{AP} und der Steigerung der Lamellenzugkraft F_l vereinfacht dargestellt werden. Bei geringem Anpressdruck ist eine sehr gute Übereinstimmung feststellbar. Je größer der gemessene Anpressdruck wird, umso mehr weichen die Versuchsergebnisse von denen der Regressionsrechnung ab. Dies ist - wie zuvor beschrieben - auf die nicht konstante Verteilung des Anpressdrucks auf der Kontaktfläche A_{AP} zu erklären. Diese Ungenauigkeit ist hinnehmbar, da die idealisierte Kontaktfläche A_{AP} gemäß Bild 3.8 keine Maßstabeffekte gegenüber der am realen

Bauteil vorhandenen Kontaktfläche A_U berücksichtigt. Die Ergebnisse der kalkulierten Lamellenzugkräfte aus den Versuchen gemäß Kap. 5.5 bestätigen diese Annahme.

5.5 Verbundversuche an Bauteilen mit realitätsnahen Umschließungen

Durch die einaxialen Verbundversuche an Stb.- Unterzügen mit realitätsnahen Abmessungen werden die in Abschnitt 5.2 und Abschnitt 5.3 aufgestellten Algorithmen zur Berechnung der Lamellenzugkraft validiert. Maßstabseffekte werden mittels Verwendung von praxisrelevanten, geometrischen Randbedingungen ausgeschlossen. In den Verbundversuchen bildet sich bei Lamellen- Entkopplungsbeginn (LEKB) und der damit verbundenen vertikalen Verschiebungsbehinderung der passive Anpressdruck F_{AP} aus. Zur ausschließlichen Berücksichtigung der Traglaststeigerung durch den passiven Anpressdruck verhindert eine Gleitfuge aus Öl und Folie zwischen der Lamelle und der Umschließung den dortigen Klebverbund. Die Traglaststeigerung ist damit ausschließlich auf die erhöhte Schubkrafttragfähigkeit im Riss zwischen der Lamelle und dem Konstruktionsbeton zurückzuführen.

Die Bilder 5.24 bis Bild 5.26 zeigen die experimentellen Ergebnisse. Die Berechnung der Lamellenzugkraft F_l erfolgt unter Berücksichtigung des passiven Anpressdrucks zum einen mit Gl. 5.41, dem Ansatz nach Walraven, und zum anderen mit der Gleichung aus der Regressionsanalyse, Gl. 5.42. Beide Ansätze berücksichtigen die Steigerung der Lamellenzugkraft abhängig vom Anpressdruck F_{AP} mit der dazugehörigen Rissöffnung w .

Die Gesamtlamellenzugkraft $F_{l,ges}$ errechnet sich aus der Verbundbruchkraft $T_{max,m}$ der Lamelle ohne Berücksichtigung der Umschließung sowie dem Anteil $\Delta F_{l,AP}$, der aus der Traglaststeigerung infolge der Umschließung resultiert. Dabei gibt $T_{max,m}$ den Mittelwert der Verbundbruchkraft und $\Delta F_{l,AP}$ den Mittelwert der Steigerung der Verbundbruchkraft infolge der Bügelumschließung an.

$$F_{l,ges} = T_{max,m} + \Delta F_{l,AP} \quad (5.43)$$

Die Verbundbruchkraft $T_{max,m}$ wird mit der die DGL des verschieblichen Verbundes mit den bisher bekannten Ansätzen [23,34,35] ermittelt. Die unterschiedlichen Ergebnisse der Berechnung von T sind in Anhang A-2 aufgeführt. Dabei muss in folgende Verbundkräfte unterschieden werden:

- $T_{k,exp}$, die Verbundbruchkraft, die experimentell dem LEKB zugeordnet werden konnte
- $T_{k,Regression}$, die in der Regressionsrechnung angesetzte Verbundbruchkraft
- $T_{k,Walraven}$, die Verbundbruchkraft für die Berechnung der Lamellenzugkraft $F_{l,ges}$ nach Walraven
- o.AP., die im Verbundversuch gemessene Bruchkraft der Reverenzversuche ohne Umschließungen
- $T_{max,m}$, der Mittelwert der maximalen Verbundbruchkraft nach [34] mit:

$$T_{max,m} = 0,636 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_l \cdot t_l \cdot f_{ctm}} \quad (5.44)$$

- $T_{k,max}$, dem 5%- Fraktilwert von $T_{max,m}$

$$T_{k,max} = 0,496 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_l \cdot t_l \cdot f_{ctm}} \quad (5.45)$$

- $T_{k,Zulassung}$, die rechnerisch maximale Verbundbruchkraft gemäß derzeit gültigen Zulassungen

$$T_{k,Zulassung} = 0,225 \cdot b_l \cdot \sqrt{E_{lk} \cdot t_l \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot f_{ctm}} \quad (5.46)$$

Die Gesamtlamellenzugkraft $F_{l,ges}$ wird unter Berücksichtigung der Formel nach Walraven mit Gl. 5.41 wie folgt berechnet:

$$F_{l,ges} = T_{max,m} + \left[\frac{1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20) \cdot \beta_w}{1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot \beta_w} \cdot \left(F_{AP}(w) + \frac{\beta_w}{20} \right) - \frac{\beta_w}{30} \right] \cdot \frac{t_l \cdot b_l \cdot b_{Bü}}{120} \quad (5.47)$$

mit:

$$t_l, b_l, b_{Bü} = \text{ in [mm]}$$

$$F_{AP} = \sigma_N \text{ in [N/mm}^2\text{]} \text{ aus Abschnitt 5.2}$$

In den Bildern 5.24 bis Bild 5.26 ist der Verlauf der Berechnung nach Gl. 5.47 gestrichelt dargestellt. Während mit durchgezogenen Linien das experimentelle Ergebnis sowie die berechnete Gesamtlamellenzugkraft mit Gl. 5.42 aus der Regressionsanalyse dargestellt sind. Damit lässt sich die Gesamtlamellenzugkraft $F_{l,ges}$ definieren zu:

$$F_{l,ges} = T_{max,m} + \frac{t_l \cdot b_l \cdot b_{Bü}}{120} \cdot (230 \cdot F_{AP}(w) - 23 \cdot F_{AP}^2(w)) \quad (5.48)$$

mit:

$$t_l, b_l, b_{Bü} = \text{ in [mm]}$$

$$F_{AP} = \text{ in [N/mm}^2\text{]} \text{ aus Abschnitt 5.2}$$

Die Bilder 5.24 bis Bild 5.26 stellen die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen den ausschließlich rechnerisch ermittelten Ergebnissen gegenüber.

Die Berechnung der Rissöffnungsbehinderung aus Abschnitt 5.2 geht von einer verhältnismäßig geringen Biegesteifigkeit der Lamelle in Querrichtung aus. Sie entspricht der Biegesteifigkeit, die für alle in Querrichtung monolithisch miteinander verbundenen Lamellen gegeben ist. Überschreitet die erforderliche Lamellenbreite b_l die maximale Lieferbreite, müssen mehrere Lamellen nebeneinander angeordnet werden, um den erforderlichen Querschnitt aufzubringen. Durch die nicht monolithische Verbindung der nebeneinander verklebten Lamellen wird bei LEKB eine Verdrehung der einzelnen Lamellen in Querrichtung ermöglicht, die zu einer ungleichmäßigen Verteilung und Reduzierung des Anpreßdrucks F_{AP} über den Gesamt- Lamellenquerschnitt führt. Für die Berechnung mit Gl. 5.47 und Gl. 5.48 muss daher der Anpreßdruck F_{AP} über den Abminderungsfaktor k_l in Abhängigkeit zur Rissöffnung w [mm] reduziert werden.

$$k_1 = 0,315 + \frac{0,073}{w + 0,1} \quad [-] \quad (5.49)$$

Der Abminderungsfaktor k_1 wurde über die Auswertung der Verbundversuche mit CFK-Lamellen (L20) aus Abschnitt 3.3.3 in Abhängigkeit zur Rissöffnung w ermittelt.

Die Gesamtlamellenzugkraft $F_{I,ges}$ für nachträglich aufgeklebte Biegezugbewehrung aus mehreren nebeneinander angeordneten Querschnitten errechnet sich dann mit der vereinfachten Formel zu:

$$F_{I,ges} = T_{max,m} + \frac{t_1 \cdot b_1 \cdot b_{Bü}}{120} \cdot \left[230 \cdot k_1 \cdot F_{AP}(w) - 23 \cdot (k_1 \cdot F_{AP}(w))^2 \right] \quad (5.50)$$

Die Gesamtlamellenzugkraft $F_{I,ges}$ für die Verbundversuche mit CFK-Lamellen der Breite $b_1 = 20$ cm (L20) wird unter Berücksichtigung des Faktors k_1 mit Gl. 5.50 bestimmt. Demgegenüber erfolgt die Berechnung der Versuche mit 20 cm breiten Stahllaschen über Gl. 5.48.

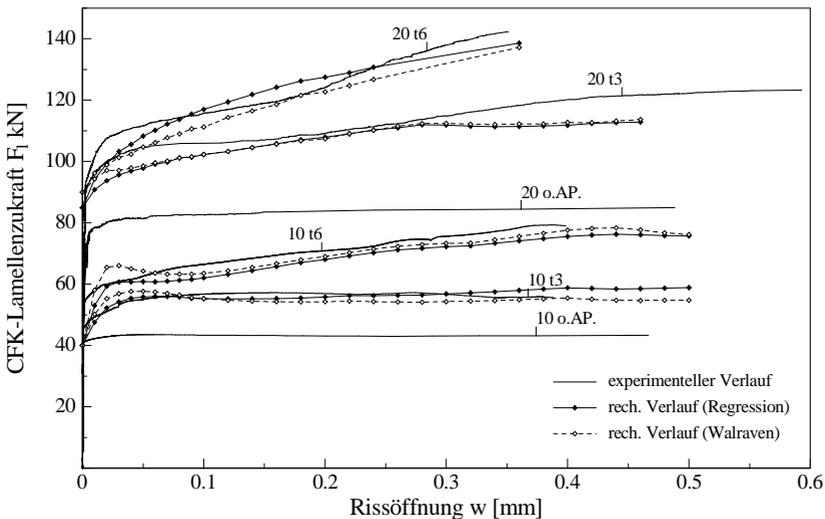


Bild 5.24: Lamellenzugkraft $F_{I,ges}$ für CFK-Lamellen mit Stahlbügel-Umschließungen

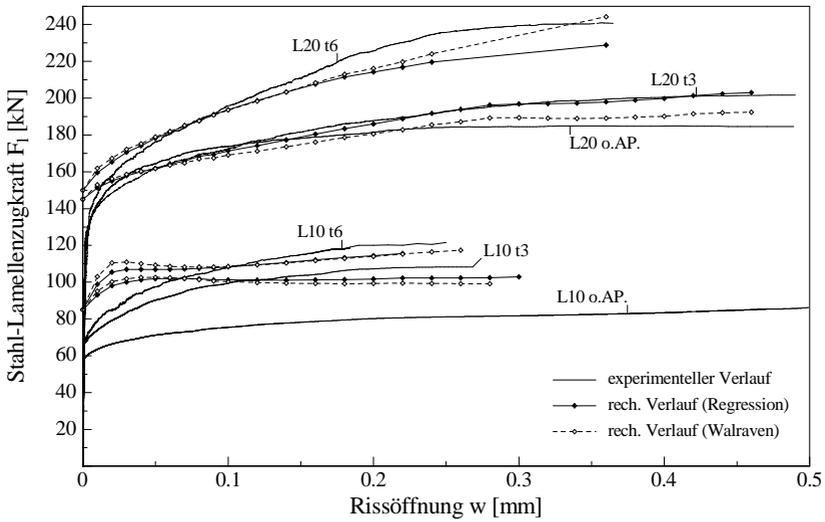


Bild 5.25: Laschenzugkraft $F_{t,ges}$ für Stahl- Laschen mit Stahlbügel- Umschließungen

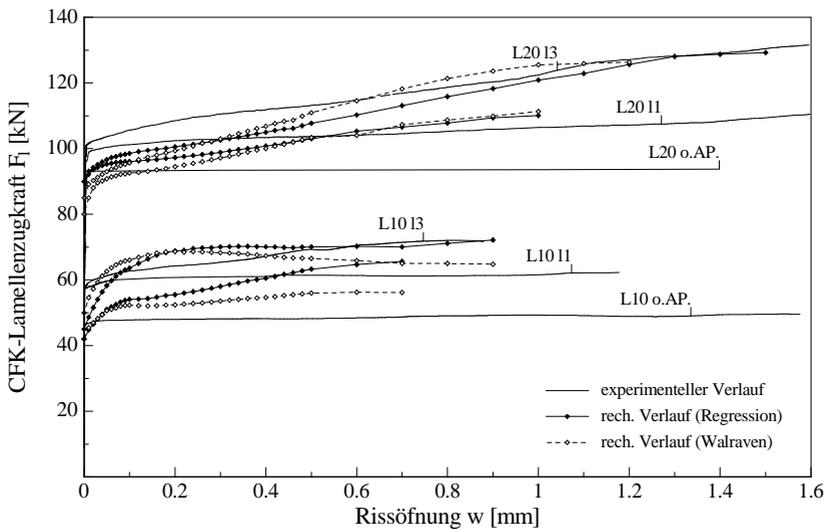


Bild 5.26: Lamellenzugkraft $F_{t,ges}$ für CFK- Lamellen mit CF- Gelege- Umschließungen

5.5.1 Bewertung der Ergebnisse

Die Bilder 5.24 bis 5.26 zeigen für die berechnete Lamellenzugkraft in beiden Fällen, nach Walraven als auch mit der Gleichung aus der Regressionsanalyse, im versuchsrelevanten Bereich (bei Stahl-Umschließungen $w \geq 0,15$ mm und CF- Gelege- Umschließungen $w \geq 0,6$ mm) eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Die Abweichungen in Bild 5.24 und Bild 5.25 für Rissöffnungen von $w \leq 0,1$ mm und Lamellenbreiten von 10 cm ($\alpha_b = 0,4$) sind auf die Abbildung des passiven Anpressdrucks F_{AP} bzw. der abhebenden Zugkraft F_u über den bilinearen Verlauf gemäß Abschnitt 5.2 zurückzuführen. Im Schnittpunkt der Ursprungsgeraden mit der Grenzgeraden (Abschnitt 5.2) und der damit verbundenen Steigungsänderung wird die abhebende Zugkraft F_u nicht exakt abgebildet, was zu einer Überschätzung der Lamellenzugkraft bei Rissöffnungsbeginn führt. Diese Ungenauigkeit ist auch für die 20 cm breiten Lamellen ($\alpha_b = 0,8$) feststellbar, allerdings nicht in so ausgeprägter Form, da die Steigungsänderung der Ursprungsgeraden am Schnittpunkt mit der Grenzgeraden (Abschnitt 5.2) geringer ist. Die Beziehung zwischen der abhebenden Zugkraft F_u und der Rissöffnung w für $\alpha_b = 0,8$ beschreibt einen linearen Verlauf.

Anhand der Bilder 5.24 bis 5.26 ist festzustellen, dass sich die dargestellte und im Versuch gemessene Beziehung zwischen der Lamellenzugkraft und Rissöffnung auf die mittlere Rissöffnung, die Mitte des Umschließungsbügels $b_{Bü}$ und auf die Mitte der Lamellebreite b_l , bezieht. Die gemessene Rissöffnung trifft somit erst in gemittelter Form über den gesamten Umschließungsbügel- Querschnitt zu, sobald sich der oberflächennahe Betonriss unterhalb der Umschließung vollständig ausgebildet hat.

Tatsächlich ist bei bereits beginnender Traglaststeigerung am lastseitigen Ende der Lamelle unterhalb der Umschließung eine Rissbildung vorhanden, die versuchstechnisch jedoch noch nicht gemessen werden konnte. Dieser Einfluß ist in Bild 5.26 aufgrund der breiten CF- Gelege ($b_{Bü} = 25$ cm) deutlicher als bei den Versuchen mit Stahlbügel- Umschließungen erkennbar. Die vertikale Verschiebung der CFK- Lamelle wurde in den Drittels- Punkten mit $b_{Bü}$ erfasst. Somit ist schon vor Beginn der gemessenen Rissöffnung eine signifikant höhere Lamellenzugkraft feststellbar. Tatsächlich müsste der Verlauf der F_l - w -Beziehung in Bild 5.26 bis zu einer Rissöffnung von 0,5 mm mit einer geringeren Steigung verlaufen. Die relevanten Rissöffnungen für Verbundversuche mit CF- Gelege- Umschließungen liegen bei $w \geq 0,6$ mm.

Für die Bemessung sind die anfänglichen Abweichungen zwischen den experimentellen und kalkulierten Ergebnissen nicht relevant. Wichtig ist, dass zum einen die Laststeigerung konstant zunimmt und andererseits die zuvor festgestellten Abweichungen von Lamellenzugkraft bzw. Anpressdruck nur bei den geringeren Rissöffnungen, die nicht praxisrelevant sind, auftreten.

6 Anwendungsempfehlung

6.1 Vorbemerkungen

In diesem Abschnitt werden aus den in Abschnitt 5 vorgestellten Algorithmen zur Berechnung der Lamellenzugkraft in Abhängigkeit von der Umschließungsart und den geometrischen Randbedingungen vereinfachte und praxistaugliche Ansätze formuliert.

Dazu ist es notwendig, die wesentlichen Einflussfaktoren, die die Rissöffnungsbehinderung bzw. Ausbildung des passiven Anpressdrucks bestimmen, zu benennen und sie qualitativ zu bewerten. Im Anschluss daran wird beurteilt, in wieweit sie für die Bemessung weiter berücksichtigt werden müssen oder aber im Sinn einer vereinfachten Bemessung vernachlässigt werden können.

Für eine Bemessung auf der sicheren Seite ist es nicht zwingend notwendig, die Ausbildung des selbstinduzierten Anpressdrucks F_{AP} in Abhängigkeit zur Rissöffnung w für jede Rissöffnung zu ermitteln. Gerade bei beginnender Rissöffnung kann die Bestimmung von F_{AP} vernachlässigt werden, sofern mit einem Anstieg des Anpressdrucks F_{AP} auch die Lamellenzugkraft F_I zunimmt.

Speziell für die Stahlbügelumschließungen werden ausführungsbezogene Mindestanforderungen benannt, um die in der Bemessung zugrunde gelegten Parameter zu gewährleisten. Unterschiede in der Ausführung haben gerade bei den Stahlbügel- Umschließungen einen größeren Einfluß auf die Ausbildung von F_{AP} und F_I als bei den Umschließungen aus CF- Gelegen.

Da in Abhängigkeit zur Rissöffnung w die Lamellenzugkraft für alle Umschließungsarten zunimmt, w_{max} jedoch für die einzelnen Umschließungen unterschiedlich sein kann, werden maximale Rissöffnungen w_{max} benannt. Dadurch ist für die jeweiligen α_b - Werte in Abhängigkeit zur Steifigkeit der Umschließung der Nachweis der maximal möglichen Rissöffnung w überflüssig. Soll für spezielle, bisher noch nicht untersuchte Steifigkeiten mit dazugehörigem α_b - Wert die maximale Lamellenzugkraft F_I bestimmt werden, so ist die Rissöffnung w_{max} für genau diese Parameterkombination gesondert zu bestimmen.

6.2 Berechnung der Lamellenzugkraft mit Umschließungsbügeln aus Stahl

6.2.1 Einfluß des Schlusswinkels auf die Bügelsteifigkeit $E_{I_{S,comp,g}}$

Die Biegesteifigkeit $E_{I_{S,comp,g}}$ der Stahlbügelumschließung hat bei der Berechnung des passiven Anpressdruck F_{AP} einen entscheidenden Einfluß auf die Rissöffnungsbehinderung. Wie Bild 3.4 zeigt, sind bei Stahlbügelumschließungen mit der Bügeldicke $t_{Bü} = 3$ mm bzw. $t_{Bü} = 6$ mm bei ansonsten gleichen Randbedingungen (L10 oder L20) für die steifere Umschließung und gleicher Rissöffnung w größere abhebende Zugkräfte F_u aufbringbar. Die Rissöffnungsbehinderung ist damit direkt abhängig von der Biegesteifigkeit der Umschließung.

Wie in Bild 3.19 und 3.21 dargestellt, nimmt mit steigender Rissöffnung und dem damit verbundenen steigenden Anpressdruck die Lamellenzugkraft F_I zu. Auch hier konnte gezeigt werden, dass die Umschließungsbügel mit einer höheren Bügelsteifigkeit bei ansonsten gleichen Randbedingungen die größeren Lamellenzugkräfte bis zur vollständigen Lamellenentkopplung zulassen.

Aus diesen Zusammenhängen ergibt sich die Notwendigkeit, den Schlusswinkel näher zu untersuchen. Im Sinn einer Vereinfachung der Bemessung soll die rechnerische Berücksichtigung des Schlusswinkels überprüft werden.

Die Berechnung der Gesamtbügelsteifigkeit $E_{I_{S,comp,g}}$ nach Abschnitt 5.2.1 mit den verwendeten Parametern in Anhang A-5 führt in Abhängigkeit vom Schlusswinkel zur Bügelsteifigkeit $E_{I_{S,comp,g}}$ nach Tab. 6.1.

Tab. 6.1: Rechnerische Gesamtbügelsteifigkeit $E_{I_{S,comp,g}}$ in Abhängigkeit vom Schlusswinkel

Biegesteifigkeit $E_{I_{S,comp,g}}$ [N/mm ²]	Dicke des Umschließungsbügels [mm]			
	3	4	5	6
mit Schlusswinkel	1.368.201.331	2.210.154.251	3.309.374.061	5.253.006.932
ohne Schlusswinkel	861.682.500	1.399.952.604	2.107.513.333	3.352.113.333

Aus den Steifigkeiten gemäß Tab. 6.1 lassen sich die F_u - w - bzw. F_{AP} - w - Beziehung neu berechnen und damit der Einfluß des Schlusswinkels für Versuche mit Stahlbügelumschließungen verdeutlichen. In Bild 6.1 sind die experimentell sowie rechnerisch gewonnen Ergebnisse für die Versuche St L10 mit Bügeldicken von 3 mm bis 6 mm gegenübergestellt. Bei den berechneten Ergebnissen werden die Schlusswinkel einmal berücksichtigt und einmal vernachlässigt.

In Bild 6.2 ist die gleiche Zusammenhang für alle Versuche mit den Stahlbügelumschließungen St L20 dargestellt.

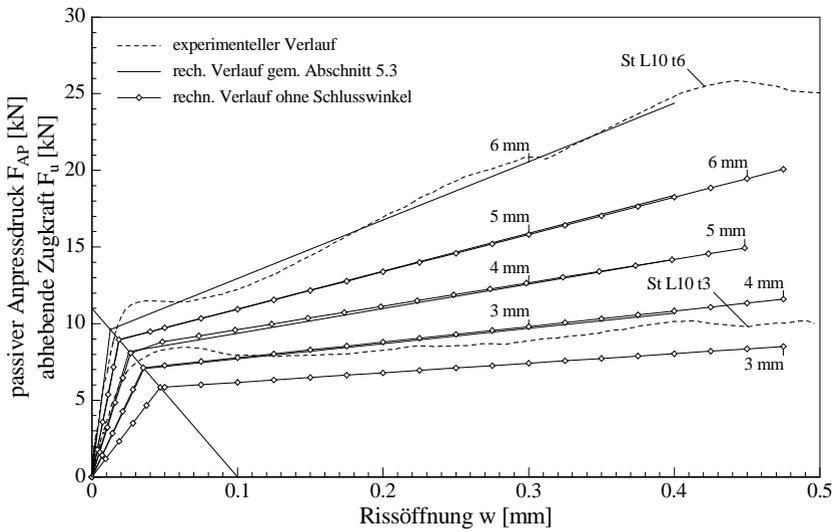


Bild 6.1: Einfluß des Schlusswinkels für die F_u - w - Beziehung von St L10 ($\alpha_b = 0,4$)

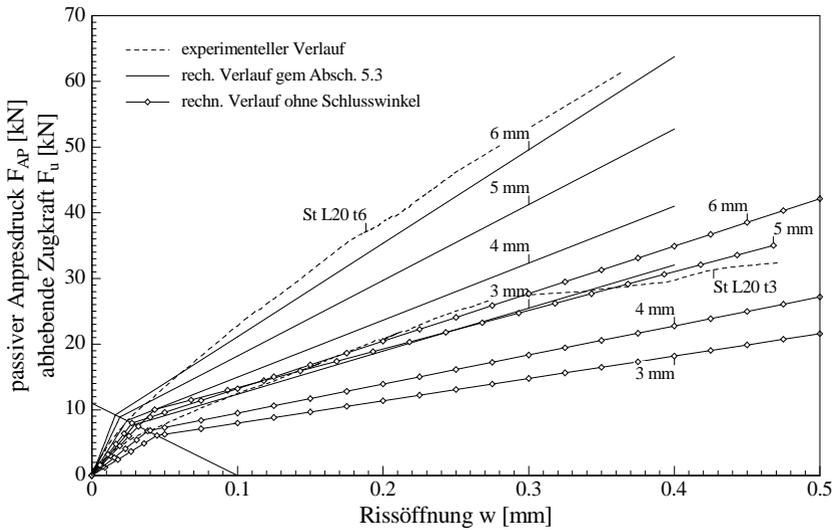


Bild 6.2: Einfluß des Schlusswinkels für die F_u - w - Beziehung von St L20 ($\alpha_b = 0,8$)

Aus Bild 6.1 und 6.2 geht hervor, dass die Ausbildung des charakteristischen Verlaufs der F_u - w - Beziehung bzw. der Steigung der Geraden in Abhängigkeit von $EI_{S,comp,g}$ auf die Versuche mit einem α_b - Wert = 0,4 (L10) einen geringeren Einfluß hat, im Gegensatz zu den Versuchen mit einem α_b - Wert = 0,8 (L20). Zu erklären ist dies vor allem mit den grundsätzlich größeren abhebenden Kräften F_u in Bild 6.2, über die sich bei einer geringen Bügelsteifigkeit gemäß Gl. 5.21 auch größere Rissöffnungen und damit höhere Abweichungen gegenüber den experimentellen Werten einstellen. Weiterhin bewirken die zugrunde liegenden statischen Systeme zur Beschreibung des Bereichs 2 für $\alpha_b = 0,4$ mit Gl. 5.15 und $\alpha_b = 0,8$ mit Gl. 5.21 eine größere Verformung und Rissöffnung für den Wert 0,8.

Über die Veränderung der Bügelsteifigkeit und der daraus resultierenden verminderten Rissöffnungsbehinderung kann über Abschnitt 5.5 der Einfluß auf die Lamellenzugkraft F_l rechnerisch ermittelt und beurteilt werden. In Bild 6.3 sind die experimentell gewonnenen und rechnerisch ermittelten Lamellenzugkräfte F_l in Abhängigkeit zur Rissöffnung w und dem Schlusswinkel aufgeführt.

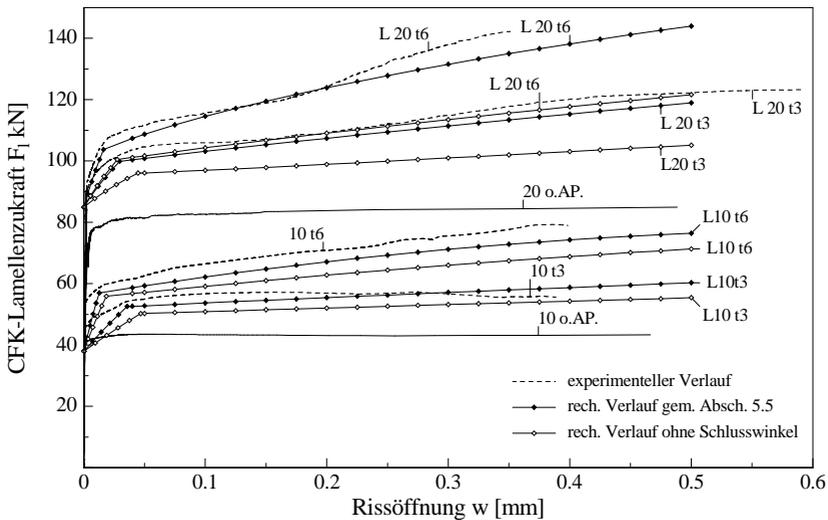


Bild 6.3: Einfluß des Schlusswinkels auf die Lamellenzugkraft für Stahlbügelumschließungen

Aus Bild 6.3 geht der Einfluß der verminderten Biegesteifigkeit des Umschließungsbügels bei Vernachlässigung des Schlusswinkels hervor. Analog zur Rissöffnungsbehinderung wirkt sich die geringere Steifigkeit für die Ermittlung der Lamellenzugkraft F_l in den Versuchen mit einem Wert $\alpha_b = 0,8$ stärker aus. Die Folge ist eine geringere Lamellenzugkraft F_l bei gleicher Rissöffnung w . Die Auswirkung der Vernachlässigung des Schlusswinkels ist bei den Versuchen mit $\alpha_b = 0,4$ aufgrund der geringen Unterschiede in der Rissöffnungsbehinderung verhältnismäßig klein.

6.2.2 Praxisgerechte Ausbildung des Schlusswinkels

In den Anwendungsempfehlungen sollen praxistaugliche Ansätze zur Berücksichtigung des passiven, selbstinduzierten Anpressdrucks angegeben werden, die in Abschnitt 6.2.3 zu vereinfachten Bemessungsansätzen formuliert werden. Sie reduzieren die in Abschnitt 5 vorgestellten Algorithmen und stellen sie im bemessungsrelevanten Bereich dar.

In diesem Abschnitt werden die Mindestanforderungen hinsichtlich der Ausführung beschrieben. Es werden z.B. bei Stahlbügelumschließungen Aussagen zur Klebschichtdicke zwischen den einzelnen Stahlwinkeln gemacht, die in der praktischen Ausführung und bei der Bemessung zu berücksichtigen sind. Eine Abweichung von diesen Mindestanforderungen mit höheren Klebstoffdicken hat keinen negativen Einfluß auf die Bemessung der Lamellenzugkraft. Jedes Überschreiten der Mindestanforderungen bringt bei der Bemessung Ergebnisse auf der sicheren Seite und führt lediglich zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Lamellenzugkraft. Grundsätzlich muss dabei zwischen Umschließungen aus Stahlbügeln und CF- Gelegen unterschieden werden, da ihnen unterschiedliche Bemessungsalgorithmen zugrunde liegen.

Für die Stahlbügelumschließungen nimmt, wie in Abschnitt 6.2.1 dargestellt, die Gesamtsteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ des Umschließungsbügel wesentlichen Einfluß auf die Ausbildung des passiven Anpressdrucks sowie auf die Höhe der traglaststeigernden Wirkung infolge der Umschließung. Demnach ist für alle Bügelumschließungen der Schlusswinkel, sofern er verklebt wird und über eine ausreichende Schenkellänge $l_{S,min}$ verfügt, auch rechnerisch anzusetzen. Als Bedingung zur Berücksichtigung des Schlusswinkels muss gemäß Bild 6.4 die verklebte Schenkellänge des Schlusswinkels $l_{S,vorh}$ folgende Mindestlänge haben:

$$l_{S,min} = l + r_{Bü} \leq l_{S,vorh} \quad (6.1)$$

mit:

$$l = (b_w - b_i)/2$$

$r_{Bü}$ = Biegeradius des Schlusswinkels

Bei Einhaltung der Länge $l_{S,min}$, kann die Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ der Bügelumschließung über Gl. 5.6 unter Berücksichtigung unterschiedlicher Anzahlen von Stahlbügelquerschnitten berechnet werden.

Relevant ist ebenfalls die Genauigkeit der Stahlwinkelherstellung. Wie Bild 6.4 zeigt, führt eine ungenaue Aufbiegung der Stahlbügel in einem Winkel $\neq 90^\circ$ aufgrund ihrer Schiefstellung zu Klebstoffschichtdicken t_k zwischen den einzelnen Stahlwinkeln, die nicht konstant sind. Daraus resultiert insgesamt eine größere Querschnittshöhe der verklebten Stahlbügel, was infolge des starren Verbundes zwischen den Stahlwinkeln zu einer tatsächlich größeren Gesamtbiegesteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ führt.

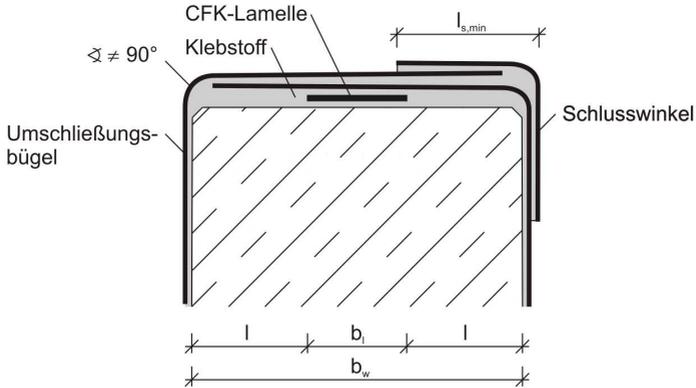


Bild 6.4: Beispielhafte Stahlbügelverklebung am Unterzugsquerschnitt mit $l_{s,min}$

Im Sinne einer vereinfachten Bemessung ist eine mittlere Mindestklebschichtdicke $t_{k,min}$ festzulegen, die bei der Verklebung der Stahlbügel in jedem Fall einzuhalten ist und nicht unterschritten werden darf. Klebschichtdicken $t_k > t_{k,min}$ sind dagegen als unproblematisch zu bewerten, da sie zu einem höheren $EI_{S,comp,g}$ gegenüber dem rechnerischen Ansatz führen und damit die Bemessung auf der sicheren Seite liegt.

Aus den experimentellen Untersuchungen in Abschnitt 3.3.1 und Abschnitt 3.3.3 geht eine Mindestklebschichtdicke von $t_{k,min} = 2$ mm hervor. Es hat sich bei der baupraktischen Verklebung der Stahlwinkel gezeigt, dass diese Mindestdicke der Klebstoffschicht bei der Herstellung der Probekörper nicht unterschritten wurde. Beim größten Teil der unter Laborbedingungen verklebten Stahlwinkel war die Klebstoffschicht deutlich größer als 2 mm. In der späteren Anwendung ist aufgrund der evtl. nicht exakten Bügel- Aufbiegung auf der Baustelle und bei der Verklebung vor Ort mit größeren Querschnittshöhen der verklebten Stahlbügel und dadurch mit höheren Gesamtbiegesteifigkeiten $EI_{S,comp,g}$ zu rechnen.

In Bild 6.5 sind die Ergebnisse für die Berechnung der $F_1 - w$ - Beziehung gemäß Abschnitt 5.5 mit den aus jeweils in drei Versuchen mit gleichen Parametern gemittelten Klebstoffdicken $t_{k,V}$ sowie der Mindestklebstoffdicke von $t_{k,2} = 2$ mm gegenübergestellt.

Wie in Bild 6.5 dargestellt, wird bei einer für alle Versuche angenommenen Klebstoffdicke $t_{K,2} = 2$ mm sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten erzielt.

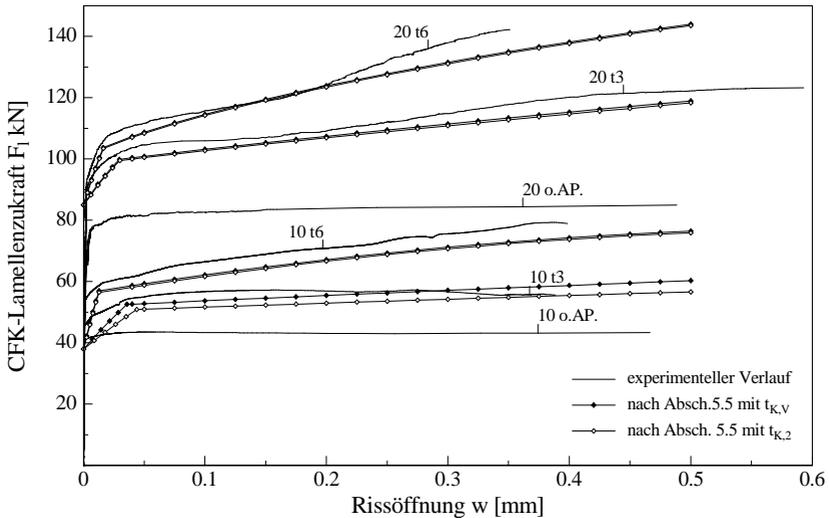


Bild 6.5: Gegenüberstellung der Ermittlung der Lamellenzugkraft über eine allgemeine Klebstoffschichtdicke $t_{K,2} = 2$ mm und der im Versuch gemessenen Dicke $t_{K,V}$

Im Sinne einer Vereinfachung der Bemessung sollte grundsätzlich bei der Verklebung von Stahlbügeln für alle Klebstoffugen von einer Klebstoffdicke $t_K = 2$ mm ausgegangen werden. Dies gilt sowohl für Verklebungen von Stahlbügelumschließungen mit CFK-Lamellen als auch für Stahlbügelumschließungen mit Stahl-Lasche.

6.2.3 Vereinfachter Bemessungsalgorithmus

Bei der Bemessung von CFK-lamellenverstärkten Unterzugsquerschnitten mit Stahlbügelumschließungen kann zur Vereinfachung des Bemessungsalgorithmus auf die Beschreibung des passiven Anpressdrucks im Bereich 1 nach Gl. 5.12 und Gl. 5.18 verzichtet werden. Die sich einstellende Rissöffnung w im Bereich 1 und die damit verbundene Rissöffnungsbehinderung F_u bzw. der Anpressdruck F_{AP} sind so klein, dass F_{AP} in diesem Bereich nur einen geringen Einfluß auf die Steigerung der Lamellenzugkraft hat. Bei ausschließlicher Berücksichtigung des Bereiches 2 ist für alle Stahlbügelumschließungen eine stetig zunehmende Steigerung der Lamellenzugkraft feststellbar, Bild 6.6. Die Vernachlässigung der genauen Beschreibung des Zusammenhangs von Lamellenzugkraft und Rissöffnung w führt für

Rissöffnungen bis $w \leq 0,04$ mm bei der Berechnung der Lamellenzugkraft zu keiner unsicheren Bemessung.

Nach Bestimmung der Gesamtbügelsteifigkeit $EI_{s,comp,g}$ unter Berücksichtigung des Schlusswinkels und einer Klebschichtdicke von $t_K = 2$ mm wird im Bereich 2 in Abhängigkeit vom Verhältnis $\alpha_b = b_l/b_w = 0,4$ mit Gl. 6.2 und Gl. 6.3 die Rissöffnungsbehinderung F_u bzw. der passive Anpressdruck F_{AP} berechnet. Die sich eingestellte Rissöffnung w_1 im Bereich 1 wird in Gl. 6.3 berücksichtigt.

$$\alpha_b = b_l / b_w = 0,4$$

$$F_{u,2}(w) = \frac{2 \cdot 24 \cdot EI_{s,comp,g}}{(3 \cdot \alpha - 4 \cdot \alpha^3) \cdot l_2^3} \cdot w_1 + \frac{26.400 \cdot EI_{s,comp,g}}{11.000 \cdot l_1^3 + 2,4 \cdot EI_{s,comp,g}} \quad \alpha = \frac{l_1}{l_2} \quad (6.2)$$

$$w_1 = w - \left(1 - \frac{EI_{s,comp,g}}{4.583 \cdot l_1^3 + EI_{s,comp,g}} \right) \cdot 0,1 \quad (6.3)$$

mit

$$l_1 = \text{s. Bild 5.6}$$

$$l_2 = 2 \cdot l_1 + b_l$$

Für das Verhältnis $\alpha_b = b_l/b_w = 0,8$ wird die abhebende Zugkraft F_u bzw. der Anpressdruck F_{AP} mit Gl. 6.4 berechnet, mit der Rissöffnung w_2 aus Bereich 1.

$$\alpha_b = b_l / b_w = 0,8$$

$$F_{u,4}(w) = \frac{48 \cdot EI_{s,comp,g}}{l_4^3} \cdot w_2 + \frac{26.400 \cdot EI_{s,comp,g}}{11.000 \cdot l_3^3 + 2,4 \cdot EI_{s,comp,g}} \quad (6.4)$$

$$w_2 = w - \left(1 - \frac{EI_{s,comp,g}}{4.583 \cdot l_3^3 + EI_{s,comp,g}} \right) \cdot 0,1 \quad (6.5)$$

mit

$$l_3 = \text{s. Bild 5.10}$$

$$l_4 = 2 \cdot l_3$$

Für alle α_b -Werte von $0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$ wird die abhebende Zugkraft $F_{u,i}$ bzw. der Anpressdruck F_{AP} über Gl. 6.6 ermittelt.

$$0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$$

$$F_{u,i}(\alpha_b, w) = F_{u,2}(w) \cdot \left(\frac{0,8 - \alpha_b}{0,4} \right) + F_{u,4}(w) \cdot \left(\frac{\alpha_b - 0,4}{0,4} \right) \quad (6.6)$$

Die Gesamt- Lamellenzugkraft F_l berechnet sich unter Berücksichtigung der abhebenden Zugkraft F_u sowie der Betonqualität in Abhängigkeit von der Rissöffnung w mit Gl. 6.7 und Gl. 6.8 zu:

$$F_{l,ges} = T_{max,m} + \frac{t_l \cdot b_l \cdot b_{Bü}}{120} \cdot \frac{\sqrt{f_{ct}}}{1,33} \cdot \left[230 \cdot k_l \cdot F_{u,i}(w) - 23 \cdot (k_l \cdot F_{u,i}(w))^2 \right] \quad (6.7)$$

mit

$$T_{max,m} = 0,636 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_l \cdot t_l \cdot f_{ctm}} \quad (6.8)$$

$$k_l = 0,315 + \frac{0,073}{w + 0,1} \quad [-] \quad (6.9)$$

Der Faktor k_l bezieht die Verdrehung der einzelnen Lamellenquerschnitte bei Entkopplung, sofern sie nicht aus einem Stück gefertigt sind ein. Er wird für alle nicht monolithischen Lamellenquerschnitte mit Gl. 6.9 berechnet. Für alle monolithischen Querschnitt gilt $k_l = 1$.

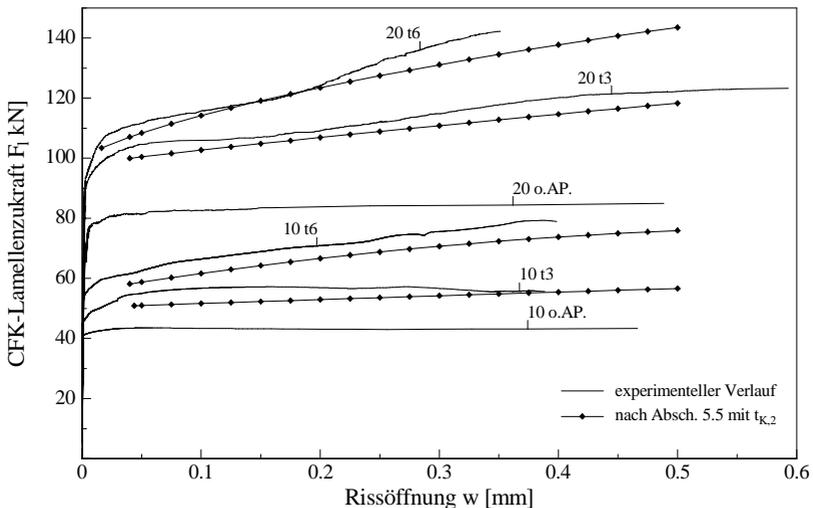


Bild 6.6: Vergleich der experimentell gewonnen sowie berechneten F_l - w - Beziehung mit einer rechnerisch angesetzten Klebstoffschichtdicke $t_{K,2} = 2$ mm unter Vernachlässigung des Bereichs 1 in der F_u - w - bzw. F_{AP} - w - Beziehung

Die relevanten Rissöffnungen, bei denen im Versuch eine stetige Steigerung der Lamellenzugkraft beobachtet werden konnte, lagen für Versuche mit Stahlbügeln und CFK-Lamellen bei $w_{\max} = 0,35$ mm und für die Versuche mit Stahl-Laschen bei $w_{\max} = 0,25$ mm. In der Bemessung sollten daher maximal die Rissöffnungen gemäß Tab. 6.2 berücksichtigt werden.

Tab. 6.2: Rechnerisch maximal ansetzbare Rissöffnung w_{\max}

	maximale Rissöffnung w_{\max} [mm]
CFK- Lamellen	0,35
Stahl- Laschen	0,25

6.3 Berechnung der Lamellenzugkraft mit Umschließungsbügeln aus CF- Gelegen

Für die Berechnung der Steigerung der Lamellenzugkraft infolge der Umschließung aus CF-Gelegen muss zunächst in Abhängigkeit zur Lagenanzahl n_l der E_{II} -Modul des Faserverbundes bestimmt werden. Im Anschluss daran kann über die geometrischen Randbedingungen mittels des α_b - Wertes $= b/b_w$ die Rissöffnungsbehinderung berechnet werden. Auch hier wird die F_u - w - bzw. F_{AP} - w - Beziehung teilweise über einen bilinearen Verlauf mit den Bereichen 1 und 2 abgebildet, Bild 5.16. Es ist zu prüfen, in wie weit auf die Darstellung des Bereiches 1 verzichtet werden kann. Im Anschluss an die Bestimmung des passiven Anpressdrucks infolge der Rissöffnungsbehinderung wird die Steigerung der Lamellenzugkraft berechnet.

6.3.1 Praxisgerechter Ansatz

In der praktischen Anwendung werden bei Umschnürungen Lagenanzahlen bis $n_l = 3$ relevant. Sollten dennoch höhere Lagenzahlen verwendet werden, so kann das $E_{II,i}$ Modul des Faserverbundes gemäß Abschnitt 5.3.1 bestimmt werden. Grundsätzlich werden bei der Umschließung von Unterzugsquerschnitten zur Sicherung der CFK- Lamelle gegen Entkopplung oder zur Schubverstärkung von Balkenquerschnitten hochmodulige CF- Gelegefaser verwendet. Gerade bei der Schubverstärkung ist es wünschenswert, Gelegefaser mit einem hohen E- Modul einzusetzen. In den hier angeführten Versuche wurden Gelege mit einem Faser- E_{III} - Modul von 640.000 N/mm² verwendet. Mit Abschnitt 5.3.1 ergibt sich in Abhängigkeit zur Lagenanzahl n_l ein $E_{II,r}$ Modul des Faserverbundes gemäß Tab. 6.3.

Tab. 6.3: $E_{II,i}$ Modul des Faserverbundes für hochmodulige CF- Gelege in Abhängigkeit zur Lagenanzahl n_l

Anzahl der CF- Lagen n_l	Faser E- Modul E_{III} [N/mm ²]	Faserdicke t_f [mm]	Matrix E- Modul E_m [N/mm ²]	Matrixdicke je Lage t_m [mm]	E - Modul $E_{II,i}$ [N/mm ²]
1	640.000	0,16	3.200	0,12	257.920
2	640.000	0,16	3.200	0,12	302.496
3	640.000	0,16	3.200	0,12	321.600

In Bild 5.16 ist für alle $\alpha_b = 0,4$ Werte die F_u - w - Beziehung über einen bilinearen Verlauf dargestellt. Im Sinn eines vereinfachten Bemessungsalgorithmus ist zu prüfen, in wie weit auf die Darstellung der Rissöffnungsbehinderung mit dem bilinearen Ansatz für $\alpha_b = 0,4$ verzichtet werden kann.

Im Bereich 1 liegt bei $\alpha_b = 0,4$ in der F_u - w - Beziehung die maximale Rissöffnung w bei $w = 0,1$ mm mit der sich einstellende abhebende Zugkraft $F_u = 4,5$ kN. In der F_I - w - Beziehung gemäß Bild 5.24 führt die Vernachlässigung des Bereiches 1 zu keiner unsicheren Bemessung, da ab $w = 0,1$ bis $w = 0,8$ mm die Lamellenzugkraft infolge zunehmender Rissöffnung stetig gesteigert

wird. Die Rissöffnung bis $w = 0,1 \text{ mm}$ hat bei $F_u = 4,5 \text{ kN}$ keinen maßgeblichen Einfluß auf die Ausbildung der $F_u - w$ - Beziehung.

6.2.3 Vereinfachter Bemessungsalgorithmus

Für die Berechnung der abhebenden Zugkraft F_u bzw. des Anpressdrucks F_{AP} wird für die geometrischen Verhältnisse von $\alpha_b = 0,4$ die Darstellung des Bereiches 1 vernachlässigt. Die sich einstellende Rissöffnung w wird erst für abhebende Zugkräfte $F_u \geq 4,5 \text{ kN}$ bestimmt und berücksichtigt.

Für das Verhältnis $\alpha_b = 0,8$ erfolgt die Berechnung der $F_u - w$ - Beziehung von Belastungsbeginn an. Hier gilt ein linearer Zusammenhang zwischen der Rissöffnung w und der abhebenden Zugkraft F_u , gemäß Bild 5.17.

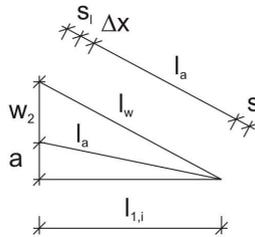


Bild 6.7: Geometrischer Zusammenhang zwischen der Rissöffnung w_2 sowie der Dehnungen Δx und Verschiebung s_1 des Geleges gegenüber dem Beton

Unter Berücksichtigung der freien Dehnung Δx des Geleges sowie die Verschiebung s_1 errechnet sich die Rissöffnung $w_{2(F_u)}$ für den Bereich 2 in Abhängigkeit von der abhebenden Zugkraft F_u mit Gl. 6.10 gemäß Bild 6.7. Dabei ergibt Gl. 6.10 mit den geometrischen Randbedingungen von $\alpha_b = 0,4$ die Rissöffnung $w_{2(F_u)}$ und für $\alpha_b = 0,8$ die Rissöffnung $w_{3(F_u)}$.

$$\alpha_b = b_l / b_w = 0,4 ; \alpha_b = b_l / b_w = 0,8$$

$$w_{2,3(F_u)} = \sqrt{\left(l_a + \frac{(F_u/2) \cdot l_a}{E_{II,j} \cdot A_{V,j}} + 2 \cdot s_1 \right)^2 - l_{1,j}^2} - a \quad (6.10)$$

mit:

$$s_1 = \frac{1}{E_{II,j} \cdot A_{V,j}} \cdot \omega \left(\frac{F_u \cdot \cosh(\omega \cdot 200)}{\sinh(\omega \cdot 200)} \right)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{8 \cdot f_{ctm}}{E_{II,j} \cdot t_{v,j}}}$$

$$l_a = \sqrt{a^2 + l_{i1}^2}$$

$$l_{ij} = l_{1,3} \cdot \frac{E_{II,ij}}{E_{II,3}}$$

$$\Delta x_{(F_u)} = \frac{F_u \cdot l_a}{E_{II,ij} \cdot A_{V,ij}}$$

$$l_{1,3} = 63 \cdot \frac{b_w}{250} = 63 \text{ mm} \quad \text{für } \alpha_b = 0,4 \quad (6.11)$$

$$l_{1,3} = 16 \cdot \frac{b_w}{250} = 16 \text{ mm} \quad \text{für } \alpha_b = 0,8 \quad (6.12)$$

$$a = t_1 + t_K = 2,2 \text{ mm}$$

$E_{II,3}$ = gemäß Tab 6.3

$E_{II,ij}$ = gemäß Tab 6.3

$$0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$$

Für die Verhältnisse von $0,4 \leq \alpha_b \leq 0,8$ wird die Rissöffnung in Abhängigkeit zur abhebenden Zugkraft $F_u \geq 4.5 \text{ kN}$ über Gl. 6.13 bestimmt.

$$w_{(\alpha_b, F_u)} = w_{2(F_u)} \cdot \left(\frac{0,8 - \alpha_b}{0,4} \right) + w_{3(F_u)} \cdot \left(\frac{\alpha_b - 0,4}{0,4} \right) \quad (6.13)$$

Zur Berechnung von $w_{(\alpha_b, F_u)}$ ist es notwendig $w_{2(F_u)}$ und $w_{3(F_u)}$ über Gl. 6.10 zu ermitteln. Der Unterschied in der Berechnung der Rissöffnungen liegt in der Systemlänge $l_{1,3}$, die in Abhängigkeit zum α_b - Wert und der Unterzugsbreite b_w über Gl. 6.11 und Gl. 6.12 bestimmt werden.

Nach Ermittlung der abhebenden Zugkraft F_u bzw. des passiven Anpressdrucks F_{AP} ist die Lamellenzugkraft F_l bestimmbar. In Abhängigkeit zur Rissöffnung w sowie der Betonqualität lässt sich F_l über Gl. 6.6 und Gl. 6.7 abbilden.

$$F_{l,ges} = T_{max,m} + \frac{t_1 \cdot b_l \cdot b_{B\ddot{u}}}{120} \cdot \frac{\sqrt{f_{ct}}}{1,33} \cdot \left[230 \cdot k_l \cdot F_{ui}(w) - 23 \cdot (k_l \cdot F_{ui}(w))^2 \right] \quad (6.11)$$

mit

$$T_{max,m} = 0,636 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_l \cdot t_1 \cdot f_{ctm}} \quad (6.12)$$

$$k_1 = 0,315 + \frac{0,073}{w + 0,1} \quad [-] \quad (6.13)$$

Für monolithische Lamellenquerschnitte ist $k_1 = 1$, für alle übrigen Querschnitte berechnet sich k_1 über Gl. 6.13.

In Bild 6.8 sind die nach Abschnitt 5.5 unter Vernachlässigung des Bereiches 1 berechneten und experimentell gewonnenen Ergebnisse gegenübergestellt. Es ist zu erkennen, dass die Vernachlässigung des Bereichs 1 zu keiner unsicheren Bemessung führt und im Sinne der Vereinfachung der Bemessung zulässig ist. Die maximale Rissöffnung für die Bemessung sollte für alle Parameterkombinationen mit $w_{\max} = 0,8 \text{ mm}$ angesetzt werden. Innerhalb dieser maximalen Rissöffnung ist für CF- Gelege kein genauer Nachweis darüber zu führen, dass die Kräfte im Riss in Abhängigkeit zur Rissöffnung w übertragen werden können.

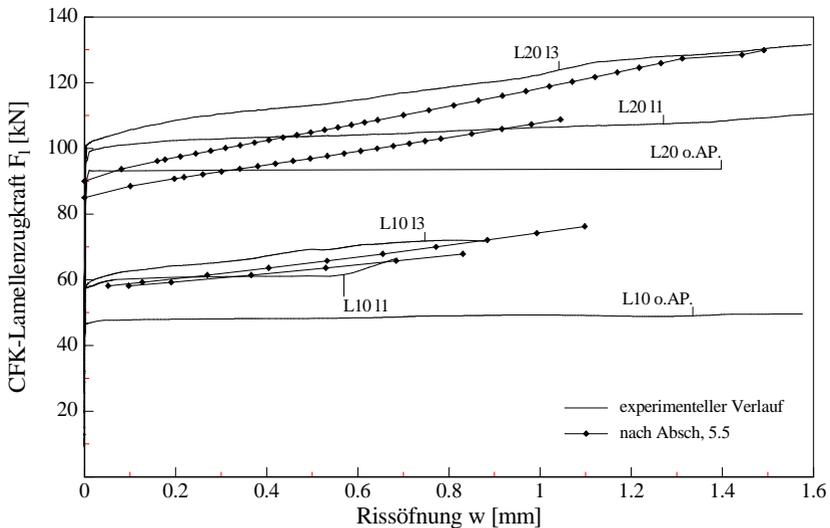


Bild 6.8: Gegenüberstellung der berechneten F_1 - w Beziehung (bei Vernachlässigung des Bereiches 1) und der experimentellen Ergebnisse

7 Tastversuche zum Einfluss beidseitiger Verklebung der CFK-Lamelle

7.1 Vorbemerkungen

In den bisherigen Untersuchungen wurde die Traglaststeigerung infolge des selbstinduzierten Anpreßdrucks unterhalb der Umschließung als Folge der erhöhten Reibung im Riss ermittelt. Lamelle und Umschließung waren nicht miteinander verklebt. In Tastversuchen mit einer sowohl am Konstruktionsbeton als auch am Umschließungsbügel verklebten CFK-Lamelle sollen die tatsächlich am Bauteil vorhandenen Randbedingungen abgebildet werden. Infolge der nun beidseitig verklebten Lamelle und der daraus resultierenden, vergrößerten Verbundfläche tritt eine weitere Zunahme der Lamellenzugkraft auf. Die Zunahme ist auf eine erhöhte Schubkrafttragfähigkeit in der Klebstoffuge zwischen Lamelle und Umschließung zurückzuführen und wird hier qualitativ versuchstechnisch ermittelt.

Im Rahmen dieser Tastversuche ist es nicht möglich, alle zuvor erwähnten Parameter zu untersuchen. An zwei ausgewählten Parameterkombinationen wird die Erhöhung der Lamellenzugkraft bei Berücksichtigung der Klebstoffuge oberhalb der Lamelle verfolgt und beurteilt.

Im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit von Verstärkungsmaßnahmen mit CFK-Lamellen ist es sinnvoll, diesen zusätzlichen Aspekt der Traglaststeigerung in zukünftige Bemessungsansätze zu integrieren. Dadurch kann die aufnehmbare Lamellenspannung an einem der beiden Rissufer nach [16] gesteigert werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Traglaststeigerung infolge der zweiten Klebstoffuge jedoch nur qualitativ beurteilt und ein überschlägiger Ansatz zur Berücksichtigung im bestehenden Bemessungsmodell vorgeschlagen.

In Abschnitt 7.2 werden die durchgeführten Tastversuche kurz erläutert. Abschnitt 7.3 zeigt die Ergebnisse und beurteilt sie, bezogen auf die Ergebnisse aus Abschnitt 3. In Abschnitt 7.4 wird ein Bemessungsansatz vorgestellt, der die Traglaststeigerung aufgrund der zusätzlichen Verbundfuge mit berücksichtigt. Mit diesem Ansatz wird versucht, die Versuche bestmöglich abzubilden. In Abschnitt 7.5 werden die Ergebnisse diskutiert sowie die Grenzen des Ansatzes aufgezeigt. Weiterhin werden Empfehlungen für weiterführende Versuche ausgesprochen, um bestehende Schwachpunkte zu beheben.

7.2 Versuchsaufbau und Durchführung der Versuche

Der Versuchsaufbau der Tastversuche entspricht dem Aufbau der Versuche aus Abschnitt 3.4.3 mit dem Unterschied, dass keine Gleitfuge oberhalb der Lamelle (zwischen Lamelle und Umschließungsbügel) angeordnet ist, Bild 7.1. Damit wirkt bei beginnender Lamellenentkopplung sowohl der passive Anpressdruck F_{AP} als auch die zusätzliche Schubkrafttragfähigkeit τ_K in der Klebfuge oberhalb der Lamelle. Der Versuch wurde kraftgeregelt analog Abschnitt 3.4.3 gefahren. In diesen Versuchen wurden ausschließlich die Dehnung in der Lamelle sowie die Rissöffnung w unterhalb des Umschließungsbügels mittels DMS und Wegaufnehmern gemessen.

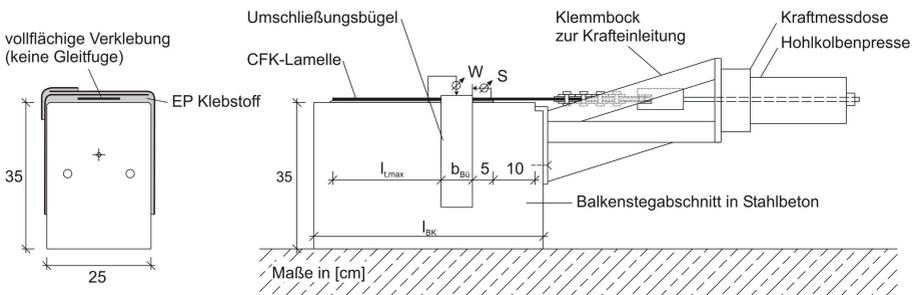


Bild 7.1: Versuchsaufbau der Tastversuche mit beidseits verklebter CFK-Lamelle und Stahlbügel

In Tab. 7.1 sind die in den Tastversuchen variierten Parameter aufgeführt. In allen sechs Versuchen wurde ein Beton der Betonfestigkeitsklasse C 20/25 verwendet. Es wurden ausschließlich Lamellen mit der Breite b_l 10 cm mit Stahl- Umschließungsbügeln mit der Dicke 3 bzw. 6 mm untersucht.

Tab 7.1: Anzahl der Versuche mit entsprechenden Parameterkombinationen

Umschließungsart	Stahlbügel $b_{Bü} = 7,0$ cm	
Breite der CFK-Zuglamelle b_l	10 cm	
Dicke des Umschließungsbügel	3 [mm]	6 [mm]
Versuche mit Beton C20/25	3	3

Alle Abmessungen der Bauteile der Versuche sind identisch mit den Versuchen in Abschnitt 3.4.3. Auch für die Lasteinleitung und Klemmung der CFK-Lamellen wurde das gleiche System verwendet.

7.3 Ergebnisse der Tastversuche

Bild 7.2 zeigt im Vergleich die Ergebnisse der Tastversuche mit beidseitiger realitätsnaher Verklebung (ohne Gleitfuge) der Lamelle sowie die Ergebnisse der durchgeführten Verbundversuche mit Gleitfuge oberhalb der Lamelle und ohne Umschließungsbügel (o.AP.). Anhand dieser Versuche ist deutlich der Einfluß des selbstinduzierten Anpreßdrucks F_{AP} sowie der zusätzlichen Verbundfläche mit entsprechender Verbundtragfähigkeit τ_{KI} im Kleber oberhalb der Lamelle zu erkennen. In diesen Versuchen führt, wie zuvor schon ermittelt, die höhere Bügelsteifigkeit aufgrund von größeren Bügeldicken $t_{Bü}$ bei ansonsten gleichen geometrischen Randbedingungen zur höheren CFK- Lamellenzugkraft F_L .

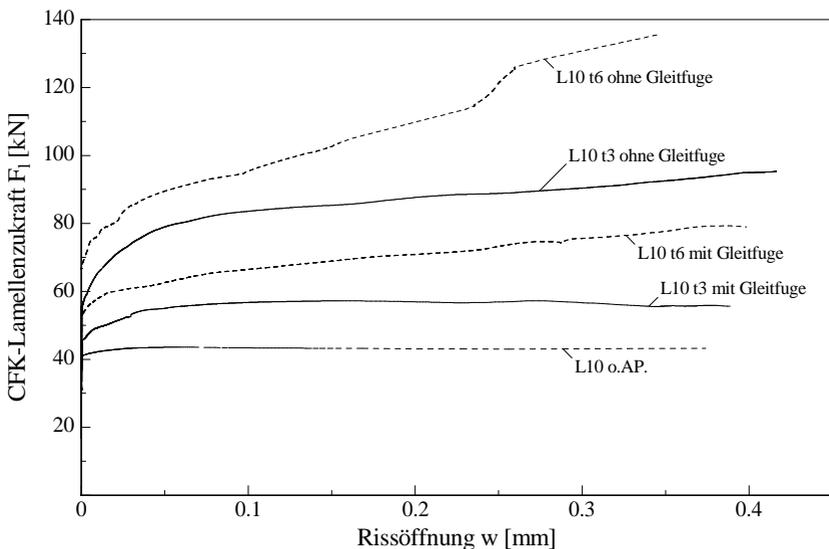


Bild 7.2: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Verbundversuchen mit beidseitiger realitätsnaher Verklebung der Lamellen und den Verbundversuchen mit Gleitfuge.

In Tab. 7.2 werden die bei den versuchsrelevanten Rissöffnungen w_{max} erreichten maximalen Lamellenzugkräfte F_L miteinander verglichen. Der traglaststeigernde Einfluß der beidseitigen Verklebung der Lamelle wird dabei deutlich. Für eine 10 cm breite CFK- Lamelle mit einer 3 mm dicken Bügelumschließung $t_{Bü} = 3$ mm beträgt die Traglaststeigerung ausschließlich infolge des passiven Anpressdrucks ~ 29 % und infolge beider Wirkungsanteile ~ 119 %.

Bei den Verbundversuchen mit $t_{Bü} = 6$ mm wurde bei w_{max} eine Steigerung der Lamellenzugkraft infolge des passiven Anpressdrucks um ~ 80 % sowie infolge vom passiven Anpressdruck und beidseitiger Lamellenverklebung um ~ 214 % erreicht .

Tab. 7.2: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus den Verbundversuche

	o.AP.	L10 t3 infolge F_{AP}	L10 t3 mit F_{AP} und τ_{KI}	L10 t6 infolge F_{AP}	L10 t6 mit F_{AP} und τ_{KI}
relevante Rissöffnung w_{max}		0,388		0,345	
Kraft [kN] bei w_{max}	43,0	55,6	94,5	77,5	135,0
% Traglaststeigerung bezogen auf o.AP.	100	129	219	180	314

Die Ergebnisse der Tastversuche zeigen deutlich, dass beim Ansatz des passiven Anpressdrucks F_{AP} und der zusätzlichen Schubkrafttragfähigkeit τ_{KI} in der Verbundfuge zwischen Lamelle und Umschließungsbügel eine weitere Steigerung der Lamellenzugkraft F_l von $\Delta F_l \geq 70\%$ gegenüber dem ausschließlichen Ansatz von F_{AP} erreicht wird.

Für eine wirtschaftliche Bemessung ist damit nicht nur der in dieser Arbeit untersuchte Wirkungsanteil von F_{AP} , sondern auch der von τ_{KI} relevant, der aber im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter untersucht wurde. In ergänzenden Forschungsarbeiten sollten mit den bereits untersuchten Parameterkombinationen und Probekörpergeometrien weitere Untersuchungen vorgenommen werden. Damit können die hier erarbeiteten Modelle um einen zusätzlichen Wirkungsterm erweitert werden.

Die Gesamtlamellenzugkraft $F_{l,ges}$ setzt sich dann aus der Verbundbruchkraft T_K ohne Umschließungsbügel, der Traglaststeigerung infolge des passiven Anpreßdrucks $\Delta F_{l,AP}$ sowie der Traglaststeigerung infolge erhöhter Schubkraftübertragung $\Delta F_{l,\tau_{KI}}$ in der Klebstoffuge zusammen, vgl. Gl. 7.1.

Die Werte für T_K und $\Delta F_{l,AP}$ sind dem Abschnitt 5.5 zu entnehmen. Zur vollständigen Berechnung der Lamellenzugkraft $F_{l,ges}$ muss noch der Term $\Delta F_{l,\tau_{KI}}$ beschrieben werden. Ein überschlägiger Ansatz hierfür wird nachfolgend aufgezeigt.

7.4 Entwicklung eines überschlägigen Bemessungsansatzes für die ergänzenden Traganteile $\Delta F_{I\tau_K}$

Die Gesamtlamellenzugkraft $F_{I,ges}$ kann unter Berücksichtigung der Traglaststeigerung der Lamelle durch den passiven Anpressdruck und die Schubkrafttragfähigkeit in der Klebstoffuge zwischen Lamelle und Umschließungsbügel mit Gl. 7.1 beschrieben werden:

$$F_{I,ges} = T_K + \Delta F_{I,AP} + \Delta F_{I\tau_K} \quad (7.1)$$

mit:

T_K : max. Verbundbruchkraft nach Abschnitt 5.5

$\Delta F_{I,AP}$: Traglaststeigerung der Lamellenzugkraft infolge des Anpressdrucks, Abschnitt 5.2

$\Delta F_{I\tau_K}$: Erhöhung der Lamellenzugkraft durch die Schubkraftübertragung in der Klebstoffuge

Zur Bestimmung von $\Delta F_{I\tau_K}$ müssen zuerst die Randbedingungen festgelegt werden. In Bild 7.3 ist der Bereich dargestellt, in dem der passive Anpressdruck F_{AP} aufgrund der erhöhten Rissreibung und die Schubkraftübertragung in der Klebefuge wirken. Am belasteten Lamellenende ist die Verschiebung s_l sowohl im oberflächennahen Beton als auch zwischen Lamelle und Umschließungsbügel gleich. Die Verschiebung bewirkt unterhalb der Lamelle die Ausbildung von F_{AP} und oberhalb der Lamelle die Verzerrung γ_K der Klebstoffuge mit dem daraus resultierenden Schubkraftanteil τ_K .

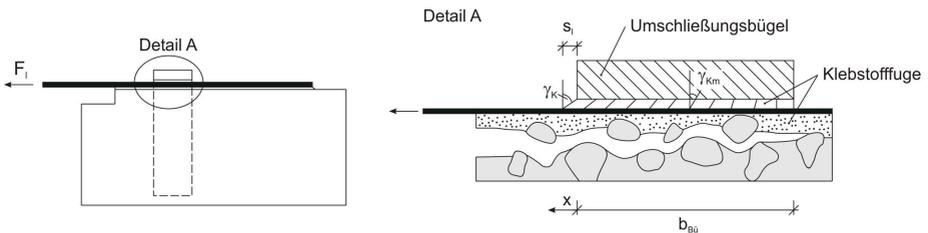


Bild 7.3: Lamellenentkopplung unterhalb des Umschließungsbügels mit oberflächennahem Betonriss und Schubverzerrung γ_K in der Klebstoffuge

Zur Bestimmung von $\Delta F_{I\tau_K}$ wird nur der Bereich zwischen der CFK-Lamelle und der Umschließung betrachtet. Aufgrund der in z-Richtung rechteckigen Anordnung und Verklebung des Umschließungsbügels wird dieser in x-Richtung als unverschieblich angenommen. Die gesamte Klebstoffugenverzerrung γ_K ist damit auf die Verschiebung und Dehnung der CFK-Lamelle zurückzuführen. Die übertragbare Schubkraft τ_K in der Klebstoffuge ist dabei abhängig vom Verzerzwinkel γ_K , der Dicke der Klebstoffuge t_k sowie vom Schubmodul G_K des verwendeten Klebstoffs. In Gl. 7.2 ist der Zusammenhang dargestellt, [20,53]:

$$\tau_K = G_K \cdot \gamma_K = G_K \cdot \frac{s_i}{t_K} \quad (7.2)$$

Zur vereinfachten Bestimmung der konstanten, mittleren Schubkraftübertragung in der Klebstoffuge über die gesamte Umschließungsbügelbreite wird in Gl. 7.2 mit der mittleren Verschiebung, also der Verschiebung in Umschließungsbügelmitte an der Stelle $x = b_{BU}/2$, gerechnet. Sie ergibt sich zu:

$$\tau_{K_{\text{m}}} = G_K \cdot \frac{s_i}{2 \cdot t_K} \quad (7.3)$$

Gemäß Bild 7.3 ist die Verschiebung s_i der Lamelle sowohl im oberflächennahen Beton als auch in der Klebstoffuge gleich. In Abhängigkeit zur Rissöffnung w und dem dabei wirkenden Anpressdruck ist nach Walraven bei Lamellenentkopplung mit Gl. 4.16 die sich einstellende horizontale Verschiebung v bzw. s_i nach Gl. 4.16 mit $v = s_i$ berechenbar.

$$s_i(w) = \frac{\sigma_N(w) + \beta_w / 20}{1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot \beta_w} \quad (7.4)$$

Der bekannten Verschiebung $s(w)$, die aus der Rissverzahnung mit dem wirkenden Anpressdruck resultiert, kann die entsprechende Schubkrafttragfähigkeit τ_K in der Klebstoffuge unmittelbar zugeordnet werden. Mit Gl. 7.3 errechnet sie sich über Gl. 7.5 zu:

$$\tau_{K_{\text{m}}} = G_K \cdot \frac{s_i(w)}{2 \cdot t_K} \quad (7.5)$$

Die Bestimmung vom Schubmodul G_K des Klebstoffs erfolgt über den E-Modul. Die E-Moduli typischer, hochmoduliger Klebstoffe liegen zwischen 1.500 bis 1.800 N/mm² und ergeben in Abhängigkeit von der Querdehnzahl ν einen Schubmodul G_K des Klebstoffs von ca. 520 bis 620 N/mm² [70].

$$G_K = \frac{E_K}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (7.6)$$

mit:

$$\nu: \quad 0,3 \dots 0,45$$

Nach [20,53] wird die Schubspannung $\tau_{K_{\text{max}}}$ zweier Fügeiteile über das Kräftegleichgewicht, die kinematische Beziehung sowie das Elastizitätsgesetz mit Gl. 7.7 beschrieben. Dabei entspricht die Schubspannung $\tau_{K_{\text{max}}}$ der Spannung in Mitte der Überlappungslänge beider Fügeiteile.

$$\frac{\tau_{K_{\text{max}}}}{\sigma_{10}} = t_i \cdot \sqrt{\frac{G_K}{E_i \cdot t_i \cdot t_K \cdot (1 + \psi)}} \quad (7.7)$$

mit

σ_{10} : Lamellenzugkraft $F_{1\tau_K}$ außerhalb der verklebten Länge [N]

τ_{Kmax} : Schubspannung in Fügeiteilmitte entsprechend der Schubspannung τ_{Km} nach Gl. 7.5

t_i : Dicke der Lamelle [mm]

t_K : Dicke der Klebstoffuge [mm]

Ψ : Steifigkeitsverhältnis der Fügeiteile $\Psi = E_i t_i / E_K t_K$

Unter Berücksichtigung der geometrischen Randbedingungen der Lamelle sowie der Verschiebung $s_i(w)$ errechnet sich die Steigerung der Lamellenzugkraft $\Delta F_{1\tau_K}$ über Gl. 7.8 zu:

$$\Delta F_{1\tau_K} = \frac{G_K \cdot \tau_{Km} \cdot t_i \cdot b_l}{t_i \cdot t_K \cdot \sqrt{\frac{G_K}{E_i \cdot t_i \cdot t_K \cdot (1 + \Psi)}}} \quad (7.8)$$

Mit Gl. 7.8 und Gl. 7.1 kann die Gesamtlamellenzugkraft $F_{l,ges}$ berechnet werden. Die Versuchswerte sind in Bild 7.4 den berechneten Werten gegenübergestellt. Die Berechnung der zusätzlichen Traglaststeigerung über die Verklebung wurde hier als Näherung vorgenommen. Gerade im Anfangsbereich unterschätzt die Gl. 7.8 die tatsächliche Tragfähigkeit der Klebeverbindung zwischen der CFK-Lamelle und dem Umschließungsbügel.

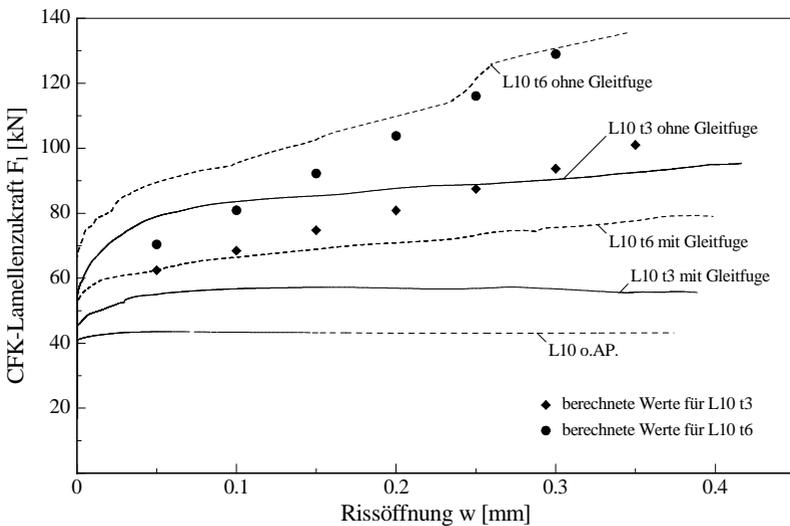


Bild 7.4: Berechnung der traglaststeigernden Wirkung realitätsnaher Verklebungen von CFK-Lamellen auf Betonprobekörpern mit Stahlbügelumschließungen mit $t_K = 2,5$ mm, $E_i = 168.000$ N/mm², $t_i = 1,2$ mm

7.5 Bewertung der Ergebnisse

In Bild 7.4 ist zu erkennen, dass der gewählte Ansatz in Gl. 7.8 zur Beschreibung der zusätzlichen Traglast infolge der Verklebung der CFK-Lamelle mit dem Umschließungsbügel grundsätzlich sinnvoll und richtig ist. Die Gleichung weist in der vorliegenden Form jedoch einige Schwachpunkte auf, die nachfolgend erläutert werden. Ziel dieser Arbeit ist es aber nicht, die Schwachpunkte zu lösen. Sie werden dargestellt mit dem Hinweis, dass sie in Zukunft mit Hilfe von weiterführenden Untersuchungen überprüft und behoben werden sollten.

Einen großen Einfluß auf die Kraftübertragung in der Klebstoffuge hat in Abhängigkeit zur Fugendicke t_K der Schubmodul G_K des Klebstoffs. Bislang wurde er rechnerisch über den E-Modul E_K nach Gl. 7.6 bestimmt und unterliegt damit großen Schwankungen. Allein die Ermittlung des Klebstoff- E-Moduls hat je nach Art der Probenlagerung (lufttrocken, im Wasser) große Schwankungsbreiten. Aus den Untersuchungen in [4] sind für die verwendeten Klebstoffe je nach Lagerungsbedingungen Werte für den E_K -Modul zwischen 330 N/mm^2 und 8.260 N/mm^2 bekannt. Für die Lagerungsbedingungen von 23°C bei 65% rel. Feuchte und einer Prüftemperatur von 23°C nach 95 Tagen wurde ein E_K -Modul von $E_K = 8.262 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Die im übrigen in der Literatur angegeben Werte sind nicht näherer kommentiert und quantifiziert, so dass sie nicht ohne weiteres auf die verwendeten Klebstoffe übertragen werden können [53,70]. Zur besseren Beschreibung der Gl. 7.8 ist es dringend erforderlich, zuverlässige Werte für den Schubmodul G_K des jeweils verwendeten Klebstoffs zu ermitteln.

In dem in Gl. 7.8 verwendeten Ansatz wird der wirkende Anpressdruck F_{ap} bzw. die auf die Lamelle wirkende Normalkraft σ_N nur über die Verschiebung s_l der Lamelle gegenüber dem Beton berücksichtigt. Zusätzlich müsste aber auch die Schubkrafttragfähigkeit τ_K der Klebstoffuge in Kombination mit der wirkenden Normalspannung σ_N näher betrachtet werden, Bild 7.5. Die Normalspannung bzw. der Anpressdruck wurden in den bisherigen Betrachtungen nur hinsichtlich der Reibungszunahme im oberflächennahen Beton berücksichtigt. Der Einfluß der Normalspannung σ_N auf die Klebstoffuge ist hingegen noch unbekannt und zu untersuchen.

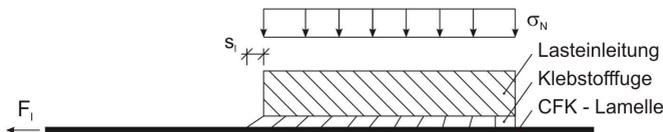


Bild 7.5: Schubkrafttragfähigkeit τ_K von Klebeverbindungen in Verbindung mit wirkender Normalspannung σ_N

In [38] wurden erste Untersuchungen zur Wirkungsweise von Anpressdrücken bei Verankerungen von Stahl-Laschen auf Beton vorgenommen. Als Ergebnis der Arbeit liegt die Beschreibung des

Verbundtragverhaltens von Stahl- Laschen auf Beton in Verbindung mit Anpressdrücken vor. Die in [38] ermittelte Traglaststeigerung entspricht der Wirkungsweise des in dieser Arbeit untersuchten, selbstinduzierten Anpreßdrucks. In den experimentellen Versuchen [38] wurde die Normalspannung auf die Lamelle über Anpressplatten eingeleitet. Dabei bestand zwischen Lamelle und Anpressplatte keine, über eine Klebstoffuge hergestellte kraftschlüssige Verbindung. Bei der Beurteilung der Wirkungsweise von Anpressdrücken auf die Verbundtragfähigkeit wird in [38] die über $\Delta F_{T,K}$ betrachtete Klebstoffuge nicht untersucht.

Über weiterführende Versuche muss zur genauen Beurteilung der Steigerung der Lamellenzugkraft infolge der Verklebung $\Delta F_{T,K}$ die Wirkung von Anpressdrücken ausschließlich auf die Klebeverbindung zwischen CFK- Lamellen und Stahlplatten untersucht werden, Bild 7.6.

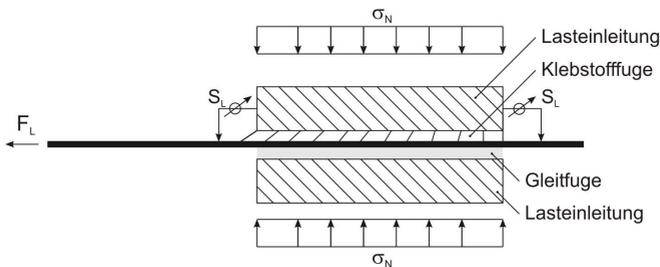


Bild 7.6: Lamellenauszugsversuche mit einseitiger Verklebung und wirkender Normalspannung σ_N

Durch diese Auszugsversuche kann eine zuverlässige Aussage über die tatsächliche Verzerrung γ_K der Klebstoffuge und der damit im Klebstoff unterhalb der Lasteinleitungsplatte bzw. der Umschließung wirkenden Schubspannungen getroffen werden.

Aufgrund der Anordnung der Wegaufnehmer zur Messung der Rissöffnung unterliegen die Ergebnisse, wie bereits in Abschnitt 5.5.1 beschrieben, dem messtechnischen Fehler, dass die durch die Versuche gemäß Bild 7.4 ermittelten Kurven im Anfangsbereich ($w \leq 0,15$) nicht das tatsächliche Verhältnis von Lamellenzugkraft F_I zur Rissöffnung w wiedergeben. Der Verlauf der experimentell ermittelten Kurven müsste gerade in diesem Bereich eine geringere Krümmung aufweisen. Durch eine genauere Messung der Rissöffnung über eine größerer Anzahl von Wegaufnehmer könnte die tatsächliche Rissöffnung in diesem Bereich exakter abgebildet werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Die in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse zur traglaststeigernden Wirkung von bügelartigen Umschließungen aus Stahl oder CF-Gelegen bei nachträglich aufgeklebten CFK- oder Stahl-Lamellen auf biege- und querkraftbeanspruchten Balken ermöglichen eine höhere Ausnutzung der Tragfähigkeit des Lamellenverbundes. Bei beginnender Lamellenentkopplung ist im Riss infolge der erhöhten Reibung im Bereich der Umschließung eine größere Schubkraft übertragbar. Die höhere Rissreibung wird durch den selbstinduzierten passiven Anpressdruck infolge der Entkopplungsbehinderung durch die Umschließung aktiviert.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde zuerst die Rissöffnungsbehinderung unterschiedlicher Umschließungsarten in Abhängigkeit vom Material (Stahl; CF-Gelege), den geometrischen Verhältnissen von Balkenbreite zu Lamellenbreite sowie der Steifigkeit der Umschließung experimentell untersucht, siehe Abschnitt 3.3.1. Daraus wurden im weiteren Algorithmus abgeleitet, mit denen es möglich ist, die Rissöffnungsbehinderung für die untersuchten Parameter zu berechnen, siehe Abschnitt 5.2 und Abschnitt 5.3. Mittels dieser Algorithmen kann auch die Rissöffnungsbehinderung für andere, bisher nicht experimentell untersuchte Material- und Geometrikombinationen bestimmt werden. Voraussetzung dafür ist die Kenntnis der Steifigkeit und des E-Moduls der Umschließung sowie das geometrische Verhältnis von Balkenbreite zu Lamellenbreite.

Im Anschluss an die Quantifizierung der Rissöffnungsbehinderung wurde in Abschnitt 3.3.2 der Zusammenhang zwischen der Lamellenzugkraft und dem Anpressdruck experimentell bestimmt. Die Traglaststeigerung der Lamelle ist dabei auf die erhöhte Reibung im Riss zurückzuführen. Unter Anwendung bekannter Modelle zur Rissreibung wurde in Abschnitt 5.4 die Kraftübertragung und damit die übertragbare Schubspannung τ bei wirkender Normalspannung σ in Abhängigkeit von der Rissöffnung untersucht. Aus den gefundenen Zusammenhängen konnte mittels Regressionsrechnung ein vereinfachter, praxistauglicher Ansatz zur Bestimmung der übertragbaren Schubspannung τ in Abhängigkeit von der Normalspannung σ entwickelt werden.

Mit Hilfe der Verbundversuche in Abschnitt 3.3.3 wurde der in Abschnitt 5.4 entwickelte Ansatz auf Bauteile mit realitätsnahen Umschließungen bezogen und in Abschnitt 5.5 in einen

allgemeingültigen Ansatz überführt, der nicht nur die untersuchten Parameterkombinationen berücksichtigt.

In Abschnitt 6 wurde für die Stahlbügelumschließungen der Einfluß der Klebstoffdicke zwischen den Umschließungsbügeln sowie der Einfluß des Schlusswinkels bezogen auf die Bügelsteifigkeit bestimmt. Im Sinne einer anwenderfreundlichen Bemessung werden vereinfachte Bemessungsalgorithmen sowohl für Stahl- als auch CF- Gelegeumschließungen angegeben.

Durch das in dieser Arbeit vorgestellte Modell kann bei der Berechnung der Verbundbruchkraft der zusätzliche Traganteil infolge der Umschließung berücksichtigt werden. Grundsätzlich muss bei der Bemessung zuerst die Rissöffnungsbehinderung - bezogen auf das Umschließungsmaterial (Stahl; CF-Gelege), die geometrischen Randbedingungen und die Steifigkeit der Umschließung - ermittelt werden. In Abschnitt 6.2 wird der zur Berechnung bemessungsrelevante Rissöffnungsbereich angegeben. Nach Festlegung der Rissöffnungsbehinderung in Abhängigkeit von der Umschließung kann dann die Steigerung der Lamellenzugkraft infolge der erhöhten Reibung im Riss über die in Abschnitt 5.5 aufgestellten Algorithmen errechnet und in die Bemessung einbezogen werden.

Die in dieser Arbeit vorgestellten Algorithmen können auch auf Umschließungen, die nicht aus Stahl- oder CF- Gelegen hergestellt sind, übertragen werden. Für die Bestimmung der Traglaststeigerung ist damit ausschließlich die Kenntnis der zuvor genannten Ausgangsparameter notwendig, um die Gesamtlamellenzugkraft zu berechnen.

8.2 Ausblick

Die Untersuchungen in der vorliegenden Arbeit sind auf die Traglaststeigerung von Bügelumschließungen infolge des selbstinduzierten Anpressdrucks konzentriert. Um speziell und ausschließlich diesen Anteil der Erhöhung der Traglast zu bestimmen, wurde zwischen der Lamelle und der Umschließung eine Gleitfuge gemäß Bild 3.17 angeordnet. In der Praxis wird am lamellenverstärkten Stahlbetonbauteil der Umschließungsbügel jedoch immer mit der Lamelle verklebt, so dass die tatsächliche Traglaststeigerung zum einen aus dem hier erstmals systematisch untersuchten Anpressdruck und zum anderen aus der hier nicht untersuchten Verklebung der Lamelle mit dem Umschließungsbügel resultiert.

Um die Größenordnung des nicht systematisch untersuchten Traganteils abzuschätzen wurden in Abschnitt 7 Tastversuche zum Einfluss der Verklebung der CFK-Lamelle mit dem Beton und der Umschließung durchgeführt. In diesen Versuchen wurden dieselben Probekörper mit Variation der Steifigkeit der Stahlbügelumschließung verwendet. Als Ergebnis konnte festgestellt werden, dass die Verklebung der Lamelle mit der Umschließung gemäß Bild 7.1 eine weitere nennenswerte Steigerung der Lamellenzugkraft bewirkt. In Abschnitt 7.4 wird dazu ein erster einfacher Bemessungsansatz, der diesen zusätzlichen Traganteil berücksichtigt, entwickelt. Die Ergebnisse in Bild 7.4 zeigen, dass der gewählte Bemessungsansatz eine brauchbare Übereinstimmung zwischen den berechneten und experimentell ermittelten Ergebnissen aufweist. Die vorhandenen

Abweichungen können auf die großen Streuungen des Klebstoff- Schubmoduls und den unbekanntem Einfluß der orthogonalen Normalspannung auf Klebstofffugen gemäß Bild 7.5 zurückgeführt werden. Um die Verklebung der Lamelle mit der Umschließung in die Bemessung einfließen zu lassen, ist es erforderlich, zuverlässige Werte für den Klebstoff- Schubmodul und den Einfluß der Normalspannung auf die Verzerrung der Klebstofffuge gemäß Bild 7.5 versuchstechnisch zu ermitteln. In Abschnitt 7.5 wird für diese Versuche ein Versuchsaufbau vorgeschlagen, mit dessen Ergebnissen der in Abschnitt 7.4 angeführte Bemessungsansatz in künftigen Arbeiten weiterentwickelt werden kann.

Die traglaststeigernde Wirkung der untersuchten Umschließungen bezieht sich auf Stahlbügel oder CF- Gelege, die am Lamellenende angeordnet sind. Oft werden bügelartige Umschließungen zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit von Balken nicht nur im Bereich der End- und Zwischenaufleger, sondern auch in Feldmitte erforderlich. In diesem Fall kann die traglaststeigernde Wirkung der Umschließung auch im Feld und nicht erst in Auflagernähe angesetzt werden. Dazu muss im rechnerischen Bruchzustand eine lokale Lamellenentkopplung im Feld zwischen zwei Umschließungen zulässig sein, durch die der selbstinduzierte Anpressdruck erst aufgebaut wird. Die weitere Lamellenentkopplung kann dann von der Bügelumschließung gestoppt werden.

Die im Ausblick vorgestellten, weiterführenden Arbeiten zur Berücksichtigung der vollständigen Verklebung der Umschließung mit der Lamelle können mit einem überschaubaren Versuchsprogramm experimentell bestimmt werden. Aus Sicht des Verfassers ist es sinnvoll den Traganteil der Verklebung der Lamelle mit der Umschließung im Zusammenhang mit der dadurch einwirkenden Normalspannung zu untersuchen und außerdem Umschließungen in Feldmitte mit in die Bemessung einzubeziehen. Dadurch könnte der Einfluss bügelartiger Umschließungen über die gesamte Bauteillänge vollständig erfasst und das wirkliche Tragverhalten von geklebten Bauteilverstärkungen realitätsnah und wirtschaftlich nutzbringend berücksichtigt werden.

9 Literaturverzeichnis

- [1] Abdelrahman, A. A., El-Ghandour, A. A.: Effect of U-shaped GFRP wraps on the bond behaviour of CFRP laminates, FRPRCS-8 Patras, 2007, pp. 96-97
- [2] ACI 440.3R-04: Guide test methods for fiber-reinforced polymers for reinforcing or strengthening concrete structures, 2004
- [3] Ackermann, G., Burkhardt, M.: Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ortbeton in Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, Beton- und Stahlbetonbau, 1992, S. 165-170; S. 197-200
- [4] Alfar, A.: Durability of reinforced concrete members strengthened with CFRP plates and subjected to moisture and salts, Technische Universität Braunschweig, 2006
- [5] Basler, E., Witta, E.: Grundlagen für kraftschlüssige Verbindungen in der Vorfabrikation, Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, 1966
- [6] Bauen mit Textilien: Richtlinien für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von unidirektionalen kohlenstoffaserverstärkten Kunststofflamellen Fassung 1998, Bauen mit Textilien, 2000, S. 15-20
- [7] Bazant, Z. P., Gambarova, P.: Rough cracks in reinforced concrete, Journal of the Structural Division, 1980, pp. 819-842
- [8] Bresson, J.: Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Béton plaqué. Annales de l'institut technique du bâtiment et de travaux publics, Supplément au N°278, Série: Béton. Béton armé, N° 116, 1971, pp. 55
- [9] CEB-FIP model code 1990, Comité Euro-International du Béton, 1993
- [10] Daschner, F., Kupfer, H.: Versuche zur Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton, Bauingenieur, 1982, S. 57-60
- [11] Deuring, M.: Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungs-Anstalt EMPA, 1993

-
- [12] Deutsche Institut für Bautechnik: Zulassung von Verstärkungen von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen
- [13] Divakar, M. P., Shah, S. P.: Modeling shear transfer by aggregate interlock, Structural Engineering Report; Departure of Civil Engineering; Northwestern University Evanston; Illionois 60201
- [14] Fardis, M. N., Buyukozturk, O.: Shear stiffness of concrete by finite elements, Journal of the Structural Division, June 1980, pp. 1311-1327
- [15] Fenwick, R. C., Paulay, T.: Mechanism of Shear Resistance of Concrete Beams, Journal of the Structural Division, V. 94 Oktober 1968, pp. 2325-2351
- [16] Franke, L.: Zum Nachweis der Zugkraftdeckung biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile mit nachträglich aufgeklebter Bewehrung, Technische Universität Hamburg-Harburg TUHH, 2004
- [17] Franke, L., Deckelmann, G.: Das Tragverhalten der Grenzflächen von Fugen, Bautechnik 66, 1989, S. 7-12
- [18] Fréney, J. W.: Shear transfer across a single crack in reinforced concrete under sustained loading Part I-III, Delft University, 1985
- [19] Gambarova, P. G.,Karakoc, C.: A new approach to the analysis of the confinement role in regularly cracked concrete elements, SMiRT Chicago, 1983
- [20] Habenicht, G.: Kleben - Grundlagen, Technologien, Anwendungen, Springer-Verlag, 2006
- [21] Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, Dissertation Technische Universität Braunschweig, 1996
- [22] Hilti: Tragwerksverstärkung mittels geklebter Bewehrung, Hilti Konzern Forschung, 1991
- [23] Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile, Dissertation Technische Universität Braunschweig, 1994
- [24] Jimenez, R., Perdikaris, P., Gergely, P., White, R. N.: Interface shear transfer and dowel action in cracked concrete subjected to cyclic shear, ASCE Madison, 1976
- [25] Kaiser, H.: Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen, Dissertation Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1989
- [26] Kirmair, H.: Das Schubtragverhalten schlanker Stahlbetonbalken - Theoretische und experimentelle Untersuchungen für Leicht- und Normalbeton, Dissertation Technische Universität München, 1985

-
- [27] König, G., Dehn, F., Hegger, J., Görtz, S.: Der Einfluß der Reibung auf die Querkrafttragfähigkeit, Ernst & Sohn Heft 10, 2000, S. 584-591
- [28] Kupfer, H., Mang, R., Karavesyrogrou, M.: Bruchzustand der Schubzone von Stahlbeton- und Spannbetonträgern - Eine Analyse unter Berücksichtigung der Rißverzahnung, Bauingenieur, 1983, S. 143-149
- [29] Ladner, M., Pralong, J., Weder, C.: Geklebte Bewehrung: Bemessung und Erfahrungen, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungs-Anstalt EMPA, 1990
- [30] Ladner, M., Weder, C.: Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungs-Anstalt EMPA, 1981
- [31] Menn, C., Brenni, P. Keller, T., Pellegrinelli, L.: Verbindung von altem und neuem Beton, ETH Zürich, 1992
- [32] Miller, B. D.: Bond between carbon fiber reinforced polymer sheets and concrete, University of Missouri-Rolla, 1999
- [33] Neubauer, U.: Neuer Verbundwerkstoff, Betonwerk und Fertigteil- Technik, 1998, S. 58-63
- [34] Neubauer, U.: Verbundverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstofffaser, Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen, Dissertation Technische Universität Braunschweig, 2000
- [35] Niedermeier, R. P.: Zugkraftdeckung bei klebarmierten Bauteilen, Dissertation Technische Universität München, 2001
- [36] Nissen, I.: Rissverzahnung des Betons - Gegenseitige Rissuferverschiebungen und übertragene Kräfte, Dissertation Technische Universität München, 1987
- [37] Paulay, T., Loeber, P. J.: Shear transfer by aggregate interlock, Shear in reinforced concrete, 1974, pp. 1-15
- [38] Pichler, D.: Die Wirkung von Anpressdrücken auf die Verankerung von Klebelamellen, Universität Innsbruck, 1993
- [39] Pilcher, D., Wicke, M.: Verstärken von Betonbauteilen durch angeklebte Stahllamellen mit angepresster Endverankerung, Beton- und Stahlbetonbau, 1994, S.261-265; S. 312-314
- [40] Puck, A., Engasser, I.: Festigkeit von Metall-Klebverbindungen bei Normal- und Schubspannung, Forschungsbericht 1979
- [41] Puck, A.: Zur Beanspruchung und Verformung von GFK-Mehrschichtverbund-Bauelementen. Teil 1. Grundlagen der Spannungs- und Verformungsanalyse. In: Kunststoffe Band 57, Heft 4
- [42] Puck, A.: Festigkeitsanalyse von Faser-Matrix-Laminaten Modelle für die Praxis, München 1996, Hanser Verlag

-
- [43] Ranisch, E. H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung -, Dissertation Technische Universität Braunschweig, 1982
- [44] Reineck, K. H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen, Dissertation Universität Stuttgart 1990
- [45] Rostásy, F. S.: Verbundverhalten der Klebverbindung von Lamellen aus kohlenstoff-faserverstärktem Kunststoff mit Beton, Technische Universität Braunschweig, 2000
- [46] Rostásy, F. S., Neubauer, U.: Grundlagen zur Verstärkung von Balkonplatten von Plattenbauten mit CFK-Lamellen, Technische Universität Braunschweig, 1999
- [47] Rostásy, F. S., Neubauer, U.: Biege- und Schubtragverhalten eines mit geklebten CFK-Lamellen und Stahllaschenbügeln verstärkten Stahlbetonträgers, Untersuchungsbericht Nr. 8516/8516 - Neu -, Technische Universität Braunschweig 1996
- [48] Saber, N., Hassan, T., Abdel Fayad, A. S., Gith, H.: Flexural behavior of concrete beams strengthened with steel reinforced polymers, Symposium CICE Zürich, 2008, S. 69
- [49] Schilde, K.: Untersuchungen zum Verbund zwischen Beton und nachträglich aufgeklebten CFK-Lamellen am Zwischenrisselement, Dissertation Universität Kassel, 2005
- [50] Schmidhuber, C.: Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit mit CFK-Lamellen verstärkter Bauteile in Anlehnung an DIN 1045-1, Fraunhofer IRB Verlag, 2005
- [51] Schmidhuber, C.: Neumodellierung des Schubtragverhaltens mit CFK-Lamellen verstärkter Stahlbetonbauteile, Technische Universität München, 2005
- [52] Schneider, H.J.: Bautabellen für Ingenieure, 18. Auflage 2008, Werner-Verlag
- [53] Schürmann, H.: Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden, Springer-Verlag, 2007
- [54] Seim, W., Schilde, K.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Verbund zwischen Betonbauteilen und nachträglich aufgeklebten hochfesten Kohlefaserlamellen Abschlussbericht DFG, Universität Kassel, 2005
- [55] Stöcklin, Meier, U.: Strengthening of concrete structures with prestressed and gradually anchored cfrp strips, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungs-Anstalt EMPA, 2003
- [56] Takahashi, Y.: Flexural Strengthening of RC Beams with CFRP Sheets and U-Jackets, Symposium CICE Zürich, 2008, S. 68
- [57] Täljisten, B.: Plate Bonding. Strengthening of Existing Concrete Structures with Epoxy Bonded Plates of Steel or Fiber Reinforced Plastics. Doctoral thesis, Division of Structural Engineering, Lulea University, ISSN 0348-8373, 1994, pp. 190

-
- [58] Tassios, T. P., Vintzeleou, E. N.: Concrete to concrete friction, *Journal of Structural Engineering*, 1987, pp. 833-849
- [59] Taylor, H. P. J.: The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear, *Shear reinforced concrete*, 1974, pp. 43-77
- [60] Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., Lam, L.: *FRP Strengthened RC Structures*, John Wiley & Sons, Ltd, 2002
- [61] Ulaga, T.: *Betonbauteile mit Stab- und Lamellenbewehrung: Verbund- und Zuggliedmodellierung*, Dissertation Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2003
- [62] VDI Richtlinie 2229, *Metallkleben; Hinweise für Konstruktion und Fertigung*, 1979
- [63] Vintzeleou, E. N., Tassios, T. P.: Mechanisms of load transfer along interfaces in reinforced concrete, *Studie e Recherche*, 1985
- [64] Volkens, O.: Die Schubkraftverteilung in Leim-, Niet- und Bolzenverbindungen. *Energie und Technik*, März, Mai und Juli 1953
- [65] Walraven, C., Reinhardt, W.: Cracks in concrete subject to shear, *Journal of the Structural Division*, 1982, pp. 207-224
- [66] Walraven, J. C.: *Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis*, Delft University, 1980
- [67] Walraven, J. C., Reinhardt, H. W.: Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading, *Concrete Mechanics Part A*, Heron, Vol. 26, 1981
- [68] Weigler, H., Becker, G.: Zur Frage der Schubdruckfestigkeit von Beton, *Beton- und Stahlbetonbau*, 1964, S. 101-105
- [69] White, R. N., Holley, M. J.: Experimental studies of membrane shear transfer, *Journal of the Structural Division*, 1972, pp. 1835-1852
- [70] Wirth, C.: *Berechnungskonzept für die Klebflanschfestigkeit in Gesamkarosseriemodellen*, Dissertation Technische Universität München, 2004
- [71] Zilch, K., Zehetmaier, G.: *Zugkraftaufteilung bei klebarmierten Biegebauteilen unter Berücksichtigung des Verbundverhaltens*, Technische Universität München, 2004
- [72] Zilch, K., Zehetmaier, G., Niedermeier, R.: *Zugkraftdeckung im Bereich von Endauflagern bei klebarmierten Biegebauteilen*, TU München, 2004

10 Anhang

A-1 und A-2

Die in Tabelle A-1.1 angeführten Werte sind Mittelwerte aus jeweils drei Einzelprüfungen.

Tab.A-3.1: Zylinderdruckfestigkeiten der Probekörper aus den Versuchsserien 3.3.1 bis 3.3.3

	Versuchsserie aus Kap.	Beton	Versuch	CFK St L10 I3	CFK St L10 I6	CFK St L20 I3	CFK St L20 I6	CFK G L10 I1	CFK G L10 I3	CFK G L20 I1	CFK G L20 I3
Zylinderdruckfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]	3.4.1	C20/25	I	32,4	32,4	26,7	33,0	33,0	33,0	32,4	33,0
			II	26,7	26,7	26,7	33,0	32,4	33,0	32,4	33,0
			III	26,7	26,7	26,7	26,7	32,4	33,0	32,4	32,4
		C50/60	I	62,0	66,8	62,0	66,8	63,7	63,7	63,7	63,7
			II	62,0	66,8	62,0	66,8	66,8	63,7	66,8	63,7
			III	62,0	62,0	62,0	62,0	66,8	63,7	66,8	63,7
	3.4.2	C20/25	I	27,1	25,6	25,6	27,1	27,1	25,6	27,1	25,6
			II	25,6	25,6	25,6	27,1	27,1	25,6	27,1	25,6
			III	25,6	25,6	25,6	27,1	27,1	27,1	27,1	25,6
		C50/60	I	50,5	52,2	52,2	50,5	52,2	52,2	52,2	50,5
			II	50,5	52,2	52,2	50,5	52,2	52,2	52,2	50,5
			III	50,5	52,2	52,2	50,5	52,2	50,5	52,2	50,5
	3.4.3	C20/25	I	30,1	38,6	30,1	38,6	30,5	33,1	30,5	33,1
			II	30,1	26,8	30,1	26,8	33,1	33,1	33,1	33,1
			III	30,1	26,8	30,1	26,8	33,1	35,4	33,1	35,4

Tab.A-1.2: Zylinderdruckfestigkeiten der Probekörper aus den Versuchsserien 3.3.2 und 3.3.3

	Versuchsserie	Beton	Versuch	Stahl St L10 t3	Stahl St L10 t6	Stahl St L20 t3	Stahl St L60 t6	CFK-Lamelle $b_l = 50$ mm ohne AP	CFK-Lamelle L10/L20 ohne AP	Stahl-Lamelle L10/L20 ohne AP	Gelegekörper L10/L20 ohne AP
Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} [N/mm ²]	3.4.2	C20/25	-	-	-	-	-	25,6	-	-	-
			-	-	-	-	-	25,6	-	-	-
			-	-	-	-	-	27,1	-	-	-
		C50/60	-	-	-	-	-	52,2	-	-	-
			-	-	-	-	-	52,2	-	-	-
			-	-	-	-	-	50,5	-	-	-
	3.4.3	C20/25	-	29,9	38,6	29,9	38,6	-	29,9	38,8	30,5
			-	29,9	38,6	29,9	38,6	-	26,8	38,8	30,5
			-	29,9	38,6	29,9	38,6	-	26,8	30,1	30,5

Tab.A-1.3: Oberflächenhaftzugfestigkeit der Probekörper aus den Versuchsserien 3.3.1 bis 3.3.3

	Versuchsserie aus Kap.	Beton	Versuch	CFK St L 10 t3	CFK St L 10 t6	CFK St L20 t3	CFK St L20 t6	CFK G L10 I1	CFK G L10 I3	CFK G L20 I1	CFK G L20 I3
Oberflächenhaftzugfestigkeit f_{ct} [N/mm²]	3.4.1	C20/25	I	1,21	2,65	1,66	-	-	-	-	-
			II	1,42	2,91	1,27	-	-	-	-	-
			III	1,15	2,88	0,84	-	-	-	-	-
		C50/60	I	-	2,81	2,32	2,68	-	-	-	-
			II	-	3,32	3,62	3,29	-	-	-	-
			III	-	2,51	2,13	3,36	-	-	-	-
	3.4.2	C20/25	I	1,41	1,63	1,44	2,04	1,68	1,67	2,29	1,35
			II	1,12	1,62	1,44	1,21	2,11	1,67	2,29	1,43
			III	1,12	1,63	1,41	1,21	1,68	2,02	1,41	1,35
		C50/60	I	2,27	2,11	2,65	2,24	2,53	1,71	2,42	1,59
			II	2,45	2,43	2,94	2,24	2,53	1,71	2,40	1,60
			III	2,45	2,43	2,94	1,99	2,42	2,27	2,40	1,59
	3.4.3	C20/25	I	1,90	1,78	1,90	1,78	1,83	1,58	1,85	1,58
			II	1,65	1,98	1,65	1,98	1,87	1,43	1,87	1,43
			III	1,63	2,01	1,63	2,01	1,91	1,69	1,91	1,69

Tab.A-1.4: Oberflächenhaftzugfestigkeit der Probekörper aus den Versuchsserien 3.3.2 und 3.3.3

	Versuchsserie	Beton	Versuch	Stahl St L 10 t3	Stahl St L 10 t6	Stahl St L 20 t3	Stahl St L 60 t6	CFK-Lamelle b _l = 50 mm ohne AP	CFK-Lamelle L10/L20 ohne AP	Stahl-Lamelle L10/L20 ohne AP	Gelegkörper L10/L20 ohne AP
Oberflächenhaftzugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]	3.4.2	C20/25	-	-	-	-	1,63	-	-	-	-
			-	-	-	-	1,41	-	-	-	-
			-	-	-	-	1,99	-	-	-	-
		C50/60	-	-	-	-	2,11	-	-	-	-
			-	-	-	-	2,65	-	-	-	-
			-	-	-	-	2,04	-	-	-	-
	3.4.3	C20/25	1,89	2,02	1,52	1,48	-	1,92	2,13	1,69	1,89
			1,74	1,68	1,50	1,68	-	1,64	1,94	1,70	1,74
			1,82	1,91	1,60	1,91	-	1,41	2,07	2,12	1,82

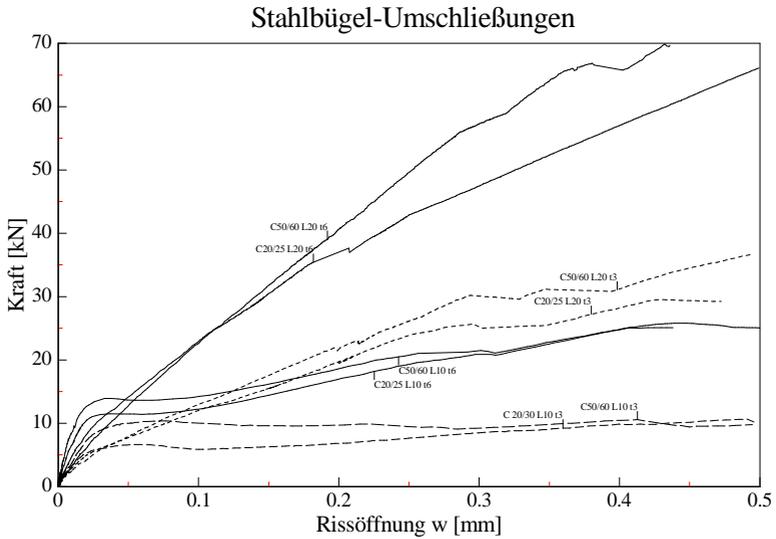


Bild A-1.1: Rissöffnungsbehinderung für Stahlbügel- Umschließungen in Abhängigkeit zur Betongüte

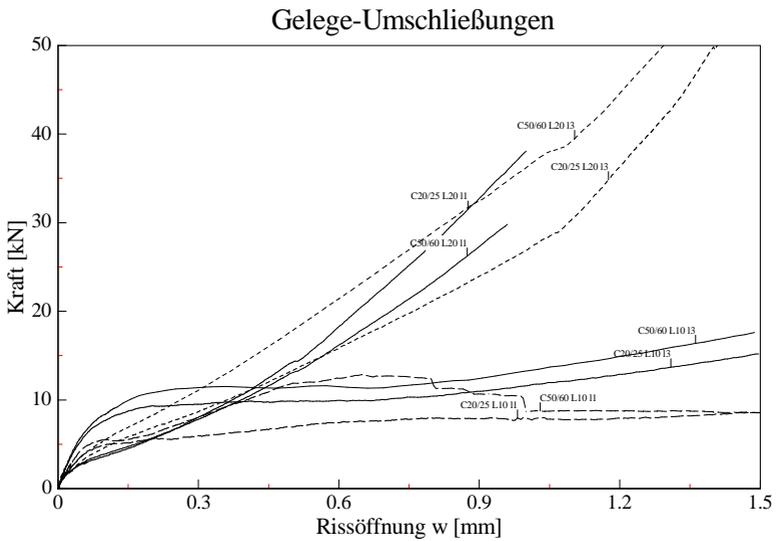


Bild A-1.2: Rissöffnungsbehinderung für CF- Gelege- Umschließungen in Abhängigkeit zur Betongüte

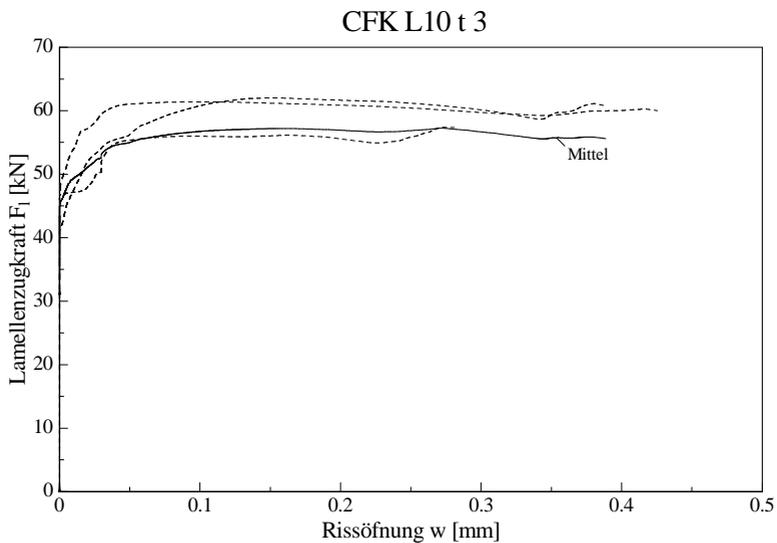


Bild A-1.3: Verbundversuch mit 10 cm breiter CFK- Lamelle und 3 mm dicken Stahlbügeln

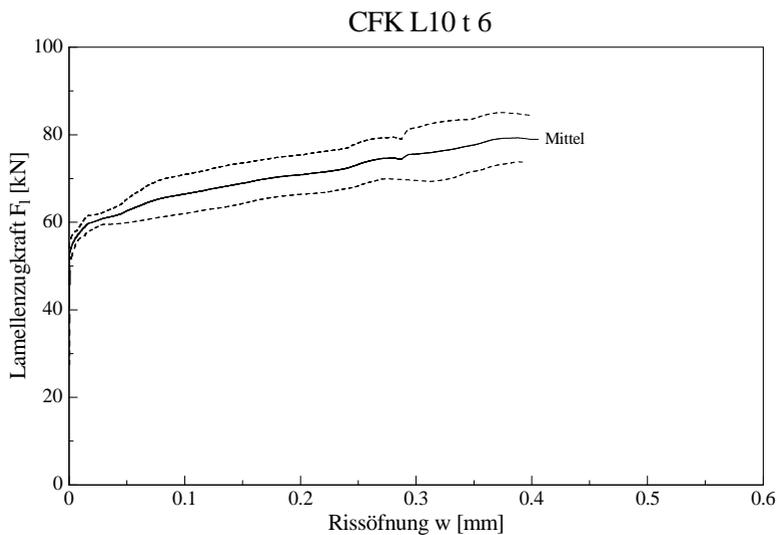


Bild A-1.4: Verbundversuch mit 10 cm breiter CFK- Lamelle und 6 mm dicken Stahlbügeln

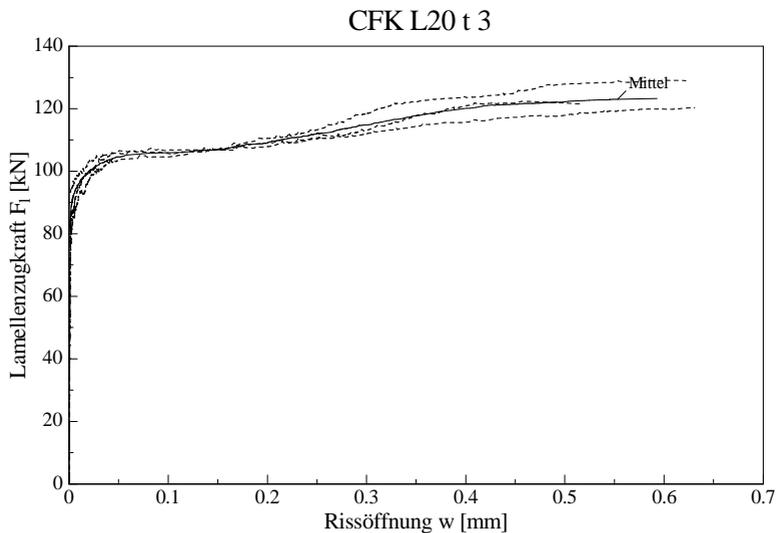


Bild A-1.5: Verbundversuch mit 20 cm breiter CFK- Lamelle und 3 mm dicken Stahlbügeln

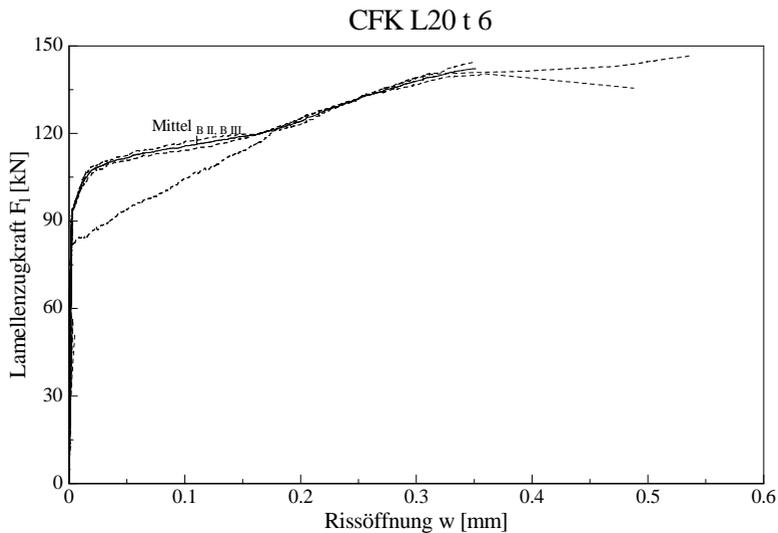


Bild A-1.6: Verbundversuch mit 20 cm breiter CFK- Lamelle und 6 mm dicken Stahlbügeln

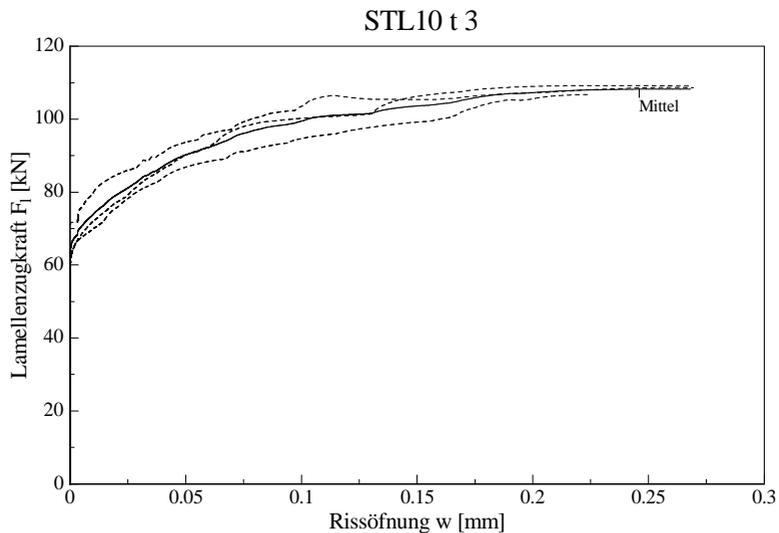


Bild A-1.7: Verbundversuch mit 10 cm breiter Stahl- Lamelle und 3 mm dicken Stahlbügeln

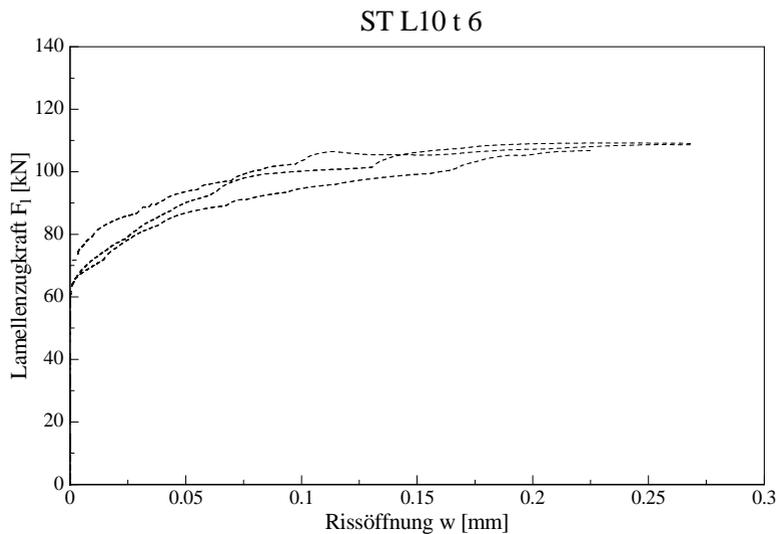


Bild A-1.8: Verbundversuch mit 10 cm breiter Stahl- Lamelle und 6 mm dicken Stahlbügeln

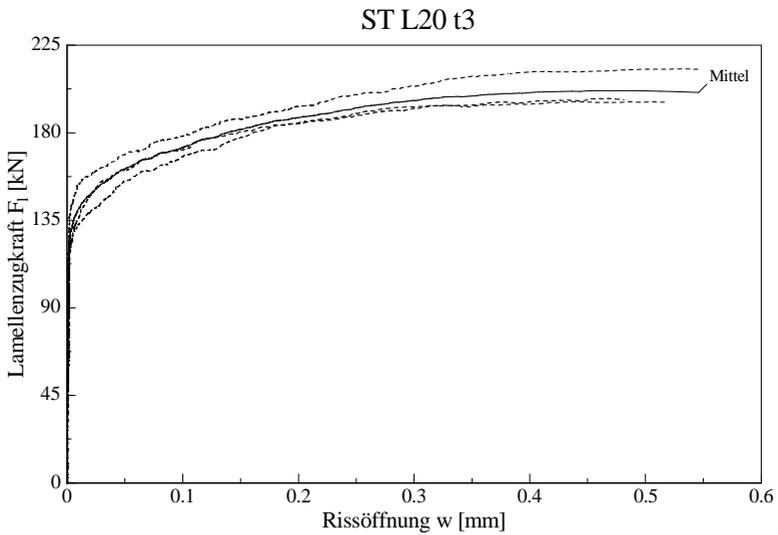


Bild A-1.9: Verbundversuch mit 20 cm breiter Stahl- Lamelle und 3 mm dicken Stahlbügeln

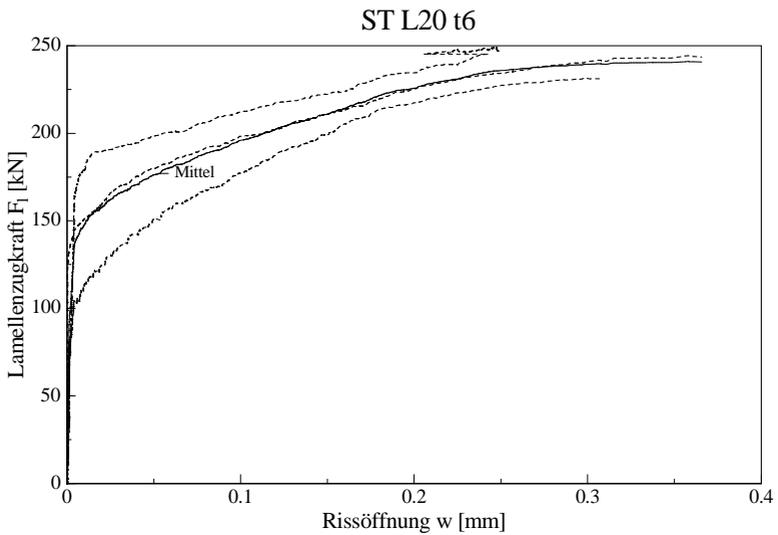


Bild A-1.10: Verbundversuch mit 20 cm breiter Stahl- Lamelle und 6 mm dicken Stahlbügeln

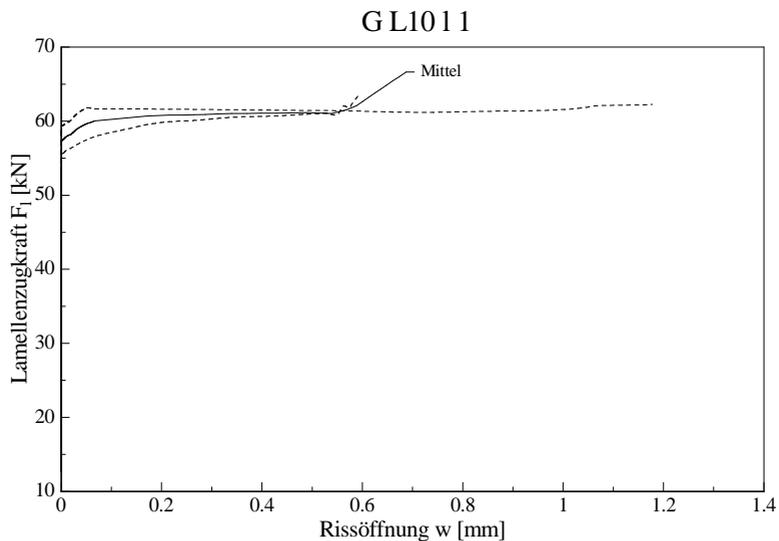


Bild A-1.11: Verbundversuch mit 10 cm breiter CFK-Lamelle und 1-lagigem CF-Gelege

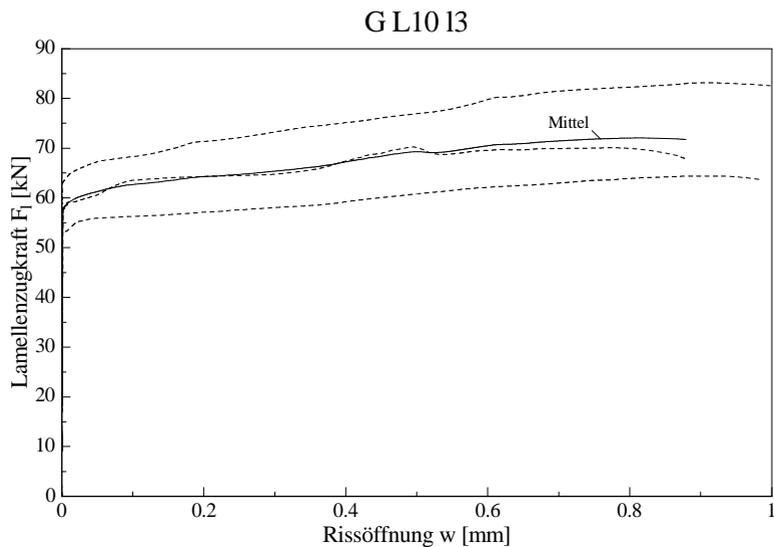


Bild A-1.12: Verbundversuch mit 10 cm breiter CFK-Lamelle und 3-lagigem CF-Gelege

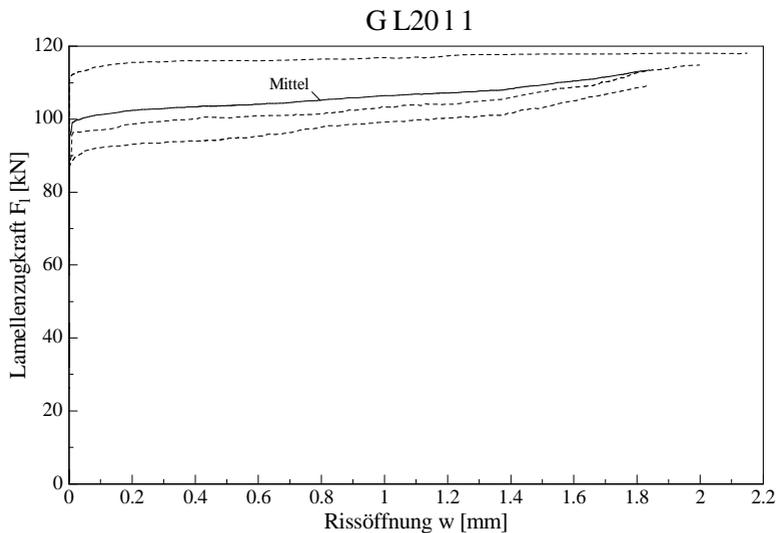


Bild A-1.11: Verbundversuch mit 20 cm breiter CFK- Lamelle und 1- lagigem CF- Gelege

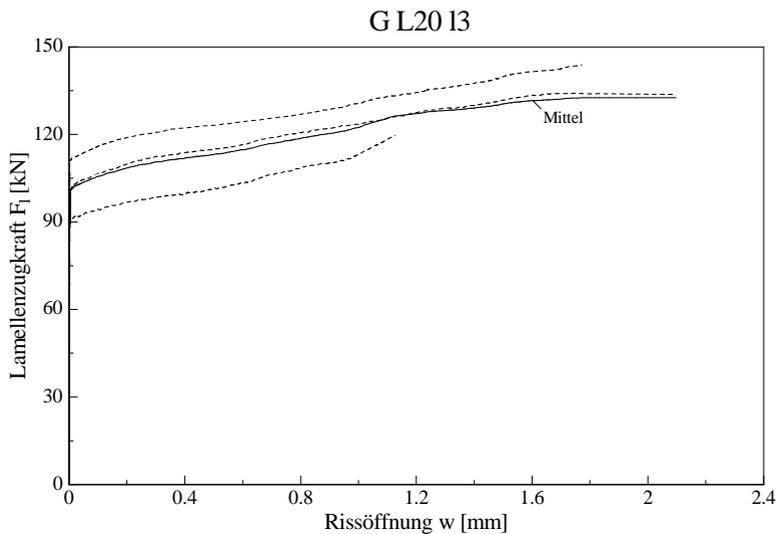


Bild A-1.11: Verbundversuch mit 20 cm breiter CFK- Lamelle und 3- lagigem CF- Gelege

Parameterbestimmung für die Gesamtsteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ gem. Abschnitt 5.2

Tab. A-2.1: Zusammenstellung der Parameter für $EI_{S,comp,g}$ bei $\alpha_b = 0,4$

St L10; $\alpha_b = b/b_w = 0,4$	Dicke je Umschliessungsbügel $t_{bü}$ [mm]			
	3	4	5	6
Systemlänge l_1 [mm]	55	55	55	55
Systemlänge l_2 [mm]	210	210	210	210
Breite der Umschließung $b_{bü}$ [mm]	70	70	70	70
mittlere Klebstoffdicke [mm]	3	2,5	2	2
Klebstoff E-Modul [N/mm ²]	11.000	11.000	11.000	11.000
Stahl E-Modul [N/mm ²]	210.000	210.000	210.000	210.000
Steifigkeit von 2 Umschließungslagen $EI_{S,comp,A}$ [Nmm ²]	861.682.500	1.399.952.604	2.107.513.333	3.352.113.333
Steifigkeit von 3 Umschließungslagen $EI_{S,comp,B}$ [Nmm ²]	3.319.470.000	5.246.470.833	7.701.131.667	12.133.706.667
Gesamtsteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ [Nmm²]	1.368.201.331	2.210.154.251	3.309.374.061	5.253.006.932

Tab. A-2.2: Zusammenstellung der Parameter für $EI_{S,comp,g}$ bei $\alpha_b = 0,8$

St L20; $\alpha_b = b/b_w = 0,8$	Dicke je Umschliessungsbügel $t_{bü}$ [mm]			
	3	4	5	6
Systemlänge l_3 [mm]	18	22	25	28
Systemlänge l_4 [mm] = $2 \times l_1$	36	44	50	56
Breite der Umschließung $b_{bü}$ [mm]	70	70	70	70
mittlere Klebstoffdicke [mm]	3	2	2	3
Klebstoff E-Modul [N/mm ²]	11.000	11.000	11.000	11.000
Stahl E-Modul [N/mm ²]	210.000	210.000	210.000	210.000
Steifigkeit von 1 Umschließungslage $EI_{S,comp,A}$ [Nmm ²]	33.075.000	78.400.000	153.125.000	264.600.000
Steifigkeit von 2 Umschließungslagen $EI_{S,comp,B}$ [Nmm ²]	861.682.500	4.423.253.333	7.556.027.500	14.928.480.000
Gesamtsteifigkeit $EI_{S,comp,g}$ [Nmm²]	63.704.744	154.069.199	300.167.032	519.983.546

Parameterbestimmung für des composite E_{II} - Modul und ω gem. Abschnitt 5.3

Tab. A-2.3: Zusammenstellung der Parameter für E_{II} bei $\alpha_b = 0,4$

G L10; $\alpha_b = b/b_w = 0,4$	Anzahl der CF-Gelege [n _i]		
	1	2	3
Systemlänge a [mm]	2,2	2,2	2,2
Systemlänge $l_{1,i}$ [mm]	50	59	63
Gelegedicke t_v [mm]	0,40	0,68	0,96
Breite der CF-Umschließung b_{bii} [mm]	250	250	250
Querschnittsfläche A_v [mm ²]	100	170	240
E-Modul des Faser Verbundes E_{II} [N/mm ²]	257.920	302.496	321.600
ω [-]	0,0088059	0,0062364	0,0051937
mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²]	1,5	1,5	1,5
s_r [mm]	200	200	200

Tab. A-2.4: Zusammenstellung der Parameter für E_{II} bei $\alpha_b = 0,8$

G L20; $\alpha_b = b/b_w = 0,8$	Anzahl der CF-Gelege [n _i]		
	1	2	3
Systemlänge a [mm]	2,2	2,2	2,2
Systemlänge $l_{1,i}$ [mm]	13	15	16
Gelegedicke $t_{Verbund}$ [mm]	0,40	0,68	0,96
Breite der CF-Umschließung b_{bii} [mm]	250	250	250
Querschnittsfläche $A_{Verbund}$ [mm ²]	100	170	240
E-Modul des Faser Verbundes E_{II} [N/mm ²]	257.920	302.496	321.600
ω [-]	0,0088059	0,0062364	0,0051937
mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²]	1,5	1,5	1,5
s_r [mm]	200	200	200

Tab. A-2.5: Vergleich der Verbundbruchkräfte T_k gem. Abschnitt 5.4

		Stahl- Umschließungen				Gelege- Umschließungen			
		L10 t3	L10 t6	L20 t3	L20 t6	L10 I1	L10 I3	L20 I1	L20 I3
C 20/25	$T_{k,Versuch}$	20,9	18,1	18,0	20,5	18,4	20,0	20,8	20,0
	$T_{k,Regressionsr.}$	20,0	17,0	18,0	17,0	19,0	20,0	21,0	22,0
	$T_{k,Walraven}$	22,0	19,0	21,0	17,0	19,0	21,0	22,0	22,0
	$T_{max,m}$	20,1	23,2	21,8	22,2	24,6	24,3	25,7	21,4
	$T_{k,max}$	15,7	18,1	17,0	17,3	19,1	19,0	20,0	16,7
C 50/60	$T_{k,Versuch}$	21,9	24,8	24,9	21,8	23,2	23,0	23,2	22,1
	$T_{k,Regressionsr.}$	21,0	25,0	26,5	20,0	25,0	24,0	23,5	24,0
	$T_{k,Walraven}$	23,0	25,0	28,0	21,0	26,0	26,0	25,0	25,0
	$T_{max,m}$	23,1	27,7	30,7	26,8	28,7	25,0	28,3	23,0
	$T_{k,max}$	21,9	21,6	23,9	20,9	22,4	20,0	22,0	17,9

Gegenüberstellung der Ergebnisse gem. Abschnitt 5.4

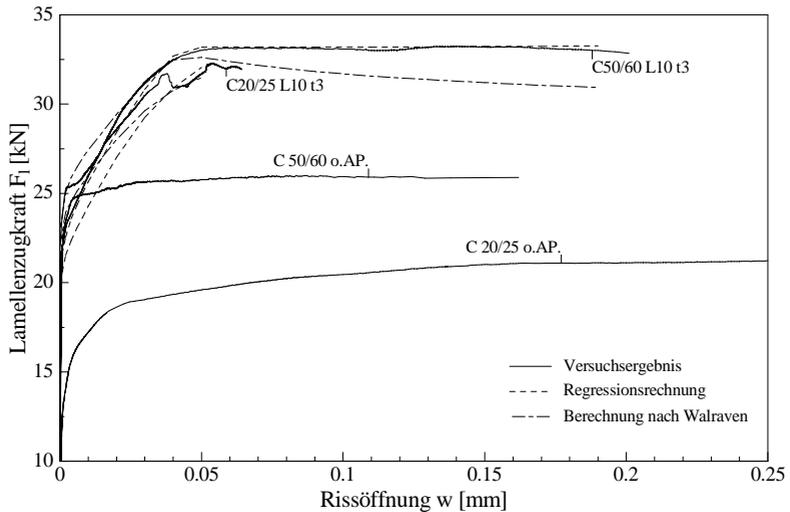


Bild A-2.1: Verbundversuche Lamellenbreite 50 mm, mit Anpressdruck gemäß Kennlinie L10 t3

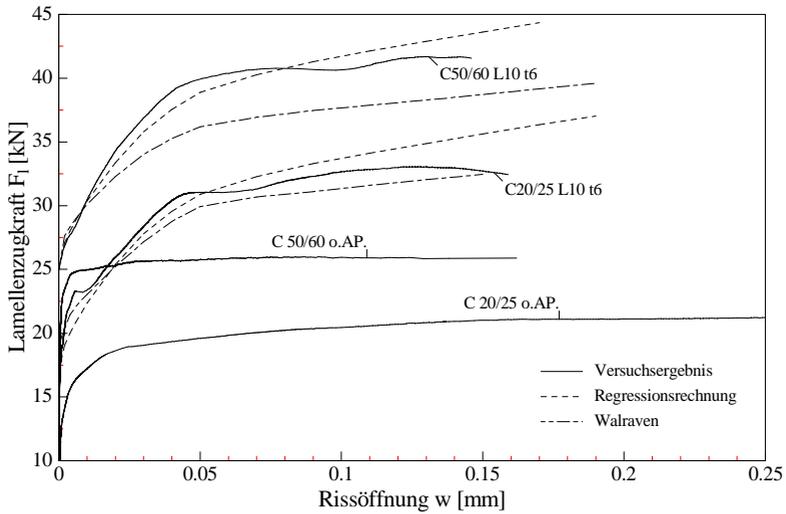


Bild A-2.2: Verbundversuch Lamellenbreite 50 mm, mit Anpressdruck gemäß Kennlinie L10 t6

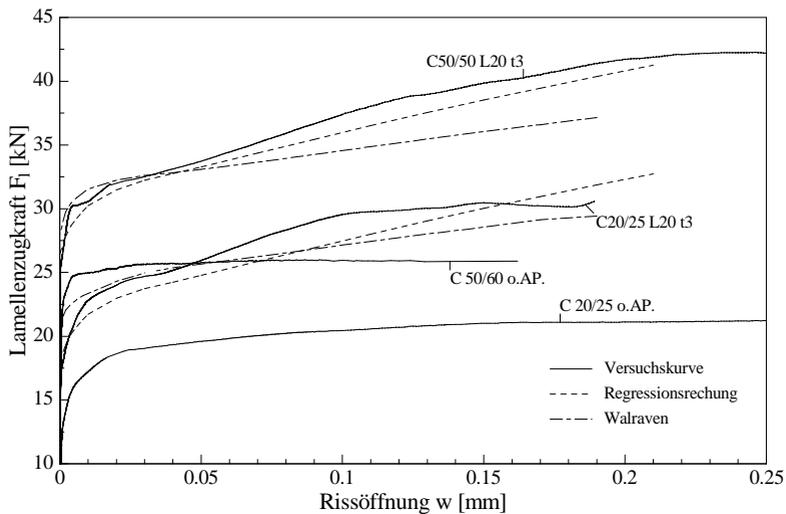


Bild A-2.3: Verbundversuch Lamellenbreite 50 mm, mit Anpressdruck gemäß Kennlinie L20 t3

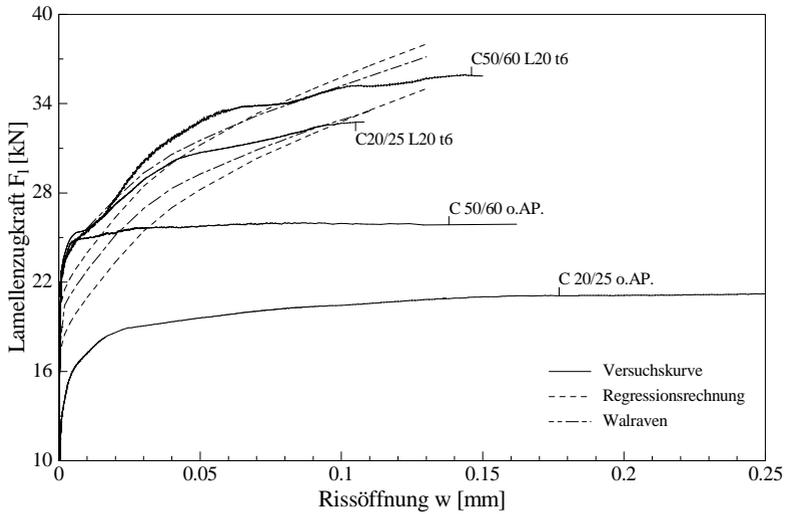


Bild A-2.4: Verbundversuch Lamellenbreite 50 mm, mit Anpressdruck gemäß Kennlinie L20 t6

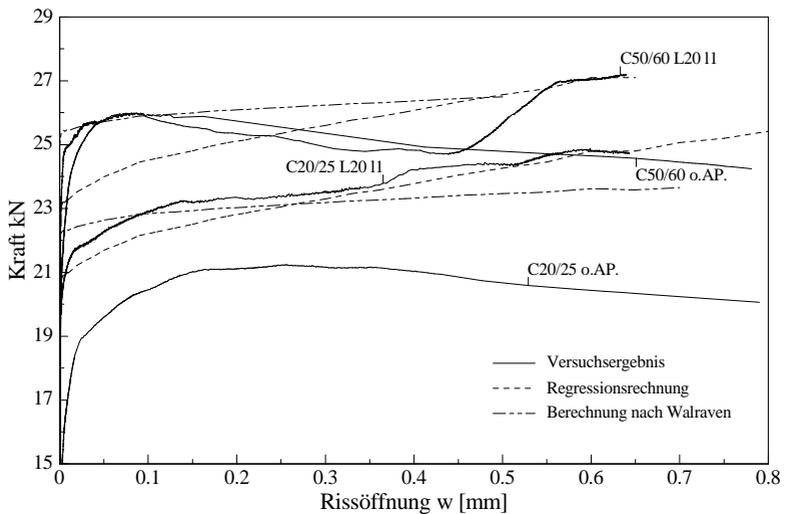


Bild A-2.5: Verbundversuch Lamellenbreite 50 mm, mit Anpressdruck gemäß Kennlinie L20 11

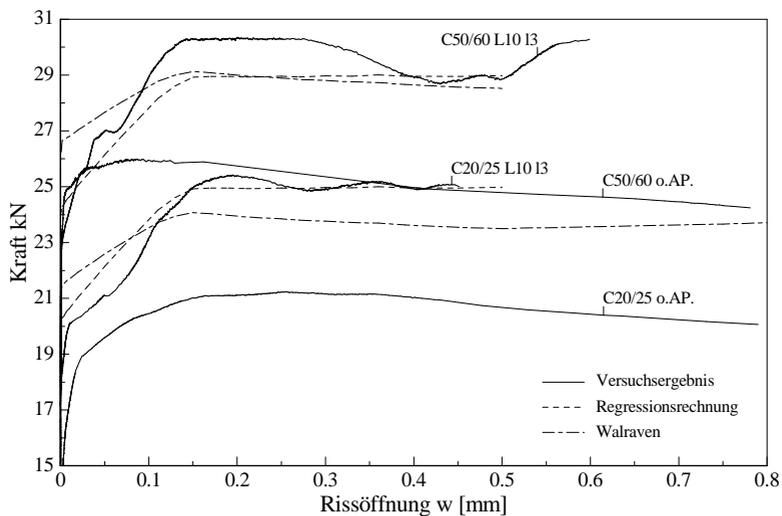


Bild A-2.6: Verbundversuch Lamellenbreite 50 mm, mit Anpressdruck gemäß Kennlinie L10 I3

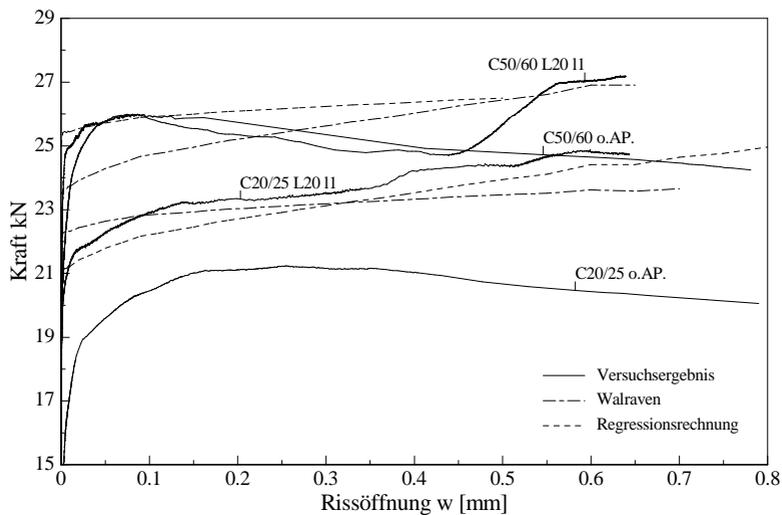


Bild A-2.7: Verbundversuch Lamellenbreite 50 mm, mit Anpressdruck gemäß Kennlinie L20 I1

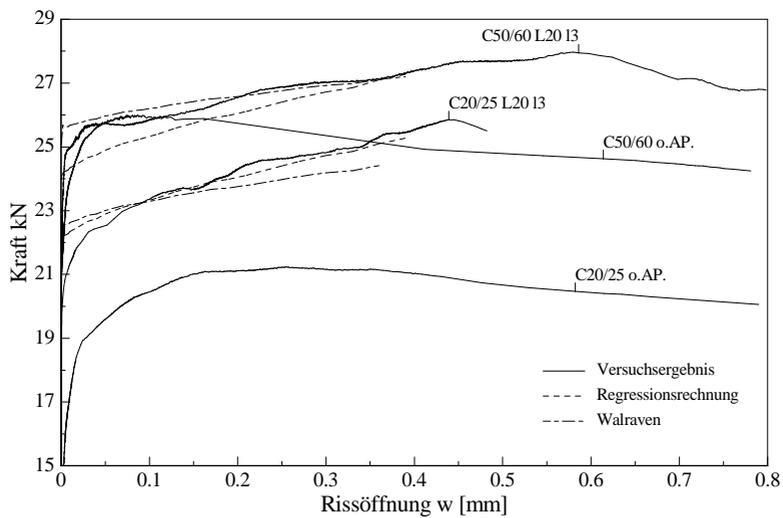


Bild A-2.8: Verbundversuch Lamellenbreite 50 mm, mit Anpressdruck gemäß Kennlinie L20 I3

Tab. A-2.6: Parameter- Zusammenstellung für die Berechnung der Verbundbruchkraft T_k gem. Abschnitt 5

Umschliesungsart	f_{ctm} [N/mm ²]	t_l [mm]	E_l [N/mm ²]	k_b	b_l [mm]	$T_{max,m}$ [kN]	$T_{k,max}$ [kN]	$T_{k,max,Zul}$ [kN]
CFK-Lamelle Stahlbügel- Umschließung								
L10 t3	1,73	1,2	164.000	1,3	100	47,9	37,3	26,8
L10 t6	1,92	1,2	164.000	1,3	100	50,4	39,3	27,5
L20 t3	1,73	1,2	164.000	1,3	200	95,7	74,7	53,6
L20 t6	1,92	1,2	164.000	1,3	200	100,9	78,7	55,0
Stahl-Lamelle Stahlbügel- Umschließung								
L10 t3	1,82	5,0	164.000	1,3	100	100,2	78,2	55,4
L10 t6	1,87	5,0	164.000	1,3	100	101,6	79,2	55,8
L20 t3	1,54	5,0	164.000	1,3	200	184,4	143,8	106,2
L20 t6	1,69	5,0	164.000	1,3	200	193,2	150,6	108,7
CFK-Lamelle CF- Gelege- Umschließung								
L10 l1	1,87	1,2	164.000	1,3	100	49,8	38,8	27,3
L10 l3	1,57	1,2	164.000	1,3	100	45,6	35,6	26,2
L20 l1	1,88	1,2	164.000	1,3	200	99,8	77,8	54,7
L20 l3	1,57	1,2	164.000	1,3	200	91,2	71,1	52,3

Tab. A-2.7: Parameter- Zusammenstellung für die Berechnung der Verbundbruchkraft T_k gem. Abschnitt 5.5

		CFK-Lamelle Stahl- Umschließung				Stahl-Lamelle Stahl - Umschließung				CFK-Lamelle Gelege- Umschließung			
		L10 t3	L10 t6	L20 t3	L20 t6	L10 t3	L10 t6	L20 t3	L20 t6	L10 l1	L10 l3	L20 l1	L20 l3
C 20/25	$T_{k,exp}$	47	51	95	96	74	78	141	147	57	56	95	98
	$T_{k,Regression}$	40	40	85	85	85	85	145	150	42	45	90	90
	$T_{k,Walraven}$	40	40	90	90	85	85	145	150	42	50	85	85
	σ_{AP-exp}	42		83		64		142		46		93	
	$T_{max,m}$	47,9	50,4	95,7	100,9	100,2	101,6	184,4	193,2	49,8	45,6	99,8	91,2
	$T_{k,max}$	37,3	39,3	74,7	78,7	78,2	79,2	143,8	150,6	38,8	35,6	77,8	71,1
	$T_{k,Zulassung}$	26,8	27,5	53,6	55,0	55,4	55,8	106,2	108,7	27,3	26,2	54,7	52,3

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 1439-3875)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-5900
E-Mail o.dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:

Je nach Umfang zwischen € 7 und € 30
(zuzüglich Versandkosten)

Das aktuelle Verzeichnis unter:
www.ibmb.tu-bs.de (→ Bibliothek)

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen
Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächen-tragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämm-schichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekübeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberg, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametriges, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Clingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Ein-schluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungbaus. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Riß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Ein-schluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zwei-achsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Ab-schalelementen.
Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998. ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss. ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

Heft 142:

Betonbau - Forschung, Entwicklung und Anwendung : Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing Horst Falkner am 20.4.1999. 1999.
ISBN 3-89288-121-9

Heft 143:

Teutsch, M ; Klinkert, H.
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton.
1999.
ISBN 3-89288-122-7

Heft 144:

Forschungsarbeiten 1995 - 1999. 1999.
ISBN 3-89288-123-5

Heft 145:

Braunschweiger Brandschutztage 1999: 8. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis ; 4.-5. Oktober 1999 in Braunschweig., Kurzreferate. 1999.
ISBN 3-89288-124-3

Heft 146:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im nächsten Jahrtausend : 11.11.-12.11.1999 ; Braunschweiger Bauseminar 1999.
ISBN 3-89288-125-1

Heft 147:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 28./29.3.2000 in Braunschweig; Kurzreferate, 2000.
ISBN 3-89288-126-X

Heft 148:

Hariri, K.: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Reißprozeßzone. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-127-8

Heft 149:

Wigger, H.: Rissbildung in historischem Natursteinmauerwerk : Beobachtung, Versuche und Berechnungsmodelle. 2000.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-128-6

Heft 150:

Neubauer, U.: Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstofffaser – Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen. 2000
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2000.
ISBN 3-89288-129-4.

Heft 151:

Brandschutz in Chemikalienlagern. 2000.
ISBN 3-89288-130-8

Heft 152:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Trends und Entwicklungen im Bauwesen : 9.-10.11.2000 ; Braunschweiger Bauseminar 2000.
ISBN 3-89288-131-6

Heft 153:

Rostásy, F.S. ; Budelmann, H. [Hrsg.]
Rissbeherrschung massiger Betonbauteile : Bauwerk, Werkstoff, Simulation ; Braunschweig, 20.3.2001.
ISBN 3-89288-132-4

Heft 154:

Krauß, M. ; Hariri, K. ; Rostásy, F.S.
Hydratationsgrad, Ultraschall-Technik zur Beschreibung der Erhärtung, bruchmechanisches Verhalten jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-135-9.

Heft 155:

Gutsch, A. ; Rostásy, F.S.
Spannungs-Dehnungslinie, viskoelastisches Verhalten und autogenes Schwinden jungen Betons : Berichte ; Forschungsprojekt der EU (Brite Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-136-7

Heft 156:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Spannungsberechnung und Risskriterien für
jungen Beton – Methoden des iBMB : Be-
richt ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 3-89288-137-5

Heft 157:

Rostásy, F.S. ; Krauß, M. ; Gutsch, A.
Früher Zwang in massigen Sohlplatten :
Bericht ; Forschungsprojekt der EU (Brite
Euram BE96-3843), IPACS. 2001.
ISBN 4-89288-138-3

Heft 158:

Braunschweiger Brandschutztag 2001: 9.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 1.-2. Oktober 2001 in Braun-
schweig., Kurzreferate. 2001.
ISBN 3-89288-139-1

Heft 159:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauen im Wandel der Zeit : 8.-9.11.2001 ;
Braunschweiger Bauseminar 2001. 2001.
ISBN 3-89288-140-5.

Heft 160:

Beiträge zum 40. Forschungskolloquium
des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton :
11.-12.10.2001 in Braunschweig. 2001.
ISBN 3-89288-141-3

Heft 161:

Dora, B.: Hydraulisch erhärtende Baustoffe
aus Betonbrechsand – Phasenveränderun-
gen durch Temperaturbehandlung und
Einsatzmöglichkeiten.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2001.
ISBN 3-89288-142-1.

Heft 162:

RO 70 : 50 Jahre Forschung und 25 Disser-
tationen ; Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. zum
70 Geburtstag gewidmet. 2002.
ISBN 3-89288-143-X.

Heft 163:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbau-
ten : 1. und 2. Oktober 2002 in Braun-
schweig ; Kurzreferate.
2002.
ISBN 3-89288-144-8

Heft 164:

Stahlfaserbeton : Ein unberechenbares Ma-
terial? ; 14.-15. November - Braunschwei-
ger Bauseminar 2002.
ISBN 3-89288-145-6

Heft 165:

Niemann, P.
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus
Beton unter Einwirkungen infolge Last und
Zwang. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.,
2002.
ISBN 3-89288-146-4

Heft 166:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]
Bauen im Bestand : 25. März 2003.
ISBN 3-89288-147-2

H. 167:

Blume, G.W.: Ingenieurmodell zur brand-
schutztechnischen Bemessung von Bautei-
len auf der Basis von experimentell ermit-
telten Verbrennungseffektivitäten. 2003.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2002.
ISBN 3-89288-148-0

H. 168:

Braunschweiger Brandschutztag 2003: 10.
Fachseminar Brandschutz - Forschung und
Praxis ; 30.9. - 1.10.2003 in Braunschweig.,
Kurzreferate. 2003.
ISBN 3-89288-149-9

H. 169:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Bauforschung und –praxis in schwierigen
Zeiten : 13. und 14. November ; Braun-
schweiger Bauseminar 2003.
ISBN 3-89288-150-2

H 170:

Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-151-0

H. 171:

Dehne, M.: Probabilistisches Sicherheitskonzept für die brandschutztechnische Bemessung. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-153-7

H. 172:

Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei Tunnelbränden. 2003.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2003.

ISBN 3-89288-154-5

Heft 173:

Festschrift zum 60 Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hossler : Brandschutz und mehr... 2003.

ISBN 3-89288-152-9

Heft 174:

Timm, M.: Verbundwirkung des Betons im Bereich von STREMAFORM - Abschalelementen : Untersuchungsbericht ; Okt. 2000. 2004.

ISBN 3-89288-156-1

Heft 175:

Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-155-3

Heft 176:

Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-157-X

Nicht in der Schriftenreihe erschienen.

Heft 177:

Budelmann ; H. ; Falkner, H. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. März 2004.

ISBN 3-89288-158-8

H. 178:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29. – 30.9.2004 in Braunschweig ; Kurzreferate. 2004.

ISBN 3-89288-159-6

H. 179:

Krauß, M.: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-160-X.

H. 180:

Weiske, R.

Durchleitung hoher Stützlasten bei Stahlbetonflachdecken. 2004.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2004.

ISBN 3-89288-161-8.

H. 181:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]

Qualität im Bauwesen : 11. und 12. Nov. ; Braunschweiger Bauseminar 2004.

ISBN 3-89288-162-6

H. 182:

Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Klaus Peter Großkurth : Struktur und Anwendung der Baustoffe. 2005.

ISBN 3-89288-163-4

H. 183:

Budelmann, H. ; Laube, M. ; Hinrichs, W. [Hrsg.]

Bauen im Bestand : 23. Februar 2005.

ISBN 3-89288-164-2

H. 184:

Hinrichs, W.

Charakterisierung einer einheitlichen Messmethodik und Validierung ausgewählter Verfahren für die Bestimmung der Maschenweiten von Stahldrahtgeweben : Das Forschungsvorhaben wurde von der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e.V. gefördert (Az: A 182/S24/10036/02. 2005). ISBN 3-89288-166-9.

H. 185:

Braunschweiger Brandschutz-Tage '05 : 11. Fachseminar Brandschutz – Forschung und Praxis, 28. und 29. Sept. 2005 in Braunschweig, Tagungsbericht. ISBN 3-89288-167-7.

H. 186:

Will, J.: Entwicklung eines sauerstoffkalorimetrischen Verfahrens zur Bestimmung von Brandparametern bei unterschiedlich ventilierten Bränden. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-168-5.

H. 187:

Rigo, E.M.: Ein probabilistisches Konzept zur Beurteilung der Korrosion zementgebundener Baustoffe durch lösenden und treibenden Angriff. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-169-3.

H. 188:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.] Bauen im Bestand : Beton in der Abwassertechnik ; 6. Sept. 2005. ISBN 3-89288-170-7.

H. 189:

Gerritzen, D.P.

Zur Frage der Nachnutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung. 2005. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2005. ISBN 3-89288-171-5.

H. 190:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]

Bewe(ä)rteter Betonbau : 10. und 11. November ; Braunschweiger Bauseminar 2005. ISBN 3-89288-172-3

H. 191:

Kurzberichte aus der Forschung 2005. 2006. ISBN 3-89288-173-1

H. 192:

Praxisseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 26.-27. Sept. 2006 ; Kurzreferate. ISBN-10: 3-89288-174-X ISBN-13: 978-3-89288-174-2.

H. 193:

Sperling, D.

Eine Methode zur automatisierten Überwachung von Spannbetonfahrwegträgern. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-175-8 ISBN-13: 978-3-89288-175-9.

H. 194:

Grunert, J.P.

Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteiltalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. 2006. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2006. ISBN-10: 3-89288-176-6 ISBN-13: 978-3-89288-176-6.

H. 195:

Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.] Bau Symposium Braunschweig (BSB 2007) : Stand und Entwicklung des Trockenbaus ; 8. März. 2007. ISBN 978-3-89288-177-3.

H. 196:

Bruder, S.

Adaptive Modellierung der Dauerhaftigkeit im Zuge der Überwachung von Betonbauwerken. 2007. Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1996. ISBN 978-3-89288-178-0.

H. 197:
Holst, A.
Korrosionsmonitoring und Bruchortung
vorgespannter Zugglieder in Bauwerken.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-179-7.

H. 198:
Forell, B.
A Methodology to assess Species Yields of
Compartment Fires by means of an extended
Global Equivalence Ratio Concept.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-180-3.

H. 199:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '07 : 21.
Fachseminar Brandschutz – Forschung und
Praxis, 26. und 27. Sept. 2007 in Braunschweig,
Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-181-0.

H. 200:
Nothnagel, R.
Hydratations- und Strukturmodell für
Zementstein. 2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-182-7

H. 201:
Riese, O.
Ein Brandausbreitungsmodell für Kabel.
2007.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-183-4

H. 202:
Braunschweiger Brandschutz-Tage '08 : 22.
Fachtagung ; Brandschutz bei Sonderbauten
, 30.9. – 1.10.2008 – Tagungsband.
ISBN 978-3-89288-185-8

H. 203:
Klinzmann, C.
Methodik zur computergestützten, probabi-
listischen Bauwerksbewertung unter Einbe-
ziehung von Bauwerksmonitoring. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-186-5.

H. 204:
Schnetgöke, R.
Zuverlässigkeitsorientierte Systembewer-
tung von Massivbauwerken als Grundlage
für die Bauwerksüberwachung. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.
ISBN 978-3-89288-187-2.

H. 205:
Budelmann, H. ; Gutsch, A.-W. [Hrsg.]
Bau Symposium Braunschweig (BSB
2008): Konstruktiver Holzbau ; 4. Novem-
ber 2008.
ISBN 978-3-89288-188-9.

H. 206:
Kampmeier, B.
Risikogerechte Brandschutzlösungen für
den mehrgeschossigen Holzbau. 2008.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2008.
ISBN 978-3-89288-189-6.

H. 207:
Husemann, U.
Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von
nachträglich aufgeklebten Lamellen durch
Bügelumschließungen.
Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 2009.
ISBN 978-3-89288-190-2.

Fachgebiete und Abteilungen

