

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN - MPA BRAUNSCHWEIG

iBMB

TU BRAUNSCHWEIG

Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstoffaser - Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen

von

Uwe Neubauer

Heft 150

BRAUNSCHWEIG

2000

UB Braunschweig

84



2798-413-8

BA N 601

2798-4188

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN - MPA BRAUNSCHWEIG

iBMB

TU BRAUNSCHWEIG

Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstoffaser - Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen

von

Uwe Neubauer

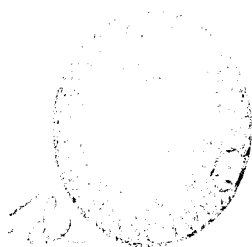
Heft 150

**BRAUNSCHWEIG
ISBN 3-89288-129-2
ISSN 1439-3875**

2000

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am: 14. Juni 2000
Mündliche Prüfung am: 16. August 2000
Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. F.S. Rostásy
Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. techn. Baurat h. c. M. Wicke



Die Deutsche Bibliothek - CIP-Einheitsaufnahme

Neubauer, Uwe:

Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstoffaser-
Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen / von Uwe
Neubauer. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, IBMB -
Materialprüfanstalt für das Bauwesen - MPA Braunschweig, TU
Braunschweig. - Braunschweig : IBMB, Bibliothek 2000

(Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, IBMB, TU
Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen, MPA
Braunschweig; H. 150)

Zugl.: Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 2000

ISBN 3-89288-129-2

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Die Grundlagen für diese Arbeit wurden im Rahmen der Bearbeitung zweier Forschungsvorhaben gelegt, die von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) und dem Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) in dankenswerter Weise gefördert wurden.

Das Thema dieser Arbeit wurde mir von Prof. Dr. - Ing. Dr. - Ing. E.h. F.S. Rostásy gestellt. Sein wissenschaftliches Engagement und seine stete Diskussionsbereitschaft waren wichtige Voraussetzungen für das Gelingen der Arbeit. Ihm gilt mein besonderer Dank.

Herr Prof. Dr. techn. Baurat h.c. M. Wicke stellte sich als Mitberichter zur Verfügung, wofür ich ihm herzlich danke. Ferner danke ich Herrn Prof. Dr. - Ing. U. Peil für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr. - Ing. D. Dinkler für seine Mitwirkung als Prüfer.

Bei allen Mitarbeitern des Institutes sowie der Materialprüfanstalt für das Bauwesen (MPA), die in irgendeiner Weise an meinen Arbeiten beteiligt waren, bedanke ich mich für die stets gute Zusammenarbeit und die kompetente Unterstützung. Insbesondere bin ich den Herren H. Klinkert, K. - H. Sprenger und G. Ege zu Dank für die engagierte und wertvolle Hilfe bei Versuchsvorbereitungen und -durchführungen verpflichtet.

Mein Dank gilt ferner meinen wissenschaftlichen Hilfskräften. Für die Auswertung von und die Mitarbeit an zahlreichen Versuchen danke ich Herrn Dipl. - Ing. A. Holst. Für die sorgfältige Erstellung der Zeichnungen bedanke ich mich bei Frau Dipl. - Ing. G. Othmer, Frau S. Peters, Frau S. Pape, Frau J. Witrahm sowie Frau A. Niehoff sowie für Hilfe bei redaktionellen Arbeiten bei Frau Dipl. - Ing. S. Kuntz und Frau Dipl. - Geoökol. S. Moenickes.

Braunschweig, im August 2000

Uwe Neubauer

SUMMARY

The strengthening of concrete members (*r/c* and *p/c*) with externally bonded steel plates as additional reinforcement has been successfully executed for about 40 years. Since about 15 years, fiber reinforced plastics (FRP), consisting of aramid-glass- or carbon fibers are increasingly used. Due to their superior properties, carbon - FRP (CFRP) have outperformed the other materials by far in the past 10 years. The number of applications is constantly increasing.

Design rules for the strengthening with CFRP-plates in Germany were derived from the ones for steel plates, mainly based on the works of Ranisch [1] and Holzenkämpfer [2]. Some material-specific features of CFRP-plates however have to be considered more carefully. Especially the need to guarantee bond integrity along the entire plate is much more delicate for the ideal-elastic CFRP than for steel. This problem has so far only been considered by the limitation of the allowable plate strain and the requirement to provide sufficient end anchorage capacity. Reality however is much more complex and requires an adequate design concept. There is a strong need to develop an engineering model, capable to realistically describe plate bond along the entire length of the plate, in different bond-zones, different moment / shear ratios, crack spacings, types and amounts of reinforcement etc..

This thesis aims at a consistent, generally valid bond model for CFRP-plate-strengthened *r/c* and *p/c* members, leading to the determination of the critical load level at bond failure.

Chapter 2 briefly describes the general issues of bond in reinforced concrete and outlines the fundamental differences between the bond characteristics of internal and external reinforcement. The main feature that distinguishes CFRP-plate bond from the one of internal reinforcement is its brittleness. In contrast to internal reinforcement, plates are not confined by a concrete cover. The notorious low surface tensile strength of the brittle concrete is the main bond resistance parameter. Furthermore, the linear elastic material law of CFRP causes the plate force to increase until failure.

Next, the present state of knowledge concerning bond of CFRP-plates is summarized. Due to some basic common aspects of all bond problems, also research in the fields of steel plates and even riveted connections [8] is considered. The immediate bond zone was mostly simulated in pure bond tests, which is sufficient to model the anchorage zone between the end of a plate and the first crack. A thorough knowledge exists about bond laws and anchorable bond forces along an uncracked bond length for steel plates, loaded in pure bond [2,19,40]. The fracture mechanical nature

of the bond fracture in the concrete substrate causes the well known size effect [38], resulting in a characteristic bond length $l_{t,max}$, beyond which no increase in ultimate bond force can be attained [2].

The knowledge about the debonding mechanisms in a real cracked r/c member with their intricate processes and interactions of fracturing, steel yielding, plate debonding, force redistribution, stable and unstable crack propagation etc. is much more scarce. The debonding model of Holzenkämpfer [2] only considers tensile members or beam regions with $M = const.$. However, for debonding considerations, the effect of a moment gradient, inducing equilibrium bond stresses, is most interesting.

In **Chapter 3** the materials involved are described. The linear-elastic and anisotropic material properties of the CFRP-material are well known.

Chapter 4 deals with the fundamental relationships of plate bond on the level of a beam element between two cracks, subsequently referred to as a concrete tooth. The bond law, developed by Holzenkämpfer for steel plates is adapted to CFRP-plates by means of 64 bond tests, varying different parameters. It was confirmed, that the ultimate bond force mainly depends on the fracture energy G_F , required to completely debond a local bond element. The exact shape of the bond stress-slip curve has a negligible effect on the bond resistance. This justifies the assumption of a linear bond law, easier to be dealt with analytically.

The solution of the differential equation of the sliding bond was adapted to the boundary conditions of a general concrete tooth. The latter is characterized by arbitrary values of crack spacing, plate force level and plate force increment between two cracks. For these considerations, the plate forces at the boundaries (i. e. cracks) of the concrete tooth are presumed. Force distribution between internal reinforcement and plate will be analyzed in the next chapter.

The criterion for the onset of debonding is the complete release of the fracture energy G_F at the crack with the higher plate force. This corresponds with the maximum bond stress τ_1 at this point, assuming the linear bond law. It was found, that for a sufficient width of the concrete tooth, i. e. crack spacing, some stable bond crack propagation with increasing plate force is possible. When the remaining intact bond length of the tooth falls below a critical value, in a force controlled test unstable debonding occurs over the entire rest of the bond length. The corresponding plate force can be calculated. This behaviour is due to the fact, that over each concrete tooth only the plate force increment ΔF_1 has to be transferred to the concrete via bond stresses. This portion of the total bond stresses can be called equilibrium bond for it

is needed to maintain horizontal equilibrium in the concrete tooth. Any additional bond stresses are built up along the tooth width due to the tension stiffening effect and are therefore called compatibility bond. This portion of bond stress can be reduced by a successive debonding, as long, as the remaining bond length is sufficient to transfer ΔF_i .

Chapter 5 analyzes the interaction between plate and internal reinforcement. The tensile force of each reinforcement layer can generally be computed according to truss analogy. In the domain of elastic steel reinforcement and intact plate bond, plane strain distribution and consequently proportionality between the forces and the respective tensile stiffness can be assumed. This is not longer valid, as soon as either the steel yields or the plate starts to debond in a stable manner, as described above. Depending on crack spacing, yield force, bond strength of the plate, moment/shear ratio etc. steel yielding or onset of debonding will occur first. During these processes force redistributions occur between the reinforcement layers. Due to its high ultimate tensile strain, the steel is unlikely to rupture before complete plate debonding. Consequently the latter will govern failure.

Various debonding cases are identified, depending on the sequence of steel yielding and onset of plate debonding, on the capacity of stable bond crack growth, on the magnitude of the ultimate plate force etc.. For each of these different cases the ultimate load level, leading to unstable debonding can be calculated. Normalized parameters are used in order to make the equations generally applicable to arbitrary situations of geometry, reinforcement ratio, load types, static systems etc.. Eventually a few simple criterions are given to reduce the number of debonding cases for practical applications. So far, the model is only capable to predict the debonding of any individual concrete tooth of the member. The relevant one, governing the failure of the entire member has yet to be identified.

As outlined above, crack spacings significantly influence the plate bond. In **chapter 6** a relatively simple method to compute the crack spacings is derived. It is based on Noakowski's continuous crack theory [3], extended to plate strengthened members. The model satisfactorily agrees with results of slab- and beam tests.

In **chapter 7** the locations, likely to govern bond failure of the member are identified. These are end anchorage zones, points of transition between elastic and yielding internal reinforcement and the vicinity of point loads. Rules to locate these points are given. To find the relevant one, they must be analyzed individually. In most cases, only two or three points have to be considered. The ultimate load levels for debonding, calculated with the model presented, slightly underestimate the ones, observed

in bending tests by less than 10 %. Thus, the model is considered to satisfactorily predict debonding failure.

Chapter 8 deals with a type of debonding failure, specific to fiber reinforced plastics. Interlaminar failure in the plate, preferably occurring with higher-strength concrete has been observed in bond tests as well as in bending tests with CFRP-plates. It is considered a mixed mode fracture problem and was investigated by simultaneous measurements of the mode I and mode II displacements of the bond crack with electronic speckle pattern interferometry (ESPI). A fracture mechanics approach to a criterion for interlaminar plate failure is presented. According to this, in cases with particularly high concrete tensile strength, interlaminar failure may govern bond failure. It is suggested, not to utilize a concrete surface tensile strength of more than 3,0 MPa for practical design. This model includes several assumptions, which will have to be verified and improved by further research.

In the literature it is often stated, that vertical shear crack mouth displacements will cause debonding by inducing peeling stresses in the bond zone. However, hardly any quantitative proof for this assumption has ever been given. **Chapter 9** attempts to elucidate this question. First a method to calculate the shear crack mouth displacements, dependent on the acting forces, crack spacing, geometry, reinforcement, material parameters etc. is presented. It is based on the truss model with shear crack friction of Reineck and Hardjasaputra [64,65]. Then a mixed mode fracture mechanics approach is used to quantify the loss of bond strength due to simultaneous action of bending and shear. The vertical crack mouth displacement is assumed to reduce the mode I-portion of the total fracture energy. Even if this portion is completely neutralized, the bond strength reduction due to vertical shear crack displacement will in most cases not exceed 4 %. Due to the formation of numerous secondary cracks close to the reinforcement, vertical displacements of principal cracks are partially levelled out. Consequently, these displacements have limited effect beyond the immediate vicinity of the shear crack. Sufficient shear reinforcement is a precondition.

In **chapter 10** a summary is given and conclusions for further research are drawn. The latter should generally refine the presented models. It would be valuable for de-

sign engineers, to further reduce the number of debonding cases for practical applications. More measurements of in-plane and out-of-plane displacements by sensitive electrooptical methods (e. g. ESPI) in pure bond- but also in beam tests would be helpful to establish a sound database to refine fracture mechanics models. This could also help to study the beneficial effect of externally bonded steel stirrups, which significantly increase the ultimate load at debonding failure.

INHALT

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung und Ziel

1.2 Inhalt und Gliederung

2 BEWEHRUNGSVERBUND IM BETONBAUTEIL

2.1 Verbund einbetonierter Betonstahlbewehrung

2.1.1 Bedeutung

2.1.2 Verbundwirkung einbetonierten Betonstahls

2.2 Verbund äußerer Klebebewehrung

2.2.1 Grundsätzliche Unterschiede zum Innenbewehrungsverbund

2.2.1.1 Vorbemerkungen

2.2.1.2 Verbundwirkung äußerer Klebebewehrung

2.2.2 Stand der Forschung zum Verbund äußerer Klebebewehrung aus Faserverbundwerkstoffen (FVW)

2.2.2.1 Vorbemerkungen

2.2.2.2 Modellierung der Verbundzone

2.2.2.3 Lamellenentkoppelung am Stahlbetonbauteil

2.2.2.4 Zusammenfassung

3 WERKSTOFFE

3.1 Beton und Betonstahl

3.2 Fasern und Matrixharze

3.2 CF-Produkte für die Verstärkung mit Klebebewehrung

3.3 Werkstoffeigenschaften von CFK-Lamellen

3.3.1 Mechanische Kurzzeiteigenschaften

3.3.2 Mechanische Langzeiteigenschaften

3.3.3 Physikalische und chemische Stoffeigenschaften

3.3.3.1 Dauerhaftigkeit

3.3.3.2 Einfluß einer zusätzlichen Temperaturbeanspruchung

3.3.3.3 Brandverhalten

3.4 Kleber und Ausgleichsmörtel

- 4 GRUNDBEZIEHUNGEN DES LAMELLENVERBUNDES AM ALLGEMEINEN ZWISCHENRISSSELEMENT**
- 4.1 Ziel und Vorgehen**
- 4.2 Die Differentialgleichung des Lamellenverbundes**
 - 4.2.1 Voraussetzungen
 - 4.2.2 Herleitung der Differentialgleichung
- 4.3 Verbundansatz für den Klebverbund von CFK-Lamellen und Beton**
 - 4.3.1 Vorbemerkung
 - 4.3.2 Verbundansatz von Holzenkämpfer
 - 4.3.2.1 Bilinearer Ansatz
 - 4.3.2.2 Linearer Ansatz
 - 4.3.3 Verbundversuche
 - 4.3.3.1 Programm und Aufbau der Versuche
 - 4.3.3.2 Versagensarten
 - 4.3.3.3 Verbundbruchkräfte und Bruchenergie
 - 4.3.3.4 Vergleich mit bilinearem Verbundansatz
- 4.4 Lösung der DGL für die Randbedingungen des allgemeinen Zwischenrißelementes**
- 4.5 Rechnerische Verläufe von Verbundspannung und Normalkraft der Lamelle**
- 4.6 Vergleich von Zug-Druck-Verbundkörper und lamellenverstärktem Biegeträger**
 - 4.6.1 Grundsätzliches zum Unterschied im Verbundtragverhalten von Zug-Druck-Verbundkörper und Biegeträger
 - 4.6.2 Zusammenhang zwischen den Verbundbruchkräften am Verbundkörper und der Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn am Zwischenrißelement
- 4.7 Entkoppelungsfortschritt am Zwischenrißelement**
- 4.8 Zusammenfassung**

- 5 KRAFTAUFEILUNG UND LAMELLENENTKOPPELUNG AM ALLGEMEINEN ZWISCHENRISSSELEMENT**
- 5.1 Ziel und Vorgehen**

- 5.2 Lamellen- und Betonstahlzugkräfte vor Beginn der Lamellenentkoppelung**
 - 5.2.1 Voraussetzungen und Annahmen
 - 5.2.2 Kraftaufteilung vor Fließen der Innenbewehrung
 - 5.2.3 Kraftaufteilung bei fließender Innenbewehrung
 - 5.3 Lamellen- und Betonstahlzugkräfte nach Beginn der Lamellenentkoppelung**
 - 5.3.1 Vorbemerkungen zur Lamellenentkoppelung beim Stahlbetonbauteil
 - 5.3.2 Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn am Stahlbetonbauteil
 - 5.4 Entkoppelungsfälle**
 - 5.4.1 Grundsätzliche Einteilung der Entkoppelungsfälle
 - 5.4.2 Entkoppelung für $s_r \geq s_{r,max}$ (Entkoppelungsfall 1)
 - 5.4.2.1 Entkoppelungsfortschritt nach Entkoppelungsbeginn bei elastischer Innenbewehrung (Entkoppelungsfall 1.1)
 - 5.4.2.2 Entkoppelungsfortschritt nach Entkoppelungsbeginn bei fließender Innenbewehrung (Entkoppelungsfall 1.2)
 - 5.4.3 Entkoppelung für $s_r < s_{r,max}$ (Entkoppelungsfall 2)
 - 5.4.3.1 Entkoppelungsfortschritt nach Entkoppelungsbeginn bei elastischer Innenbewehrung (Entkoppelungsfall 2.1)
 - 5.4.3.2 Entkoppelungsfortschritt nach Entkoppelungsbeginn bei fließender Innenbewehrung (Entkoppelungsfall 2.2)
 - 5.5 Eingrenzung der Entkoppelungsfälle für die Praxis**
 - 5.5.1 Vorbemerkung
 - 5.5.2 Einteilung in Entkoppelungsfall 1 oder 2
 - 5.5.3 Einteilung in Entkoppelungsfall 1.1 oder 1.2
 - 5.5.4 Schlußfolgerung
 - 5.6 Zusammenfassung**
-
- 6 ERMITTLUNG DES RISSABSTANDES**
 - 6.1 Allgemeines**
 - 6.2 Grundlagen der Rißtheorie**
 - 6.3 Endrißzustand**
 - 6.4 Versuchsergebnisse**
 - 6.5 Zusammenfassung**

- 7 LAMELLENENTKOPPELUNG AM GESAMTBAUTEIL**
 - 7.1 Zielsetzung**
 - 7.2 Untersuchung von Stellen erhöhter Entkoppelungsgefährdung**
 - 7.2.1 Allgemeines
 - 7.2.2 Endverankerung der Lamelle (E)
 - 7.2.3 Entkoppelungsnachweis an der Stelle des Übergangs von elastischer zu fließender Innenbewehrung (Y)
 - 7.2.4 Entkoppelungsnachweis in der Umgebung von Einzelkräften (F)
 - 7.3 Bauteilversuche**
 - 7.3.1 Vorbemerkungen
 - 7.3.2 Versuchsergebnisse
 - 7.3.2.1 Plattenversuche
 - 7.3.2.2 Balkenversuche
 - 7.4 Zusammenfassung**

- 8 EINFLUSS DER BRUCHART ZWISCHENFASERBRUCH**
 - 8.1 Vorbemerkungen**
 - 8.2 Stand der Forschung**
 - 8.3 Eigene Untersuchungen**
 - 8.3.1 Vorbemerkungen
 - 8.3.2 Die ESPI - Meßtechnik
 - 8.3.3 Modellansatz für den Zwischenfaserbruch am Verbundsystem
Lamelle - Kleber - Beton
 - 8.4 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen**

- 9 EINFLUSS DER RISSUFERVERSCHIEBUNGEN VON SCHRÄGRISSEN AUF DIE LAMELLENENTKOPPELUNG**
 - 9.1 Ziel und Vorgehen**
 - 9.2 Rißuferverschiebungen**
 - 9.2.1 Fachwerkmodell mit Rißreibung
 - 9.2.2 Dehnungsanteile
 - 9.2.3 Versuchsergebnisse
 - 9.3 Einfluß der Rißuferverschiebungen auf die Lamellenentkoppelung**

- V -

9.4 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

10 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

11 LITERATUR

ANLAGEN

1 EINLEITUNG

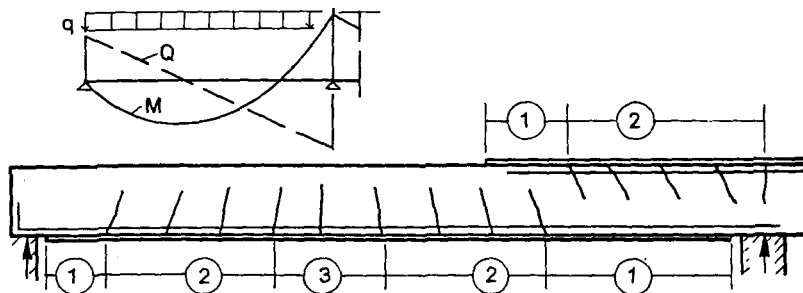
1.1 Problemstellung und Ziel

Die Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbauteilen durch aufgeklebte Zusatzbewehrung wird seit langem erfolgreich praktiziert. Laschen aus Flachstahl haben sich hierfür seit rd. 40 Jahren bewährt. Hochfeste faserverstärkte Kunststoffe (FVW) werden seit ca. 15 Jahren eingesetzt. Aus den hierfür zur Verfügung stehenden Materialien Glas- (GFK), Aramid- (AFK) und kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen (CFK) haben sich letztere seit ca. 10 Jahren wegen ihrer überlegenen Eigenschaften durchgesetzt. Zunächst in der Schweiz, Nordamerika und Japan, ab 1995 auch in Deutschland wurde eine große Anzahl von Betonbauteilen mit geklebten Lamellen und Laminaten aus CFK verstärkt. Die Tendenz ist steigend.

Die Bemessungsregeln für Verstärkungen mit CFK-Lamellen in Deutschland entwickelten sich aus denen für Stahllaschen, i.w. basierend auf den Arbeiten von Ranisch [1] und Holzenkämpfer [2]. Materialspezifische Besonderheiten der CFK-Lamellen wurden bislang jedoch nur innerhalb des bestehenden Konzeptes berücksichtigt. Insbesondere die Sicherung des Verbundes zwischen Lamelle und Beton über die gesamte Bauteillänge ist beim ideal-elastischen CFK-Werkstoff problematischer als bei Stahllaschen und bislang nur unzureichend durch pauschale Begrenzung der Lamellendehnung sowie einen Endverankerungsnachweis abgedeckt.

Die wirklichen Verhältnisse erfordern jedoch eine komplexere Betrachtung. In Bild 1.1 sind die an einem lamellenverstärkten Balken grundsätzlich anzutreffenden Zonen der Beanspruchung des Lamellenverbundes dargestellt.

Ein Bemessungskonzept, das den genannten Bedingungen genügt, muß auf einem konsistenten Verbundmodell basieren. Dieses muß den Lamellenverbund über die gesamte Bauteillänge, in allen Zonen der Verbundbeanspruchung, bei unterschiedlichen Momenten-Querkraftverhältnissen, Rißabständen, Bewehrungssorten und Bewehrungsgraden wirklichkeitsnah beschreiben sowie die Entkoppelung sicher voraussagen können. Ein solches Modell existiert bislang nicht.



- (1) Lamellenverankerung nach letztem Riß vor Lamellenende: Verbundbeanspruchung durch Momentenänderung
- (2) $M \neq 0$, $Q \neq 0$: Verbundbeanspruchung durch Momentenänderung und Sicherung der Verformungsverträglichkeit am Riß
- (3) $M \neq 0$, $Q = 0$: Verbundbeanspruchung nur durch Sicherung der Verformungsverträglichkeit am Riß

Bild 1.1: Zonen der Beanspruchung des Lamellenverbundes

Eine optimale Ausnutzung des Potentials des CFK-Werkstoffs bei unterschiedlichen Beanspruchungsverhältnissen und gleichzeitig ausreichender Sicherheit ist derzeit nicht möglich.

Die vorliegende Arbeit soll einen Beitrag zum Schließen dieser Lücke leisten. Es soll ein durchgängiges Verbundmodell für geklebte CFK-Verstärkungslamellen in allen Bereichen der gerissenen oder ungerissenen Zugzone von Stahl- und Spannbetonbauteilen entwickelt werden. Ziel ist es, für beliebige Bauteile den für die instabile Lamellenentkoppelung maßgebenden Ort sowie die zugehörige Schnittgrößen bestimmen und damit eine sichere Bemessung der Verstärkung durchführen zu können.

1.2 Inhalt und Gliederung

Im **Kapitel 2** wird die Gesamtproblematik des Bewehrungsverbundes kurz dargestellt. Die grundlegenden Unterschiede zwischen Innenbewehrungs- und Lamellenverbund werden aufgezeigt. Der Stand des Wissens zum Lamellenverbund wird zusammengefaßt. Nach der Beschreibung der beteiligten Baustoffe in **Kapitel 3** werden in **Kapitel 4** die Grundbeziehungen des Lamellenverbundes, ausgehend von der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes für ein allgemeines Zwischenrißelement (ZRE) abgeleitet. Dazu wird der Verbundansatz von Holzenkämpfer als

grundsätzlich geeignetes Verbundgesetz für den Lamellenverbund gewählt und auf Basis umfangreicher eigener Verbundversuche für CFK-Lamellen neu kalibriert.

Einen Schwerpunkt dieser Arbeit bildet **Kapitel 5**, in dem die Lamellenentkoppelung am allgemeinen Zwischenrißelement untersucht wird. Ausgehend von den Ergebnissen aus Kapitel 4 wird die Entkoppelungskraft in Abhängigkeit von Rißabstand, Schnittgrößenkombination etc. abgeleitet, wobei zunächst die Lamellenkraft als bekannt vorausgesetzt wird. Der häufig in Versuchen verwendete Zug-Druck-Verbundkörper kann als Spezialfall des allgemeinen Zwischenrißelementes beschrieben werden. Anschließend wird die Aufteilung der Gesamtzugkraft auf beide Bewehrungspartner vor Entkoppelungsbeginn für elastische und für plastische Innenbewehrung formuliert. Ausgehend davon wird nun die komplexe Interaktion von Gesamtzugkraft, Innenbewehrungs- und Lamellenzugkraft zunächst für die Phase der stabilen bis hin zur instabilen Lamellenentkoppelung, d.h. schlagartigem Verbundbruch am Zwischenrißelement beschrieben. Die Formulierung mit bezogenen Größen erlaubt die einfache Anwendung auf beliebige Geometrien, Bewehrungsgrade und -arten, Rißabstände, Schnittgrößenkombinationen etc..

In **Kapitel 6** wird ein einfaches Verfahren zur Ermittlung des Rißabstandes, der eine wichtige Steuergröße für die Lamellenentkopplung ist, abgeleitet. Es basiert auf den für lamellenverstärkte Bauteile erweiterten Ansätzen der kontinuierlichen Rißtheorie von Noakowski [3].

Nun kann im **Kapitel 7** die bisher nur für ein ZRE betrachtete Lamellenentkoppelung für das gesamte Bauteil untersucht werden. Hier werden Kriterien angegeben, nach denen in Abhängigkeit von Bauteilgeometrie und Lastbild die Stellen gefunden werden können, die als entkoppelungsmaßgebend in Frage kommen. Die Vielzahl der in Kap. 5 abgeleiteten Fallunterscheidungen bzgl. Entkoppelungsverlauf wird für die Praxis eingegrenzt. Die theoretisch ermittelten Werte für die Entkoppelungslaststufe werden mit Ergebnissen aus Bauteilversuchen verglichen.

Der Verbundansatz setzt - wie alle anderen Ansätze - oberflächennahen Betonbruch bei Lamellenentkoppelung voraus. Eine vor allem bei höheren Betonfestigkeiten beobachtete Bruchart, der Zwischenfaserbruch (ZFB) in der CFK-Lamelle wird durch bestehende Verbundtheorien also nicht abgedeckt. In **Kapitel 8** wird die Bedeutung des ZFB für die Lamellenentkoppelung näher beleuchtet. Die Häufung des ZFB bei höheren Betonfestigkeiten kann bruchmechanisch erklärt werden.

In der Literatur wird gelegentlich ein vertikaler Versatz von Schubrißufern am Zugrand des Bauteils als ursächlich für die Lamellenentkoppelung angeführt, ohne daß jedoch bislang für diesen Mechanismus ein Rechenmodell existiert. In **Kapitel 9** wird ein Modellansatz entwickelt, mit dem die Rißuferverschiebungen am Zugrand näherungsweise ermittelt werden können. Mit einem bruchmechanischen Modell kann deren Einfluß auf die Lamellenentkoppelung abgeschätzt werden. Es zeigt sich, daß er i. d. R. unbedeutend ist.

In **Kapitel 10** werden die Ergebnisse zusammengefaßt, offene Fragen angesprochen und Empfehlungen für die weitere Forschung gegeben.

2 BEWEHRUNGSVERBUND IM BETONBAUTEIL

2.1 Verbund einbetonierter Betonstahlbewehrung

2.1.1 Bedeutung

Der Bewehrungsstahl übernimmt im gerissenen Stahlbetonbauteil die Querschnittszugkraft. Dem Wesen des Stahlbetons als Verbundbaustoff entsprechend wird bei über die Bauteillänge veränderlichen Bewehrungszugkräften das horizontale Gleichgewicht über sogenannte Verbundspannungen τ_s gesichert. Deren Verlauf ist affin zur Querkraftlinie. An Rissen werden in einem kleinen Störbereich zusätzliche, antisymmetrische Verbundspannungen zur Sicherung der Verträglichkeit von Beton- und Bewehrungsdehnung geweckt. Zwischen den Rissen wird der Beton durch die Verbundspannungen gezwungen, auf Zug mitzuwirken. Die dadurch aufgebauten Betonzugspannungen σ_b mindern die Stahlzugspannung zwischen den Rissen. In Bild 2.1 ist eine Hälfte eines symmetrisch belasteten Einfeldträgers mit abgeschlossener Rißbildung im querkraftfreien Mittelbereich dargestellt. In diesem wirkt nur der antisymmetrische Verträglichkeitsbund. Innerhalb des Schubarms kommt der querkraftaffine Gleichgewichtsverbund hinzu.

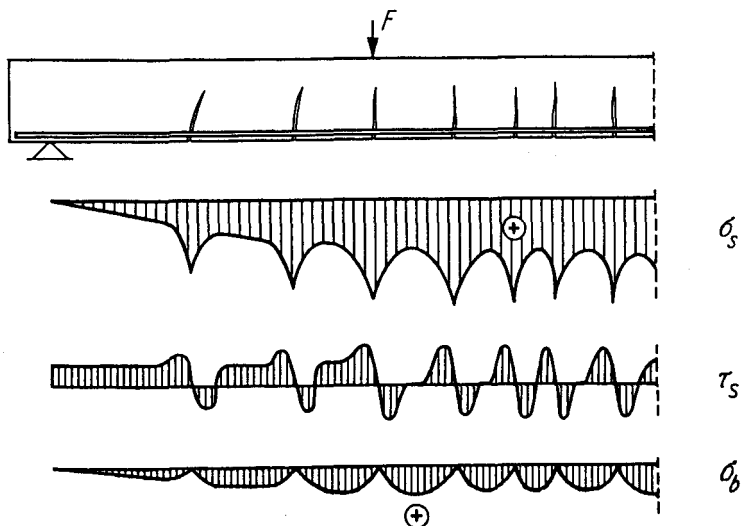


Bild 2.1: Stahl-, Verbund- und Betonzugspannungen (qualitativ) am symmetrischen 4-Punkt-Stahlbetonträger, nach [67]

In jedem Rißbildungsstadium gilt, daß die Stahlspannung über die Summe der Verbundspannungen vom Stabende bis zum betrachteten Punkt eingeleitet wird, Gl. (2.1).

$$\sigma_s = \int_0^x \tau_s(x) \cdot u_s \cdot \frac{1}{A_s} dx \quad (2.1)$$

Hierin sind:

u_s : Stabumfang

A_s : Querschnittsfläche des Bewehrungsstabes

Am Stahlkraftaufbau sind also nur die Gleichgewichts - Verbundspannungen beteiligt. Der antisymmetrische Verträglichkeits-Verbundspannungsanteil saldiert sich an jedem Riß zu Null.

2.1.2 Verbundwirkung einbetonierten Betonstahls

Der Verbundwiderstand einbetonierten Betonstahls ist eine aus mehreren Einzelkomponenten zusammengesetzte komplexe Größe. Zu ihrer Charakterisierung wird eine fiktive Verbundspannung τ_s benutzt. Der Haftverbund wird bereits bei sehr kleinen Verschiebungen zerstört. Danach wird bei glatten Stäben der nur Reibungsverbund wirksam. Er beruht auf Verzahnungswirkung und ist von der Oberflächenrauigkeit des Stahles abhängig. Der Scherverbund bei Rippenstahl ist der wirksamste Verbundmechanismus, da hier Betonkonsolen zwischen den Rippen abgesichert werden müssen, bevor der Stab gleiten kann. Der für einen duktilen Bewehrungsverbund erforderliche räumliche Spannungszustand muß durch eine ausreichende Betondeckung und/oder Querbewehrung gesichert sein.

Mit fortschreitender Zerstörung des Scherverbundes treten echte Gleitungen des Stabes gegenüber dem Beton auf. Mit diesem Prozeß wird dann auch bei Rippenstahl der Reibungsverbund aktiviert, mit dem Relativverschiebungen bis zum weitgehenden Verlust des Verbundes von mehreren Millimetern möglich sind (Bild 2.2).

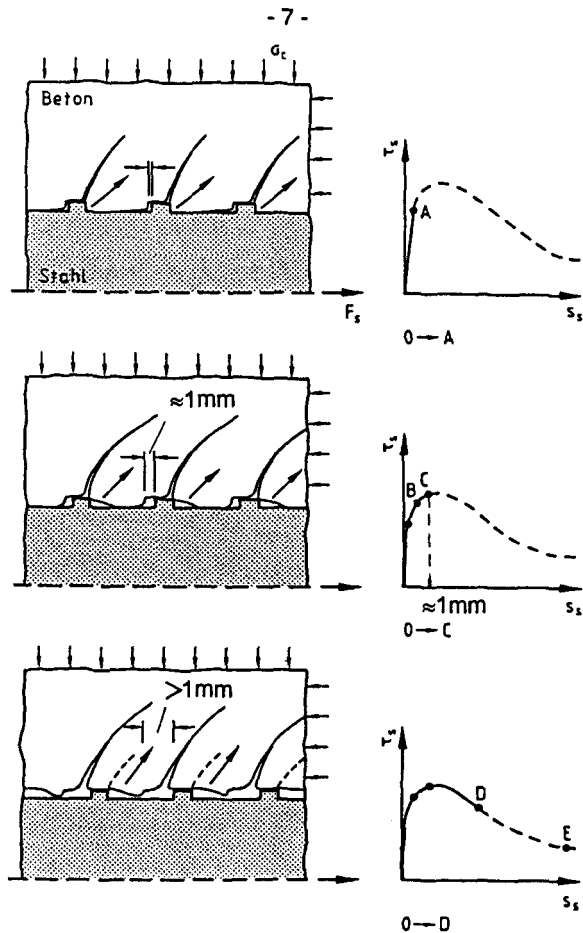


Bild 2.2: Verbundverhalten gerippter Innenbewehrung unter monotoner Erstbeanspruchung nach [4]

Die komplexen Zusammenhänge zwischen den inkrementellen Veränderungen der Verbundspannung $\Delta\tau_s$ und der Relativverschiebung Δs werden in der Praxis durch ein technisches Stoffgesetz, das sog. Verbundgesetz in der Form $\tau_s = f(s)$ beschrieben. Es ist als solches kein originäres Stoffgesetz im Sinne der Kontinuumsmechanik sondern von verschiedenen Parametern, z.B. Rippengeometrie und Randbedingungen, z.B. Lage des Bewehrungsstabes abhängig. Ein stark vereinfachtes allgemeines Verbundspannungsgesetz wird in [5] angegeben (Bild 2.3). Es gilt für Rippen- und glatte Stähle, für unterschiedliche Verbundbedingungen sowie für unterschiedlich gut wirksame Betonumschließungen des Stabes. Aus Vereinfachungsgründen

werden die Einflüsse einiger Parameter, wie bezogene Rippenfläche, Verdichtung, Nachbehandlung u.a. vernachlässigt. Die zugehörigen Parameter sind für gute Verbundbedingungen exemplarisch in Tab. 2.1 angegeben.

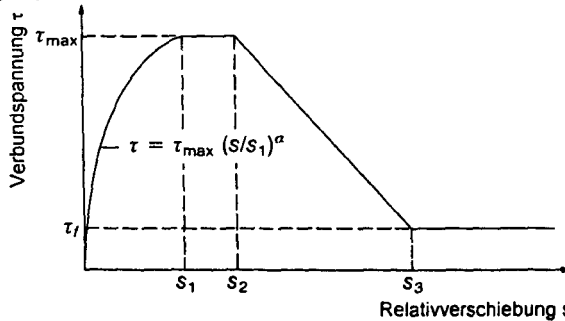


Bild 2.3: Allgemeine Verbundspannung-Verschiebungsbeziehung für Betonstahl nach [5]

Tab. 2.1: Parameter für die Verbundspannung-Verschiebungsbeziehung in Bild 2.3 für gute Verbundbedingungen nach [5]

	Rippenstahl		Glatte Stähle	
	gesichert	nicht gesichert	Kaltgezogener Draht	Warmgewalzte Stäbe
s_1 [mm]	1,0	0,6	$s_1 = s_2 = s_3$ $= 0,01$ mm	$s_1 = s_2 = s_3$ $= 0,1$ mm
s_2 [mm]	3,0	0,6		
s_3 [mm]	lichter Rippenabstand	1,0		
α	0,4	0,4	0,5	0,5
$\tau_{s,max}$	$2,5 \sqrt{f_{ck}}$	$2,0 \sqrt{f_{ck}}$	$\tau_{s,max} = \tau_f$ $= 0,1 \sqrt{f_{ck}}$	$\tau_{s,max} = \tau_f$ $= 0,3 \sqrt{f_{ck}}$
τ_f	$0,4 \tau_{s,max}$	$0,15 \tau_{s,max}$		

Aus Tab. 2.1 wird die große Duktilität des Bewehrungsverbundes, d. h. des Verformungsvermögens bis zur völligen Verbundzerstörung für Rippenstähle ohne Sprengbruchgefahr deutlich. Bei einer Relativverschiebung in der Größe des Rip-

penabstandes kann noch ein Reibungsverbund τ_f von 40% der maximalen Verbundspannung ausgenutzt werden.

Hier sollen die äußerst vielfältigen Einflüsse von Betongüte, Rippengeometrie, Stablage, Betondeckung, Querpressung, dynamischer Beanspruchung u. a. nicht im einzelnen dargestellt werden. Vielmehr kommt es auf die grundsätzliche Beschaffenheit einer Verbundspannung-Verschiebungsbeziehung für Betonstahl mit den wesentlichen Komponenten der Verbundwirkung an. Für die weiteren Betrachtungen ist die Duktilität des Bewehrungsverbundes, also die Eigenschaft, auch bei großen Relativverschiebungen noch nennenswerte Verbundanteile übertragen zu können, wichtig.

In der Praxis wird die lokale Verbundspannung-Verschiebungsbeziehung weniger benötigt. Vielmehr sind Aussagen über die zur Verankerung einer bestimmten Stabkraft erforderlichen Verbundlänge erforderlich. Hierfür werden mittlere zulässige Verbundspannungen, die als über die Verbundlänge l_v und den Stabumfang u_s konstant angenommen werden, angegeben. Ihnen liegen Rechenwerte der Verbundfestigkeit zugrunde, die mit aus Ausziehversuchen ermittelten Verbundgesetzen bestimmt werden. Diese Rechenwerte τ_{sm} entsprechen näherungsweise der lokalen Verbundspannung $\tau_{0,1}$, bei der eine Verschiebung des freien Stabendes von $s = 0,1$ mm gegenüber dem Beton gemessen wird [6].

$$\tau_{sm} = \frac{F(s = 0,1 \text{ mm})}{u_s \cdot l_v} \quad (2.2)$$

Die hohe Verbundduktilität von Betonstahl erlaubt den Ansatz einer fiktiven mittleren Verbundfestigkeit, da bei den großen möglichen Relativverschiebungen große Verbundlängen aktiviert werden können. Dies ist in Bild 2.4 am Beispiel eines Stabes mit zwei unterschiedlichen Verankerungslängen qualitativ dargestellt. Innerhalb bestimmter Grenzen kann die Verbundbruchkraft T_u als linear mit der Verbundlänge wachsend angenommen werden.

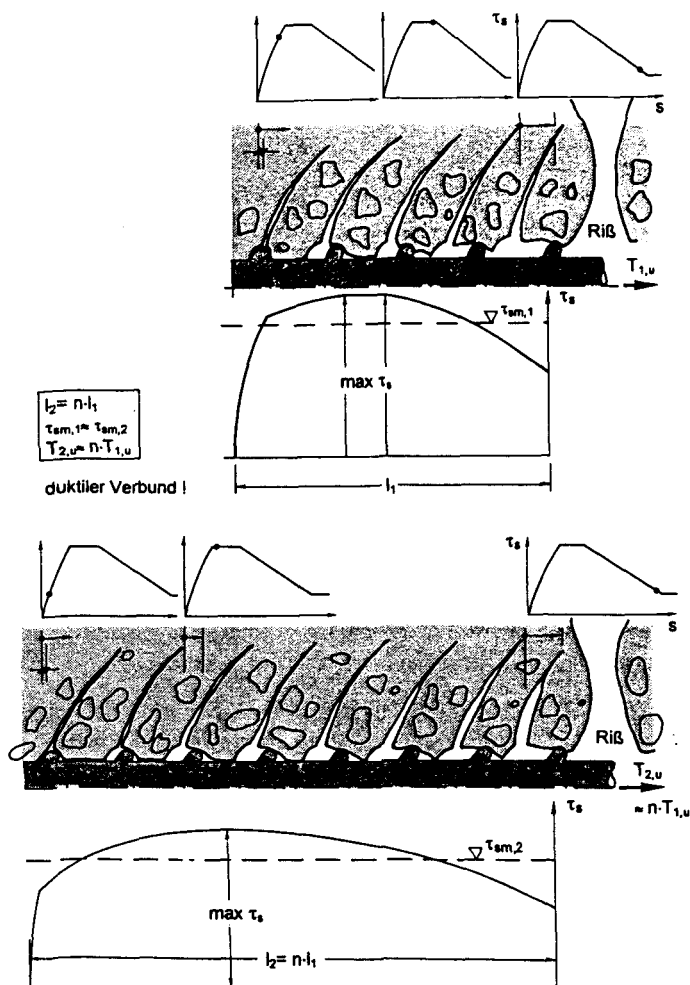


Bild 2.4: Verankerung eines gerippten Bewehrungsstabes am RiB mit kleiner und großer Verankerungslänge, Verbundspannung qualitativ

Zusammenfassend lässt sich feststellen, daß die große Verbundduktilität mit unbegrenztem Reibungsplateau bei Betonstahl ein mit der Verbundlänge theoretisch „unbegrenzt“ Wachstum der verankerbaren Stabkraft ermöglicht, sofern Sprengbruch etc. ausgeschlossen wird. Daher kann bei praktisch allen Stabdurchmessern die Fließkraft F_{sy} allein über Verbund ohne Inanspruchnahme von Ankerkörpern oder Haken verankert werden, sofern eine ausreichend große Verankerungslänge zur

Verfügung gestellt wird. Letztere darf mit der zu verankernden Stabkraft linear reduziert werden. In Bild 2.5 ist dieser Sachverhalt in Form der verankerbaren Stabkraft $T_{s,u}$ als Funktion von der Verankerungslänge l_v qualitativ dargestellt.

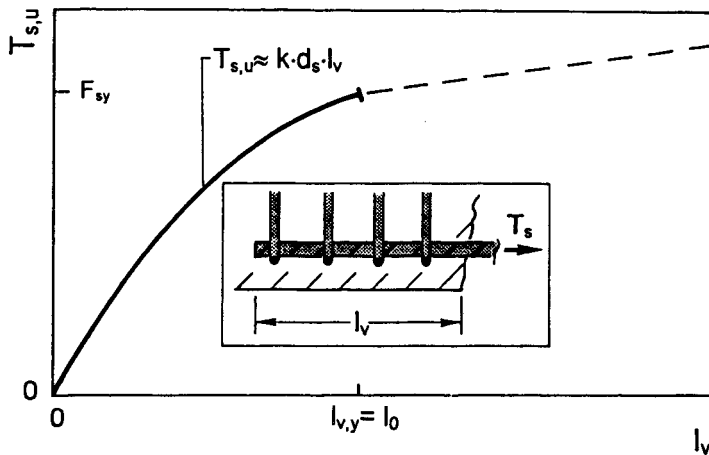


Bild 2.5: Verankerbare Stabkraft $T_{s,u}$ für Betonstahl mit geradem Stabende und bei Verhinderung eines Sprengbruchs in Abhängigkeit von der Verankerungslänge l_v

2.2 Verbund äußerer Klebebewehrung

2.2.1 Grundsätzliche Unterschiede zum Innenbewehrungsverbund

2.2.1.1 Vorbemerkungen

Die Probleme des Verbundes geklebter CFK-Verstärkungslamellen auf Stahlbeton sind Gegenstand dieser Arbeit und werden in den folgenden Kapiteln behandelt. Im nächsten Abschnitt sollen lediglich die prinzipiellen Unterschiede des Verbundes äußerer Klebebewehrung zu dem in 2.1 behandelten Verbund der inneren Betonstahlbewehrung aufgezeigt werden.

2.2.1.2 Verbundwirkung äußerer Klebebewehrung

Die Funktion sowie die grundsätzliche Wirkungsweise externer Klebebewehrung ist dieselbe, wie die einbetonierte Betonstahlbewehrung. Die Verbundwirkung ist jedoch grundlegend anders.

Die Lamelle wird mit einem hochfesten Epoxidharzkleber auf die Betonoberfläche der Zugzone geklebt. Eine Aktivierung von günstig wirkenden Querdruckspannungen σ_n durch Verschiebungen entlang der rauhen Verbundrißfuge ist wegen der einseitig freien Lamellenoberfläche nicht möglich. Umlenkungen der Lamelle erzeugen sogar Querkzugspannungen, die den zugspröden und -schwachen Beton direkt beanspruchen. Die zuverlässige Aktivierung eines Reibungsanteils kann wegen der nur geringen und lokalen Umlenk-Querdruckspannungen nicht angenommen werden. In Bild 2.6 ist der prinzipielle Unterschied zwischen dem sehr spröden Lamellenverbund mit Querkzugspannungen σ_n^+ und dem duktilen Innenstahlverbund mit günstig wirkenden radialen Druckspannungen σ_r qualitativ dargestellt.

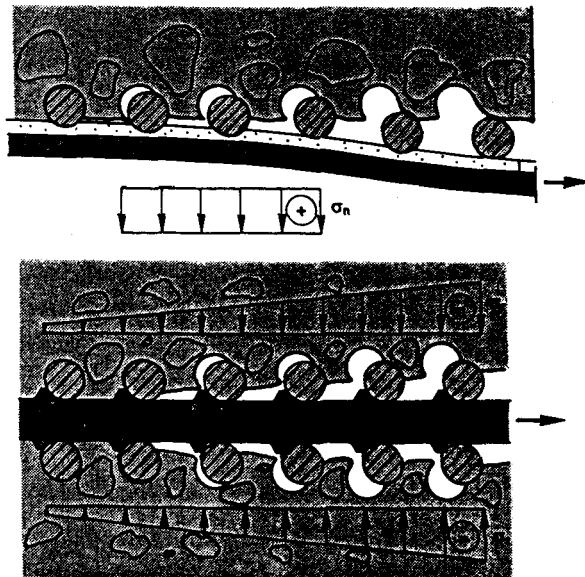


Bild 2.6: Vergleich von Lamellenverbund und Verbund einbetonierten Betonstahls ohne Sprengbruchgefahr

Bild 2.6 gibt eine Modellvorstellung wieder. Tatsächlich stellt sich in der Verbundzone ein System von Hauptzug und -druckspannungen σ_1 und σ_2 ein (Bild 2.7). Entlang der Druckspannungstrajektorien bilden sich im Beton Schrägzugrisse, die sich mit zunehmender Beanspruchung in der Ebene der späteren Verbundbruchfläche vereinigen (Bild 2.7). Alle folgenden Betrachtungen in dieser Arbeit werden jedoch unter Zugrundelegung des reinen Schubspannungszustandes τ am lamellenparallelen x - y -Koordinatensystem angestellt.

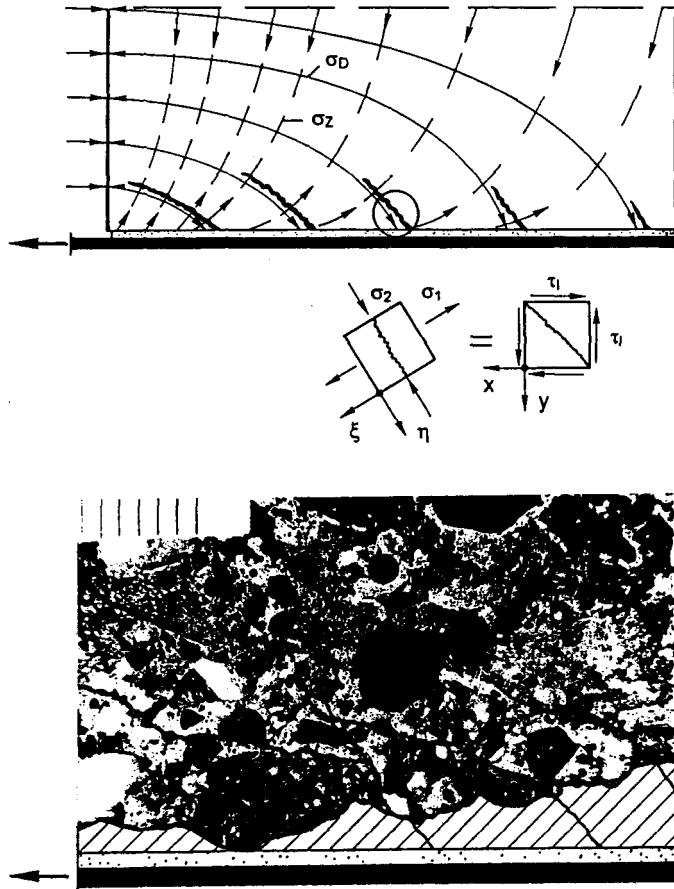


Bild 2.7: Hauptspannungen bei einer Zug-Druck-Klebeverbindung Lamelle-Beton (oben), Schrägzugrisse in der Verbundzone eines Versuchskörpers (unten)

Aus den bisherigen Betrachtungen wird deutlich, daß beim Lamellenverbund die niedrige einachsiale Betonzugfestigkeit, die zudem bei sehr geringen Verformungen erreicht wird, die zentrale Widerstandsgröße ist. Daraus folgt eine im Vergleich zum Innenbewehrungsverbund sehr große Sprödigkeit des Lamellenverbundes. Zusammen mit dem bis zum Bruch linear-elastischen Verhalten des CFK-Werkstoffs, d.h. ungebremste Kraftaufnahme der Lamelle, bewirkt dies, wie in vielen Versuchen beobachtet, spröde, unangekündigte Verbundbrüche.

In diesem Verhalten liegt der Hauptunterschied zum duktilen Innenbewehrungsverbund. Eine höhere Entkoppelungsgefährdung mit Auswirkungen auf Verankerung und Zugkraftdeckung sind die Folgen, die im weiteren ausführlich behandelt werden.

2.2.2 Stand der Forschung zum Verbund äußerer Klebebewehrung aus Faser-verbundwerkstoffen (FVW)

2.2.2.1 Vorbemerkungen

Die Problematik des Lamellenverbundes muß i.w. auf drei Ebenen betrachtet werden. Auf der kleinsten Ebene, der des lokalen Verbundelementes Lamelle-Beton (Ebene 3, Bild 2.8) bestimmen die Verformungs- und bruchmechanischen Eigenschaften der unmittelbaren Verbundzone das Voranschreiten eines Verbundrisses. Die Gesamtheit dieser Eigenschaften läßt sich in ein sogenanntes Verbundgesetz fassen.

Auf der nächsthöheren Ebene, der des Zwischenrißelementes (Ebene 2, Bild 2.8) wird die Kraftaufteilung zwischen Lamelle und Innenbewehrung an den Rändern (Rissen) eines ungerissenen Bauteilabschnitts betrachtet. Sie wird von den Schnittgrößen des Bauteils (Ebene 1, Bild 2.8), den Eigenschaften von Lamelle und Betonstahl und vom Verbundgesetz der Ebene 3 bestimmt. Die Kraftaufteilung bestimmt wiederum die weitere lokale Entkoppelung. Die Vorgänge in den Ebenen 2 und 3 sind interdependent.

Auf der Ebene des Gesamtbauteils schließlich (Ebene 1, Bild 2.8) muß das für das Verbundversagen des Bauteils maßgebende Zwischenrißelement und damit die Bruchschnittgröße gefunden werden.

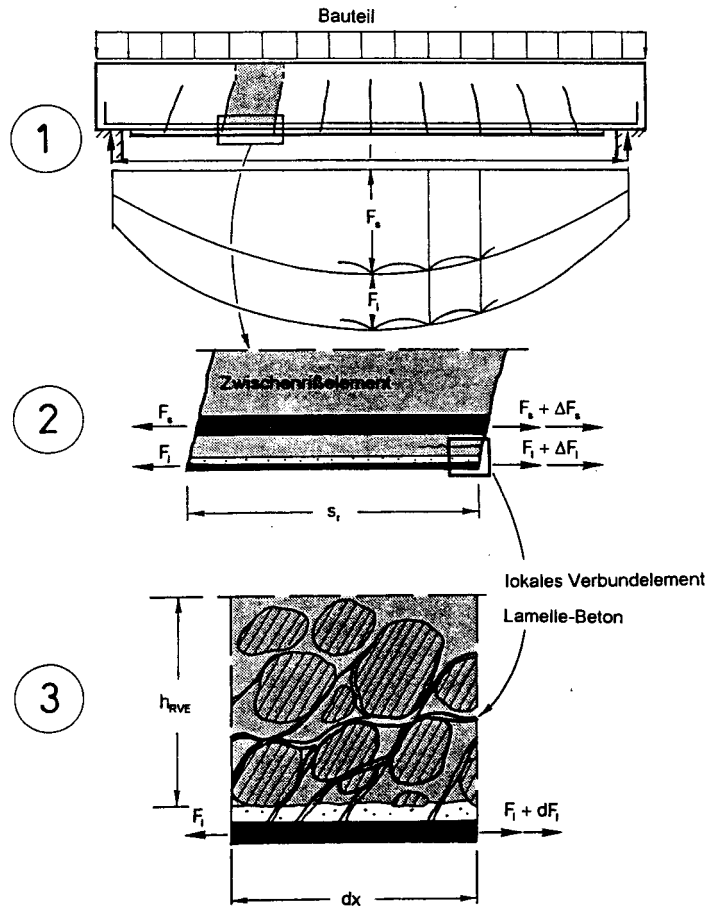


Bild 2.8: Ebene 1 - 3 für die Beschreibung des Verbundverhaltens äußerer Klebewehrung von Stahlbetonbauteilen

Die Zahl der Veröffentlichungen zum Thema „Äußere Klebewehrung“ im weitesten Sinne ist fast unüberschaubar. Sucht man nach geeigneten Modellen für die entscheidende Widerstandsgröße Lamellenverbund (Ebene 3) reduziert sich diese Fülle bereits deutlich. Theorien schließlich, die den Verbund bzw. die Lamellenentkoppe-

lung am realen, teils gerissenen, teils ungerissenen Stahlbetonbauteil über dessen gesamte Länge (Ebenen 1 bis 3) sowie den gesamten Beanspruchungsbereich (Betonstahl elastisch oder fließend) konsistent und experimentell abgesichert beschreiben, existieren nicht. Im Folgenden wird der aktuelle Stand der Forschung zusammengefaßt.

Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird der Verbund von CFK-Lamellen als dem wichtigsten Vertreter der Faserverbundwerkstoffe (FVW) behandelt. Wegen der Gleichartigkeit bestimmter Eigenschaften und Mechanismen beim Verbund geklebter Stahllaschen und FVW-Lamellen muß im Folgenden auch die Literatur zum Stahllaschen-Verbund betrachtet werden. In Bild 2.9 sind die wesentlichen der den Verbund geklebter Bewehrung bestimmenden Eigenschaften von Stahllaschen und FVW-Lamellen einschließlich ihrer Schnittmenge aufgelistet.

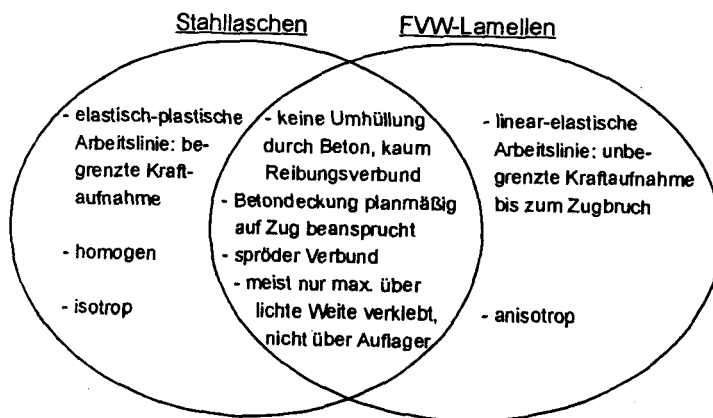


Bild 2.9: Das Verbundverhalten äußerer Klebewehrung bestimmende Eigenschaften, Unterschiede und Gemeinsamkeiten von Stahllaschen und FVW-Lamellen

2.2.2.2 Modellierung der Verbundzone

Die Aufgabe, Fügebauteile schubfest miteinander zu verbinden, wurde im Metallbau früher vorzugsweise durch Nietten gelöst. Dabei wurde die Gesamtkraft rechnerisch gleichmäßig auf alle Nietten verteilt. Bleich [7] teilt die Nietkräfte proportional zur Ver-

schiebung auf, was jedoch nur für niedrige Laststufen zu zutreffenden Ergebnissen führt. Volkersen stellte 1938 ein Verfahren zur Berechnung der Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen vor [8]. In dieser auch für die Klebetechnik wegweisenden Arbeit wurden die Nieten durch eine gleichmäßig zwischen den Laschen ausgebreitete ideelle Verbindungsschicht ersetzt (Bild 2.10).

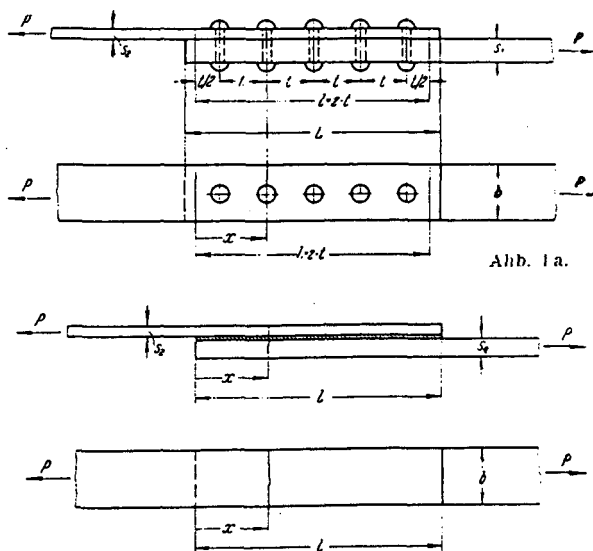


Bild 2.10: Einfache Nietverbindung und Ersatz der Nieten durch eine ideelle kontinuierliche Zwischenschicht, aus [8]

Die ungleichförmige Nietkraftverteilung wird durch Interpolation zwischen den Grenzverschiebungskurven für rein elastische und rein plastische Nietverformung ermittelt. Die Rolle des lokalen Verbundgesetzes übernimmt hierbei das durch Versuche gewonnene Last-Verschiebungsdiagramm der zugehörigen 1-Niet-Verbindung.

Für eine linear-elastische Zwischenschicht berechnet Volkersen die Scherspannungen bzw. die Nietkräfte aus der Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes. Sie wird auch in dieser Arbeit abgeleitet werden (Kap.4). Die Fügeiteilbiegung wird vernachlässigt.

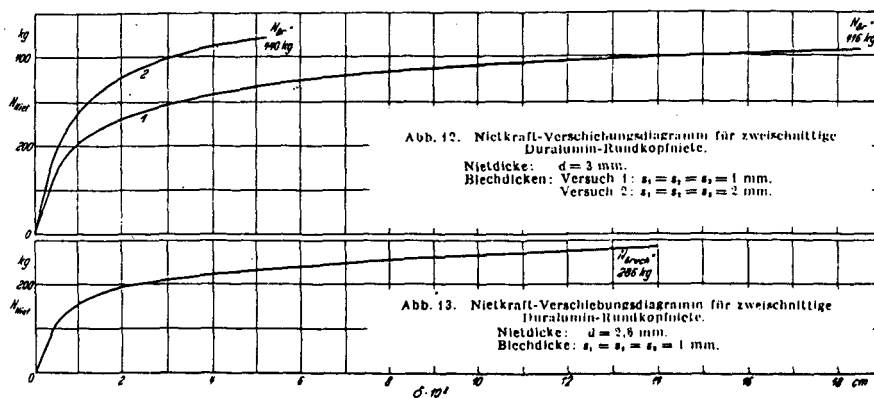


Bild 2.11: Nietkraft-Verschiebungsdiagramme für 1-Niet-Verbindungen, aus [8]

Wegen des ausgeprägten plastischen Astes im Verformungsverhalten der Einzelniete sind Kraftumlagerungen möglich. Daher liegt das Verhältnis der Bruchlast der Gesamtverbindung zur Summe der Bruchlasten der Einzelniete über den rein linear ermittelten Grenzwerten nach Bleich [7], jedoch, wegen des linearen Anteils mit zunehmender Nietzahl auch immer deutlich unter 1,0 (Bild 2.12).

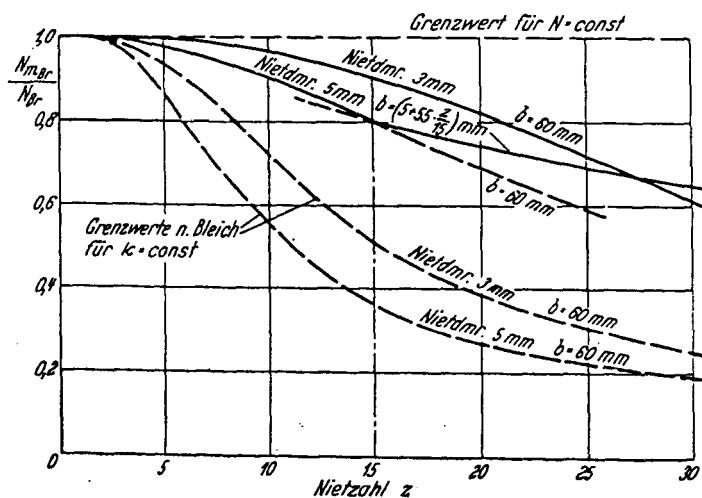


Bild 2.12: Verhältnis der Bruchlast der Gesamtverbindung zur Summe der Bruchlasten der Einzelniete für zweischnittige Verbindungen in Abhängigkeit von der Nietzahl, aus [8]

In der Folgezeit beschäftigten sich viele weitere Forscher mit der Analyse geklebter Metallverbindungen, vorwiegend für Anwendungen im Flugzeugbau [9-14]. Theorien, bei denen Fügepartiebiegung berücksichtigt wird [12-14,15], führen zu komplizierten Gleichungssystemen. Der Aufwand ist nur für Verbindungen zweier rel. biegeweicher Fügepartie gerechtfertigt, bei denen infolge des Versatzmomentes signifikante Spannungen σ_y normal zur Klebefuge auftreten (Bild 2.13). Positive Spannungen σ_y werden auch als Schälspannungen bezeichnet.

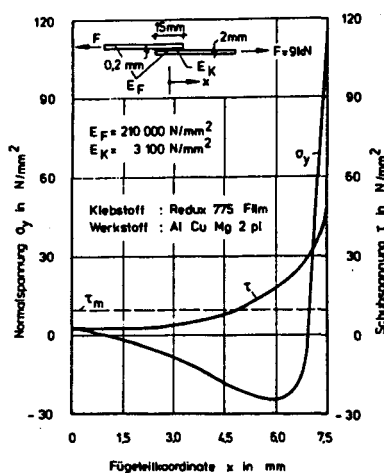


Bild 2.13: Schub- und Normalspannungsverteilung im Fugebereich einer symmetrischen, einschnittig überlappten Metallverklebung nach [68]

Bei Laschenverklebungen auf vergleichsweise sehr biegesteifen Betonkörpern sind die durch Biegeverformungen hervorgerufenen Normalspannungen in der Klebschicht von untergeordneter Bedeutung.

Bresson [16] wendet die Volkersen-Theorie auf geklebte Verbindungen von Stahl-laschen und Beton an, wobei er ein linear-elastisches Verbundgesetz annimmt. Dieses weist die Schubverzerrung γ allein der Klebschicht zu. In Bild 2.14 sind die nach dieser Theorie berechneten Verläufe der Verbund-, Lamellen- und Betonspannung τ , σ_l und σ_c für einen Zug-Druck- und einen Zug-Zug-Körper sowie das Verbundgesetz dargestellt. Hierin sind s_l , G_b und h_b die Relativverschiebung der Lamelle sowie der Schubmodul und die Dicke der Klebschicht. Diese Rechenwerte stimmen gut mit Versuchsergebnissen überein, sofern noch kein Verbundriß im Beton vorhanden ist.

Zu den gemessenen Verbundbruchkräften ermittelte Bresson Maximalwerte der Verbundspannung τ_1 , am belasteten Laschenanfang von $\tau_1 = 6 - 8 \text{ N/mm}^2$, ein Wert, der für die Beton-Schubfestigkeit plausibel erscheint. Dennoch handelt es sich hier um eine zufällige Übereinstimmung, da tatsächlich, wie noch gezeigt wird, in Bruchlastnähe die Verbundspannung am belasteten Verklebende deutlich abfällt. Das Festigkeitskriterium des Erreichens einer zulässigen Verbundspannung ist nicht anwendbar.

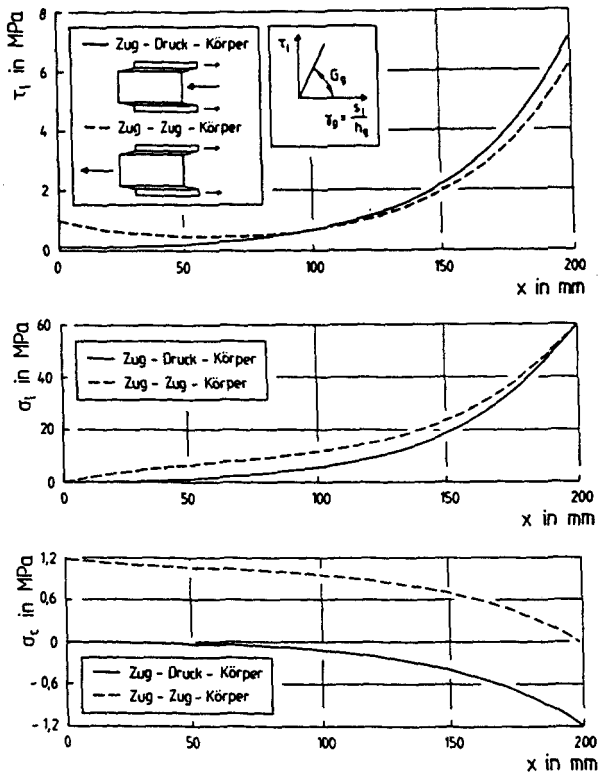


Bild 2.14: Rechnerische Verläufe von Verbund-, Lamellen- und Betonspannung τ_1 , σ_l und σ_c bei linearem Verbundansatz nach Bresson, aus [2]

Ranisch [1] verwendet bereits einen bilinearen Verbundansatz mit plastisch-entfestigendem Ast, (Bereich II), der Gleitungen in der Verbundrißfuge berücksichtigen soll (Bild 2.15). Das Last-Verformungsverhalten tieferer Betonschichten geht nicht ein.

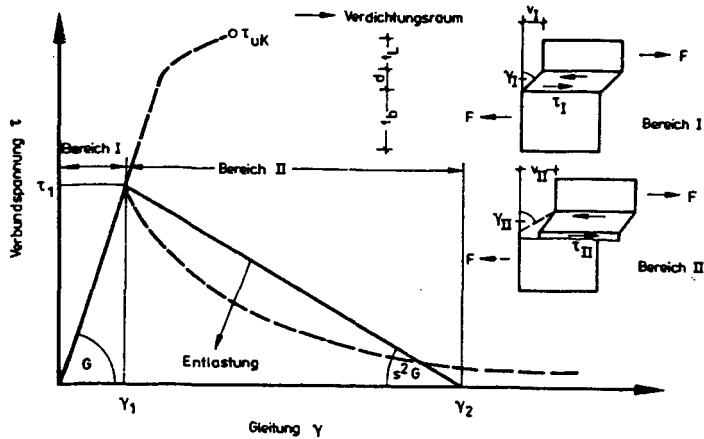


Bild 2.15: Bilineares Verformungsgesetz der Klebschicht bei Erstbelastung, aus [1]
 Ranisch formuliert die Bruchgleitung γ_2 als linear mit der Verbundlänge l_v ansteigend.

$$\gamma_2 = \gamma_1 + \alpha \cdot \frac{l_v}{d} \quad (2.3)$$

Hierin ist α ein dimensionsloser Verschiebungsbeiwert.

Damit steigt auch der in späteren Arbeiten als Bruchenergie interpretierte Flächeninhalt unter dem Verformungsgesetz linear mit der Verbundlänge. Dies führt dazu, daß die berechneten Bruchlasten monoton und unbegrenzt mit l_v ansteigen und sich asymptotisch der Funktion $Z_u = a \cdot \sqrt{b \cdot l_v}$ annähern (Bild 2.16). Dieses Ergebnis, das von der begrenzten Anzahl der von Ranisch durchgeführten Zug-Zug-Verbundversuche bestätigt zu werden scheint, ist tatsächlich unzutreffend. Die Annahme einer mit l_v unbegrenzt wachsenden Verbundbruchkraft wird durch alle späteren Forschungen sowohl für Stahllaschen, als auch für FVW-Lamellen widerlegt.

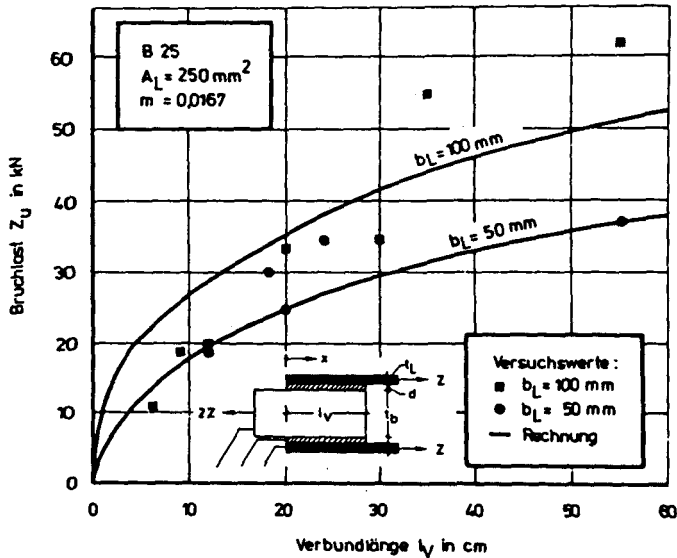


Bild 2.16: Verbundbruchkraft Z_u von Stahlbeton-Verbundkörpern in Abhängigkeit von der Verbundlänge l_v , aus [1]

Kaiser berücksichtigt in seiner Arbeit über geklebte CFK-Lamellen [17] Entfestigung der Verbundzone (Bereich a, Bild 2.17) durch einen iterativ zu lösenden Rechenalgorithmus, bei dem der Entfestigungsbereich a in $n \cdot \Delta a$ mit jeweils linearer Verbundspannung-Verschiebungsbeziehung τ unterteilt wird. Dies ergibt den zweiten Term der Gl. (2). Der übrige Bereich der Verbundlänge wird nach der linearen Bressontheorie behandelt, was zum ersten Term der Gl. (2) führt.

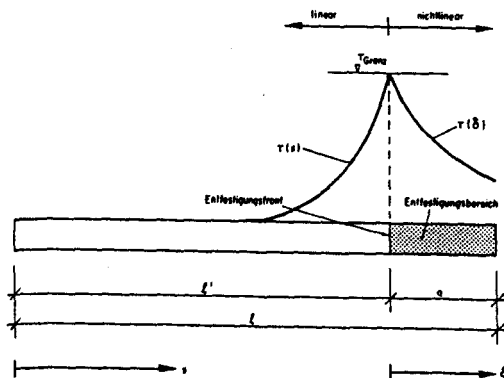


Bild 2.17: Linearer und nichtlinearer Bereich der Verbundlänge eines Zug-Druck-Verbundkörpers Beton-CFK-Lamelle, aus [1]

Die am Verbundkörper verankerbare Lamellenspannung ergibt sich nach [1] iterativ aus Gl. (2.4).

$$\sigma_L(l) = \frac{\tau_{\text{Grenz}} \cdot \tanh(\omega \cdot l)}{t_L \cdot \omega} + \sum_{k=1} (\tau_{k-1} + \tau_k) \cdot \frac{\Delta a}{2t_L} \quad (2.4)$$

Hierin ist ω eine dimensionslose Konstante und t_L die Lamellendicke. Dieses Vorgehen ist äußerst aufwendig und nur programmgesteuert zu bewältigen.

Wicke und Pichler verwenden in [18] einen Verbundansatz für geklebte Stahlaschen, der seiner Form nach i.w. dem ansteigenden Ast des Verbund-Schlupf-Gesetzes für Betonstahl nach MC90 [5] entspricht (Bild 2.18).

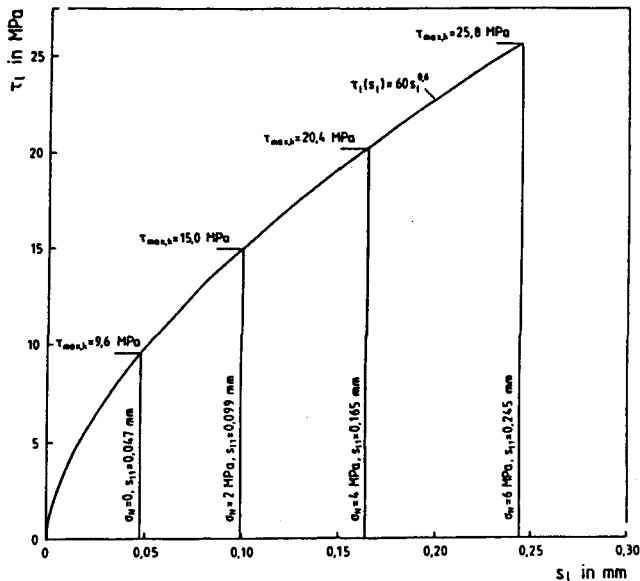


Bild 2.18: Verbundansatz nach [18]

Damit weist der Ansatz zwar keinen entfestigenden Ast auf, so daß die Verläufe der Lashendehnung und -relativverschiebungen über die Verbundlänge nicht exakt modelliert werden können. Durch die geeignete Wahl der Parameter können dennoch Verbundbruchkraft und zugehörige Verankerungslänge für einen Verbundkörper wirklichkeitsnah ermittelt werden. Die lokale Verbundbeziehung ist durch τ_{11} und s_{11} ohne weiteren Reibungsverbund o.ä. begrenzt. Daraus ergibt sich eine obere Grenze

der verankerbaren Verbundbruchkraft $\max F$, die auch durch Steigerung der Verbundlänge über eine zugehörige Mindestverbundlänge l_1 hinaus nicht überschritten werden kann, nach Gl. (2.5). Hieran wird bereits der Charakter des Verbundbruchs als bruchmechanisches Phänomen mit Maßstabeffekt erkennbar:

$$\max F = b_1 \cdot \sqrt{\frac{2E_1 \cdot t_1 \cdot \tau_{11} \cdot s_{11}}{1 + \alpha}} \quad (2.5)$$

Die zugehörige Mindestverbundlänge ergibt sich zu

$$l_1 = \sqrt{\frac{2E_1 \cdot t_1 \cdot s_{11} \cdot (1 + \alpha)}{\tau_{11} \cdot (1 - \alpha)^2}} \quad (2.6)$$

Die Ermittlung der Verbundtragfähigkeit für $l < l_1$ ist nur durch näherungsweise Abschätzung möglich, indem die an l_1 fehlende Differenzlänge nicht in Rechnung gestellt wird.

Holzenkämpfer [2] behandelt den Verbund geklebter Bewehrung konsequent als bruchmechanisches Problem. Er überführt einen bilinearen, elastisch-plastisch-entfestigenden Ansatz in einen linearen mit gleicher Bruchenergie. Damit erhält er ein Modell der Verbundtragfähigkeit in der Form der Lösung von Volkersen. Das Modell ist für beliebige Verbundlängen gültig. Da in der vorliegenden Arbeit auf das Verbundmodell von Holzenkämpfer aufgebaut wird, wird es in Kap. 4 noch ausführlicher erläutert.

Einen sehr ähnlichen Ansatz wie in [2] präsentiert Täljsten[19]. Yin und Wu [20] überprüfen die Aussagen von Holzenkämpfer und Täljsten auf numerischem Weg. In einer FE-Parameterstudie für dünne CFK-Lamellen bestätigen sie, daß der Verbundwiderstand für Verbundlängen über eine charakteristische Länge hinaus nur von der als reine Modus II-Bruchenergie interpretierten Fläche unter dem Verbundansatz abhängt.

2.2.2.3 Lamellenentkoppelung am Stahlbetonbauteil

Das Entkoppelungsverhalten des gesamten Bauteils wird von einer Reihe von Faktoren, wie Kraftaufteilung zwischen Innenbewehrung und Lamellen, Lamellenkraftgradienten und Rißabstand gesteuert. Diese Parameter können sich im Zuge der Lasterhöhung und der teilweisen Entkoppelung ändern und sind mit den bisher in Theorie und Versuch verwendeten rein verbundbeanspruchten, unbewehrten Verbundkörpern nicht zu erfassen. Eine ganzheitliche Betrachtung des lamellenverstärkten Stahlbetonbauteils unter Verbund- bzw. Entkoppelungsgesichtspunkten mit Berücksichtigung beliebiger M/Q-Verhältnisse, Innenstahlfließen, Rißabstand etc. fehlt bislang. In einigen Arbeiten werden Teilaspekte behandelt.

Kaiser nennt in [17] erstmals das Auftreten eines vertikalen Schubrißversatzes als Ursache für eine Schälbeanspruchung und das daraus folgende Entkoppeln der Lamelle (Bild 2.19).

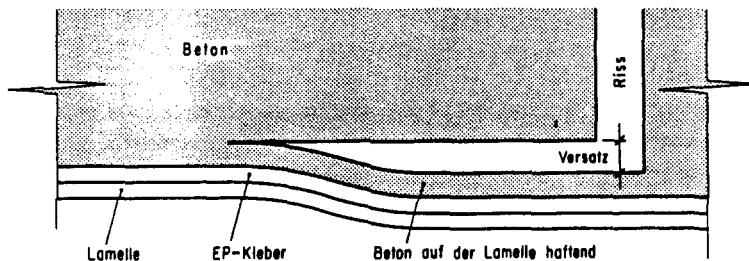


Bild 2.19: Abschälen der aufgeklebten CFK-Lamelle infolge eines Schubrisses, aus [17]

Er gibt jedoch weder gemessene oder theoretisch ermittelte Größen für den Schubrißversatz an, noch kann er dessen Ursächlichkeit für das beobachtete Entkoppelungsverhalten belegen. Kaiser vermutet, daß mit steigender Zuggurtsteifigkeit der über die damit steigende Druckzonenhöhe übertragbare Querkraftanteil zu- und damit der Schubrißversatz abnimmt. Die Rolle einer Schubbewehrung wird nicht berücksichtigt. Auf Basis von Versuchen an 17 Balken ohne äußere Schubbewehrung, mit CFK-Lamelle und 4-Punkt-Belastung werden sog. kritische nominelle Schubspannungen τ_c in Abhängigkeit von der axialen Bewehrungssteifigkeit $E \cdot A = E_s \cdot A_s + E_l \cdot A_l$ angegeben. Bei Erreichen dieser Werte sei mit plötzlicher La-

mellenentkoppelung infolge Abschälens an einem Schubriß zu rechnen. Sie sind in Tab. 2.2 zusammengestellt.

Tab. 2.2: Vorschlag für die kritischen nominellen Schubspannungen $\tau_c = Q/(b \cdot d)$ in Abhängigkeit von der axialen Bewehrungssteifigkeit $\Sigma E \cdot A$ aus [17]

$\Sigma E \cdot A$ [N]	$\geq 25 \cdot 10^6$	$\geq 32 \cdot 10^6$	$\geq 38 \cdot 10^6$	$\geq 45 \cdot 10^6$	$\geq 84 \cdot 10^6$
τ_i [N/mm ²]	0,6	0,7	0,85	1,0	1,3

Kaiser räumt jedoch ein, daß es sich hierbei bestenfalls um Anhaltswerte handelt, die an Rechteckbalken bestimmter Querschnittsabmessungen sowie für die besonders entkoppelungsbegünstigende 4-Punkt-Belastung ermittelt wurden.

Weiterhin behandelt Kaiser in [17] als bisher einziger die Verankerung im gerissenen Bereich (Bild 2.20).

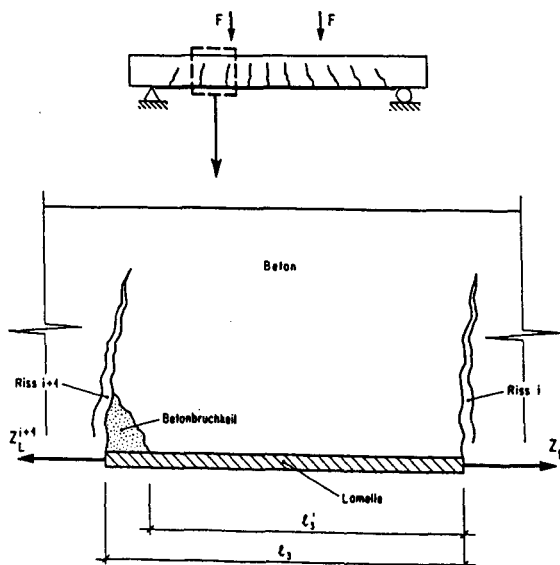


Bild 2.20: Risselement des gerissenen Bereiches, aus [17]

Das vorgeschlagene Verfahren ist allerdings sehr grob. Es ist eine nominelle Verbundspannung $\bar{\tau}$ aus der Zugkraftdifferenz der Lamelle ΔZ_i über eine zu wählende Strecke Δl nach Gl. (2.7) zu ermitteln.

$$\bar{\tau} = \frac{\Delta Z_i}{b_i \cdot \Delta l} \quad (2.7)$$

Die maßgebende nominelle Verbundspannung wird an der Stelle der größten Steigung der Zugkraftlinie berechnet, deren Verlauf vorab unter Berücksichtigung von Innenstahlfliessen und Fachwerkanalogie zu ermitteln ist (Bild 2.21).

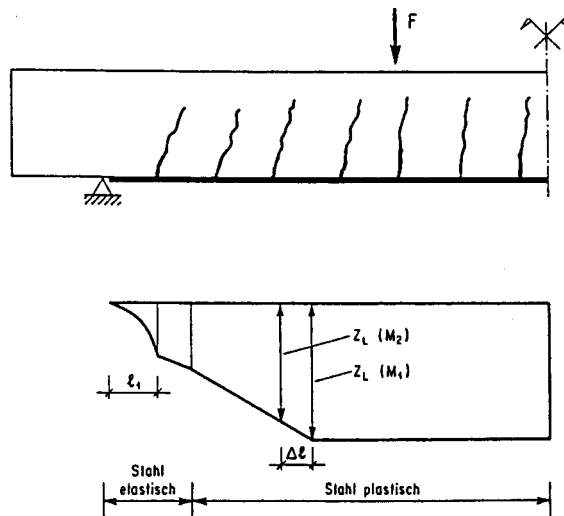


Bild 2.21: Zugkraftverlauf in der CFK-Lamelle, Wahl von Δl für Ermittlung von $\bar{\tau}$, aus [17]

Über die Größe des anzusetzenden Δl macht Kaiser nur die vage Aussage, daß sie klein genug sein soll, um den Zugkraftverlauf ausreichend genau als linear annehmen zu können. Die ermittelte $\bar{\tau}$ sollen mit Bruch- $\bar{\tau}$ verglichen werden, die Kaiser in Abhängigkeit vom Lamellen-E-Modul mit $\bar{\tau}_v = 0,7 - 1,8 \text{ N/mm}^2$ angibt. Rißabstände gehen nicht ein. Verbundspannungsspitzen an Rissen werden vernachlässigt.

Deuring formuliert in [21] die Querkraft beim Abscheren, d.h. vollständige Entkopplung der Lamelle infolge eines Schubrißversatzes v . Sie setzt sich aus den Querkraftanteilen, die über die Druckzone, eine sog. reduzierte Rißzone sowie durch Dü-

belwirkung Längsbewehrung aufgenommen werden, zusammen. Der über Rißreibung in der Zugzone übertragbare Querkraftanteil reduziert sich mit zunehmender Beanspruchung, bis er bei Erreichen einer kritischen Rißbreite w_{krit} gleich Null ist. Konstante Werte für die Verhältnisse von w_{krit} und Rißabstand, Rißweite und Rißversatz sowie für die Druckzone und reduzierte Rißzone übertragbare Schubspannung werden an sechs Balkenversuchen kalibriert. Der Einfluß einer Schubbewehrung wird nicht berücksichtigt. Deuring betrachtet dieses Vorgehen als grobe Abschätzung der Entkoppelungsgefahr, insbesondere für die von ihm untersuchten Balken mit vorgespannten CFK-Lamellen. Für den Fall, daß die errechnete Abschäl-Querkraft die auftretende Querkraft nicht weit übertrifft, empfiehlt er genauere Untersuchungen.

Holzenkämpfer entwickelt in [2] ein Ingenieurmodell der Lamellenentkoppelung für Zugglieder und Biegetragglieder im Bereich $M = \text{const.}$ Hierfür wird angenommen, daß Entkoppelung beginnt, wenn die Rißbreite doppelt so groß ist, wie die zur vollständigen Entkoppelung des lokalen Verbundelementes gehörenden Relativverschiebung s_{10} des Verbundansatzes. Die zu Entkoppelungsbeginn gehörende maximale Spannungsdifferenz zwischen Riß und Ende der gemeinsamen Einleitungsstrecke wird in Abhängigkeit von der Spannung im Riß formuliert. Das Modell geht von konstanten mittleren Verbundspannungen für beide Bewehrungspartner aus.

Bild 2.22 zeigt die Rißbildungs- und Entkoppelungsstadien an einem mit Stahl-laschen verstärkten Zugglied mit den qualitativen, linearisierten Spannungsverläufen von Stahllasche (l) und Innenstahl (s).

Der Einfluß einer Querkraft kann nicht berücksichtigt werden. Ferner wird nicht zwischen stabilem und instabilem Entkoppelungsfortschritt unterschieden.

Basierend auf [2] wird in [22] ein Entkoppelungsnachweis vorgeschlagen, bei dem durch Vorgeben eines Mindestlaschenbewehrungsgrades Entkoppelungsbeginn verhindert werden soll. Auch dieser Nachweis wurde für Zugglieder oder Balken im Bereich $M = \text{const.}$ abgeleitet und ermöglicht eine Berücksichtigung einer Querkraft nicht. Ebenso wenig ist er auf Verstärkungen mit bis zum Bruch elastischen FVW-Lamellen anwendbar.

Andere Autoren beschäftigen sich seither mit der Entkoppelung von CFK-Lamellen bei Biegebauteilen, z.T. rein bruchmechanikorientiert [23,24], z.T. über die Biegetragfähigkeit sog. Betonzähne zwischen Lamelle und Innenbewehrung [25].

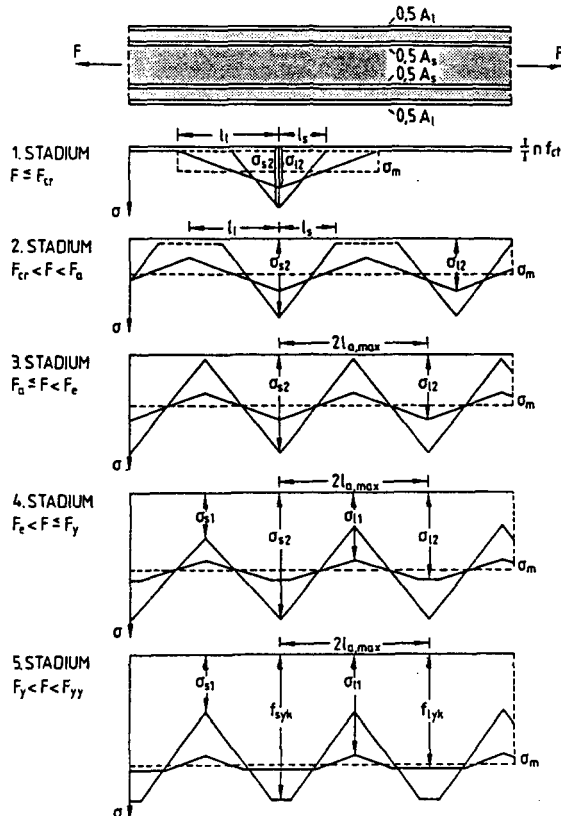


Bild 2.22: Spannungsverläufe in unterschiedlichen Stadien eines mit Stahlaschen verstärkten Stahlbeton-Zuggliedes, aus [2] (cr = Riß, a = abgeschlossenes Rißbild, e = Entkoppelung)

2.2.2.4 Zusammenfassung

Gegenstand des Abschnittes 2.2.2.2 war i.w. die unmittelbare Verbundzone, d.h. Ebene 3 nach Bild 2.8. Zu ihrer Untersuchung wurden hauptsächlich unbewehrte, rein verbundbeanspruchte Versuchskörper in Zug-Druck- oder Zug-Zug-

Konfiguration verwendet. Mit diesen kann auch die Situation einer Lamellenendverankerung am letzten Riß vor Lamellenende gut abgebildet werden (Zone 1, Bild 1.1). Die Untersuchung der von Rissen durchsetzten Zonen 2 und 3 nach Bild 1.1 ist damit jedoch nicht möglich.

In Abschnitt 2.2.2.3 wurde der derzeitige Stand des Wissens zum Verbund- und Entkoppelungsverhalten des Gesamtbauteils, d.h. unter Berücksichtigung der Zonen 2 und 3 in Bild 1.1 zusammengefaßt. Es handelt sich hierbei jedoch immer nur um Teilaspekte, mit denen die Gesamtheit aller Riß-, Kraftaufteilungs-, Verbund- und Entkoppelungsvorgänge in allen Verbundzonen (Bild 1.1) und auf allen Ebenen (Bild 2.8) nicht konsistent beschrieben werden kann. Insbesondere ist das Verbund- und Entkoppelungsverhalten in gerissenen Bereichen, in denen der Verbund durch Zugkraftänderung und Sicherung der Verträglichkeit am Riß beansprucht wird, unzureichend geklärt (Zonen 2 und 3, Bild 1.1). Dies gilt vor allem für CFK-Lamellen, bei denen aus Gründen der Wirtschaftlichkeit die Ausnutzung hoher Dehnungen angestrebt wird. Hier beeinflußt das Fließen der Innenbewehrung die Kraftaufteilung und damit Entkoppelung besonders stark.

Diese Defizite im Verständnis des lokalen bis globalen Verbund- und Entkoppelungsverhaltens begründen die Notwendigkeit eines konsistenten Verbundmodells geklebter CFK-Lamellen, mit dem alle wesentlichen Randbedingungen erfaßt werden können.

3 WERKSTOFFE

3.1 Beton und Betonstahl

Zur Auswertung und Nachrechnung der Versuche werden für die vorliegende Arbeit idealisierte Arbeitslinien verwendet. Bild 3.1 zeigt das Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton auf Druck sowie die elastisch-plastische Arbeitslinie für Beton- und Spannstahl.

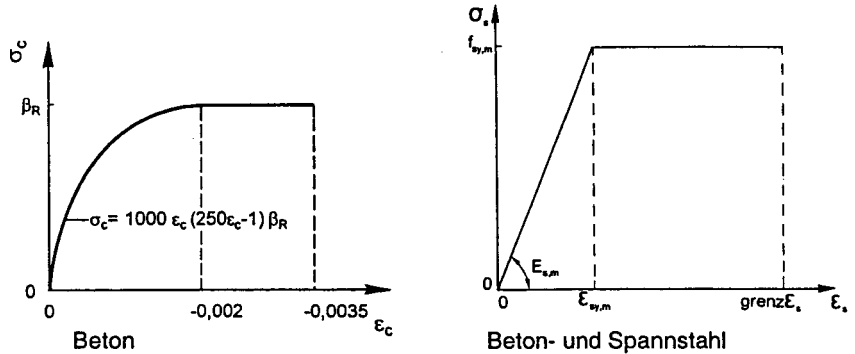


Bild 3.1: Rechnerische Arbeitslinien für Beton sowie Beton- und Spannstahl

Die Rechenfestigkeit β_R des Betons wurde für die Auswertung der mit statischer Kurzzeitbelastung durchgeführten Versuche gleich der mittleren Prismendruckfestigkeit zum Versuchszeitpunkt gesetzt.

3.2 Fasern und Matrixharze

Zur Verstärkung der Betonzugzone geeignete FVW sind meist unidirektionale Verbunde. Besonders geeignet sind hochfeste Fasern aus E- und S-Glas, Aramid und Kohlenstoff. Tabelle 3.1 gibt einen Überblick über die Arten und Eigenschaften [26]. Die Fasern verhalten sich auf Zug in Längsrichtung ideal-elastisch bis zum Bruch. Näheres zu Herstellung und Eigenschaften von C-Fasern ist [27] zu entnehmen.

Tab. 3.1: Faserarten und -eigenschaften (Herstellerangaben; mittlere Eigenschaften in Faserrichtung)

Faserart		Dichte	axiale Zugfestigkeit f_{tm}	axialer Zugelastizitätsmodul E_{tm}	axiale Zugbruchdehnung ε_{tm}	Wärme- dehnzahl α_T
-		g/cm^3	kN/mm^2	kN/mm^2	%	$10^{-6} \cdot \text{K}^{-1}$
Glas	E	2,57	2,6	75	3,5	8
Aramid (Twaron)	IM	1,45	3,0	110	2,7	-2
	HM	1,45	3,0	125	2,4	-2
Kohlenstoff (Toray)	T300	1,80	3,53	230	1,5	0,5
	T700	1,80	4,90	230	2,1	0,5

Fasern sind in Längsrichtung sehr zugfest, reagieren aber empfindlich auf Querdruk, Oberflächenverletzung u.a.m. Sie werden deshalb in ein Matrixharz eingebettet. Hierfür werden überwiegend lösungsmittelfreie, duromere Epoxidharze verwendet, die eine Zugfestigkeit von 60 bis 90 N/mm^2 bei einer Bruchdehnung von 3 - 5 % sowie einen hohen Medienwiderstand aufweisen. Um CFK-Lamellen an die Bauteilkontur anpassen zu können, z. B. bei Winkeln für geklebte Schubdügel, werden auch thermoplastische Matrixharze entwickelt.

3.2 CF-Produkte für die Verstärkung mit Klebewehrung

Gegenwärtig werden hauptsächlich zwei Formen von ud-CF-Produkten hergestellt: CFK-Lamellen und CF-Gelege. Bild 3.2 zeigt beide Produktformen. Die CFK-Lamelle ist ein pultrudiertes Produkt in Breiten von $b_l = 50$ bis 120 mm und Dicken von $t_l = 1,0$ bis 1,5 mm. Die geringe Dicke erlaubt die Lieferung auf der Rolle. Das Faservolumen beträgt $v_f = 70$ %.

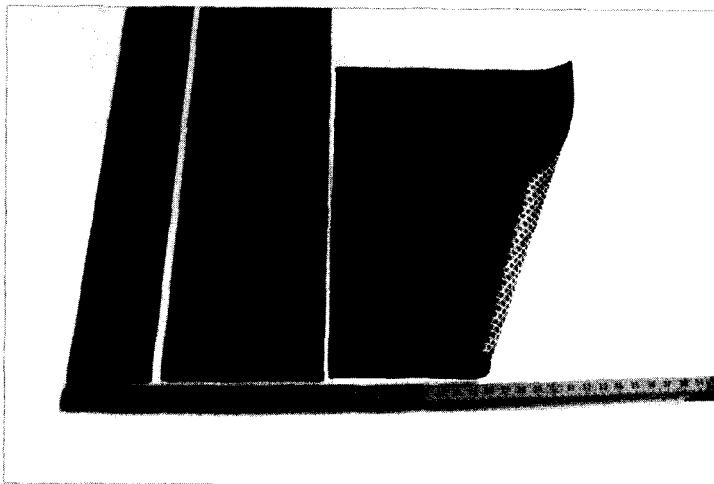


Bild 3.2: ud CF-Produkte (v.l.n.r.). CFK-Lamellen, Typ Sika-CarboDur (Sika Chemie), $b_1 = 50$ und 100 mm; CF-Folie Typ REPLARK (Mitsubishi Chemical)

Bei den CF-Folien sind unverklebte C-Faserbündel auf einem Trägergewebe befestigt, auf das noch eine abziehbare Schutzfolie aufgebracht ist. Die CFK-Lamelle entsteht erst durch das Auflaminieren auf die Betonklebfläche. Dabei wird auch das Trägergewebe mit dem Kleber, der gleichzeitig die Harzmatrix bildet, getränkt. Die Faserquerschnitte betragen ca. 100 bis 200 mm^2/m . Mehrlagiges Laminieren, auch in mehreren Richtungen, ist möglich.

Produkte für die Bauteilverstärkung mit Klebebewehrung bedürfen in Deutschland einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung durch das Deutsche Institut für Bautechnik. In den Versuchen zur vorliegenden Arbeit wurden zugelassene bzw. im Zulassungsverfahren befindliche CFK-Lamellen verwendet. Dies gilt ebenso für die Kleber.

3.3 Werkstoffeigenschaften von CFK-Lamellen

3.3.1 Mechanische Kurzzeiteigenschaften

CFK-Lamellen sind, ebenso wie C-Fasern selbst, linearelastisch bis zum Bruch, s. Bild 3.3. Die Harzmatrix beteiligt sich kaum an der Kraftaufnahme. Sie ermöglicht jedoch nach Bruch einzelner Fasern den erneuten Kraftaufbau über Klebverbund. Mit Herstellerangaben über Faserzugfestigkeit f_{ltm} , Faserelastizitätsmodul E_{ltm} , bezogenes Faservolumen v_f kann man Erwartungswerte der mittleren mechanischen Kurzzeiteigenschaften des CFK mit der Mischungsregel abschätzen. Bild 2 zeigt die Arbeitslinie von CFK-Lamellen im Vergleich zu denen von Bewehrungsstäben aus anderen Materialien (Indizes: f, Faser; l, Lamelle (Verbundwerkstoff); t, Zug in Faserrichtung; m, i.M.).

Die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul von FVW sind wegen ihrer ausgeprägten Anisotropie bei Zug normal zur Faser gering. Aber auch dabei übertrifft die Zugfestigkeit die Adhäsions- und Kohäsionsfestigkeit des Klebers sowie die Oberflächenzugfestigkeit des Betons deutlich.

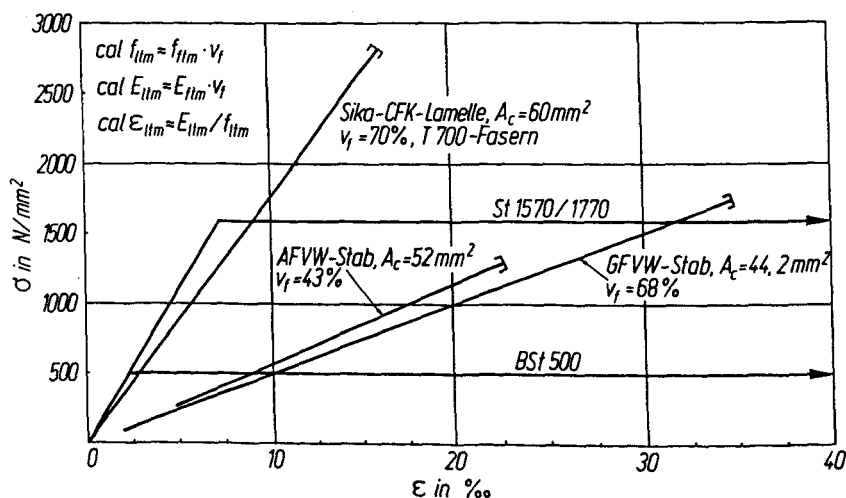


Bild 3.3: Spannung-Dehnungslinie einer CFK-Lamelle im Vergleich zu Stäben aus anderen FVW und Stählen

3.3.2 Mechanische Langzeiteigenschaften

Zahlreiche Versuche an epoxidharzgebundenen CFK-Stäben und z.T. auch CFK-Lamellen haben die hervorragenden Eigenschaften von CFK hinsichtlich Zeitstand- und Ermüdungsfestigkeit belegt [28-31]. Die Bewertung dieser Versuche ergibt, daß bei bestimmungsgemäß bemessenen, mit geklebten CFK-Lamellen verstärkten Betonbauteilen weder ein bemessungsrelevanter Festigkeitsverlust infolge Dauerbeanspruchung noch ein Ermüdungsbruch des CFK-Materials zu erwarten ist. Epoxidharzgebundene ud-CFK-Lamellen kriechen oder relaxieren unter dem wegen des Aufklebens unter Eigenlast geringen Dauerlastanteil nicht signifikant. Dies gilt sowohl in Faserlängsrichtung als auch über die Lamellendicke.

3.3.3 Physikalische und chemische Stoffeigenschaften

3.3.3.1 Dauerhaftigkeit

Die sehr gute Beständigkeit von CFK gegenüber allen baupraktisch relevanten chemischen Angriffen wird durch viele Versuche belegt [32-34]. Feuchtigkeit mindert die Adhäsion in der Kontaktfläche Kleber - Beton. Deshalb muß eine Durchfeuchtung des Betons im Lamellenbereich ausgeschlossen werden.

3.3.3.2 Einfluß einer zusätzlichen Temperaturbeanspruchung

Auch im Wärmedehnverhalten sind CFK-Lamellen ausgesprochen orthotrop. Bei den Faservolumengehalten von $v_f \approx 0,7$ bestimmen die thermischen Eigenschaften der Fasern den linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten $\alpha_{T,f}$ in Faserlängsrichtung der Lamelle. Er kann genügend genau mit Null angenommen werden. In Querrichtung wird die Wärmeausdehnung der Lamelle viel stärker von der der Matrix beeinflusst (Bild 3.4).

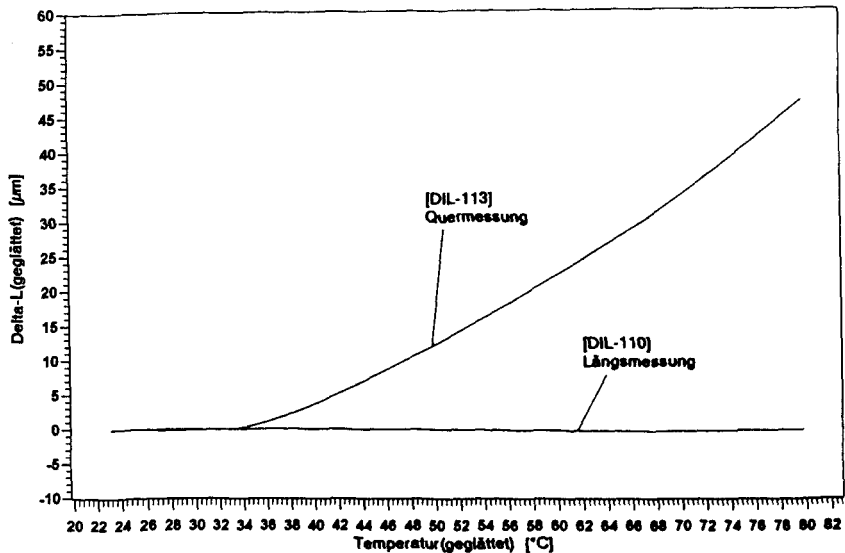


Bild 3.4: Längenänderung einer 40 mm langen Probe einer CFK-Lamelle in Abhängigkeit von der Temperatur

In [35] sind Modelle zur Ermittlung der thermischen und auch hygri-schen Verformungseigenschaften sowie der damit verbundenen Eigenspannungen von FVW in Abhängigkeit von den jeweiligen Eigenschaften der Fasern und der Matrix angegeben.

In Versuchen wurde festgestellt, daß der Unterschied im Wärmedehnverhalten von CFK-Lamellen oder -Laminaten und Beton innerhalb des zulässigen bzw. möglichen Anwendungsbereiches nicht zu einer Beeinträchtigung der Tragfähigkeit von mit CFK-Lamellen verstärkten Bauteilen führt [36,37].

3.3.3.3 Brandverhalten

Die Kohlenstofffasern sind hochwärmebeständig. Die Tragfähigkeit des Verbundsystems wird vom Kleber bestimmt, dessen Glasübergangstemperatur im Brandfall nach kurzer Zeit erreicht wird. Die Feuerwiderstandsdauer kann durch eine Brandschutzbekleidung erhöht werden. Wird für das verstärkte Bauteil eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse gefordert, so ist hierüber im Einzelfall ein Nachweis zu führen.

3.4 Kleber und Ausgleichsmörtel

Als Kleber werden i.w. lösungsmittelfreie, zweikomponentige Konstruktionskleber auf Epoxidharzbasis mit Aminhärter, einige mit Quarzmehl gefüllt, eingesetzt. Ihre Zugfestigkeit liegt mit $\beta_z > 30 \text{ N/mm}^2$ um den Faktor 10 über der des Betons. Die verwendeten Ausgleichsmörtel basieren bei einem höheren Fülleranteil i.w. auf denselben Grundkomponenten wie die Kleber.

4 GRUNDBEZIEHUNGEN DES LAMELLENVERBUNDES AM ALLGEMEINEN ZWISCHENRISS-ELEMENT

4.1 Ziel und Vorgehen

Der Lamellenverbund in der gerissenen Zugzone soll in seinen Grundbeziehungen modelliert und formuliert werden. Hierbei wird zunächst nur das Verbundsystem Lamelle-Kleber-Beton jeweils zwischen zwei benachbarten Rissen betrachtet. Die Lamellenkraft am Riß wird als bekannt vorausgesetzt. Die Verbundzone ist mit einem Verbundgesetz abzubilden. Hierzu wird von einem bestehenden Ansatz ausgegangen, der mit Hilfe von Verbundversuchen für CFK-Lamellen kalibriert wird. Es soll die unter verschiedenen Randbedingungen zur Entkoppelung führende Lamellenkraft abgeleitet werden.

4.2 Differentialgleichung des Lamellenverbundes

4.2.1 Voraussetzungen

Die Differentialgleichung wird für ein Element des Zugrandes mit beliebiger Lage innerhalb des lamellenverstärkten Balkens formuliert. Dieses Element wird von zwei benachbarten Biege- oder Biegeschubrissen begrenzt und im Folgenden Zwischenrißelement genannt. Im Sonderfall kann das Element auch von einem Riß und dem Lamellenende begrenzt sein.

Für die folgenden Ableitungen werden der Rißabstand s_r sowie die Lamellenzugkräfte am Riß als bekannt vorausgesetzt. Diese Größen werden später mit anderen Modellen ermittelt. Hieraus folgt auch, daß die Zugkräfte, Dehnsteifigkeit, etc. der inneren Betonstahlbewehrung für die Herleitung der DGL nicht benötigt werden.

Es werden hier nur Hauptrisse die annähernd über die Zugzonenhöhe reichen, betrachtet. Verzweigungsrisse im Bereich der Bewehrung werden vernachlässigt.

Die Modellierung des Verbundsystems Lamelle, Kleber, Beton über das Zwischenrißelement erfolgt durch das System eines längsgebetteten Dehnstabes. Hierbei wird die Verbundzone als kontinuierliche Längsbettung mit vorerst unbekannter Federcharakteristik c_r , d.h. Verbundgesetz abgebildet. In Bild 4.1 ist ein Zwischenrißelement und dessen Modellierung dargestellt.

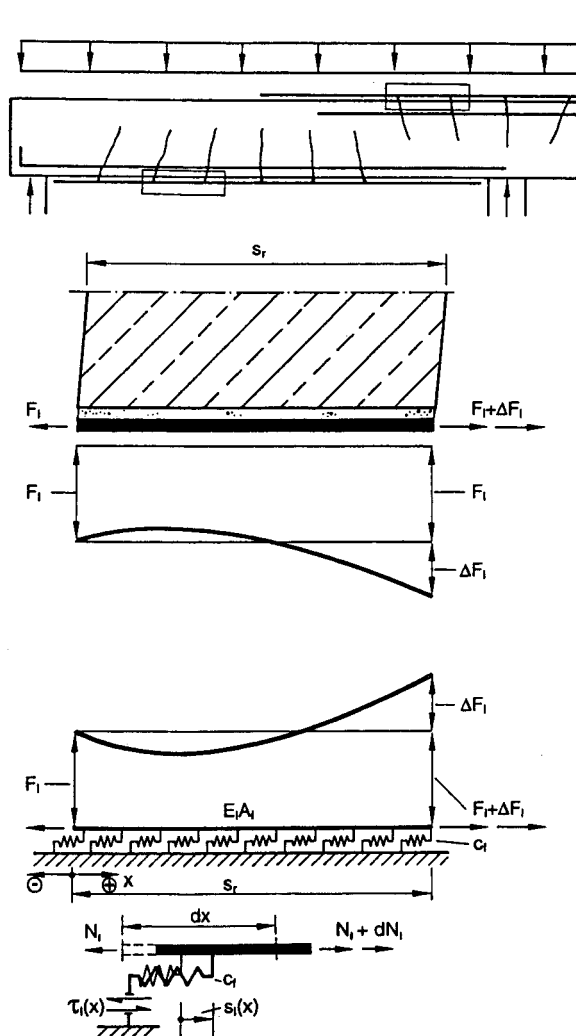
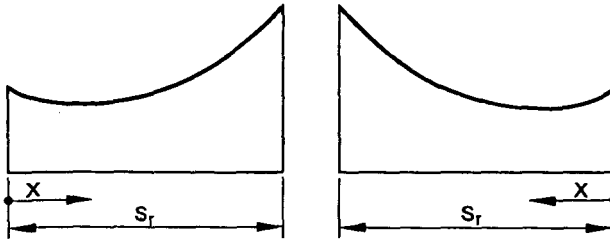


Bild 4.1: Zwischenrißelement aus der Zugzone eines lamellenverstärkten Stahlbetonträgers, Lamellenzugkräfte, Modellierung der Verbundzone mit der Lamelle als längsgebetteter Dehnstab, differentielles Element

Bei allen folgenden Betrachtungen wird der Ursprung der lokalen Koordinate x des Zwischenrißelementes an den Riß mit der kleineren Lamellenzugkraft, die als F_1 bezeichnet wird, gelegt (Bild 4.2).

Bild 4.2: Definition der lokalen Koordinate x eines Zwischenrißelementes

Weiterhin werden folgende Annahmen getroffen:

- Die Längsdehnungen der Verbundzone sind vernachlässigbar.
- Die Biegung der Lamelle ist vernachlässigbar.
- Die Lamellenzugspannungen sind gleichmäßig über den Lamellenquerschnitt verteilt.

4.2.2 Herleitung der Differentialgleichung

Für das differentielle Verbundelement gilt:

$$\varepsilon_1 = \frac{ds_1}{dx} = s_1' \quad \text{Lamellendehnung} \quad (4.1)$$

$$\sigma_1 = E_1 \cdot \varepsilon_1 = E_1 \cdot s_1' \quad \text{Lamellenspannung} \quad (4.2)$$

$$N_1 = \int_{(A)} \sigma_1 dA_1 = E_1 \cdot A_1 \cdot s_1' \quad \text{Lamellenlängskraft} \quad (4.3)$$

Die Gleichgewichtsbedingung $\Sigma H = 0$ ergibt

$$dN_1 - \tau_1 \cdot dx \cdot b_1 = 0, \quad (4.4)$$

$$\tau_1 = \frac{dN_1}{dx \cdot b_1} = \frac{N_1'}{b_1}. \quad (4.5)$$

Aus Gl.(3) erhält man

$$s_1' = \frac{N_1}{E_1 \cdot A_1}. \quad (4.6)$$

Nach Differenzieren und Umstellen von Gl. (6) ergibt sich mit $A_1 = b_1 \cdot t_1$

$$s_1'' - \frac{1}{E_1 \cdot t_1} \cdot \tau_1(s_1) = 0. \quad (4.7)$$

Gleichung (4.7) ist die spezielle Form der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes für den Lamellenverbund am Stahlbeton-Biegeträger unter den oben genannten Voraussetzungen. Sie stellt eine Verträglichkeitsbedingung der durch die Verzerrung der Verbundzone bewirkten Relativverschiebung s_1 der Betonklebfläche mit der durch die Normalspannung bewirkten Relativverschiebung der Lamelle gegenüber dem unverzerrten Beton außerhalb der Verbundzone dar.

Damit ist eine weitere Voraussetzung aller folgenden Betrachtungen formuliert: Die Verschiebungen der Füge Teile Lamelle und Beton sind verträglich, d.h. Relativverschiebungen unter ihnen treten nicht auf. Relativverschiebungen s_1 bezeichnen also stets die Lamellenverschiebungen relativ zu tieferen, unverzerrten Betonschichten. Hierauf sowie auf die Rolle des Klebers wird im nächsten Abschnitt näher eingegangen.

4.3 Verbundansatz für den Klebverbund von CFK-Lamellen und Beton

4.3.1 Vorbemerkung

Der Ausdruck $\tau_1(s_1)$ repräsentiert die Beziehung zwischen Lamellenverbundspannung τ_1 und Relativverschiebung s_1 unter den in 4.1 genannten Voraussetzungen. Dieses sog. Verbundgesetz ist eine integrale Formulierung aller Verzerrungs-, Rißbildungs- und -gleitungsvorgänge in einem differentiellen Element der Verbundzone in Abhängigkeit von der lokalen Verbundspannung. Es wird im Folgenden als das Stoffgesetz der Verbundzone aufgefaßt.

Im Abschnitt 2.2.2 wurden einige Verbundtheorien vorgestellt. Das Wesen des Versagens geklebter Verbindungen Lamelle/Beton als sprödebruchmechanisches Phänomen ist inzwischen allgemein anerkannt. Hauptcharakteristikum ist die Tatsache, daß für Verbundlängen über einer charakteristischen Größe die Verbundbruchtrag-

fähigkeit nicht mit steigender Länge zunimmt, sondern nur von der Bruchenergie eines differentiellen Verbundelementes abhängt. Daraus ergibt sich der für die Bruchmechanik typische Maßstabseffekt.

Als erster wendet Holzenkämpfer in [2], basierend auf einem Ansatz von Ottosen und Olsson [11] die Bruchmechanik auf den Verbund geklebter Verstärkungslamellen mit Beton an. Er leitet einen vereinfachten linearen Verbundansatz ab und zeigt dessen ausreichend genaue Vorhersagefähigkeit auch für kleine Verbundlängen von Verbundkörpern. Der Ansatz wird allgemein für elastische Lamellenwerkstoffe formuliert. Die Bruchenergie als zentrale Widerstandsgröße kalibriert Holzenkämpfer an Verbundversuchen mit Stahllaschen. Im Folgenden wird wegen seiner grundsätzlichen Eignung der Holzenkämpfer-Ansatz aufgegriffen und mit Versuchen auf seine Gültigkeit für den Klebverbund von CFK-Lamellen überprüft.

4.3.2 Verbundansatz von Holzenkämpfer

4.3.2.1 Bilinearer Ansatz

Zur möglichst wirklichkeitsnahen Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens der Verbundzone wird zunächst ein bilinearer Ansatz mit einem elastisch ansteigenden und einem plastisch-entfestigenden Ast gewählt (Bild 4.3). Ein derartiger Verlauf kommt der tatsächlichen Form der Arbeitslinie eines zugbeanspruchten quasi-spröden Werkstoffs wie Beton nahe (gestrichelt in Bild 4.3). Als mit Hauptzugspannungen σ_1 beanspruchtes Betonvolumen erfüllt die Verbundzone dieses Kriterium. Der ansteigende Ast beschreibt elastische Betonverformung, die mit nur geringer Ausbreitung vorhandener Mikrodefekte erfolgt. Der entfestigende Ast repräsentiert plastische Verformung durch Mikrorißwachstum in der Verbundzone sowie echte Gleitungen im sich ausbildenden oberflächennahen Verbundriß.

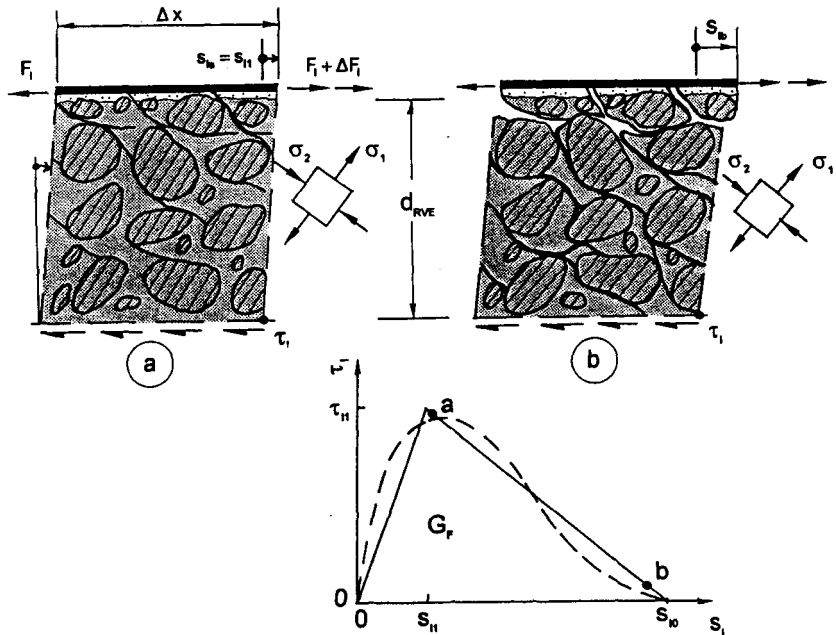


Bild 4.3: Bilinearer Verbundansatz nach [2] und Verformung einer repräsentativen Volumeneinheit der Verbundzone

Die eingeschlossene Fläche kann als die gesamte Verbundbruchenergie G_F , im Folgenden nur noch als Bruchenergie G_F bezeichnet, des differentiellen Elementes der Verbundzone aufgefaßt werden, die für die vollständige Entkoppelung einer Einheitsverbundfläche erforderlich ist. Sie beträgt

$$G_F = 0,5 \cdot \tau_{11} \cdot s_{10} \quad (4.8)$$

Eine τ_1 - s_1 Beziehung unterstellt einen reinen Modus II - Verbundrißfortschritt. Tatsächlich jedoch handelt es sich um einen Mischmodusbruch, da die Verbundrißspitze auch Modus I - Beanspruchungen ausgesetzt ist, die durch die rauhigkeitsbedingt erzwungene Verbundrißöffnung erzeugt wird (Bild 4.4).

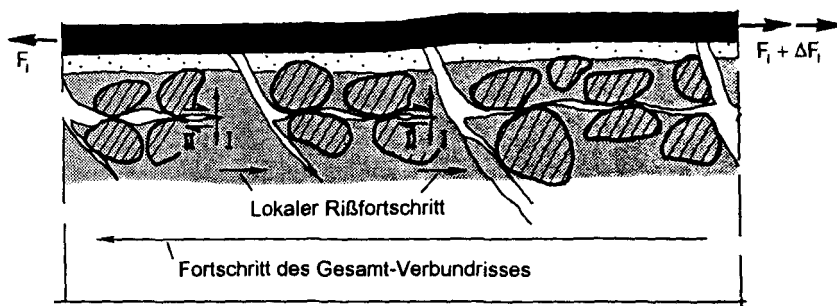


Bild 4.4: Modus I- und II - Beanspruchung an der Spitze der lokalen Verbundrisse, Richtung des lokalen und des gesamten Verbundrißfortschritts

Der jeweilige Anteil der Bruchmodi an der gesamten Bruchenergie ist nur schwierig bestimmbar. Gelingt es jedoch, die Gesamtbruchenergie G_F zu ermitteln, kann ein bruchmechanisches Rechenmodell auch auf Basis der Annahme eines reinen Modus II - Rißfortschritts abgeleitet werden. Die Werte für die reine Modus I- und II - Bruchenergie G_I und G_{II} bilden dann eine untere und eine obere Grenze zur Grobkontrolle der Mischmodus-Bruchenergie G_F . Es darf vorab vermutet werden, daß bei der Lamellenentkoppelung Modus II dominiert, so daß G_F näher an der deutlich höheren Modus II - Bruchenergie G_{II} liegen wird.

Zunächst wird jedoch in [2] auch die Form des Verbundansatzes näher eingegrenzt. Die maximale Verbundspannung τ_{11} leitet Holzenkämpfer aus der Mohr-Coulomb-Hypothese ab [2]. Es ergibt sich ein Ausdruck in Abhängigkeit von der einaxialen Zugfestigkeit des Betons f_{ct} .

$$\tau_{11} \approx 1,8 \cdot k_b \cdot f_{ct} \quad (4.9)$$

Der Beiwert k_b berücksichtigt nach [2] zum einen den günstigen Einfluß der Kraftausstrahlung bei im Vergleich zur Lamellenbreite b_l großer Betonbreite b_c und zum anderen den Größeneinfluß der Lamellenbreite selbst. Eigene Versuche zeigen, daß die günstige Wirkung einer großen Einzugsbreite b_c pro Lamelle hinsichtlich der Ausbildung eines dreiaxialen Spannungszustandes nicht stärker als bis $b_{c,eff} = 3 b_l$ ausgenutzt werden kann. Daraus ergibt sich eine Begrenzung von k_b auf $k_b \leq 1,29$. Nach [2] ermittelt man k_b nach Gl. (4.10).

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_1}{b_c}}{1 + \frac{b_1}{400}}} \quad 1,0 \leq k_b \leq 1,29 \quad (4.10)$$

Im Folgenden wird die den Lamellenverbund bestimmende Oberflächenzugfestigkeit β_{OZ} mit f_{ct} bezeichnet.

Die Bruchenergie kann nun mit dem noch zu bestimmenden Faktor G_F in linearer Abhängigkeit von der Oberflächenzugfestigkeit des Betons ausgedrückt werden:

$$G_F = k_b^2 \cdot C_F \cdot f_{ct} \quad (4.11)$$

Der Grenzwert der elastischen Relativverschiebung s_{11} wird aus der elastischen Schubverzerrung einer sog. „Repräsentativen Volumeneinheit“ (RVE) des Betons der Verbundzone mit der Kantenlänge d_{RVE} abgeleitet. Holzenkämpfer weist nach, daß die Klebschichtverzerrung aufgrund der im Vergleich zu d_{RVE} sehr geringen Klebschichtdicke vernachlässigt werden kann. Unter dieser Voraussetzung und mit der Querdehnzahl des Betons von $\nu = 0,25$ sowie mit Gl. (4.9) ergibt sich s_{11} nach Gl. (4.12).

$$s_{11} = 4,5 \cdot k_b \cdot f_{ct} \cdot \frac{d_{RVE}}{E_c} \quad (4.12)$$

Die Grenzverschiebung s_{10} ergibt sich rekursiv aus der Bruchenergie mit Gln. (4.8 und 4.9) zu

$$s_{10} = \frac{1,11 \cdot G_F}{k_b \cdot f_{ct}} \quad (4.13)$$

Mit diesen Parametern ist die Form des Verbundansatzes prinzipiell festgelegt. Damit kann später die Zulässigkeit einer Vereinfachung des Ansatzes überprüft werden.

4.3.2.2 Linearer Ansatz

Mit einem bilinearen Verbundansatz erhält man eine inhomogene Differentialgleichung 2. Ordnung für den verschieblichen Verbund, deren spezielle Lösung nur aufwendig iterativ bestimmt werden kann. Es läßt sich zeigen, daß die maximale Verbundbruchkraft $T_{u,max}$ einer geklebten Lamelle für ausreichend große Verbundlängen l_t im Verbundversuch nur vom Betrag der Bruchenergie, nicht jedoch von der Form des Verbundansatzes abhängt [2,19]. Für die Randbedingungen des Zug-Druck-Verbundkörpers (Bild 4.5) ergibt sich nach [2,19] unter der vereinfachenden Annahme einer im Vergleich zu der der Lamelle unendlich großen Dehnsteifigkeit des Betonkörpers

$$T_{u,max} = b_l \sqrt{2G_F \cdot E_l \cdot t_l} \quad (4.14)$$

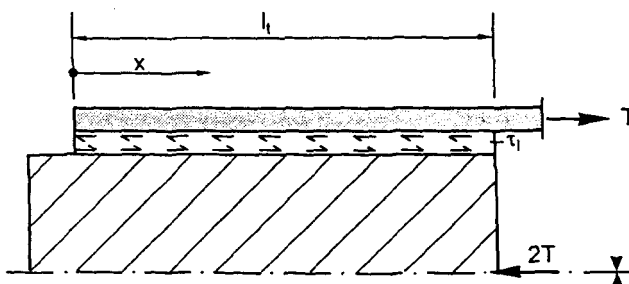


Bild 4.5: Zug-Druck-Verbundkörper

Bei Wahl eines linearen Verbundansatzes mit gleicher Bruchenergie wie beim bilinearen können sich daher Unterschiede in der rechnerischen Verbundbruchkraft nur für kleine Verbundlängen ergeben. Die Größe der mit ausreichender Genauigkeit der maximalen Verbundbruchkraft $T_{u,max}$ zuzuordnenden Verbundlänge $l_{t,max}$ ist vorerst unbekannt.

Holzenkämpfer wandelt den bilinearen in einen flächengleichen linearen Verbundansatz mit gleicher Bruchenergie G_F und gleicher maximaler Verbundspannung τ_1 um (Bild 4.6).

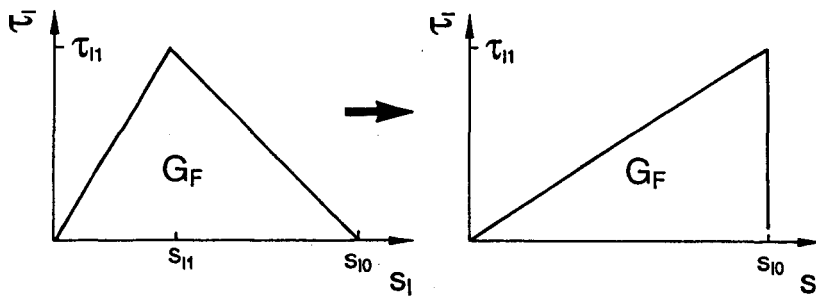


Bild 4.6: Umwandlung des bilinearen in einen linearen Verbundansatz nach [2]

Mit diesem linearen Ansatz erhält man durch Lösung der Differentialgleichung Gl. (4.7) und Anpassung an die Randbedingungen des Verbundkörpers die Verbundbruchkraft T_u nach Gl. (4.15).

$$T_u = b_l \sqrt{2G_F \cdot E_l \cdot t_l} \times \tanh \sqrt{\frac{\tau_{11}^2 \cdot l_l^2}{2G_F \cdot E_l \cdot t_l}} \quad (4.15)$$

Hier zeigt sich, daß für den linearen Ansatz die Unabhängigkeit der Verbundbruchkraft von der Verbundlänge für solche Verbundlängen gilt, für die der Term $\tanh \sqrt{\dots} \approx 1$, d. h. der Wurzelausdruck ≥ 2 ist. Die sich damit ergebende Beziehung für die maximal erreichbare Verbundbruchkraft $T_{u,max}$ ist identisch mit Gl. (4.14) und wird als sog. Bruchmechanikkriterium bezeichnet, da die Verbundbruchkraft nur von der kritischen Bruchenergie der lokalen Einheitsverbundfläche bestimmt wird. Die der maximal erreichbaren Verbundbruchkraft zugeordnete Verbundlänge $l_{l,max}$ ergibt sich

$$\text{mit } \tanh \sqrt{\frac{\tau_{11}^2 \cdot l_l^2}{2G_{Fk} \cdot E_l \cdot t_l}} = \tanh 2 = 0,964 \approx 1 \text{ zu}$$

$$l_{l,max} = 2 \sqrt{\frac{2G_{Fk} \cdot E_l \cdot t_l}{\tau_{11}^2}} \quad (4.16)$$

Für sehr kleine Verbundlängen ergibt sich wegen $\tanh x \approx x$ für $x \rightarrow 0$:

$$T_u = b_l \cdot \tau_{11} \cdot l_l \quad (4.17)$$

Da hier die von der Betonzugfestigkeit abhängige Verbundfestigkeit maßgebend wird, wird Gl. (4.17) als Festigkeitskriterium bezeichnet. Man kann die sehr kleine Verbundlänge im Grenzzustand als quasi „durchplastiziert“ mit der über die Länge konstanten Verbundspannung τ_{11} betrachten. Der Zusammenhang von Verbundbruchkraft T_u und Verbundlänge l_1 nach Gl. (4.15) ist qualitativ in Bild 4.7 dargestellt.

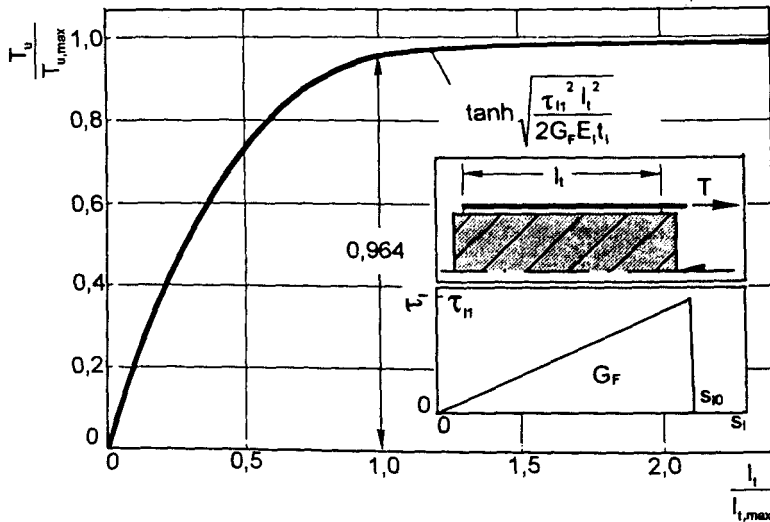


Bild 4.7: Verbundbruchkraft T_u in Abhängigkeit von der Verbundlänge l_1 für den linearen Verbundansatz in bezogener Darstellung

Stellt man die nach Gl. (4.15) berechneten Verbundbruchkräfte als nominelle oder mittlere Verbundspannung $\overline{\tau_{1u}}$ über die Verbundlänge in bezogener doppeltlogarithmischer Form dar, erkennt man den Einfluß des sog. Maßstabeffektes, der für bruchmechanische Probleme bereits von Bazant beschrieben wurde [38]. Es besagt i. w., daß für spröde Materialien die nominelle Festigkeit geometrisch ähnlicher Körper mit der Probengröße abnimmt. Hierbei nähert sich die Kurve der bezogenen nominellen Festigkeit ausgehend von der Horizontalen $\sigma_{Nu}/Cf_t = 1$, die ein plastisches Verhalten über die Probengröße, d. h. ein Festigkeitskriterium repräsentiert, über einen Übergangsbereich asymptotisch einer Geraden, die die linear-elastische Bruchmechanik (LEBM) beschreibt. Der Übergangsbereich kennzeichnet die zunehmende Abweichung der nominellen Festigkeit eines Probekörpers von der mit Plastizitätstheorie vorhergesagten bei zunehmender Probengröße. Für ausreichend

große Proben ist die Ausdehnung der sog. Reißprozeßzone sehr klein gegenüber der Probengröße. Für sie gilt die LEBM. Das Maßstabsgesetz von Bazant lautet in allgemeiner Form

$$\sigma_{Nu} = \frac{C \cdot f_t}{\sqrt{1 + D/D_0}} \quad (4.18)$$

Hierin ist:

σ_{Nu} : allgemein die nominelle Festigkeit bezogen auf die gesamte Probengröße

C : dimensionslose Konstante, abhängig von Material und Probenform, unabhängig von Probengröße

f_t : von der Zugfestigkeit abhängige Festigkeitsgröße des Materials

D : relevantes Maß der Probengröße

D_0 : charakteristische Probengröße

Im vorliegenden Falle ist σ_{Nu} die nominelle Verbundbruchspannung $\overline{\tau_{lu}}$ und f_t die maximal mögliche Verbundspannung τ_{t1} und damit $C = 1$. Auf der Abzisse wird die bezogene Verbundlänge $1+l/l_0$ abgetragen (Bild 4.8). Dies entspricht $1+D/D_0$ in Gl. (4.18), wobei $D = l_t$ und

$$l_0 = \frac{2G_F \cdot E_1 \cdot t_1 \cdot l_t}{(\tau_{t1} \cdot l_t)^2 - 2G_F \cdot E_1 \cdot t_1} \quad (4.19)$$

ist.

Wie bereits erwähnt, gilt die Gerade, die die LEBM beschreibt unabhängig von der Form des Verbundansatzes.

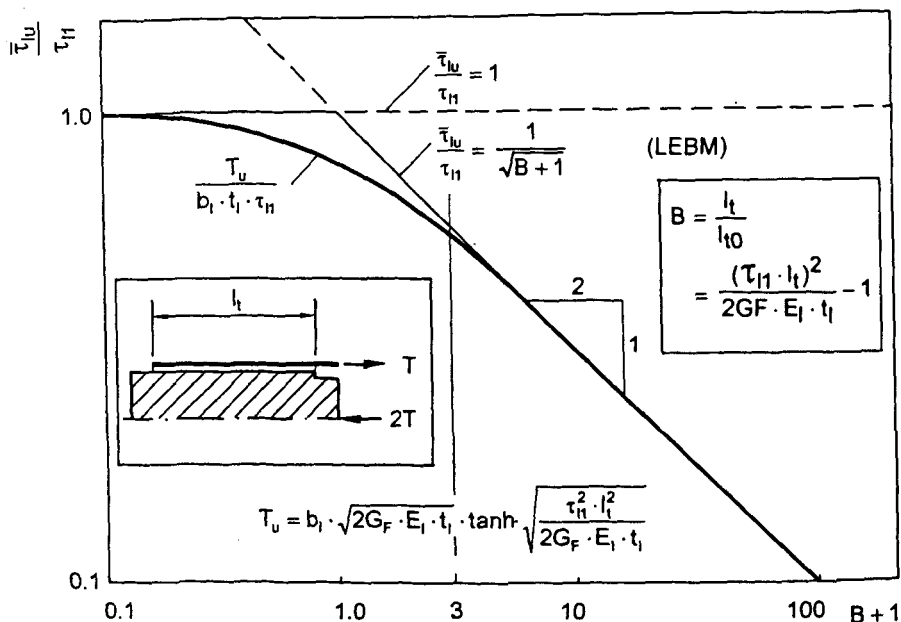


Bild 4.8: Bezogene nominelle Verbundfestigkeit abhängig von der bezogenen Verbundlänge in doppeltlogarithmischen Darstellung

Unterschiedliche nominelle Festigkeiten sind bei Verbundansätzen unterschiedlicher Form aber gleichen Flächeninhalts nur für kleine Verbundlängen ab $l_t / l_{t0} < l_{t,max} / l_{t0}$ zu erwarten. Mit $l_{t,max}$ für den linearen Ansatz nach Gl. (4.16) sowie mit Gl. (4.18) ergibt sich die bezogene Verbundlänge, von der an mit ausreichender Genauigkeit die Gültigkeit der LEBM vorausgesetzt werden kann zu

$$\frac{l_{t,max}}{l_{t0}} = 3. \quad (4.20)$$

Das Verhältnis D/D_0 (hier l/l_{t0}) wird in der Literatur auch als Sprödigkeitszahl B (brittleness number) bezeichnet [39]. Die Sprödigkeit der Probe steigt also mit ihrer Größe. Für $B < 3$ sind die Proben nicht mehr spröde genug, um noch mit der LEBM beschrieben werden zu können. Anders ausgedrückt: Die Verteilung der Verbund-

spannung über die Verbundlänge unmittelbar vor dem Bruch ist rel. „gleichmäßig“, d. h., im Grenzfall ist die Verbundlänge mit $\tau_1 = \text{const.}$ „durchplastiziert“ (Bild 4.9).

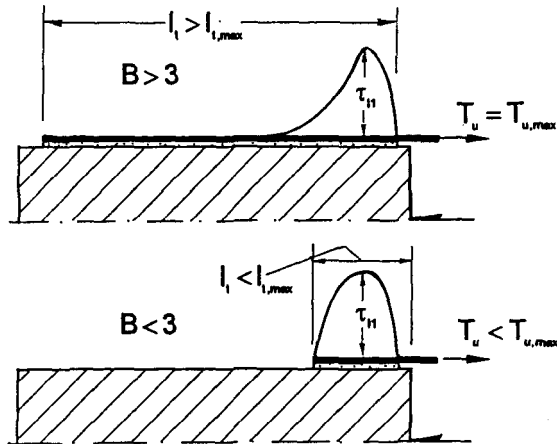


Bild 4.9: Verbundspannungsverteilung (qualitativ) vor Verbundbruch für große Verbundlänge (große Sprödigkeitszahl B) und kleine Verbundlänge (B klein)

Im Folgenden soll aus den in Verbundversuchen gemessenen Verbundbruchkräften die Bruchenergie ermittelt werden. Zur Auswertung von Versuchen mit großer Verbundlänge, d. h. mit $B \geq 3$, würde aus genannten Gründen die Gl. (4.14) genügen. Der rel. große Versuchsumfang enthält jedoch auch Versuche mit kleinen Verbundlängen. Deshalb wird zunächst in Anlehnung an Gl. (4.15) ausgewertet, da diese über den \tanh -Term die Abweichung von der LEBM für kleine Verbundlängen berücksichtigt. Die Gl. (4.14) gilt für den linearen Verbundansatz. Später soll die Auswirkung dieser Vereinfachung auf den Bereich kleiner Verbundlängen überprüft werden.

4.3.3 Verbundversuche

4.3.3.1 Programm und Aufbau der Versuche

An insgesamt 64 Verbundversuchen mit Zug-Druck-Doppellaschenkörpern wurde das Verbundtragverhalten von geklebten Verbindungen CFK-Lamelle/Beton untersucht. Es wurden die Parameter Betonfestigkeit, Verklebelänge, Lamellenbreite und

-dicke sowie der Elastizitätsmodul der Lamellen variiert. Auf einem Stahlträger lagen sich zwei unbewehrte Betonprismen mit einem Abstand von ca. 50 cm gegenüber, die beidseitig mit je einer geklebten CFK-Lamelle verbunden waren. Zwischen den Prismen war eine Hydraulikpresse mit Kraftmeßdose angeordnet, durch die die Kraft über zwei Kalotten und auf die Prismenstirnflächen geklebte Stahlplatten zentrisch auf die Prismen aufgebracht wurde. Ein Prisma diente als Haltekörper für die Lamellen. Durch einen über Kanthölzer und Schraubzwingen aufgebrauchten Anpreßdruck wurde das Ablösen der Lamellen vom Haltekörper verhindert. Vor dem Verkleben wurde die Betonoberfläche durch Sandstrahlen bis auf den Grobzuschlag aufgeraut. Die Verklebeseite der CFK-Lamellen wurde gereinigt. In Bild 4.10 ist der Versuchsaufbau zusammenfassend für alle Versuche dargestellt.

Es wurden CFK-Lamellen zweier Hersteller untersucht, die jeweils mit einem zum selben System gehörenden zweikomponentigen Epoxidharzkleber verklebt wurden. Die geometrischen und die Werkstoffwerte der Lamellen sind Tabelle 4.1 zu entnehmen. Die Herstellerangaben zu den Klebern sind in Tabelle 4.2 aufgelistet.

Der Einfachheit halber wird im weiteren von den folgenden Kombinationen gesprochen:

Kombination A : Lamellen Typ Sika CarboDur S / Kleber Sikadur 30

Kombination B1: Lamellen Typ S&P 150/2000 / Kleber ispo Concretin SK 41

Kombination B2: Lamellen Typ S&P 200/2000 / Kleber ispo Concretin SK 41

Tab. 4.1: Gemessene Abmessungen und Werkstoffwerte der CFK-Lamellen (Mittelwerte)

Lamellentyp	b_1 / t_1 [mm/mm]	Zugfestigkeit f_{ty} [N/mm ²]	Elastizitätsmodul E_t [N/mm ²]	Zugbruchdehnung ϵ_{ty} [%]
Sika CarboDur S	49,5 / 1,27	2891	175.000	16,1
S&P 150/2000	50,2 / 1,44	1999	150.615	13,3
S&P 200/2000	49,9 / 1,42	2681	205.517	13,0

Tab. 4.2: Mechanische Werte der ausgehärteten Kleber (Herstellerangaben)

	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
Sikadur 30	> 100	> 30
ispo Concretin SK 41	> 100	> 30

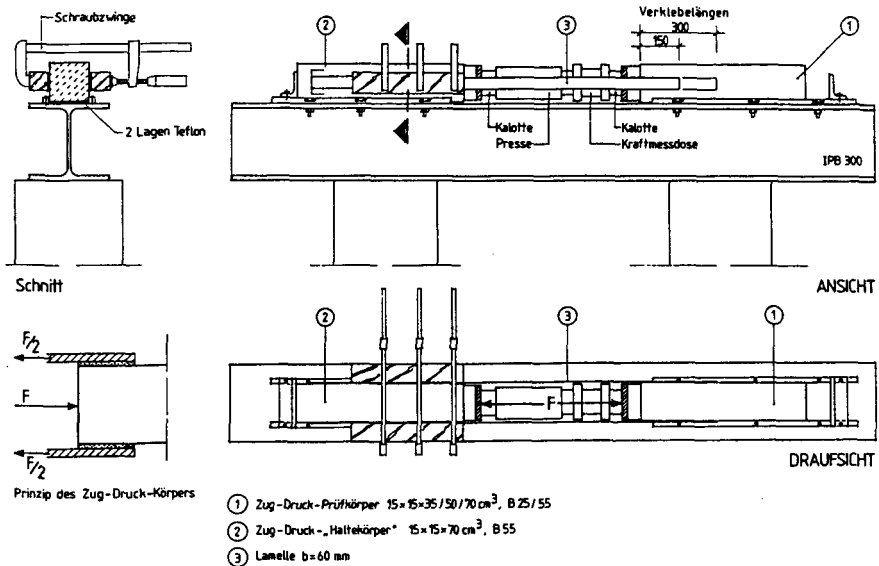


Bild 4.10: Aufbau der Verbundversuche

4.3.3.2 Versagensarten

In allen Versuchen, die last geregelt gefahren wurden, versagte die Verklebung spröde. Es traten vor allem Bruch im oberflächennahen Beton sowie Zwischenfaserbruch in der Lamelle auf. Bei letzterem werden die äußeren Fasern aus der Matrix gerissen und haften auf der Klebschicht am Beton. Zwischenfaserbruch trat meist nach einigen Zentimetern Betonbruch, der vom lastseitigen Verklebebeginn ausging, ein.

Es war eine eindeutige Abhängigkeit der Bruchart von der Betonfestigkeitsklasse festzustellen. Bei Kombination A betrug bei Verklebungen auf B25 der Anteil von Brüchen mit vollständigem Betonbruch auf ganzer Verklebelänge ca. 85% und der Anteil von Brüchen mit Zwischenfaserbruch ca. 15%. Bei Verklebungen auf B55 dominierte dagegen das Versagen mit Zwischenfaserbruch mit einem Anteil von 95% an allen Brüchen eindeutig.

Bei den Kombinationen B1 und B2 wurde auch Adhäsionsbruch Kleber - Beton und Kohäsionsbruch im Kleber beobachtet. Auch hier war jedoch die oben beschriebene Abhängigkeit festzustellen. Versuche an B25 weisen mit 76% einen deutlich höheren Betonbruchanteil an der Verklebefläche auf als Versuche an B55, bei denen dieser Anteil i. M. bei 13% lag. Die Bilder 4.11 und 4.12 zeigen je ein Beispiel für vollständigen Betonbruch über die gesamte Verklebelänge und die Kombination von Beton- und Zwischenfaserbruch. Auf die Bruchart Zwischenfaserbruch wird in Kap. 8 näher eingegangen.

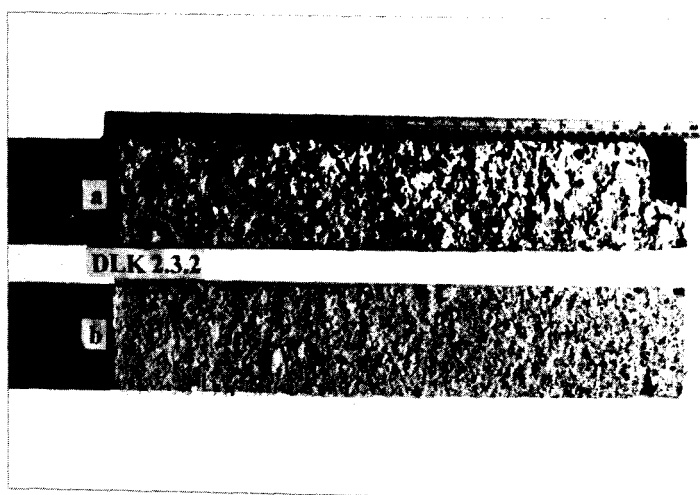


Bild 4.11: Verbundversuch an B25 und Kombination A: Oberflächennaher Betonbruch über gesamte Verklebelänge.

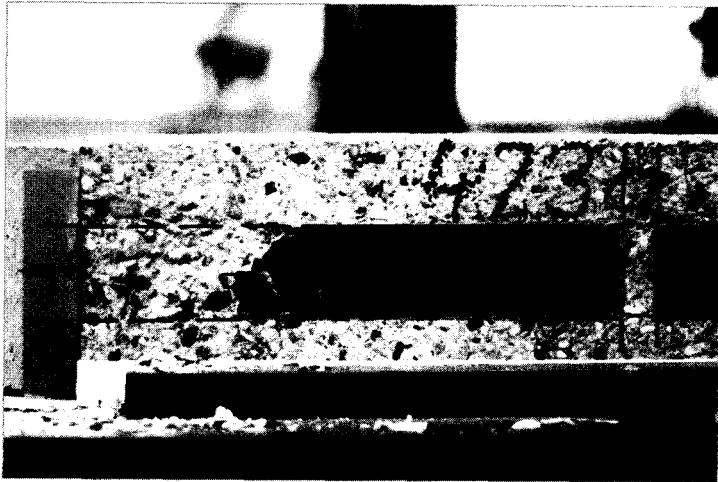


Bild 4.12: Verbundversuch an B55 und Kombination A: 10 cm oberflächennaher Betonbruch, 20 cm Zwischenfaserbruch

4.3.3.3 Verbundbruchkräfte und Bruchenergie

Tabelle 43 gibt die mittleren gemessenen Verbundbruchkräfte für die einzelnen Parameterkombinationen und Lamellentypen an. Daß die gleichmäßige Aufteilung der Pressenkraft auf beide Lamellen mit ausreichender Genauigkeit vorausgesetzt werden kann, wurde durch Dehnungsmessungen bestätigt.

Tab. 4.3: Mittlere gemessene Lamellenverbundbruchkräfte, bezogen auf die Lamellenbreite in N/mm

Lamellentyp	Beton	Lamellenbreite [mm]	$T_{u,m}/b_l$ [N/mm] für Verbundlänge [mm]				
			75	150	225	300	550
Sika CarboDur S $t_f = 1,2$ mm $E_m = 175$ GPa	B25	50	256	418	586	500	524
		$50 d^1$				624	
	B55	100		377		509	468
		$50 d^1$	50	283	674		638
S&P 150/2000 $t_f = 1,4$ mm $E_m = 151$ GPa	B25	50				868	
		80				500	
	B55	80		478		545	
		50		565		548	
S&P 200/2000 $t_f = 1,4$ mm, $E_m = 205$ GPa	B25	50				564	
		80		511		473	
	B55	80		561		640	

¹⁾ Lamelle doppelt verklebt

Die Ermittlung der Bruchenergie erfolgte nun in einem Iterationsprozeß. Die Versuche zeigten, daß die Verbundlänge von $l_t = 550$ mm mit Sicherheit über der der maximal erreichbaren Verbundbruchkraft zugeordneten Verbundlänge $l_{t,max}$ nach Gl. (4.16) liegt. Aus den 12 Versuchen mit $l_t = 550$ mm konnte nun zunächst mit Gl. (4.14) ein vorläufiger Schätzwert für den Bruchenergie-Beiwert C_F in Gl. (4.11) und damit für G_F ermittelt werden. Damit wurde für jeden Versuch $l_{t,max}$ über Gl. (4.16) abgeschätzt. Die Auswertung des gesamten Versuchsumfanges mit Verbundlängen von 75 mm bis 550 mm erfolgte nun mit einer Modifikation von Gl. (4.15). Wegen der geschlossenen Lösbarkeit wurde der Term $\tanh \sqrt{\frac{\tau_{II}^2 \cdot l_t^2}{2G_F \cdot E_1 \cdot t_1}}$ in Gl. (4.15) durch die quadratische Parabel

$$\frac{T_u}{T_{u,max}} = \frac{l_t}{l_{t,max}} \left(2 - \frac{l_t}{l_{t,max}} \right) \quad (4.21)$$

angenähert. Damit ergibt sich für $l_t = l_{t,max}$ genau die maximale Verbundbruchkraft $T_{u,max}$. Mit Gl.(4.16) wird so aus Gl. (4.15):

$$T_u = T_{u,max} \cdot \tanh \left(2 \frac{l_t}{l_{t,max}} \right). \quad (4.22)$$

Bild 4.13 zeigt die Abhängigkeit der Verbundbruchkraft T_u von der Verbundlänge l_t für die Gln. (4.21) und (4.22) im Vergleich. Die geringe Abweichung rechtfertigt die Annahme, daß mit Gl. (4.21) auch Versuche mit kleiner Verbundlänge ausreichend genau erfaßt werden können.

Die Auswertung aller Versuche ergibt für den Mittelwert von C_F in Gl. (4.11)

$$C_{Fm} = 0,202 \text{ mm}$$

und mit Gl. (4.16) für die der maximalen Verbundbruchkraft zugeordnete Verbundlänge:

$$l_{t,max} = \sqrt{\frac{E_1 t_1}{2f_{clm}}}. \quad (4.23)$$

Hierin ist f_{ctm} der Mittelwert aller gemessenen Oberflächenzugfestigkeiten einer Betonsorte. Der Mittelwert der maximalen Verbundbruchkraft ergibt sich mit Gln. (4.11 und 4.14) zu

$$T_{\max,m} = 0,636 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_1 \cdot t_1 \cdot f_{ctm}} \quad [N] \quad (4.24)$$

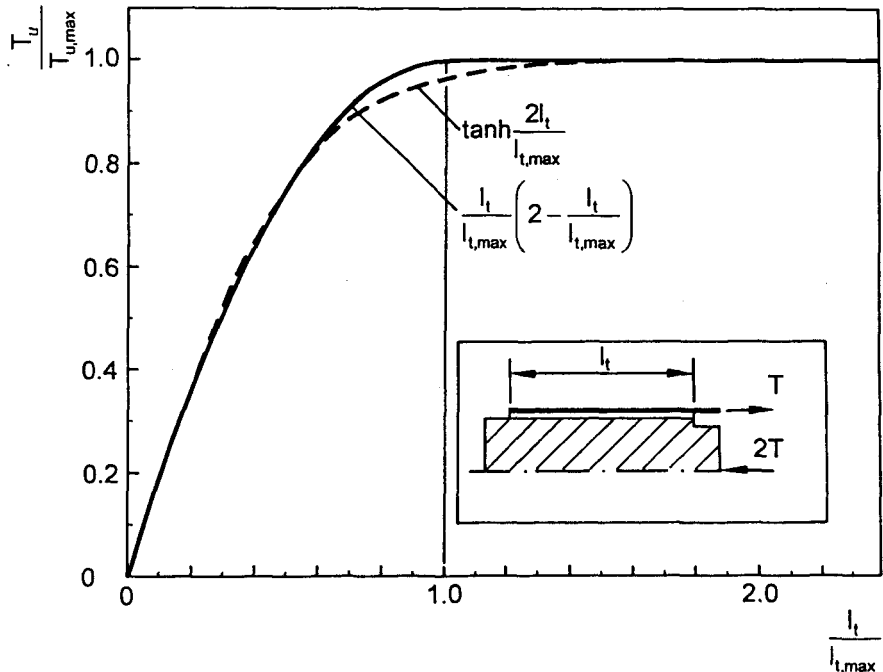


Bild 4.13: Verbundbruchkraft in Abhängigkeit von der Verbundlänge in bezogener Darstellung nach Gln. (4.21) und (4.22)

Der Mittelwert des Quotienten der gemessenen zur rechnerischen mittleren Verbundbruchkraft betrug $(\exp T_u / \text{cal} T_u)_m = 0,997$, der Variationskoeffizient $v = 0,13$. Es ergibt sich der charakteristische Wert der maximalen Verbundbruchkraft $T_{\max,k}$ entsprechend der 5 %-Fraktile der Normalverteilung zu $0,78 T_{\max,m}$.

$$T_{k,max} = 0,496 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_1 \cdot t_1 \cdot f_{ctm}} \quad [N] \quad (4.25)$$

Für Verbundlängen $l_t \leq l_{t,max}$ ergibt sich der durch eine quadratische Parabel angenäherte charakteristische Wert der Verbundbruchkraft mit Gl. (4.21) zu

$$T_k = T_{max,k} \frac{l_t}{l_{t,max}} \left(2 - \frac{l_t}{l_{t,max}} \right). \quad (4.26)$$

Die Gl. (4.26) gilt in gleicher Weise für die mittlere Verbundbruchkraft T_m .

In Bild 4.14 sind die nach Gl. (4.26) errechneten mittleren den gemessenen Verbundbruchkräften gegenübergestellt. Die Auswertung erfolgte mit gemessenen Werkstoffwerten. Die Vorhersagegenauigkeit ist gut.

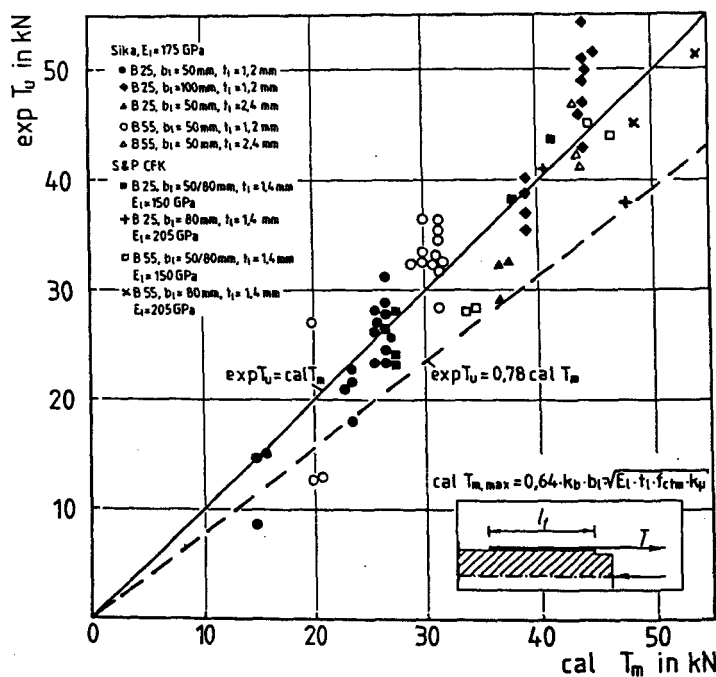


Bild 4.14: Rechnerische und gemessene Verbundbruchkräfte aller Verbundversuche an CFK-Lamellen

In Bild 4.15 sind die gemessenen Verbundbruchkräfte aller Verbundversuche in Abhängigkeit von der Verbundlänge dargestellt. Die Werte wurden auf alle Einflußparameter normiert. Der durch das Ingenieurmodell beschriebene Verlauf dieser Abhängigkeit, parabolisch ansteigend bis $l_{t,max}$, dann konstant, wird durch die Versuch-

sergebnisse im Mittel gut bestätigt. Die Linien A und B bezeichnen den Verlauf für die Parameterkombinationen mit der größten und der kleinsten Verbundlänge $l_{t,max}$.

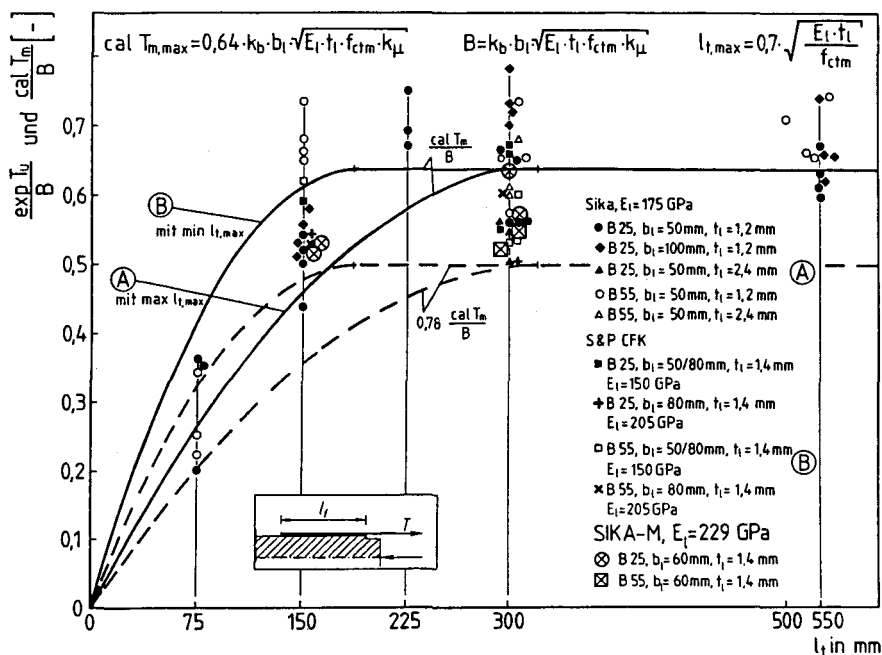


Bild 4.15: Bezogene Verbundbruchkräfte aller Verbundversuche an CFK-Lamellen in Abhängigkeit von der Verbundlänge

Der Maßstabseffekt wird anhand des Bildes 4.16 deutlich. Hier sind in doppeltlogarithmischer Form die bezogene Verbundbruchspannung als Materialfestigkeitswert über den Wert L als Parameter der Probengröße aufgetragen. L enthält die Sprödigkeitszahl B , d. h., die auf l_0 bezogene Verbundlänge. Es ergibt sich der klassische Verlauf für quasi-spröde Materialien, der sich von der horizontalen Festigkeits - Grenzgeraden für sehr kleine Verbundlängen über einen Übergangsbereich asymptotisch der Geraden der linear-elastischen Bruchmechanik für große Verbundlängen annähert.

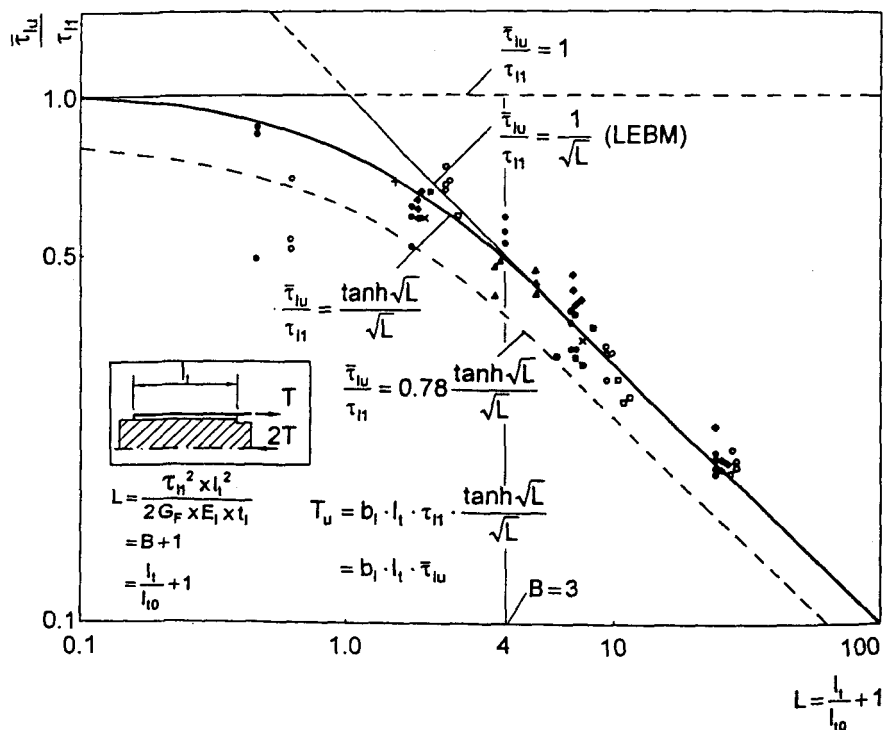


Bild 4.16: Bezogene nominelle Verbundbruchspannung aller Verbundversuche in Abhängigkeit von der bezogenen Verbundlänge in doppeltlogarithmischer Darstellung sowie rechnerischer Verlauf nach Gl. (15)

4.3.3.4 Vergleich mit bilinearem Verbundansatz

Für den bilinearen Ansatz nach Bild 4.3 erhält man die inhomogene Differentialgleichung 2. Ordnung (28) nach [2].

$$s_{e11}''(x) + \omega_b^2 \lambda^2 s_{e11}(x) = \omega_b^2 \lambda^2 s_{r0}'' \quad (4.27)$$

Mit

$$\lambda = \sqrt{\frac{s_{r1}}{s_{r0} - s_{r1}}} \quad \text{und} \quad (4.28)$$

$$\omega_b = \frac{\tau_{r1}}{s_{r1}} \quad (4.29)$$

Der Index II bezeichnet den Teil der Verbundlänge, in dem sich die Verbundspannung bereits auf dem entfestigenden Ast des Verbundansatzes befindet (Bild 4.17).

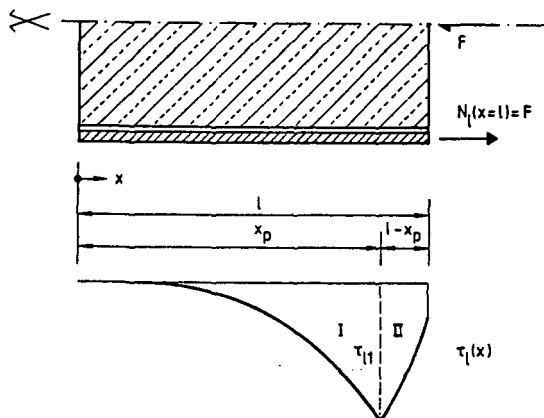


Bild 4.17: Verlauf der Verbundspannung $\tau_i(x)$ bei bilinearem Verbundansatz, aus [2]

Die Gl. (4.27) führt bei Annahme einer im Vergleich zu der der Lamelle unendlichen Dehnsteifigkeit des Betons für den Zug-Druck-Verbundkörper auf die Verbundbruchkraft nach Gl. (4.30).

$$T_u = E_1 \cdot A_1 \cdot \lambda \cdot \omega_b \cdot s_{10} \cdot \sin(\lambda \cdot \omega_b \cdot (l - x_p)) \quad (4.30)$$

Die Verbundbruchkraft ist nur durch iterative Ermittlung der nicht entfestigten Länge x_p mit der Übergangsbedingung Gl. (4.31) zu berechnen.

$$\tanh(\omega_b \cdot x_p) = \lambda \cdot \tan(\lambda \cdot \omega_b \cdot (l - x_p)) \quad (4.31)$$

Den Grenzwert der elastischen Relativverschiebung s_{11} zur Ermittlung von ω erhält man nach Gl. (4.12). Nach [2] kann die Kantenlänge der repräsentativen Volumeneinheit d_{RVE} (Bild 4.3) zum 2,5 ÷ 3 - fachen des Größtkorndurchmessers angenommen werden. Bei Annahme eines mittleren Zug-E-Moduls des Betons von $E_c = 30.000 \text{ N/mm}^2$ sowie eines praxisüblichen Größtkorns von $d_{\max} = 32 \text{ mm}$ ergibt

sich die Kantenlänge der RVE zu $d_{RVE} \approx 90$ mm. Damit kann man s_{11} allgemein nach Gl. (4.32) ermitteln.

$$s_{11} = 0,0135 \cdot k_b \cdot f_{ct} \quad (4.32)$$

In Bild 4.18 ist der Verlauf der Verbundbruchkraft nach Gl. (4.30) für den bilinearen und nach Gl. (4.15) für den linearen Ansatz an einem Beispiel dargestellt. Die rechnerische Verbundbruchkraft nach linearem liegt um maximal 7,9% unter der nach bilinearem Ansatz. Diese geringfügige Abweichung ist hinnehmbar, zumal sie bzgl. Lamellenentkoppelung auf der sicheren Seite liegt.

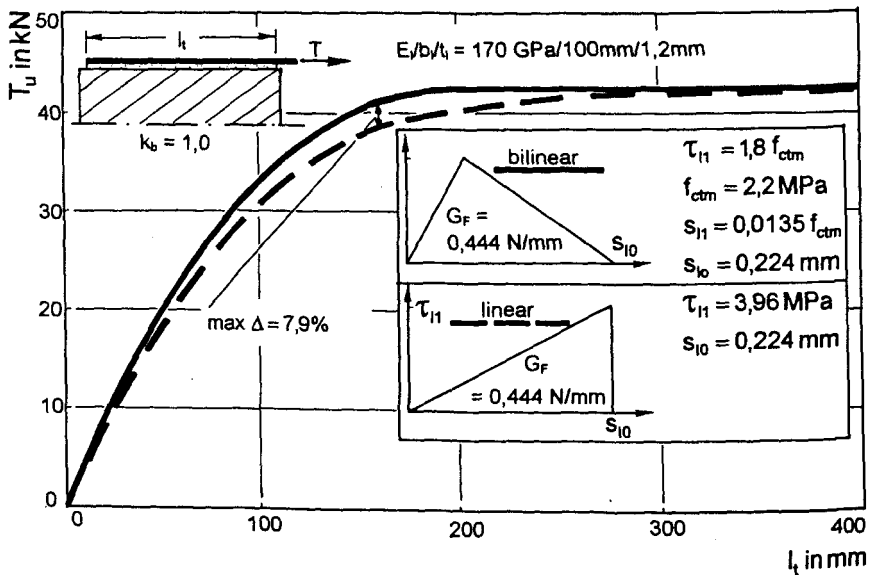


Bild 4.18: Rechnerische Verbundbruchkraft in Abhängigkeit von der Verbundlänge nach linearem und bilinearem Verbundansatz für ein Beispiel inbezogener Darstellung

Die Verwendung des linearen Verbundansatzes nach Bild 4.6 für alle weiteren Betrachtungen bzgl. Lamellenentkoppelung ist daher vertretbar. Es wird darauf hingewiesen, daß der lineare Ansatz nur für die Verbundbruch- und Entkoppelungskräfte ausreichend genaue Ergebnisse liefert. Die Quantifizierung dieser Größen ist grundlegend für diese Arbeit. Die Berechnung des genauen Verlaufes von Verbundspannung, Relativverschiebung und Lamellenkraft über die gesamte Verbundlänge bzw.

zwischen zwei Rissen ist mit dem linearen Ansatz nicht möglich. Dies ist jedoch bei sonst zutreffender Beschreibung der Entkoppelungsvorgänge auch nicht erforderlich. Unter diesen Voraussetzungen kann im Folgenden das rechnerische Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_1 nach linearem Ansatz als Kriterium für das Erreichen der Grenzverschiebung s_{10} und damit für die vollständige Entkoppelung des differentiellen Verbundelementes angesehen werden. Dieser Zustand ist mit der Freisetzung derselben Bruchenergie G_F wie für den bilinearen Ansatz verbunden.

Die Steigung des linear-elastischen Ansatzes entspricht der horizontalen Federsteifigkeit einer zum differentiellen Verbundelement gehörenden Einzelfeder der Längsbettung der Lamelle.

$$\tau_1(s_1) = c_f \cdot s_1 \quad (4.33)$$

$$c_f = \frac{\tau_{11}}{s_{10}} \quad (4.34)$$

Mit den Gln. (4.8, 4.9 und 4.34) ergibt sich die horizontale Federsteifigkeit des differentiellen Verbundelementes zu

$$c_f = 1,62 \frac{f_{ctm}}{C_{Fm}} \quad [\text{N/mm}^3] . \quad (4.35)$$

Mit $C_{Fm} = 0,202 \text{ mm}$

erhält man

$$c_f = 8 f_{ctm} \quad [\text{N/mm}^3] . \quad (4.36)$$

Damit lautet das linear-elastische Ersatzverbundgesetz

$$\tau_1(s_1) = 8f_{ctm} \cdot s_1(x) . \quad (4.37)$$

4.4 Lösung der DGL für die Randbedingungen des allgemeinen Zwischenrißelementes

Mit dem Verbundgesetz nach Gl. (4.37) lautet die Differentialgleichung Gl.(4.7):

$$s_1'' - \frac{8f_{ctm}}{E_1 \cdot A_1} \cdot s_1 = 0 . \quad (4.38)$$

Mit

$$\omega = \sqrt{\frac{8f_{ctm}}{E_1 \cdot t_1}} \quad (4.39)$$

schreibt man

$$s_1'' - \omega^2 s_1 = 0 . \quad (4.40)$$

Hierfür lautet die allgemeine Lösung:

$$s_1(x) = A \cdot \sinh(\omega \cdot x) + B \cdot \cosh(\omega \cdot x) . \quad (4.41)$$

Differenzieren ergibt die allgemeinen Ausdrücke für die Normalkraft der Lamelle

$$s_1'(x) \cdot E_1 \cdot A_1 = E_1 \cdot A_1 \cdot (A \cdot \omega \cdot \cosh(\omega \cdot x) + B \cdot \omega \cdot \sinh(\omega \cdot x)) = N_1(x) \quad (4.42)$$

bzw. die Verbundspannung

$$s_1''(x) \cdot E_1 \cdot t_1 = E_1 \cdot t_1 \cdot (A \cdot \omega^2 \cdot \sinh(\omega \cdot x) + B \cdot \omega^2 \cdot \cosh(\omega \cdot x)) = \tau_1(x) . \quad (4.43)$$

Die Randbedingungen für ein Zwischenrißelement eines Stahlbetonträgers unter Biegung und Querkraft lauten:

$$x = 0: N_1 = F_1 \quad (4.44)$$

$$x = s_r: N_1 = F_1 + \Delta F_1 . \quad (4.45)$$

Die Koeffizienten A und B ergeben sich durch Einsetzen von (4.44) und (4.45) in Gl. (4.42). Die spezielle Lösung der Dgl. für ein Zwischenrißelement ergibt sich damit zu

$$s_l(x) = \frac{1}{E_l \cdot A_l \cdot \omega} \left(F_l \cdot \sinh(\omega \cdot x) + \frac{\Delta F_l + F_l \cdot (1 - \cosh(\omega \cdot s_r))}{\sinh(\omega \cdot s_r)} \cdot \cosh(\omega \cdot x) \right). \quad (4.46)$$

Für die Normalkraft der Lamelle ergibt sich mit Gl. (4.42)

$$N_l(x) = F_l \cdot \cosh(\omega \cdot x) + \frac{\Delta F_l + F_l \cdot (1 - \cosh(\omega \cdot s_r))}{\sinh(\omega \cdot s_r)} \cdot \sinh(\omega \cdot x) \quad (4.47)$$

und für die Verbundspannung mit Gl. (4.43)

$$\tau_l(x) = \left(F_l \cdot \sinh(\omega \cdot x) + \frac{\Delta F_l + F_l \cdot (1 - \cosh(\omega \cdot s_r))}{\sinh(\omega \cdot s_r)} \cdot \cosh(\omega \cdot x) \right) \frac{\omega}{b_l}. \quad (4.48)$$

Im Bild 4.19 sind die Verläufe der Verbundspannungen und der Normalkraft der Lamelle jeweils an einem Zwischenrißelement in einem Balkenbereich mit $Q = 0$ und einem solchen mit $Q \neq 0$ qualitativ dargestellt. Die Beanspruchung liegt hierbei noch unter jener, bei der am Riß Lamellenentkoppelung eintritt. Dies wird durch die Begrenzung der Verbundspannung am Riß τ_r auf einen Wert unter der maximalen Verbundspannung τ_{l1} , zu der bei linearem Ansatz die maximale Relativverschiebung s_{l0} gehört, ausgedrückt.

Man erkennt den Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (Tension Stiffening), der mit steigendem Rißabstand s_r zunimmt und sich erhöhend auf den Gradienten der Normalkraft, also auf die Verbundspannung auswirkt. Außerdem wird deutlich, daß sich, wie zu erwarten, bei einem Zugkraftunterschied der Lamelle zwischen zwei benachbarten Rissen am Riß mit der höheren Lamellenzugkraft ($x = s_r$) zum einen höhere Verbundspannungen einstellen, als am Riß mit der geringeren Zugkraft ($x = 0$). Zum anderen ist die Verbundspannung bei $x = s_r$ in diesem Fall auch größer als ohne Zugkraftunterschied.

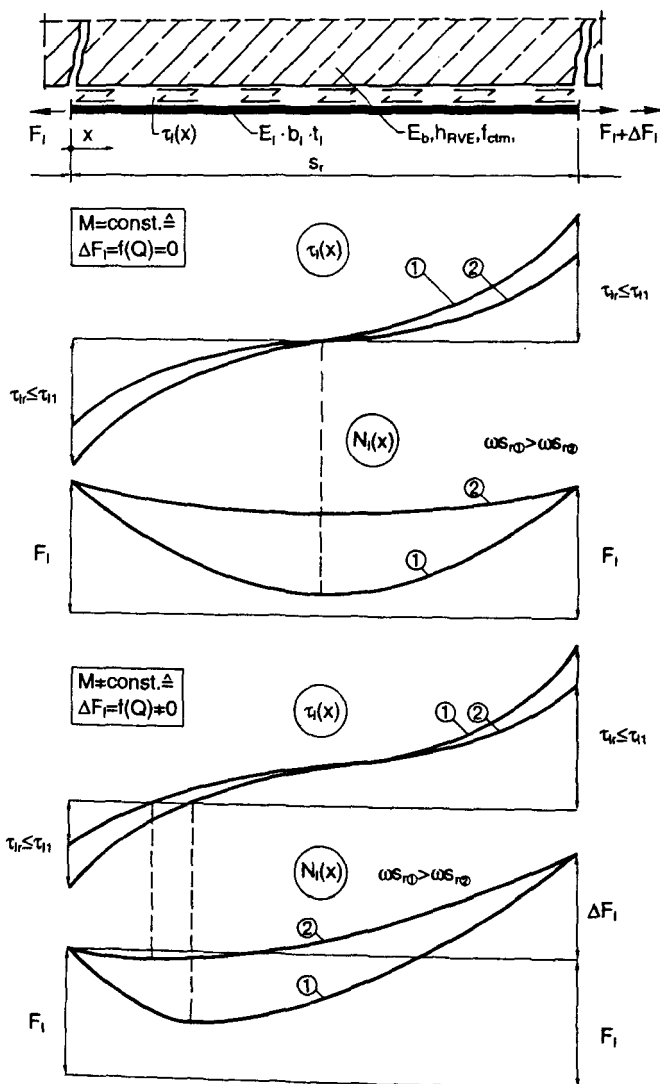


Bild 4.19: Verlauf der Verbundspannung und der Normalkraft der Lamelle an einem Zwischenrißelement im Balkenbereich mit $M = \text{const.}$ und $M \neq \text{const.}$ Für unterschiedliche $\omega \cdot s_r$, qualitativ

Dies gilt auch für den Fall, daß an einem Zwischenrißelement in $Q \neq 0$ die größere Zugkraft, d.h. jene bei $x = s_r$, genauso groß ist wie die an einem ansonsten gleichen Zwischenrißelement in $Q = 0$. Dieser Sachverhalt ist in Bild 4.20 dargestellt.

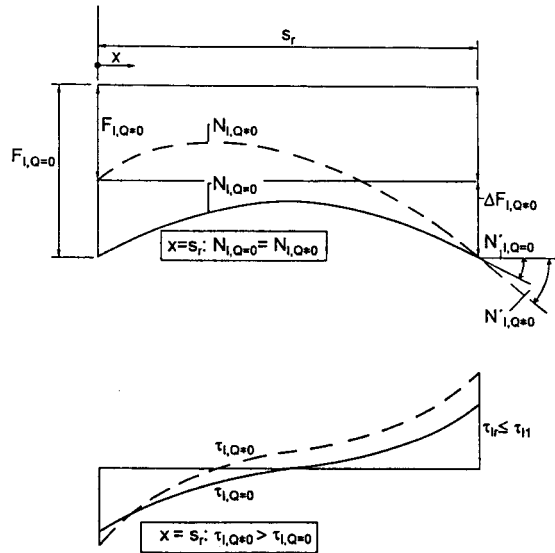


Bild 4.20: Vergleich von Normalkraft und Verbundspannungsverlauf an je einem Zwischenrißelement für den Bereich $Q = 0$ und $Q \neq 0$ bei gleicher Lamellenzugkraft bei $x = s_r$, qualitativ.

Der Beweis hierfür ist leicht mit Gl. (4.48) zu führen, indem man gemäß Bild 4.20 für den Fall $Q \neq 0$ die Größen $F_{I,Q \neq 0}$ und $\Delta F_{I,Q \neq 0}$ und für den Fall $Q = 0$ die Größen $F_{I,Q=0} = F_{I,Q \neq 0} + \Delta F_{I,Q \neq 0}$ sowie $\Delta F_{I,Q=0} = 0$ einsetzt.

Man erhält für den Vergleich der Verbundspannung an der Stelle $x = s_r$

$$\tau_{I,s,Q \neq 0} = \tau_{I,s,Q=0} + \frac{\Delta F_I \cdot \omega}{b_I \cdot \sinh(\omega \cdot s_r)} \quad (4.49)$$

Der Term $\frac{\Delta F_I \cdot \omega}{b_I \cdot \sinh(\omega \cdot s_r)}$ ist immer positiv. Damit gilt für $\tau_{I,s} < \tau_{I1}$

$$\tau_{I,s,Q \neq 0} > \tau_{I,s,Q=0} \quad (4.50)$$

Diese Tatsache ist ein Ausdruck der Überlagerung der Verbundspannungen zur Sicherung der Verformungsverträglichkeit am RiB für $\Delta F_I = 0$ mit jenen zur Sicherung des Gleichgewichtes für $\Delta F_I \neq 0$.

Aus diesen Betrachtungen ergibt sich die bei ansonsten gleichen Verhältnissen (ω , s_r , M , A_s , A_l , f_{ctm} , etc.) mit zunehmendem Zugkraftgradienten steigende Gefahr der Lamellenentkopplung.

4.5 Rechnerische Verläufe von Verbundspannung und Normalkraft der Lamelle

Um die Abhängigkeit der Verbundspannung und der Normalkraft über das Zwischenrißelement von den Einflußgrößen Rißabstand s_r , Zugkraftdifferenz ΔF_l und Steifigkeitsparameter ω zu verdeutlichen, werden die rechnerischen Verläufe von τ und N_l für unterschiedliche Werte dieser Einflußgrößen in bezogener Form ermittelt. Die Lamellenzugkräfte an den Rissen werden als bekannt vorausgesetzt. Daher spielen die Zugkräfte der Innenbewehrung für diese Betrachtungen keine Rolle. Die Steifigkeit des Verbundsystems wird durch den Parameter ω charakterisiert. Dieser wird für diese Studie als konstant angenommen. Mit

$$f_{ctm} = 2,0 \text{ N/mm}^2, E_l = 170000 \text{ N/mm}^2 \text{ und } t_l = 1,2 \text{ mm}$$

ergibt sich nach Gl.(4.39)

$$\omega = 0,00886 .$$

Die Rißabstände werden nun so gewählt, daß sich Produkte $\omega \cdot s_r$ zwischen $\omega s_r = 0,5$ und 4,5 mit $\Delta(\omega \cdot s_r) = 0,5$ ergeben, womit der in der Praxis zu erwartende Bereich abgedeckt ist.

In Tabelle 4.4 sind die zu den jeweiligen $\omega \cdot s_r$, gehörenden Rißabstände angegeben.

Tab.4.4: Produkt $\omega \cdot s_r$ mit $\omega = 0,00886$ und zugehörige Rißabstände.

$\omega \cdot s_r [\text{mm}^{-1}]$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
$s_r [\text{mm}]$	58	115	173	231	289	346	404	462	520

Alternativ erhält man diese $\omega \cdot s_r$ -Werte auch mit einem konstanten Rißabstand und unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnissen von Verbundzone und Lamelle, ausgedrückt durch den Wert ω .

Die Zugkraftdifferenz ΔF_1 wird für diese Parameterstudie als Anteil der Zugkraft F_1 bei $x = 0$ mit dem Verhältniswert K_F nach Gl. (4.51) ausgedrückt.

$$K_F = \frac{\Delta F_1}{F_1} \quad (4.51)$$

Die bezogene Verbundspannung wird mit Gl. (4.48) und Gl. (4.51) sowie mit $\xi = x/s_r$ nach Gl. (4.52) ausgedrückt.

$$\frac{\tau_1(\xi) \cdot b_1}{\omega \cdot F_1} = \sinh(\omega \cdot \xi \cdot s_r) + \frac{K_F + (1 - \cosh(\omega \cdot s_r))}{\sinh(\omega \cdot s_r)} \cdot \cosh(\omega \cdot \xi \cdot s_r) \quad (4.52)$$

Der entsprechende Ausdruck für die bezogene Lamellennormalkraft lautet mit Gl. (4.47)

$$\frac{N_1(\xi)}{F_1} = \cosh(\omega \cdot \xi \cdot s_r) + \frac{K_F + (1 - \cosh(\omega \cdot s_r))}{\sinh(\omega \cdot s_r)} \cdot \sinh(\omega \cdot \xi \cdot s_r). \quad (4.53)$$

In Bild 4.21 sind die bezogenen Verläufe von τ_1 und N_1 für unterschiedliche $\omega \cdot s_r$ exemplarisch für die Fälle $\Delta F_1 / F_1 = 0$ und $\Delta F_1 / F_1 = 0,5$ dargestellt. Man erkennt, daß für $\Delta F_1 \neq 0$, d.h. im Bereich $Q \neq 0$ für geringe Rißabstände und große Zugkraftgradienten auch Verbundspannungen und damit Relativverschiebungen gleichen Vorzeichens über das gesamte Zwischenrißelement auftreten können. Außerdem wird wieder deutlich, daß im Bereich $Q \neq 0$ die größte Verbundbeanspruchung jeweils bei $x = s_r$ vorliegt.

Es wird betont, daß die dargestellten τ_1 - und N_1 -Verläufe nur bis zum Entkopplungsbeginn am Riß gelten. Mit dem zugrundegelegten linear-elastischen Verbundgesetz nach Bild 4.6 und Gl. (4.37) bedeutet dies das Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{11} und damit der Grenzrelativverschiebung s_{10} .

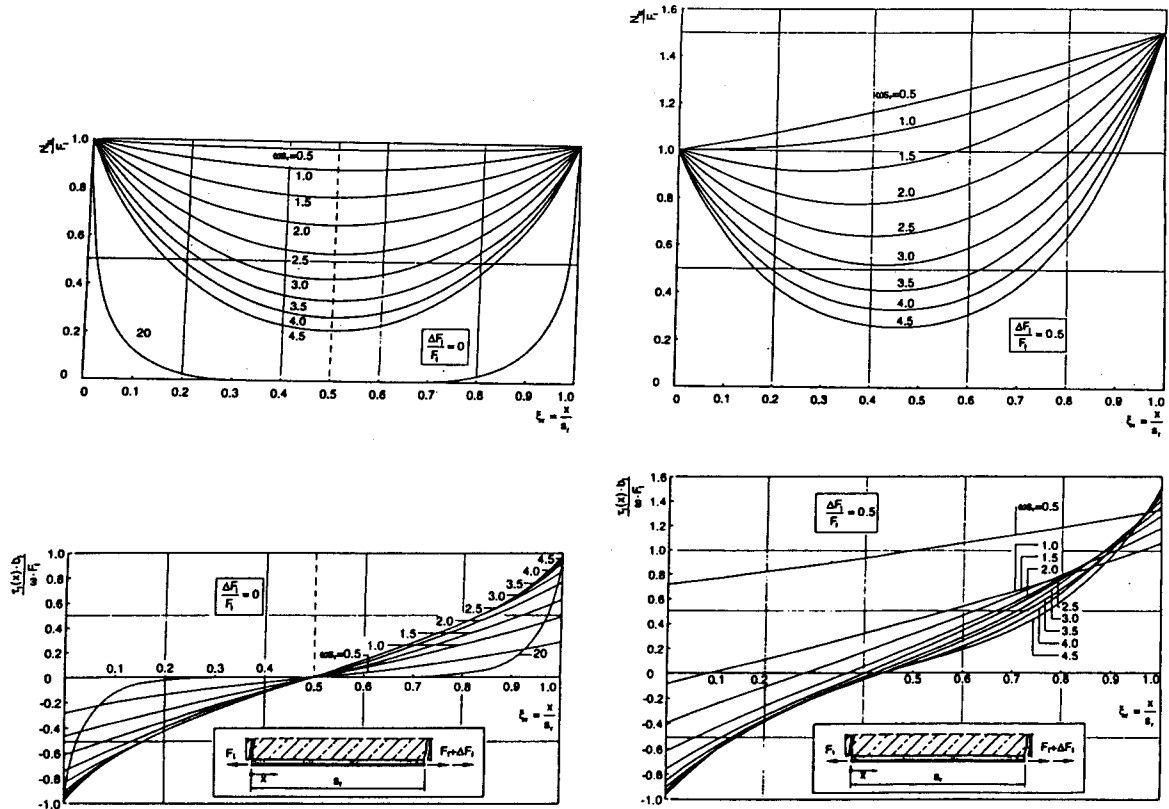


Bild 4.21: Lamellenzugkraft und -verbundspannung über ein Zwischenrißelement für unterschiedliche Verhältnisse $\Delta F/F_1$ sowie Werte ω_s , in bezogener Darstellung

Wie bereits in Abschnitt 4.3.2 dargelegt, bedingt der Ersatz des „exakten“ elastisch-plastischentfestigenden Verbundansatzes durch einen linear-elastischen natürlich Abweichungen der rechnerischen Verbundspannung und Normalkräfte vom „exakten“ Verlauf, sowohl über die Relativverschiebung, als auch über die Verbundlänge bzw. den Rißabstand. Entscheidend für die Entkoppelungsproblematik ist jedoch, wie am Verbundkörper, auch am Biegeträger die vollständige Entkoppelung des lastnächsten differentiellen Verbundelementes, d.h. am Rißufer. Diese ist durch die Freisetzung der Verbundbruchenergie G_F am genannten Verbundelement charakterisiert.

Die bisherigen Betrachtungen erlauben noch keine Aussage über den weiteren Verlauf der Entkoppelung nach deren Beginn am Rißufer. Über stabile oder instabile Ausweitung der Entkoppelungszone, ausgehend vom Rißufer entscheidet u. a. der Zustand der inneren Bewehrung. Entkoppelungskriterien für den lamellenverstärkten Stahlbetonträger werden in Kap. 5 behandelt.

4.6 Vergleich von Zug-Druck-Verbundkörper und lamellenverstärkten Biegeträger

4.6.1 Grundsätzliches zum Unterschied im Verbundtragverhalten von Zug-Druck-Verbundkörper und Biegeträgern

Eine wichtige Erkenntnis der Arbeit von Holzenkämpfer [2] ist die von vielen anderen Forschern [19,40 - 42] bestätigte Tatsache, daß am reinen Verbundkörper die von der Verklebung der Lamelle aufnehmbare Verbundkraft nicht unbeschränkt mit der Verbundlänge wächst. Sie nähert sich vielmehr mit zunehmender Verbundlänge asymptotisch einem oberen Grenzwert der Verbundbruchkraft T_{\max} an. Einer Verbundbruchkraft von z.B. $0.96 T_{\max}$ kann man dann, wie in [2] geschehen, eine charakteristische Verbundlänge $l_{r,\max}$ zuordnen, deren Überschreiten keinen nennenswerten Zuwachs an Verbundbruchkraft bringt. Die bruchmechanische Begründung für diese Zusammenhänge wird in Abschnitt 4.3.3 gegeben.

Bei CFK-Lamellen üblicher Dicke (1.0-1.5 mm) sind demnach nur rd. 10 - 20% der Zugbruchkraft der Lamelle über Klebverbund auf Beton verankerbar. Eine Ausnutzung derart geringer Lamellenspannungen wäre bei den hohen Preisen für CFK unwirtschaftlich, so daß für die Biegebemessung im rechnerischen Bruchzustand die Ausnutzung bedeutend höherer Lamellenspannungen angestrebt wird. In vielen Biegeversuchen wurde nachgewiesen, daß an lamellenverstärkten Stahlbeton-Biegebauteilen im Bereich der maximalen Momente Lamellenspannungen, die die am reinen Verbundkörper verankerbaren um das mehr als 2,5-fache übertreffen, ausgenutzt werden können [17, 19, 44, 45]. Dies scheint zunächst im Widerspruch zu den Beobachtungen bei den Verbundversuchen und der zugehörigen Theorie zu stehen.

In Bild 4.22 ist der Zugspannungsverlauf in der CFK-Lamelle an einen Zug-Druck-Verbundkörper im Vergleich zu dem an einer Hälfte eines symmetrischen 4-Punkt-Biegeträgers mit gleichen Abmessungen und gleicher Lamellenlänge dargestellt. Der Deutlichkeit und Vergleichbarkeit halber habe der Biegeträger keine innere Bewehrung und das Versatzmaß sei $v \approx 0$. Die Lamelle an beiden Körpern sei mit der maximalen Verbundbruchkraft für reine Zug-Druck-Verbundkörper T_{\max} nach Gl.(4.24) belastet.

Man erkennt den deutlichen Unterschied im Spannungsverlauf der Lamelle über die Verbundlänge. Bei dem ungerissenen Verbundkörper wird die am lastseitigen Verklebebeginn eingetragene Lamellenkraft F_l über eine relativ kurze Länge, über die sich die Gleichgewichtsgruppe von Betondruck- und Lamellenzugkraft aufbaut, in den Beton eingetragen. Für den Fall $F_l = T_{\max}$ beträgt diese Eintragungslänge $l_t \approx l_{t,\max}$ nach Gl. (4.16). Jenseits von $l_{t,\max}$ erfolgt praktisch kein Abtrag der Lamellenkraft mehr. Wegen der Kürze der Eintragungslänge ist der Gradient der Lamellenspannung σ_l' steil und damit die Verbundspannung hoch. Der Gradient der Lamellenspannung wird am ungerissenen Verbundkörper ausschließlich vom Verbundgesetz bestimmt. In Bild 4.22 oben ist der Lamellenspannungsverlauf qualitativ für das "exakte" elastisch-plastischentfestigende Verbundgesetz dargestellt. Demzufolge liegt die Stelle b der höchsten Verbundspannung τ_{11} und $F_l = T_{\max}$ nicht am lastseitigen Verklebebeginn am Punkt a sondern etwas von diesem entfernt. Die instabile Lamellenentkoppelung ist im kraftgesteuerten Versuch mit dem Erreichen der

Grenzverschiebung s_{i0} bei a, gleichbedeutend mit dem vollständigen Ausschöpfen der τ_1 - s_1 -Beziehung an dieser Stelle, verbunden.

Dieser Sachverhalt gilt am Biegeträger gleichermaßen, wobei hier Punkt a an der höchstbeanspruchten Stelle an einem Riß bei max M liegt. Wie man jedoch erkennt, wird die bei a anliegende Lamellenkraft über die gesamte restliche Lamellenlänge i. w. affin zur Momentenlinie abgebaut. Beim Biegeträger mit gerissener Zugzone wird die globale Komponente des Gradienten der Lamellenspannung also vom Verlauf des Biegemomentes, d.h. von dessen Änderung über die Lamellenlänge bestimmt. Hinzu kommt die lokale Komponente des Spannungsgradienten, die zwischen den Rissen vom Verbundgesetz bestimmt wird. Die korrespondierenden Verbundspannungsanteile können auch als durch die Änderung des Momentes bestimmter Gleichgewichtsverbund und durch das Verbundgesetz bestimmter Verträglichkeitsverbund bezeichnet werden. Ersterer sichert das horizontale Kräftegleichgewicht von Lamelle und Beton, letzterer die Verformungsverträglichkeit am Riß.

Der Gleichgewichtsverbund ist insbesondere bei schlanken Trägern relativ niedrig beansprucht. Außerdem können sich über die relativ kleinen Rißabstände nur niedrige Verträglichkeits-Verbundspannungen aufbauen. Deshalb wird die Entkopplungsbedingung $s_1 = s_{i0}$ an der Stelle a meist erst bei deutlich höheren Lamellenkräften als bei dem Verbundkörper erreicht. Ausdruck dieser Tatsache ist auch die in Bild 4.22 eingezeichnete, über die Länge von $l_{t,max}$ abzutragende Lamellenspannungsdifferenz $\Delta\sigma_{1,l,t,max}$, die bei Verbundkörpern der zu T_{max} gehörenden Spannung entspricht. Am Biegeträger ist die über dieselbe Länge abzutragende Lamellenspannungsdifferenz meist deutlich geringer. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß sie, sofern sie genau zwischen zwei Rissen abgebaut wird, nur den Anteil aus dem Gleichgewichtsverbund repräsentiert.

Der Unterschied im Abtrag der Lamellenzugkraft über Klebverbund zwischen Verbundkörper und Biegeträger wird im Bild 4.22 auch durch die Lage der jeweiligen Orte a, b und c in der τ_1 - s_1 -Beziehung illustriert.

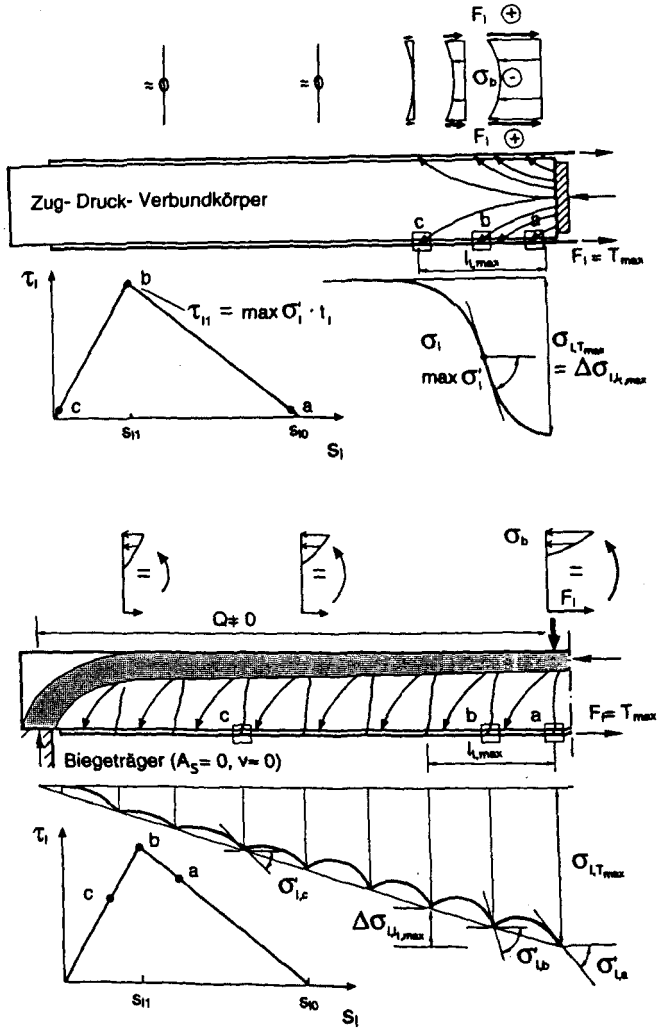


Bild 4.22: Lamellenspannung über Lamellenlänge für einen Zug-Druck-Verbundkörper und einen Biegeträger mit gleichen Abmessungen und gleicher maximaler Lamellenzugkraft

4.6.2 Zusammenhang zwischen den Verbundbruchkräften am Verbundkörper und der Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn am Zwischenrißelement

In Abschnitt 4.4 wurde die Dgl. des Lamellenverbundes für die Randbedingungen des Zwischenrißelementes gelöst. Aus der Lösung wurden die Bestimmungsgleichungen Gl.(4.47) und (4.48) für die Lamellenkraft und die Verbundspannung abgeleitet. Um den Vergleich mit dem Verbundkörper zu ermöglichen, soll wieder ein lamellenverstärkter Biegeträger ohne innere Bewehrung betrachtet werden. Die Übertragung der Ableitungen für die Entkoppelungskraft am Zwischenrißelement auf den lamellenverstärkten Stahlbetonträger erfolgt in Kap. 7.

Im kraftgesteuerten Versuch beginnt Lamellenentkoppelung am Zwischenrißelement mit Überschreiten der Relativverschiebung s_{0} am Riß mit der höheren Lamellenkraft, d.h. $x = s_r$. Mit dem linear-elastischen Verbundgesetz nach Gl.(4.15) und Bild 4.3 bedeutet dies gleichzeitig das Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_1 an dieser Stelle.

Mit Gl. (4.48) und Gl. (4.51) ergibt sich daher die Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn (EKB) $F_{l,EKB}$ wie folgt:

$$F_{l,EKB} = \frac{(\tau_{11} \cdot b_l) / \omega}{\sinh(\omega \cdot s_r) + \frac{K_F + (1 - \cosh(\omega \cdot s_r))}{\sinh(\omega \cdot s_r)} \cdot \cosh(\omega \cdot s_r)} \quad (4.54)$$

Mit den Gln. (4.9) und (4.39) ergibt sich aus Gl. (4.54):

$$F_{l,EKB} = \frac{0,636 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_l \cdot t_l \cdot f_{ctm}} \cdot \sinh(\omega \cdot s_r)}{(K_F + 1) \cdot \cosh(\omega \cdot s_r) - 1} \quad (4.55)$$

Für den Vergleich von Zwischenrißelement und Verbundkörper wird die Lamellenkraft am höherbelasteten Riß, $x = s_r$ bei Entkoppelungsbeginn gesucht.

$$F_{l,EKB,x=s_r} = F_{l,EKB} + \Delta F_{l,EKB} = F_{l,EKB} \cdot (1 + K_F) \quad (4.56)$$

Dafür folgt:

$$F_{I,EKB,x=s_r} = \frac{0,636 \cdot b_l \cdot k_b \cdot \sqrt{E_l \cdot t_l \cdot f_{ctm}} \cdot \tanh(\omega \cdot s_r)}{1 - \frac{1}{\cosh(\omega \cdot s_r) \cdot (K_F + 1)}} \quad (4.57)$$

Mit den Gln. (4.11 und 4.39) stimmt der Zähler mit dem Ausdruck für die Verbundbruchkraft am Zug-Druck-Verbundkörper, Gl.(15) überein. Hierin tritt der Rißabstand s_r an die Stelle der Verbundlänge l_l .

Für $\tanh(\omega \cdot s_r) \approx 1.0$ repräsentiert der Zähler die maximale Verbundbruchkraft für den Zug-Druck-Verbundkörper $T_{\max,m}$ nach Gl. (4.24). Damit ergibt sich der Mittelwert der Lamellenkraft am Zwischenrißelement ($x = s_r$) bei Entkoppelungsbeginn zu

$$F_{I,EKB,x=s_r} = T_{\max,m} \cdot \frac{\tanh(\omega \cdot s_r)}{1 - \frac{1}{\cosh(\omega \cdot s_r) \cdot (K_F + 1)}} \quad (4.58)$$

Mit Gl. (4.58) ist der Zug-Druck-Verbundkörper als Spezialfall des Zwischenrißelementes mit $K_F = \infty$ beschrieben. Für $K_F = 0$ liegt ein Zwischenrißelement am Biegebalken in $M = \text{const.}$ bzw. am zentrisch gezogenen Dehnkörper vor.

Dies ist aus Bild 4.23 deutlich zu erkennen. Hier sind die auf T_{\max} bezogenen Lamellen-Entkoppelungskräfte am Zwischenrißelement bei $x = s_r$ für unterschiedliche Verhältnisse K_F in Abhängigkeit vom auf $l_{l,\max}$ bezogenen Rißabstand s_r dargestellt. Hierin ist $l_{l,\max}$ die Verbundlänge am Zug-Druck-Verbundkörper nach Gl. (4.16), bei der 96,4% der maximalen Verbundbruchkraft T_{\max} aufgenommen werden können (Abschn. 4.3.3.3). Die Kurve für $K_F = \infty$ entspricht der bekannten $T_u - l_l$ -Beziehung, die in Bild 4.7 dargestellt ist. Am Zug-Druck-Verbundkörper kann die Verbundlänge l_l als Rißabstand s_r mit $F_I = 0$ aufgefaßt werden. Dieselbe Situation liegt am drehbar gelagerten Endauflager eines lamellenverstärkten Stahlbetonbalkens vor, bei dem über die ungerissene Länge l_l die am letzten Riß vor Lamellenende vorhandene Lamellenkraft verankert werden muß. Das Vorhandensein eines Risses zwischen Lamellenende und Auflager hat in diesem Zusammenhang keine Bedeutung.

Der andere Grenzfall ist für $K_F = 0$ der des Biegeträgers im Bereich $M = \text{const.}$ oder auch des zentrisch gezogenen Dehnkörpers. Man erkennt, daß sich auch für diesen Fall die Entkoppelungskraft $F_{I,EKB}$ für wachsende Verbundlängen, d.h. Rißabstände

s_r , asymptotisch der maximalen Verbundbruchkraft T_{\max} des Verbundkörpers annähert. Im Gegensatz zu diesem jedoch bildet T_{\max} für $K_F = 0$ eine untere Schranke. Dies bedeutet, daß $F_{i,EKB}$ mit zunehmendem Rißabstand sinkt, bis bei großen Rißabständen keine nennenswerte Verringerung von $F_{i,EKB}$ mehr stattfindet.

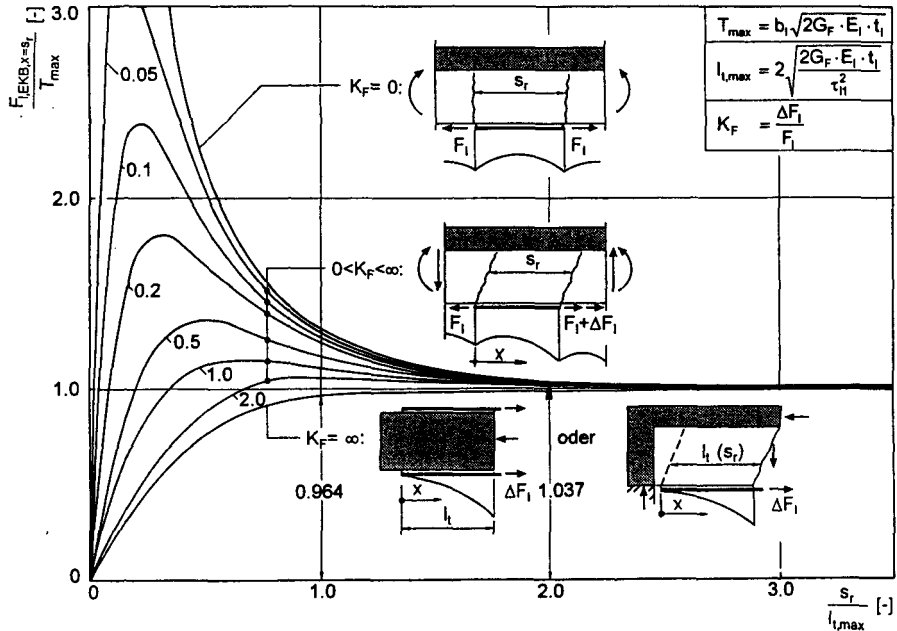


Bild 4.23: Auf die maximale Verbundbruchkraft des Zug-Druck-Verbundkörpers T_{\max} bezogene Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn am höher beanspruchten Riß eines Zwischenrißelementes ($x = s_r$) für unterschiedliche K_F -Werte in Abhängigkeit vom auf $l_{i,\max}$ bezogenen Rißabstand s_r .

Dieses gegenüber dem Fall $K_F = \infty$ "umgekehrte" Verhalten bei $K_F = 0$ ist damit zu erklären, daß hier ausschließlich Verträglichkeitsverbund aktiviert wird. Dieser nimmt über den Tension-Stiffening-Effekt mit steigendem Rißabstand zu. Da der Gleichgewichtsverbund für $K_F = 0$ nicht aktiviert wird, nimmt daher die Lamellenkraft am Riß, für die die Bedingung für den Entkoppelungsbeginn $s_1 = s_{10}$ erfüllt wird, mit abnehmendem Rißabstand zu. Dies wird auch aus Bild 4.21 für $\Delta F_1/F_1 = K_F = 0$ deutlich.

In Analogie zur Verbundlänge $l_{i,\max}$, die für $K_F = \infty$ zu 96,4% von T_{\max} gehört, kann man für $K_F = 0$ einen Rißabstand $s_{r,\min}$ finden, für den die Entkoppelungskraft $F_{i,EKB}$ denselben geringen Abstand vom asymptotischen Grenzwert T_{\max} hat. Da sich die

Kurve für $K_F = 0$ von oben dem Wert T_{\max} annähert, wird für $s_{r,\min}$ derjenige Rißabstand für den

$$F_{ie} = \frac{1}{0,964} \cdot T_{\max} = 1,037 T_{\max} \quad (4.59)$$

gilt, festgelegt.

Für das Argument $\omega \cdot s_{r,\min}$ ergibt sich nach Gl.(4.58) damit

$$\omega \cdot s_{r,\min} = 4.$$

Mit Gl. (4.16) für $l_{t,\max}$ folgt daraus:

$$s_{r,\min} = 2 l_{t,\max}. \quad (4.60)$$

Dies wird aus dem Kurvenverlauf für $K_F = 0$ und $K_F = \infty$ in Bild 4.23 deutlich.

Bei Rißabständen $s_r \geq s_{r,\min} = 2 l_{t,\max}$ beeinflußt also die Lamellenkraft bei $x = 0$ den Zugkraftgradienten, d.h. die Verbundspannung bei $x = s_r$ nicht mehr. Dies gilt auch umgekehrt. In Bild 4.24 ist dieser Sachverhalt dargestellt.

Der zum Vergleich dargestellte Zug-Druck-Verbundkörper ($K_F = \infty$) nimmt trotz gleichen N_F -Verlaufes eine Sonderstellung ein, da bei ihm wegen $F_1 = 0$ und $\Delta F_1 \neq 0$ die Verbundspannungen ausschließlich zur Aufrechterhaltung des horizontalen Kräftegleichgewichtes benötigt werden (Gleichgewichtsverbund).

Für Zwischenrißelemente auf Biegung und Querkraft beanspruchter Biegeträger, d.h. für $0 < K_F < \infty$ verlaufen die Kurven in Bild 4.23 erwartungsgemäß zwischen denen für $K_F = 0$ und $K_F = \infty$. Mit zunehmender Zugkraftdifferenz der Lamelle über s_r , d.h. mit zunehmendem K_F dominiert der Gleichgewichtsverbund und die Kurven nähern sich dem Grenzfall $K_F = \infty$ für den reinen Verbundkörper an. Es fällt auf, daß die Kurven für $0 < K_F < \infty$ ein Maximum haben, das mit sinkendem K_F zunehmend ausgeprägter ist, höhere Werte annimmt und bei immer kleineren Rißabständen liegt. Die mechanische Deutung hierfür ist folgende:

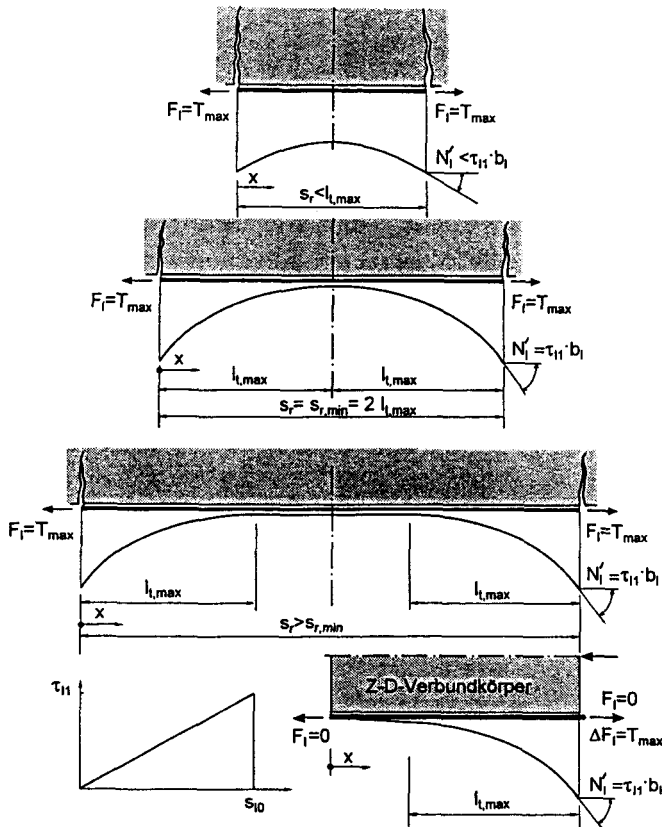


Bild 4.24: Lamellenzugkraft über den Rißabstand eines Biegeträgers im Bereich $M = \text{const.}$ für $F_I = T_{\text{max}}$ und verschiedene Rißabstände (qualitativ) sowie Vergleich mit Verbundkörper (nach linear-elastischem Ersatz-Verbundgesetz)

Für Rißabstände, die kleiner als der zur maximalen Lamellenkraft bei Entkopplungsbeginn $F_{Ie,x=s_r,\text{max}}$ gehörende Rißabstand $s_{r,\text{max}}$ sind, dominiert der Gleichgewichtsverbund. Dieser erfordert tendenziell zum Abtrag steigender Lamellenkräfte bei $x = s_r$ steigende Verbundlängen. Mit steigendem K_F -Verhältnis gleicht sich die Situation am Zwischenrißelement der am reinen Verbundkörper ($K_F = \infty$) an. Bei diesem herrscht reiner Gleichgewichtsverbund, der sich nicht durch Entkopplung der Beanspruchung entziehen kann.

Der ansteigende Ast der Kurven repräsentiert die Dominanz des sogenannten Festigkeitskriteriums nach Gl. (4.17) im Bereich kleiner Rißabstände. Mit steigenden Rißabständen dominiert das Bruchmechanikkriterium, d.h. die Entkoppelung des differentiellen Verbundelementes am Riß bei $x = s_r$. Dies wird durch den abfallenden Kurvenast repräsentiert. In Bild 4.25 ist der Verlauf der Lamellenkraft N_l über den Rißabstand exemplarisch für $K_F = 0.5$ und $F_{l,x=s_r} = T_{\max}$ für verschiedene Rißabstände dargestellt. Man erkennt, daß bei gegebener Lamellenkraft der geringste Lamellenkraftgradient N_l' für den zum Maximum $F_{l,EKB,x=s_r,\max}$ (s. Bild 4.24) gehörenden Rißabstand $s_{r,\max}$ auftritt. Sowohl für größere als auch für kleinere Rißabstände nimmt N_l' , d.h. die Verbundspannung am Riß wieder zu.

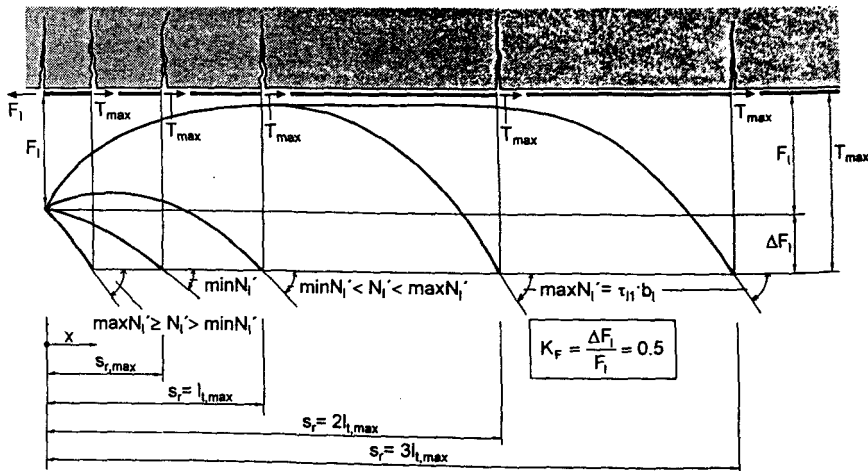


Bild 4.25: Lamellenzugkraft über ein Zwischenrißelement eines Biegeträgers im Bereich $M \neq \text{const.}$ für $K_F = 0.5$ und $F_{l,x=s_r} = T_{\max}$ bei unterschiedlichen Rißabständen (qualitativ)

Der allmähliche Übergang vom nur momentenbeanspruchten Zwischenrißelement für $K_F = 0$ zum reinen Verbundkörper für $K_F = \infty$ wird auch anhand der doppellogarithmischen Darstellung in Bild 4.26 sehr deutlich. Die Kurven für $K_F < \infty$ nähern

sich der Grenzgeraden der linear-elastischen Bruchmechanik von oben an. Dies zeigt, daß bei kleinen Rißabständen der bei kleinen K_F -Werten dominierende Verträglichkeitsverbund (Tension Stiffening) nur gering beansprucht wird. Mit steigendem Rißabstand steigt auch seine Beanspruchung, d.h. die Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn sinkt. Für große Rißabstände wird die Zone der Kraftübertragung im Vergleich zum Rißabstand klein, so daß, wie am reinen Verbundkörper, das bruchmechanische Verhalten dieser Einleitungslänge maßgebend wird.

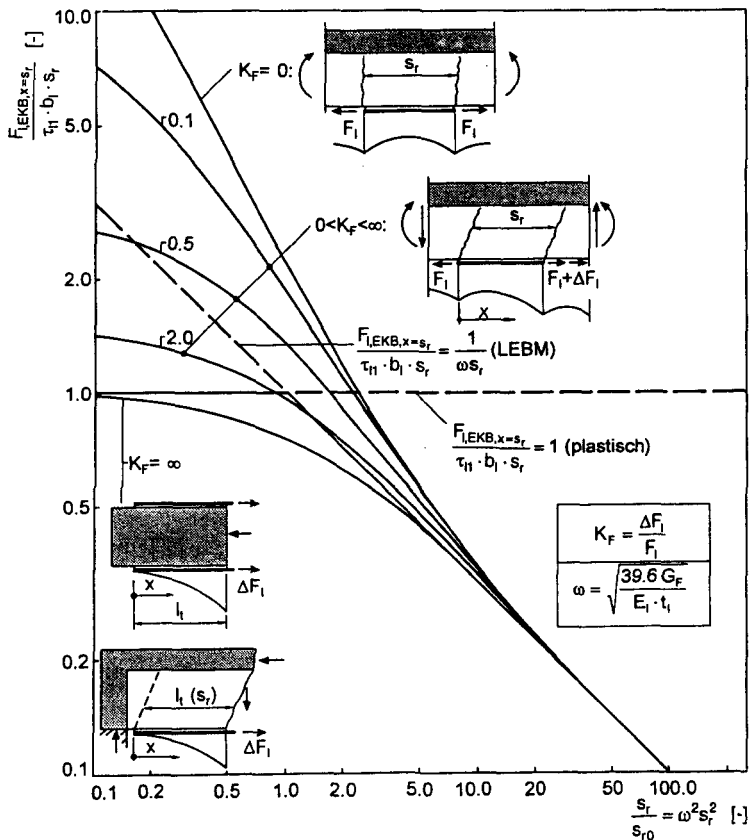


Bild 4.26: Bezogene Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn bei $x = s_r$ am Zwischenrißelement für unterschiedliche K_F -Werte in Abhängigkeit vom bezogenen Rißabstand (doppelt-logarithmische Darstellung)

In Bild 4.27 wird der Einfluß der querkraftunabhängigen Parameter der Gln. (4.54 - 4.58) auf die Lamellendehnung bei Entkoppelungsbeginn $\epsilon_{l,EKB}$ anhand eines Para-

metersatzes (E_i , t_i , f_{ctm} , s_r , k_b) für $K_F = 0$, d.h. in $M = \text{const.}$ gezeigt. Der dominierende Einfluß des Rißabstandes wird deutlich.

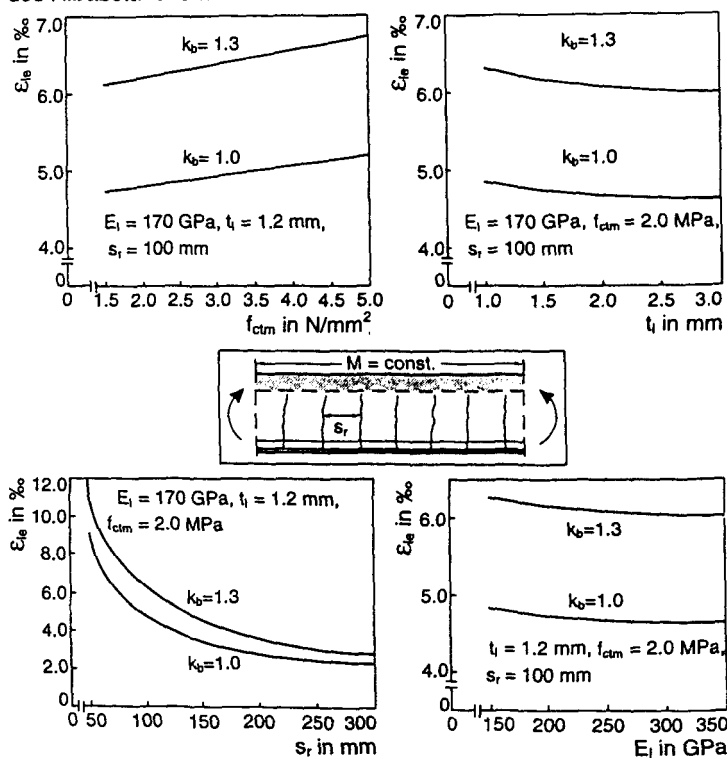


Bild 4.27: Lamellendehnung bei Entkoppelungsbeginn $\epsilon_{l,EKB}$ in Abhängigkeit von verschiedenen Parameter für $M = \text{const.}$

4.7 Entkoppelungsfortschritt am Zwischenrißelement

Nachdem in Abschnitt 4.6.2 die Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn am Zwischenrißelement hergeleitet wurde, wird nun der weitere Fortschritt der Entkopplung untersucht. Hierfür wird wieder die Kenntnis des jeweiligen Rißabstandes sowie der Lamellenzugkraft im Riß vorausgesetzt. Die folgenden Betrachtungen gelten bis zum Maximum der am Zwischenrißelement aufnehmbaren Lamellenkraft deshalb ungeachtet des Vorhandenseins oder der Beanspruchung innerer Stahlbewehrung.

Das in Bild 4.23 zu erkennende Maximum der $F_{I,EKB} - s_r$ -Kurven für $K_F < \infty$ wurde in Abschnitt 4.6.2 erklärt. Wenn nun an einer Stelle des Trägers, die durch einen bestimmten Wert von K_F gekennzeichnet ist, an einem Riß die Lamellenentkoppelung beginnt, so bleibt diese stabil, sofern der Rißabstand größer als der zum Maximum gehörende Rißabstand $s_{r,max}$ ist. Dies bedeutet, daß die Entkoppelung erst voranschreitet, wenn die Lamellenkraft gesteigert wird. Dabei bewegt sich die Entkoppelungsfront vom Riß bei $x = s_r$ auf $x = 0$ zu und erzeugt dabei eine entkoppelte Länge l_e . Über diese kann voraussetzungsgemäß keine Verbundspannung übertragen werden. Die verbleibende Zwischenrißlänge $s_{r,v}$ mit intaktem Verbund beträgt

$$s_{r,v} = s_r - l_e . \quad (4.61)$$

und kann im Sinne von Gl. (4.58) und Bild 4.23 als neuer Rißabstand aufgefaßt werden. Bei diesem kann eine höhere Lamellenkraft entkoppelungsfrei aufgenommen werden, sofern $s_{r,v} \geq s_{r,max}$ ist. In Bild 4.28 ist der Verlauf der Lamellenkraft über ein Zwischenrißelement bei unterschiedlichen Stadien des Entkoppelungsfortschritts dargestellt. Über die entkoppelte Länge l_e liegt jeweils die nach Gl. (4.58) zum Rißabstand $s_{r,v}$ gehörende Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn $F_{I,EKB,x=s_{r,v}}$ an. Bei $x = s_{r,v}$ ist die Entkoppelungsbedingung $s_1 = s_{10}$ gerade erfüllt. Dies entspricht mit dem linear-elastischen Verbundgesetz $\tau_1 = \tau_{11}$. Unterschreitet die intakte Länge $s_{r,v}$ den Wert $s_{r,max}$, ist die Lamellenkraft nicht mehr steigerbar. Es erfolgt im kraftgesteuerten Versuch dann entweder instabiler Entkoppelungsfortschritt (keine innere Stahlbewehrung vorhanden oder diese fließt) oder stabiler Entkoppelungsfortschritt bei konstanter Lamellenkraft (innere Bewehrung noch elastisch).

Das Maximum einer $F_{I,EKB,x=s_r} - s_r$ -Kurve sowie der zugehörige Rißabstand $s_{r,max}$ lassen sich über die Nullstelle der ersten Abteilung von Gl. (4.58) bestimmen. Damit ergibt sich:

$$s_{r,max} = \frac{\text{arcosh}(K_F + 1)}{\omega} \quad (4.62)$$

und

$$F_{I,EKB,x=s_r,max} = T_{max} \cdot \frac{\tanh(\omega \cdot s_{r,max})}{1 - \frac{1}{\cosh(\omega \cdot s_{r,max}) \cdot (K_F + 1)}} \quad (4.63)$$

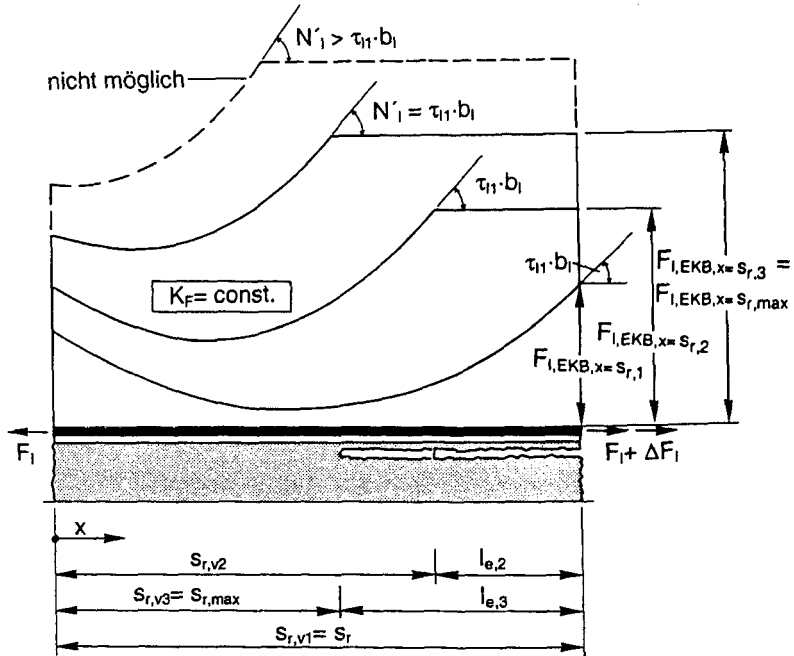


Bild 4.28: Lamellenkraft über ein Zwischenrißelement für unterschiedliche Stadien des Entkoppelungsfortschritts ($K_F = \text{const.}$)

Mit den Gl. (4.62) und (4.63) bestimmt man das nur von K_F abhängige Verhältnis des Maximums der Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn zur maximalen Verbundbruchkraft am Verbundkörper zu

$$\frac{F_{I,EKB,x=s_r,max}}{T_{max}} = \frac{\tanh(\text{arcosh}(K_F + 1))}{1 - \frac{1}{(K_F + 1)^2}} \quad (4.64)$$

In Bild 4.29 ist dieses Verhältnis in Abhängigkeit von K_F dargestellt. Die Grenzfälle für $K_F = 0$ und $K_F = \infty$ sind eingezeichnet.

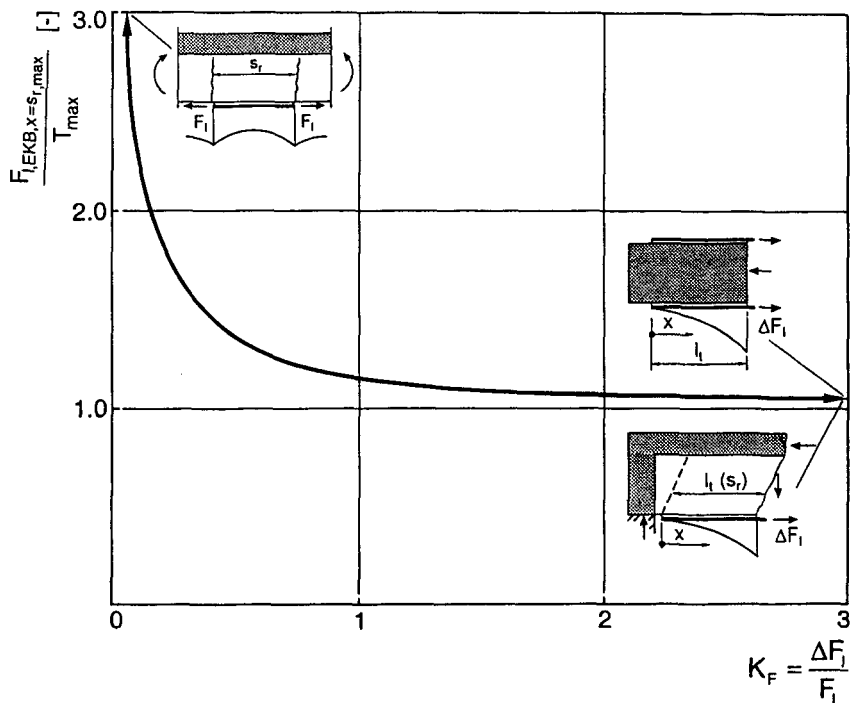


Bild 4.29: Auf die maximale Verbundbruchkraft des Zug-Druck-Verbundkörpers bezogenes Maximum der Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn am Zwischenrißelement in Abhängigkeit vom Verhältnis K_F .

4.8 Zusammenfassung

Die Grundbeziehungen des Lamellenverbundes am allgemeinen Zwischenrißelement (ZRE) werden abgeleitet. Ein solches wird durch den Rißabstand s_r und das Verhältnis K_F des konstanten Lamellenkraftanteils F_I zum Lamellenkraftzuwachs ΔF_I über s_r charakterisiert. Der Parameter K_F ist ein Maß für die Beanspruchung des Gleichgewichtsverbundes im Verhältnis zu der des Verträglichkeitsverbundes. Er liegt zwischen $K_F = 0$ im Bereich $M = \text{const.}$ und $K_F = \infty$ für die Endverankerung zwischen Lamellenende und erstem Riß. Der häufig in Verbundversuchen verwendete Zug-Druck-Verbundkörper kann als Spezialfall des allgemeinen Zwischenrißelementes mit $K_F = \infty$ beschrieben werden. Bei ihm werden die Verbundspannungen in voller Höhe zur Sicherung des horizontalen Gleichgewichts benötigt. Im Bereich $M = \text{const.}$ mit $K_F = 0$ werden Verbundspannungen nur zur Sicherung der Verformungsverträglichkeit am Riß geweckt und für das Gleichgewicht nicht benötigt.

Für die bisherigen Betrachtungen wurden die Lamellenkräfte an den das ZRE begrenzenden Rissen sowie der Rißabstand als bekannt vorausgesetzt. Die abgeleiteten Beziehungen gelten also unabhängig vom Vorhandensein und vom Dehnungszustand innerer Bewehrung. Die Aufteilung der Gesamtzugkraft auf die Bewehrungspartner in den unterschiedlichen Stadien von Stahlfließen und Entkoppelungsfortschritt ist Gegenstand von Kap. 5.

Das von Holzenkämpfer [2] für Stahlflaschen entwickelte Verbundgesetz wurde mit Hilfe von 64 Verbundversuchen für CFK-Lamellen kalibriert und zu einem linearen Ansatz vereinfacht. Die maximale Verbundbruchkraft T_{\max} ist unabhängig von der Form des Verbundansatzes und wird ausschließlich von der Verbundbruchenergie G_F bestimmt. Auch für kleinere Verbundlängen konnte gezeigt werden, daß mit dem gewählten linearen Verbundansatz berechnete Verbundbruchkräfte nur geringfügig von den mit einem bilinearen Ansatz berechneten abweichen. Die Abweichung von maximal 8% liegt auf der sicheren Seite. Der sprödbbruchmechanische Charakter des Verbundbruchs wird am Maßstabeffekt deutlich. Auch für CFK-Lamellen gilt, daß die mittlere Verbundfestigkeit mit steigender Verbundlänge abnimmt.

Die DGL des verschieblichen Verbundes wurde an die Randbedingungen des allgemeinen ZRE angepaßt. Kriterium für Entkoppelungsbeginn (EKB) ist bei Annahme des linearen Verbundgesetzes das Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_1 am Riß mit der größeren Lamellenkraft, gleichbedeutend mit der vollständigen Freisetzung der Bruchenergie G_F an dieser Stelle. Es stellte sich heraus, daß bei ausreichendem Rißabstand ein stabiler Verbundrißfortschritt bei noch steigender Lamellenkraft möglich ist. Dies kann mit dem Abbau von Verträglichkeits-Verbundspannungen, die durch die Mitwirkung des Betons auf Zug entstehen, erklärt werden. Instabile Entkoppelung tritt ein, wenn die intakte Restverbundlänge ein kritisches Maß unterschreitet. Die zum Entkoppelungsbeginn und zur instabilen Entkoppelung führenden Lamellenkräfte werden abgeleitet.

5 KRAFTAUFEILUNG UND LAMELLENENTKOPPELUNG AM ALLGEMEINEN ZWISCHENRISSELEMENT

5.1 Ziel und Vorgehen

In Kap. 4 wurde das Verhalten des Verbundsystems Lamelle-Kleber-Beton in Abhängigkeit von der als bekannt vorausgesetzten Lamellenkraft untersucht. Solange der Lamellenverbund intakt und die Innenbewehrung elastisch ist, können Lamellen- und Innenstahlkraft aus der Aufteilung der gesamten Bewehrungszugkraft, gewichtet nach Dehnsteifigkeit und Nulllinienabstand ermittelt werden. An einem Stahlbetonbauteil mit Bewehrungen unterschiedlicher Verbundeigenschaften und Arbeitslinien ist die Interaktion beider Bewehrungen jedoch wesentlich komplexer.

In diesem Kapitel soll die Wechselwirkung von Kraftaufteilung, Innenstahlfließen und Lamellenentkoppelung über ein allgemeines Zwischenrißelement (ZRE) untersucht werden. Ziel ist es, die an einem ZRE zum Entkoppelungsversagen führenden Schnittgrößen und damit die Bruchlaststufe ermitteln zu können. Dazu werden zunächst die Bewehrungszugkräfte vor und anschließend deren Entwicklung nach Beginn der Lamellenentkoppelung untersucht. Alle Möglichkeiten des Entkoppelungsverlaufes sollen verfolgt und für sie in Abhängigkeit von den bestimmenden Parametern die kritische Laststufe ermittelt werden.

5.2 Lamellen- und Betonstahlzugkräfte vor Beginn der Lamellenentkoppelung

5.2.1 Voraussetzungen und Annahmen

Der mit geklebten Lamellen verstärkte Stahlbetonträger kann grundsätzlich mit den Ingenieurwerkzeugen des Stahlbetonbaus behandelt werden. Die Zugkraft- und Schubdeckung folgen der Fachwerkanalogie. Die CFK-Lamelle stellt einen zusätzlichen, ideal-elastischen Zuggurt dar, der über Klebverbund an die Betonzugzone angeschlossen wird. Die grundsätzliche Notwendigkeit, einen Zuggurt fachwerkgerecht, mit dem Druckgurt zu verbinden, bleibt auch für die Lamellenverstärkung gültig. In den nachfolgenden Ableitungen werden, sofern schubbewehrte Bauteile betrachtet

werden, solche mit lotrechter Schubbewehrung behandelt. Diese Einschränkung dient der Übersichtlichkeit. Die Übertragung auf schräge oder gemischte Schubbewehrung ist ohne weiteres möglich. In Bild 5.1 ist das Fachwerkmodell eines auf Feld- und Stützmomente verstärkten Durchlaufträgers mit senkrechten Zugpfosten und einheitlich unter $\vartheta = 45^\circ$ geneigten Druckstreben dargestellt.

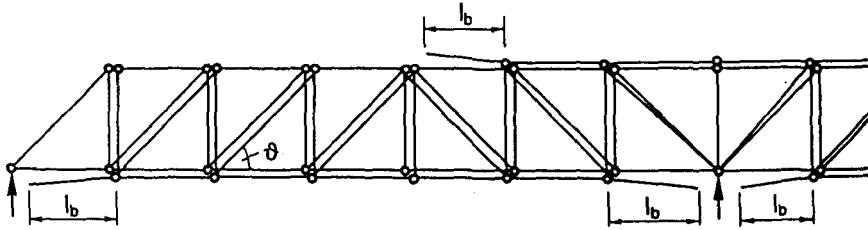


Bild 5.1: Fachwerkmodell eines lamellenverstärkten Durchlaufträgers mit lot-rechter innerer und äußerer Schubbewehrung sowie einheitlicher Druckstrebenneigung von $\vartheta = 45^\circ$

Für den Stabquerschnitt mit gerissener Zugzone gilt bis zur Lamellenenkoppelung die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte, d.h. linearer Dehnungsverteilung. Gegebenenfalls ist eine Vordehnung ϵ_{s0} der inneren Bewehrung zum Verstärkungszeitpunkt zu berücksichtigen. Bild 5.2 zeigt einen verstärkten Plattenbalkenquerschnitt mit Abmessungen und Dehnungszuständen.

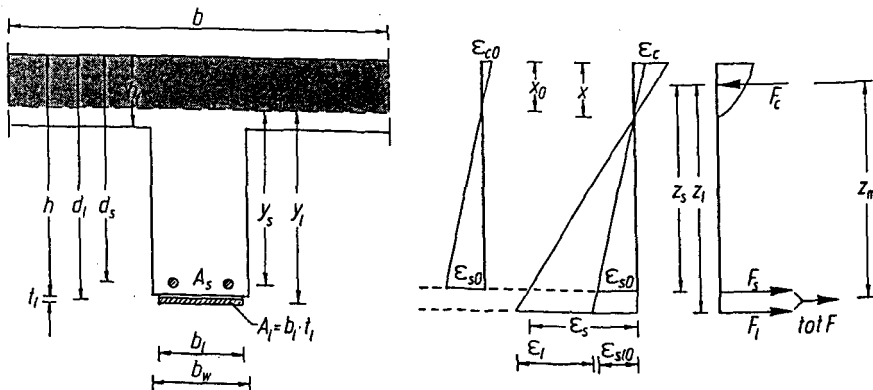


Bild 5.2: Verstärkter Plattenbalkenquerschnitt, Abmessungen, Dehnungszustände (Schubbewehrung nicht dargestellt)

Die folgenden Ableitungen unterstellen einen über den gesamten Beanspruchungsbereich konstanten mittleren inneren Hebelarm z_m des Rißquerschnittes sowie eine ausreichende Druckzonentragfähigkeit.

5.2.2 Kraftaufteilung vor Fließen der Innenbewehrung

Unter genannten Voraussetzungen teilt sich die gesamte Bewehrungszugkraft $\text{tot } F$ bei elastischer Innenbewehrung und nicht entkoppelter Lamelle entsprechend der Dehnsteifigkeiten der Bewehrungsstränge, gewichtet mit dem jeweiligen Nulllinienabstand auf. Zur Vereinfachung wird das Verhältnis der Nulllinienabstände y von Lamelle und Innenbewehrung dem Verhältnis κ_z der entsprechenden inneren Hebelarme z gleichgesetzt. Der Fehler ist gering.

$$\kappa_z = \frac{z_l}{z_s} \approx \frac{y_l}{y_s} \quad (5.1)$$

Die Lamellenkraft an der Stelle x des Trägers $F_{l,x}$ ergibt sich demnach in Abhängigkeit von der gesamten Bewehrungszugkraft $\text{tot } F_x$ zu

$$F_{l,x} = \frac{K_1 - 1}{K_1} \cdot \text{tot } F_x \quad (5.2)$$

und die entsprechende Kraft der Innenbewehrung zu

$$F_{s,x} = \frac{\text{tot } F_x}{K_1} \quad (5.3)$$

Hierin ist K_1 das Verhältnis von gesamter Bewehrungszugkraft zur Zugkraft der Innenbewehrung, solange letztere noch nicht fließt:

$$K_1 = \frac{\text{tot } F}{F_s} \quad (5.4)$$

Es läßt sich mit Gl. (5.5) ausdrücken

$$K_1 = 1 + k_{\sigma} \cdot (1 - \beta) \cdot \kappa_z > 1 \quad (5.5)$$

Hierin ist

$$k_d = \frac{E_l \cdot A_l}{E_s \cdot A_s} : \text{Steifigkeitsverhältnis von Lamelle und Innenbewehrung} \quad (5.6)$$

$$\beta = \frac{\varepsilon_{s0}}{\varepsilon_{sy}} : \text{Vordehnungsgrad, d.h. Verhältnis von Dehnung der} \quad (5.7)$$

Innenbewehrung bei Klebererhärtung ε_{s0} und deren Fließdehnung ε_{sy} .

Die gesamte Bewehrungszugkraft ergibt sich nach Fachwerkanalogie unter Voraussetzung lotrechter bzw. nicht vorhandener (bei Platten) Schubbewehrung zu:

$$\text{tot } F = \frac{M}{z_m} + \frac{Q}{2 \tan \vartheta} \quad (5.8)$$

mit

M, Q : Biegemoment und Querkraft an betrachteter Stelle

z_m : mittlerer innerer Hebelarm von Lamelle und Innenbewehrung

Für ein später zu entwickelndes praxisorientiertes Nachweisverfahren und die weiteren Ableitungen sowie Versuchsauswertungen werden für die Bewehrungskräfte Ausdrücke mit nur einer möglichst bezogenen Einwirkungsgröße angestrebt.

Die Querkraft kann über den Grundwert der Schubspannung τ_0 ausgedrückt werden.

$$Q = \tau_0 \cdot b_w \cdot z_m \quad (5.9)$$

Mit

b_w : Stegbreite; bei Vollplatten $b_w = 1,0 \text{ m}$

Das Biegemoment läßt sich als Produkt von Querkraft und lokalem Verhältnis von Moment und Querkraft $a_Q(x)$ ausdrücken.

$$a_Q(x) = \frac{M(x)}{Q(x)}. \quad (5.10)$$

Zur Veranschaulichung ist der Verlauf des auf die Spannweite bezogenen Wertes von a_0 in Bild 5.3 beispielhaft für einen Durchlaufträger mit Einzel- und Gleichstreckenlast dargestellt.

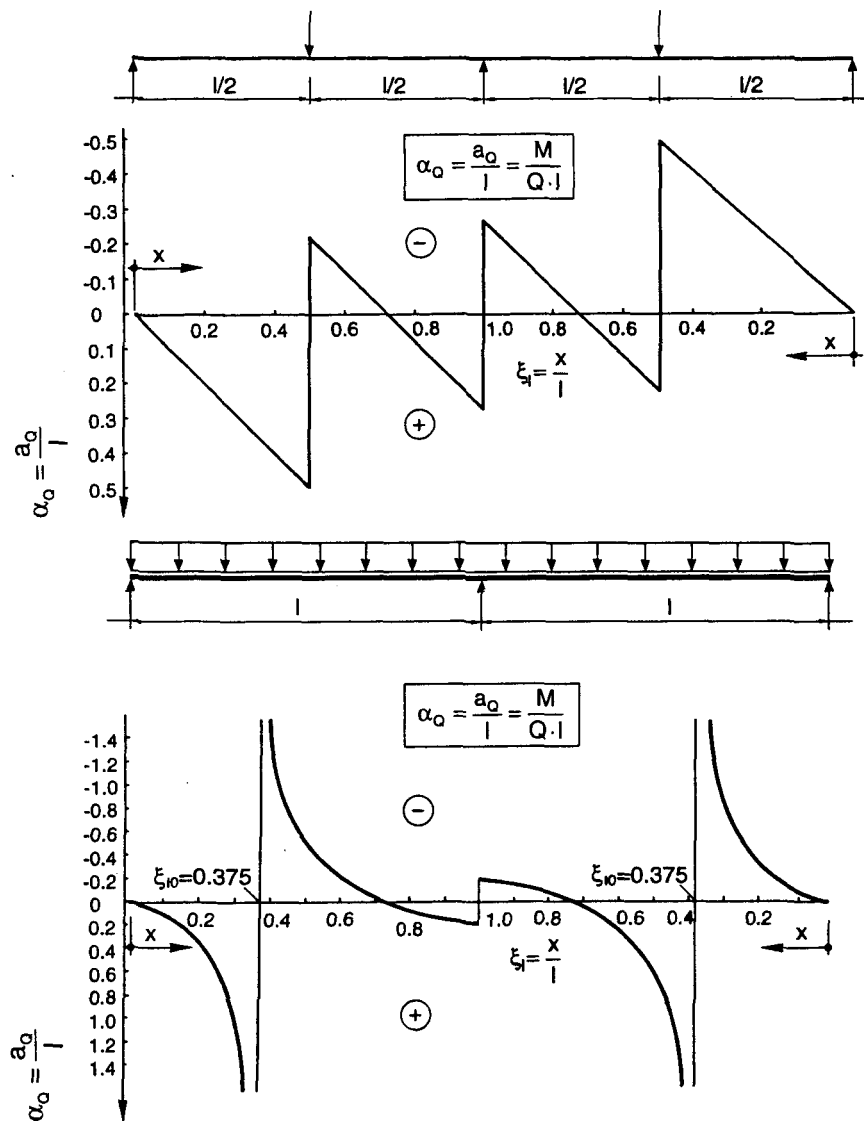


Bild 5.3: Verlauf des bezogenen Wertes von a_0 über die bezogene Systemlänge eines Zweifeldträgers für mittige Einzellasten und Gleichstreckenlast

Mit den Gln. (5.8 - 5.10) ergibt sich die gesamte Bewehrungszugkraft zu

$$\text{tot } F = \tau_0 \cdot b_w \cdot \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right). \quad (5.11)$$

Die Einzelzugkräfte der Lamelle F_l und der Innenbewehrung F_s vor Fließen der letzteren betragen damit

$$F_l = \frac{K_1 - 1}{K_1} \cdot \tau_0 \cdot b_w \cdot \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right) \quad (5.12)$$

und

$$F_s = \frac{\tau_0 \cdot b_w \cdot \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)}{K_1}. \quad (5.13)$$

5.2.3 Kraftaufteilung bei fließender Innenbewehrung

Wegen der Plastizität der Innenbewehrung für $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ sowie der unbegrenzten Elastizität der CFK-Lamelle, ändert sich die Kraftaufteilung nach Fließbeginn der Innenbewehrung mit steigender Belastung fortwährend zugunsten der Lamelle. Die Einzelzugkräfte verlaufen über die Systemlänge nicht mehr affin zur Gesamtzugkraft. Dies ist in Bild 5.4 am Beispiel eines Einfeldträgers mit mittiger Einzellast dargestellt. Hierbei sind links der Symmetrieachse die Zugkraft der Innenbewehrung F_s , der Lamelle F_l sowie deren Summe für eine Belastung F_1 aufgetragen, die in Balkenmitte gerade Fließen der Innenbewehrung bewirkt. Rechts der Symmetrieachse sind diese Zugkräfte für eine mittige Einzellast $F_2 > F_1$, die über einen größeren Bereich Innenstahlfliessen erzeugt, dargestellt. Eingezeichnet sind jeweils die Zugkraftanteile aus Moment, d.h. reiner Balkentheorie (Index M) und aus Querkraft, d.h. Fachwerkmodell (Index Q) für die Stelle x. Diese liegt für F_1 im Bereich $\epsilon_s < \epsilon_{sy}$ und für F_2 im Bereich $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$.

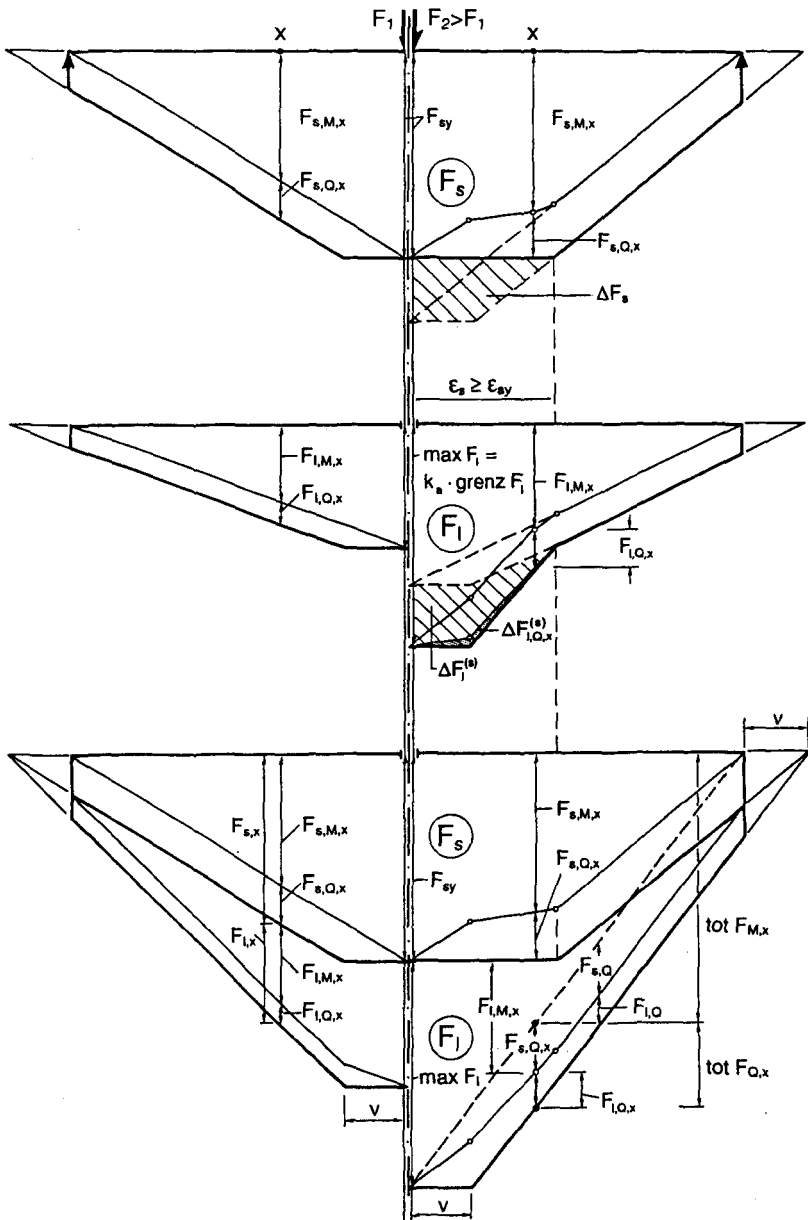


Bild 5.4: Zugkräfte der Innenbewehrung (s) und der CFK-Lamelle (l) nach Fachwerkkanalogie am Balken mit mittiger Einzellast; links: F_1 erzeugt in Balkenmitte gerade $F_s = F_{sy}$; rechts: $F_2 > F_1$ erzeugt ausgedehnten Fließbereich der Innenbewehrung

Im Bereich $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ stellt ΔF_s die Stahlkraftdifferenz dar, die auf die Lamelle umgelagert werden muß. Dort tritt sie, wegen des etwas größeren Hebelarms der Lamelle in etwas geringerer Größe, als Zusatzkraft $\Delta F_{I,Q}^{(s)}$ auf. In ihr enthalten ist die Differenz der querkraftbedingten Stahlzugkraft $\Delta F_{I,Q}^{(s)}$ (dunkel schraffiert). Es wird davon ausgegangen, daß - ungeachtet des Stahlfließens - in jedem Bewehrungsstrang die querkraftbedingte Zugkraft $F_{s,Q}$ bzw. $F_{I,Q}$ den ihr nach Fachwerkmodell zukommenden Anteil an der jeweiligen Bewehrungszugkraft einnimmt.

Die Summe der Momentanteile beider Bewehrungszugkräfte tot F_M (unten) verläuft wieder affin zur Momentenlinie. Durch Antragen des Versatzmaßes v ergibt sich die Summe beider Querkraftanteile tot F_Q in gleicher Weise wie im Bereich $\epsilon_s < \epsilon_{sy}$. Das Versatzmaß kann mit ausreichender Genauigkeit mit

$$v = \frac{z_m}{2 \tan \vartheta} \quad (5.14)$$

angesetzt werden.

Für die Einzelzugkräfte werden Ausdrücke der Form von Gln. (5.12) und (5.13) gesucht. Der Faktor K , für $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ nun K_2 genannt, muß von der Beanspruchung abhängen. Als Bezugsgröße wird das Verhältnis κ_ϵ der als ausnutzbare Grenzdehnung am Ort $x_{\max |M|}$ definierten Lamellendehnung ϵ_l zur Fließdehnung der Innenbewehrung gewählt:

$$\kappa_\epsilon = \frac{\text{grenz } \epsilon_l}{\epsilon_{sy}} \quad (5.15)$$

Der Ausnutzungsbeiwert k_a definiert das Verhältnis von Last oder Schnittgröße unter betrachteter Laststufe an einer Stelle zu jener unter Bruchlast, bei der bei $x_{\max |M|}$ gerade $\epsilon_l = \text{grenz } \epsilon_l$ erreicht wird:

$$k_a = \frac{q}{\text{grenz } q} = \frac{Q_x}{\text{grenz } Q_x} = \frac{M_x}{\text{grenz } M_x} \leq 1 \quad (5.16)$$

Die Lage der betrachteten Stelle x wird durch den Ortsbeiwert k_1 , das Verhältnis von Moment an der Stelle x zu Moment an der Stelle $x_{\max|M}$ bei gleicher Last charakterisiert.

$$k_1 = \frac{M_x}{M_{x_{\max|M}}} \leq 1 \quad (5.17)$$

Gl. (5.17) gilt jeweils in einem Momentenbereich gleichen Vorzeichens.

Das Verhältnis k_Q des Querkraftanteils zum Momentenanteil an der Bewehrungszugkraft an der Stelle x ergibt sich nach Gl. (5.18):

$$k_Q = \frac{z_m}{a_{Q,x} \cdot 2 \tan \theta} \quad (5.18)$$

Im Bild 5.5 ist der qualitative Verlauf der Beiwerte k_1 , a_Q und k_Q beispielhaft für einen Zweifeldträger mit unterschiedlichen Lasttypen dargestellt.

Den Faktor K_2 bestimmt man nun mit Gl. (5.19)

$$K_2 = k_a \cdot k_1 \cdot (1 + k_Q) \cdot (1 + k_d \cdot \kappa_e) \geq K_1 \quad (5.19)$$

Für $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ gilt:

$$K_1 = K_2 \quad (5.20)$$

Bild 5.6 zeigt den Verlauf der Faktoren K_1 und K_2 für eine Stelle x in Abhängigkeit von der Belastung, ausgedrückt durch den Grundwert der Schubspannung.

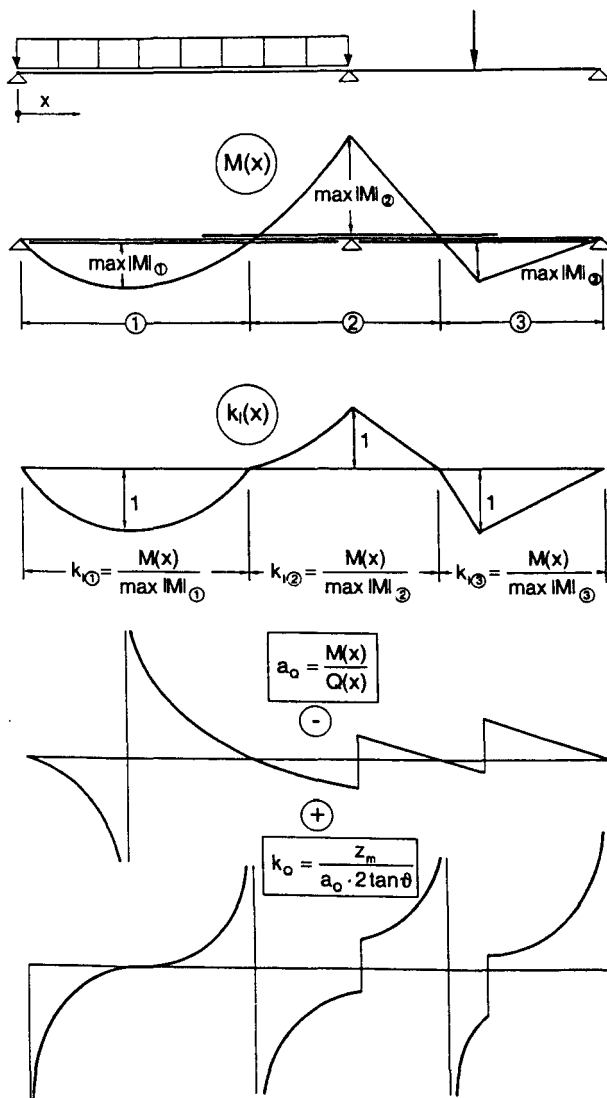


Bild 5.5: Verlauf der Beiwerte k_i , a_0 und k_0 über die Systemlänge eines Zweifeldträgers mit Gleichstrecken- und Einzellast (qualitativ)

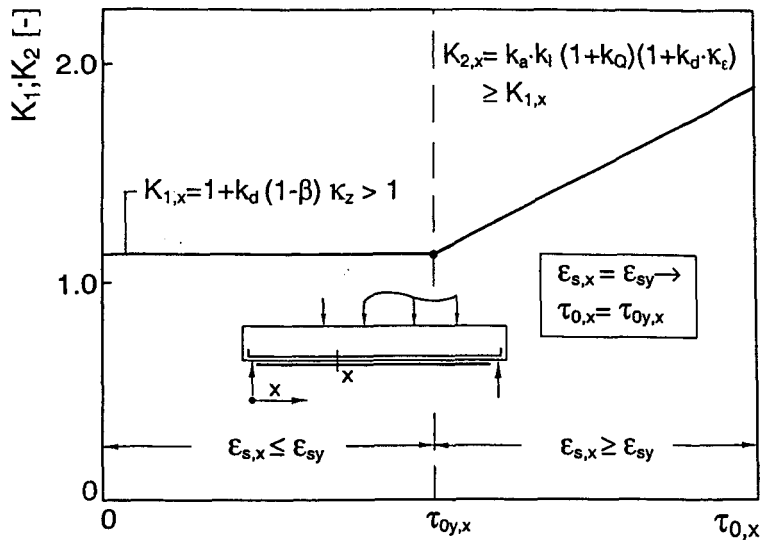


Bild 5.6: Kraftaufteilungsfaktoren K_1 und K_2 an einer Stelle x in Abhängigkeit vom Grundwert der Schubspannung

Die einzelnen Bewehrungszugkräfte im Bereich $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ und nicht entkoppelter Lamelle können nun analog zu Gln. (5.2) und (5.3) bestimmt werden.

$$F_1 = \frac{K_2 - 1}{K_2} \cdot \text{tot} F \quad (5.21)$$

$$F_s = \frac{\text{tot} F}{K_2} = F_{sy} \quad (5.22)$$

Mit Gl. (5.11) schreibt man analog zu Gln. (5.12) und (5.13)

$$F_1 = \frac{K_2 - 1}{K_2} \cdot \tau_0 \cdot b_w \cdot \left(a_0 + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right) \quad \text{und} \quad (5.23)$$

$$F_s = \frac{\tau_0 \cdot b_w \cdot \left(a_0 + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)}{K_2} = F_{sy} \quad (5.24)$$

Der Verlauf der Bewehrungszugkräfte an einer Stelle x in Abhängigkeit von der durch τ_0 ausgedrückten Belastung ist qualitativ in Bild 5.7 dargestellt.

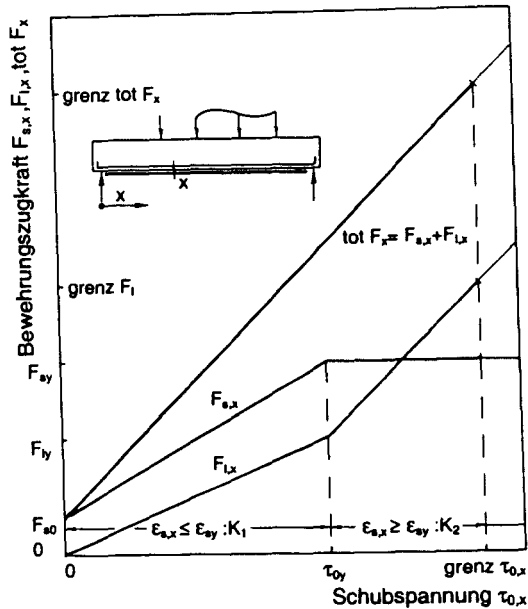


Bild 5.7: Teil-Bewehrungszugkräfte $F_{s,x}$ und $F_{l,x}$ sowie Gesamtzugkraft $\text{tot } F_x$ an der Stelle x in Abhängigkeit vom Grundwert der Schubspannung $\tau_{0,x}$

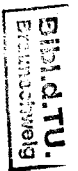
Die Arbeitslinien der Bewehrungswerkstoffe, aus denen die in den vorausgegangenen beiden Abschnitten beschriebenen Kraftaufteilungen resultieren, haben ein bezüglich der Biegung bilineares Kraft-Verformungsverhalten des lamellenverstärkten Bauteils zur Folge.

Dies wird an dem in Bild 5.8 dargestellten Verlauf der Einzel- und Gesamt-Bewehrungszugkräfte in Abhängigkeit von der Bewehrungsdehnung deutlich.

zeigt, liegt zwischen Entkoppelungsbeginn und vollständiger Entkoppelung eine Phase stabilen Entkoppelungsfortschrittes, die durch Abnahme der intakten Restverbundlänge $s_{r,v}$ zwischen zwei Rissen gekennzeichnet ist. In dieser Phase ändert sich die Kraftaufteilung zwischen Lamelle und Betonstahl durch die Entkoppelung. Sowohl durch das Fließen der Innenbewehrung als auch durch Kraftumlagerung von der entkoppelnden Lamelle auf die noch elastische Innenbewehrung verringert sich der Wert K_F nach Gl. (4.51).

Beide Effekte, die Verringerung von $s_{r,v}$ und von K_F ermöglichen eine Lamellenkraftsteigerung nach Entkoppelungsbeginn, also eine stabile Lamellenentkoppelung. Dies wird aus Bild 4.23 deutlich.

In den folgenden Abschnitten wird zunächst die Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn für ein Zwischenrißelement eines Stahlbetonträgers hergeleitet. Für die Fälle noch elastischer oder bereits fließender Innenbewehrung wird dann die sich im Zuge stabiler Lamellenentkoppelung ändernde Kraftaufteilung zwischen Lamelle und Innenbewehrung untersucht. Ausgehend davon wird die Grenzkraft der stabilen Lamellenentkoppelung, d.h. die zum instabilen Verbundversagen des betrachteten Zwischenrißelementes gehörende Lamellenkraft abgeleitet.



5.3.2 Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn am Stahlbetonbauteil

Die folgenden Betrachtungen beziehen sich auf jeweils ein spezielles Zwischenrißelement eines lamellenverstärkten Bauteils. Ob Entkoppelung an diesem Element für das Verbundversagen der gesamten Lamelle maßgebend wird, ist Gegenstand späterer Untersuchungen. Das betrachtete ZRE ist durch zwei Risse, je einen an den Stellen $x = A$ und $x = B$ begrenzt. Hierbei wird der Verlauf der Bauteilkoordinate x sowie A und B so definiert, daß bei $x = B$ der Riß mit der größeren Bewehrungszugkraft liegt. Der Endrißabstand s_r hat sich vor Entkoppelungsbeginn eingestellt und ist bekannt (s. Kap.6).

In Bild 5.9 ist ein ZRE und die im Folgenden interessierenden Bewehrungszugkräfte an dessen Rändern für die Fälle über das ZRE elastischer und fließender Innenbewehrung dargestellt.

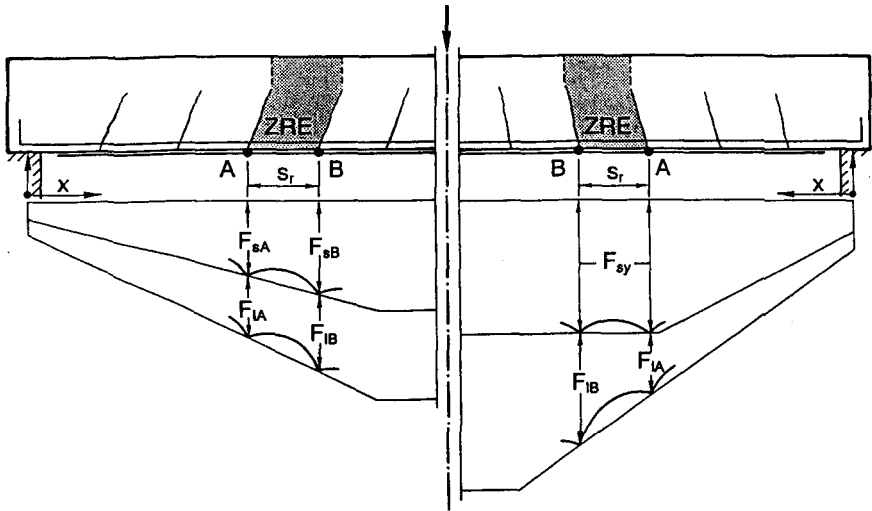


Bild 5.9: Bewehrungszugkräfte an den Rändern eines betrachteten Zwischenrißelementes für elastische (links) und fließende (rechts) Innenbewehrung.

Das Verhältnis K_F des Lamellenkraftzuwachses ΔF über ein ZRE zur Lamellenkraft bei A ist bestimmend für den Entkoppelungsbeginn. (s. Gl. (5.48)). Dieses Verhältnis hängt vom Zustand der Innenbewehrung ab. Es sind drei Fälle möglich:

1. Innenbewehrung ist bei A und B elastisch (e/e)
2. Innenbewehrung fließt bei B und ist bei A noch elastisch (e/p)
3. Innenbewehrung fließt bei A und B (p/p)

Bild 5.10 zeigt diese drei Fälle.

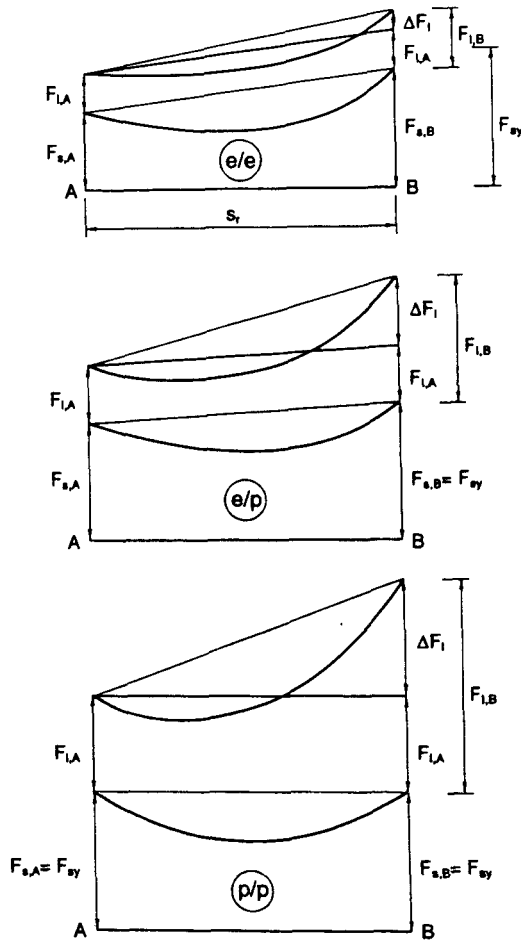


Bild 5.10: Bewehrungskräfte am Zwischenribelement für unterschiedliche Zustände der Innenbewehrung bei A und B

Im Folgenden wird eine über s_r näherungsweise konstante Querkraft vorausgesetzt. Daraus ergibt sich für die Betrachtung eines Zwischenribelementes die Vereinfachung

$$a_{Q,B} = a_{Q,A} + s_r \cdot \quad (5.25)$$

Wegen des im Vergleich zur Bauteillänge geringen Rißabstandes ist diese Näherung vertretbar. Sie ist in Bild 5.10-1 dargestellt.

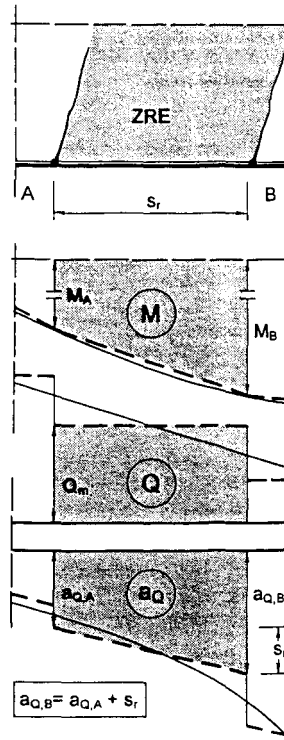


Bild 5.10-1: Vereinfachung für $Q \neq \text{const}$: Abschnittsweise über s_r , konstante Querkraft und linearer Verlauf von a_Q

Mit den Gln. (5.12, 5.13, 5.23 und 5.24) ergibt sich das Verhältnis K_F für die drei Fälle nach den Gln. (5.26 - 5.29):

$$K_{F,e/e} = \frac{\frac{K_{1,B} - 1}{K_{1,B}} \cdot s_r}{\frac{K_{1,A} - 1}{K_{1,A}} \cdot \left(a_{Q,A} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (5.26)$$

Für $\beta = 0$ vereinfacht sich Gl. (25) zu

$$K_{F,e/e} = \frac{s_r}{a_{Q,A} + \frac{z_m}{2 \tan \theta}} \quad (5.27)$$

$$K_{F,e/p} = \frac{\left(a_{Q,B} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right) - \frac{F_{sy}}{\tau_0 \cdot b_w} - \frac{K_{1,A} - 1}{K_{1,A}} \cdot \left(a_{Q,A} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)}{\frac{K_{1,A} - 1}{K_{1,A}} \cdot \left(a_{Q,A} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (5.28)$$

$$K_{F,p/p} = \frac{s_r}{\frac{K_{2,A} - 1}{K_{2,A}} \cdot \left(a_{Q,A} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (5.29)$$

Die Funktion $K_{F,e/e}$ nach Gl. (5.26) ist nahezu konstant, für $\beta = 0$ (Gl. (5.27)) genau konstant. Die Funktionen $K_{F,e/p}$ und $K_{F,p/p}$ hängen in unterschiedlicher Weise von der Beanspruchung, ausgedrückt durch τ_0 , ab. Für ein ZRE gehen über den gesamten Beanspruchungsbereich die K_F -Funktionsabschnitte ineinander über. Dies bedeutet, daß der K_F -Verlauf an den Übergängen $\varepsilon_{s,B} = \varepsilon_{s,y}$ und $\varepsilon_{s,A} = \varepsilon_{s,y}$ stetig ist. In Bild 5.11 ist exemplarisch der K_F -Verlauf an einem ZRE eines Versuchsbalkens (B 2), siehe Abschnitte 6.4 und 7.3) über den Grundwert der Schubspannung τ_0 dargestellt. Aus den Graphen der drei Teilfunktionen ist abschnittsweise der jeweils relevante K_F -Verlauf fett hervorgehoben. Für $\tau_0 \rightarrow \infty$ nähert sich $K_{F,p/p}$ asymptotisch $K_{F,e/e}$ an.

Die drei Fälle werden danach unterschieden, ob an der betrachteten Stelle A oder B die zum Fließbeginn der Innenbewehrung bei intaktem Lamellenverbund (v) gehörende Schubspannung $\tau_{0y,x,v}$ erreicht ist. Diese ermittelt man für eine Stelle x nach Gl. (5.30).

$$\tau_{0y,x,v} = \frac{F_{sy} \cdot (1 + K_1)}{b_w \cdot \left(a_{Q,x} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (5.30)$$

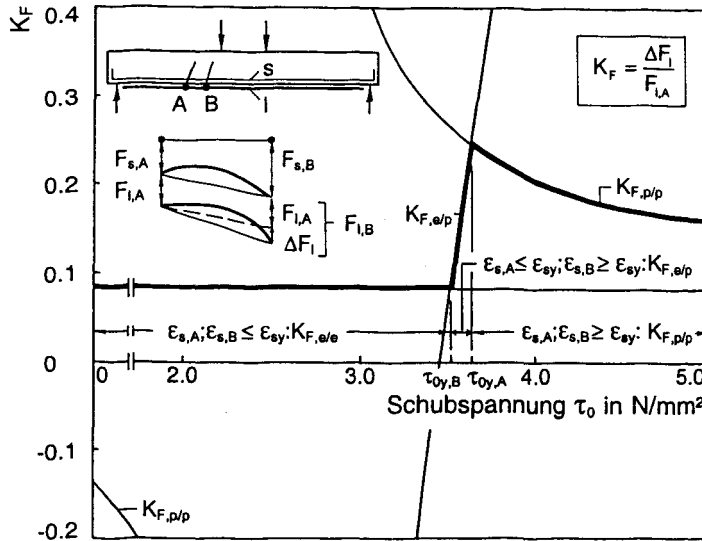


Bild 5.11: Parameter K_F des Lamellenkraftzuwachses über ein ZRE am Beispiel des Balkens B 2 (s. Abschn. 6.4 u. 7.3) in Abhängigkeit vom Grundwert der Schubspannung am ZRE

Fall 1: Innenbewehrung bei A und B elastisch (e/e): $\tau_{0,B} \leq \tau_{0B,y,v}$

Der Entkoppelungsbeginn, ausgedrückt durch die Schubspannung bei B $\tau_{0B,EKB}$ ergibt sich durch Gleichsetzung der Gln. (5.12) und (4.57).

Man erhält:

$$\tau_{0B,EKB} = \frac{T_{\max} \cdot \tanh(\omega s_r)}{\left(1 - \frac{1}{K_{1,B}}\right) \cdot b_w \cdot \left(a_{Q,B} + \frac{z_m}{2 \tan \phi}\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh(\omega s_r) \cdot (K_{F,e/e} + 1)}\right)} \quad (5.31)$$

Häufig ist der Vordehnungsgrad β vernachlässigbar oder bei A und B nahezu gleich. Dann kann $K_{F,e/e}$ nach Gl. (5.27) angesetzt werden. Es ergibt sich:

Für $\beta \approx 0$ oder $\beta_A \approx \beta_B$:

$$\tau_{0B,EKB} = \frac{T_{\max} \cdot \tanh(\omega s_r)}{\left(1 - \frac{1}{K_{1,B}}\right) \cdot b_w \cdot \left(a_{Q,B} + \frac{z_m}{2 \tan \theta}\right) \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh(\omega s_r) \cdot \left(\frac{s_r}{a_{Q,A} + z_m/2 \tan \theta} + 1\right)}\right)} \quad (5.32)$$

Fall 2: Innenbewehrung bei B plastisch, bei A elastisch (e/p): $\tau_{0,A} < \tau_{0A,y,v}$
 $\tau_{0,B} > \tau_{0B,y,v}$

Der Beanspruchungsbereich für den Fall 2 ist sehr klein, wie auch Bild 5.11 zeigt. Da die Funktion für die Schubspannung bei Entkoppelungsbeginn $\tau_{0B,e}$ mit $K_{F,e/p}$ nach Gl. (5.28) äußerst komplex würde, wird, auf sicherer Seite liegend, dieser Bereich durch den Funktionsverlauf für $K_{F,p/p}$ ersetzt (Bild 5.12).

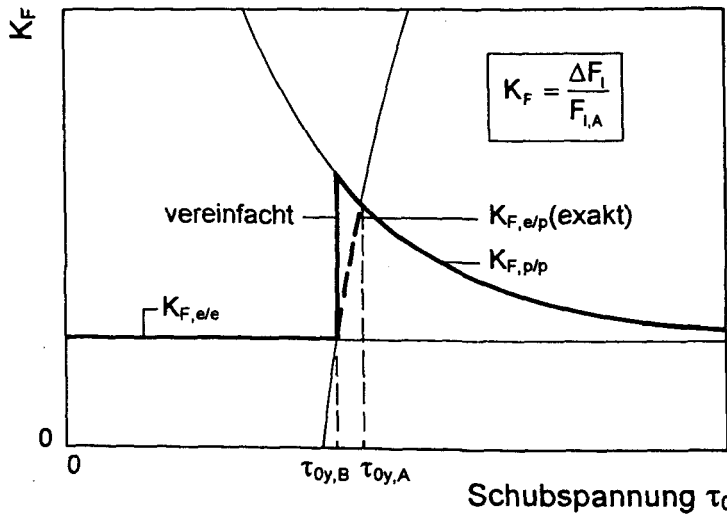


Bild 5.12: Index K_F des Lamellenkraftzuwachses in Abhängigkeit vom Grundwert der Schubspannung, Vereinfachung des Verlaufes (qualitativ)

Fall 3: Innenbewehrung bei A und B plastisch (p/p): $\tau_{0,A} \geq \tau_{0A,y,v}$
 $\tau_{0,B} > \tau_{0B,y,v}$

In diesem Falle muß die Lamellenkraft an der Stelle B nach Gl. (5.23) der Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn nach Gl. (4.58) gleichgesetzt werden.

$$F_{l,B} = F_{le,B} \quad (5.33)$$

Ausgeschrieben erhält man:

$$\frac{K_{2,B} - 1}{K_{2,B}} \cdot \tau_{0B,EKB} \cdot b_w \cdot \left(a_{Q,B} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right) = \frac{T_{\max} \cdot \tanh(\omega \cdot s_r)}{1 - \frac{1}{\cosh(\omega \cdot s_r) \cdot (K_{F,p/p} + 1)}} \quad (5.34)$$

Beide Seiten der Gleichung sind von $\tau_{0B,EKB}$ abhängig. Die Einbindung von $\tau_{0B,EKB}$ in die rechte Seite, d.h. in $F_{le,B}$ ist über $K_{F,p/p}$ und daher über K_2 (siehe Gl. (5.19 und 5.29)) derart, daß eine geschlossene Lösung von Gl. (5.34) in dieser Form mit vertretbarem Aufwand nicht möglich ist.

Ziel ist die Ermittlung der Schnittgrößen bei B, die dort zum Entkoppelungsbeginn führen, in Gl. (5.34) repräsentiert durch $\tau_{0B,EKB}$. Zu diesem Zweck werden möglichst viele Variable in normierter Form ausgedrückt.

Folgende Ausdrücke werden definiert:

$$\lambda_{Q,x} = \frac{a_{Q,x}}{z_m} \quad (5.35)$$

$$\alpha_r = \frac{s_r}{z_m} \quad (5.36)$$

$$\mu_{z,s} = \frac{A_s}{b_w \cdot z_m} \quad (5.37)$$

$$S = \frac{\tau_0}{\mu_{z,s} \cdot f_{sy}} \quad (5.38)$$

$$\eta_T = \frac{T_{\max}}{F_{sy}} \quad (5.39)$$

Der Kraftaufteilungsfaktor K_2 nach Gl. (20) läßt sich auch mit Gl. (39) schreiben:

$$K_{2,x} = \frac{\tau_0 \cdot b_w}{F_{sy}} \cdot \left(a_{Q,x} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right) \quad (5.40)$$

Mit Gln. (5.34 - 5.37, 5.39) ergibt sich $K_{F,p/p}$ in Gl. (5.34) zu

$$K_{F,p/p} = \frac{\alpha_r}{\lambda_{Q,A} + \frac{1}{2 \tan \theta} - \frac{1}{S}} \quad (5.41)$$

Die auf T_{\max} bezogene Lamellenkraft bei Entkoppelungsbeginn an der Stelle B erhält man mit Gln. (4.58 und 5.41) zu

$$\frac{F_{le,B,pl}}{T_{\max}} = \frac{\sinh(\omega \cdot s_r) \cdot \left(\alpha_r + \lambda_{Q,A} + \frac{1}{2 \tan \theta} - \frac{1}{S} \right)}{\cosh(\omega \cdot s_r) \cdot \alpha_r + \left(\lambda_{Q,A} + \frac{1}{2 \tan \theta} - \frac{1}{S} \right) \cdot (\cosh(\omega \cdot s_r) - 1)} \quad (5.42)$$

Die ebenfalls auf T_{\max} bezogene Lamellenkraft bei B ergibt sich mit

$$\lambda_{Q,B} = \lambda_{Q,A} + \alpha_r \quad (5.43)$$

zu

$$\frac{F_{le,B,pl}}{T_{\max}} = \frac{S}{\eta_T} \cdot \left(\lambda_{Q,B} + \frac{1}{2 \tan \theta} - \frac{1}{S} \right) \quad (5.44)$$

Gleichsetzung von (5.42) und (5.44) ergibt schließlich die bezogene Schubspannung bei B, die für fließende Innenbewehrung (pl) dort zum Entkoppelungsbeginn führt.

$$S_{B,e,pl} = \frac{\eta_T + \sinh(\omega \cdot s_r) + \cosh(\omega \cdot s_r) - 1}{\cosh(\omega \cdot s_r) \cdot \left(\lambda_{Q,B} + \frac{1}{2 \tan \theta} \right) - \lambda_{Q,A} - \frac{1}{2 \tan \theta}} \geq S_{B,y} \quad (5.45)$$

Hier ist $S_{B,y}$ die zum Fließbeginn der Innenbewehrung gehörende Schubspannung bei B. Man erhält sie mit den Gln. (5.5.8, 5.35, 5.37 und 5.38) nach Gl. (5.46).

$$S_{B,y} = \frac{1 + k_d \cdot \kappa_z}{\lambda_{Q,B} + \frac{1}{2 \tan \theta}} \quad (5.46)$$

Für Vergleich und Auswertung müssen nun die Größen $F_{le,B}$ und $S_{B,e}$ auf für den Fall 1 ($\tau_{0,B} \leq \tau_{0y,B}$) ebenso in bezogener Form ausgedrückt werden.

Mit Gl. (5.27) sowie Gln. (5.35 und 5.36) erhält man die auf T_{\max} bezogene Lamellenkraft bei B, die dort für elastische Innenbewehrung (el) zum Entkoppelungsbeginn führt mit Gl. (4.58) für $\tau_{0,B} \leq \tau_{0y,B}$ zu

$$\frac{F_{\text{le,B,el}}}{T_{\max}} = \frac{\tanh(\omega \cdot s_r)}{1 - 1 / \left(\cosh(\omega \cdot s_r) \cdot \left(\frac{\alpha_r}{\lambda_{Q,B} - \alpha_r + 1/(2 \tan \vartheta)} + 1 \right) \right)} \quad (5.47)$$

Die Gl. (5.47) gilt für den Regelfall eines entweder vernachlässigbaren oder bei A und B nahezu gleichen Vordehnungsgrades, d.h. für $\beta \approx 0$ oder für $\beta_A \approx \beta_B$.

Die auf T_{\max} bezogene Lamellenkraft bei B für $\tau_{0,B} \leq \tau_{0y,B}$ nach Gl. (5.12) schreibt man mit Gl. (5.5) sowie Gln. (5.35 - 5.39) als:

$$\frac{F_{\text{le,B,el}}}{T_{\max}} = \left(1 - \frac{1}{1 + K_1} \right) \cdot \frac{S}{\eta_T} \cdot \left(\lambda_{Q,B} - \alpha_r + \frac{1}{2 \tan \vartheta} \right) \quad (5.48)$$

Gleichsetzung von Gln. (5.47) und (5.48) ergibt die bezogene Schubspannung bei B, die für elastische Innenbewehrung dort zum Entkoppelungsbeginn führt nach Gl. (5.49).

$$S_{\text{Be,el}} = \frac{\eta_T \cdot \tanh(\omega \cdot s_r)}{\left(1 - \frac{1}{1 + K_1} \right) \left(\lambda_{Q,B} - \alpha_r + \frac{1}{2 \tan \vartheta} \right) \left(1 - 1 / \left(\cosh(\omega \cdot s_r) \cdot \left(\frac{\alpha_r}{\lambda_{Q,B} - \alpha_r + \frac{1}{2 \tan \vartheta}} + 1 \right) \right) \right)} < S_{B,y} \quad (5.49)$$

Tritt der Fall $S_{\text{Be,el}} > S_{B,y}$ ein, bedeutet dies, daß am betrachteten Zwischenrißelement keine Lamellenentkoppelung beginnt, solange die Innenbewehrung dort noch elastisch ist.

In Bild 5.13 sind für eine realistische Parameterkombination von $\alpha_r = 0,5$ und $\eta_T = 0,1$, siehe Gln. (5.36 und 5.39), sowie für einen einheitlichen Druckstrebenwinkel von $\vartheta = 45^\circ$ die bezogenen Lamellenkräfte über die bezogene Schubspannung

für eine Stelle B aufgetragen. Deren Lage im Bauteil wird jeweils durch den Wert $\lambda_{\alpha,B}$ nach Gl. (5.35) gekennzeichnet. Die Symbole geben für jedes $\lambda_{\alpha,B}$ jeweils die bezogene Lamellenkraft an, bei der bei B Entkoppelung beginnt, falls dort die Innenbewehrung noch elastisch ist (schraffierter Bereich). Diese Kraft hängt auch von ωs_r ab.

Nun sind nur solche $F_{le,B,el}$ relevant, die die F_{le} -Kurve im Bereich elastischer Innenbewehrung (schraffiert), schneiden, d.h. im Definitionsbereich von Gl. (5.49) liegen. Man erkennt, daß für ein niedriges Verhältnis der Bewehrungssteifigkeiten $k_d = 0,1$ (links) in den meisten Fällen Entkoppelungsbeginn für $\varepsilon_{s,B} \leq \varepsilon_{sy}$ nicht auftritt. Er tritt folglich erst im Bereich $\varepsilon_{s,B} > \varepsilon_{sy}$ ein und ist gesondert zu untersuchen. Für $k_d = 0,4$ (rechts) beginnt in allen Fällen der betrachteten Parameterkombination die Lamellenentkoppelung bei B vor Fließbeginn der Innenbewehrung.

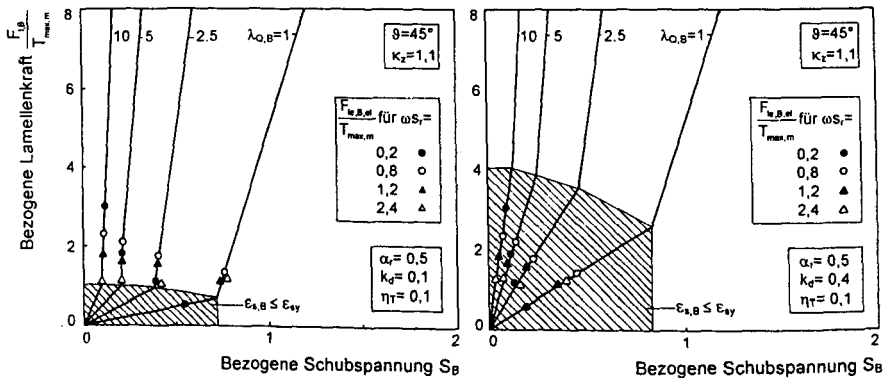


Bild 5.13: Bezogene Lamellenkraft in Abhängigkeit von der bezogenen Schubspannung bei B sowie bezogene Lamellenkräfte bei Entkoppelungsbeginn für $\varepsilon_{s,B} \leq \varepsilon_{sy}$ für $k_d = 0,1$ und $0,4$ am Beispiel einer Parameterkombination

In Anlage A 1 finden sich die Darstellungen für weitere Parameterkombinationen.

Grundsätzlich gilt, daß Entkoppelungsbeginn bei B eintritt, sobald die Lamellenkraft $F_{l,B}$ die maßgebende zum Entkoppelungsbeginn gehörende Lamellenkraft maßg. $F_{le,B}$ erreicht.

Die Bedingung für den Entkoppelungsbeginn (EKB) bei B lautet daher:

$$\Delta = \text{maßg. } F_{Ie,B} - F_{I,B} = 0 \quad (5.50)$$

Die jeweils maßgebende zum EKB gehörende Lamellenkraft hängt vom Zustand der Innenbewehrung bei B ab.

$$S_B < S_{By}: \text{maßg. } F_{Ie,B} = F_{Ie,B,el} \text{ n. Gl. (5.47)}$$

$$S_B \geq S_{By}: \text{maßg. } F_{Ie,B} = F_{Ie,B,pl} \text{ n. Gl. (5.42)}$$

In Bild 5.14 sind qualitativ die drei grundsätzlichen Fälle für den Entkoppelungsbeginn in Abhängigkeit von der bezogenen Schubspannung S_B n. Gl. (5.38) dargestellt. Der Nulldurchgang der Differenz Δ n. Gl. (5.50) markiert im unteren Diagramm jeweils den Entkoppelungsbeginn

$$\text{Fall 1: } S_{B,e} = S_{B,e,el} < S_{B,y}$$

$$\text{Fall 2: } S_{B,e} = S_{B,e,pl} = S_{B,y}$$

$$\text{Fall 3: } S_{B,e} = S_{B,e,pl} > S_{B,y}$$

Anhand eines Beispiels, bei dem über Lamellen-E-Modul und -geometrie nur der Wert k_d variiert wird, sollen zwei grundsätzliche Fälle des Entkoppelungsbeginns demonstriert werden.

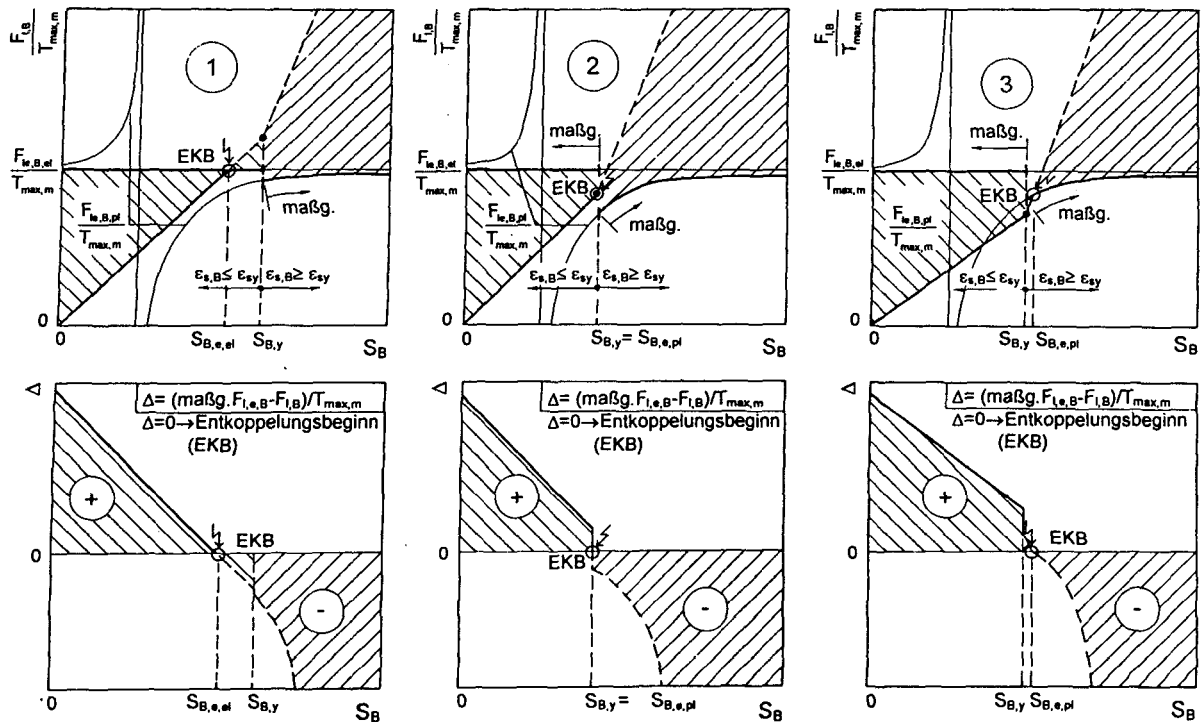


Bild 5.14: Oben: Bezogene Lamellenkraft bei B sowie zum Entkoppelungsbeginn (EKB) gehörende bezogene Lamellenkraft in Abhängigkeit von der bezogenen Schubspannung

Unten: Differenz Δ der jeweils maßgebenden bezogenen, zum EKB gehörenden Lamellenkraft und der bezogenen Lamellenkraft

In Bild 5.15 ist ein Abschnitt eines Stahlbetonträgers mit allen relevanten Angaben dargestellt. Es wird nur der Entkoppelungsbeginn am hervorgehobenen ZRE untersucht. Andere ZRE bleiben unberücksichtigt. Zwei unterschiedliche Lamellen und damit k_d -Werte nach Gl. (5.6) von $k_d = 0,1$ bzw. $0,4$ werden betrachtet. Daraus ergeben sich auch unterschiedliche ω -Werte nach Gl. (4.40).

$$k_d = 0,1: \omega_{0,1} = 0,0111$$

$$k_d = 0,4: \omega_{0,4} = 0,0282$$

Alle anderen Parameter für die Untersuchung des Entkoppelungsbeginns sind für beide Fälle gleich und betragen nach Gln. (5.34 - 5.39)

$$\lambda_{Q,B} = 2,5,$$

$$\alpha_r = 0,5,$$

$$\mu_{z,s} = 0,0125 \text{ und}$$

$$\eta_T = 0,1.$$

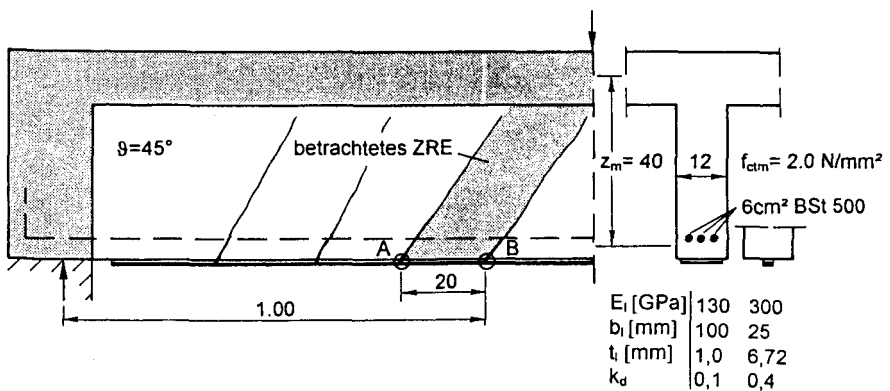


Bild 5.15: Stahlbetonbalken (Abschnitt), verstärkt mit CFK-Lamellen in zwei Varianten; Geometrie und Werkstoffwerte

Es ergeben sich die Größen nach Tabelle 5.1.

Tab. 5.1: Bezogene Schubspannungen und Lamellenkräfte für ein Beispiel

	$S_{B,y}$	$S_{B,e,el}$	$\frac{F_{le,B,el}}{T_{max,m}}$	$\frac{F_{IB}(S_{B,y})}{T_{max,m}}$	$\frac{F_{le,B,pl}(S_{B,y})}{T_{max,m}}$
$k_d = 0,1$	0,37	0,48	1,19	0,92	0,85
$k_d = 0,4$	0,48	0,236	1,8	3,67	0,835

Entkoppelungsbeginn für $k_d = 0,1$

Bevor EKB für elastische Innenbewehrung eintritt, erreicht diese ihre Fließgrenze:

$$S_{B,y} < S_{B,e,el} .$$

Der EKB kann also nur für $S_B \geq S_{B,y}$ eintreten. Die Überprüfung für $S_{B,y}$ ergibt:

$$\Delta(S_{B,y}) = \frac{\text{maßg. } F_{le,B}(S_y) - F_{IB}(S_y)}{T_{max,m}} = \frac{F_{le,B,pl}(S_y) - F_{IB}(S_y)}{T_{max,m}} = 0,85 - 1,1 < 0 .$$

Entkoppelungsbeginn tritt bei $S_{B,EKB} = S_{B,y} = 0,37$ ein.

Mit den vorgegebenen geometrischen sowie Werkstoffwerten beträgt die zugehörige Schubspannung bei B nach Gl. (5.38)

$$\tau_{0,EKB;0,1} = 2,31 \text{ N/mm}^2 .$$

Entkoppelungsbeginn für $k_d = 0,4$

Noch bevor die Innenbewehrung fließt, erreicht die Lamellenkraft die zum EKB gehörende Lamellenkraft für elastische Innenbewehrung:

$$S_{B,e,el} < S_{B,y}$$

Es gilt

$$\Delta(S_{B,e,el}) = \frac{F_{le,B,el}(S_{B,e,el}) - F_{IB}(S_{B,e,el})}{T_{max,m}} = 0 .$$

Der EKB tritt demnach genau bei $S_{B,EKB} = S_{B,e,el} = 0,236$ ein. Die zugehörige Schubspannung beträgt:

$$\tau_{0;EKB;0,4} = 1,48 \text{ N/mm}^2.$$

Mit den damit zur Verfügung stehenden Werten lassen sich nun die zum Entkoppelungsbeginn bei B gehörenden Schnittgrößen und Bewehrungskräfte.

In Bild 5.16 sind die Verläufe der bezogenen Lamellenkräfte sowie der zum EKB gehörenden Lamellenkraft über die bezogene Schubspannung bei B für beide Fälle dargestellt.

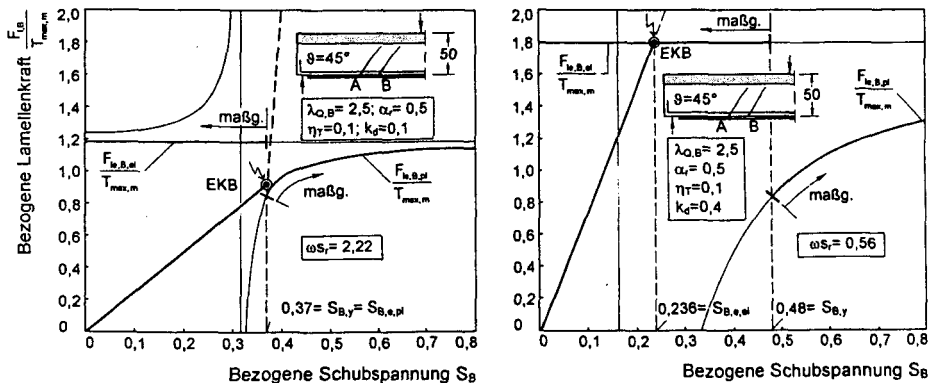


Bild 5.16: Bezogene Lamellenkraft bei B sowie zum EKB gehörende bezogene Schubspannung bei B für ein Beispiel, links: $k_d = 0,1$, rechts: $k_d = 0,4$

5.4 Entkoppelungsfälle

5.4.1 Grundsätzliche Einteilung der Entkoppelungsfälle

Der Eintritt und Verlauf der Lamellenentkoppelung sowie die beteiligten Kräfte sind wesentlich vom Rißabstand s_r , dem von K_F bestimmten F_{le} - s_r -Verlauf (Gl. (4.58 und Bild 4.23) und der Stahlfließkraft F_{Sy} abhängig. Die Reihenfolge des Erreichens der Stahlfließkraft und des Entkoppelungsbeginns der Lamelle sowie die Größe des

Rißabstandes s_r im Vergleich zu $s_{r,max}$ nach Gl. (4.62) bestimmen die zur vollständigen Entkoppelung gehörende Schnittgröße.

Die zu einem bestimmten Zustand gehörenden Schnittgrößen am Punkt B eines Zwischenrißelementes können über den dort vorhandenen Grundwert der Schubspannung τ_{0B} ausgedrückt werden.

Im Folgenden sind

- $\tau_{0B,EKB}$: Grundwert der Schubspannung an der Stelle B bei Beginn der Lamellenentkoppelung
- $\tau_{0B,e,max}$: Grundwert der Schubspannung an der Stelle B bei Erreichen des Maximalwertes der Lamellen-Entkoppelungskraft nach Gl. (4.64)
- $\tau_{0B,y}$: Grundwert der Schubspannung an der Stelle B bei Erreichen der Stahlfließkraft

Im Bild 5.17 sind die möglichen Entkoppelungsfälle nach den o.g. Kriterien hierarchisch geordnet dargestellt. In den folgenden Abschnitten werden sie einzeln abgehandelt.

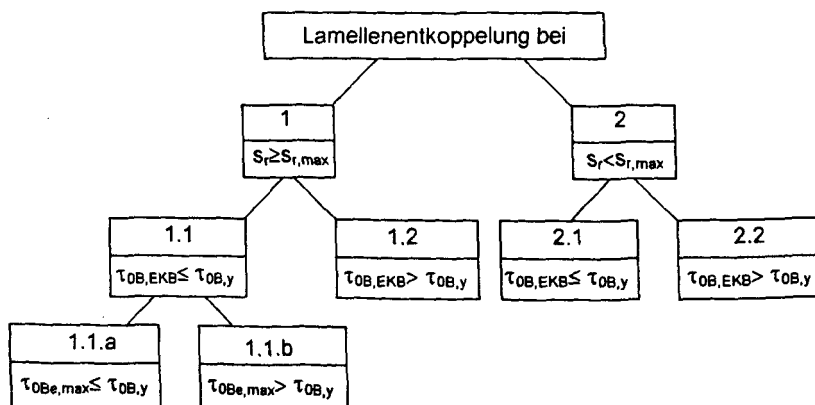


Bild 5.17: Entkoppelungsfälle

5.4.2 Entkoppelung für $s_r \geq s_{r,max}$ (Entkoppelungsfall 1)

5.4.2.1 Entkoppelungsfortschritt nach Entkoppelungsbeginn bei elastischer Innenbewehrung (Entkoppelungsfall 1.1)

Entkoppelungsfall 1.1a: $\tau_{0B,e,max} \leq \tau_{0B,y}$ *Stabile Lamellenentkoppelung*

Es wird die Lamellenentkoppelung für den Fall behandelt, daß sie bei noch elastischer Innenbewehrung beginnt. Dies ist der Fall 1 nach Bild 5.14.

Wie aus Bild 4.23 zu erkennen ist, ist für $K_F < \infty$ und $s_r > s_{rv,max}$ im Zuge fortschreitender Entkoppelung, d.h. $s_r \rightarrow s_{rv,max}$ eine Steigerung der Lamellenkraft bis auf $F_{le,max}$ nach Gl. (4.64) möglich. Dies bedeutet, daß bei elastischer Innenbewehrung in einer Phase stabiler Lamellenentkoppelung die Belastung nach Entkoppelungsbeginn bis zum vollständigen Verbundbruch noch gesteigert werden kann. Voraussetzung ist, daß der Rißabstand s_r größer als die zu $F_{le,max}$ gehörende intakte Restverbundlänge $s_{rv,max}$ ist. Für $s_r \leq s_{rv,max}$ ist nach Entkoppelungsbeginn keine Steigerung der Lamellenkraft möglich, instabiler Entkoppelungsfortschritt tritt ein. Beide Fälle sind in Bild 5.18 dargestellt.

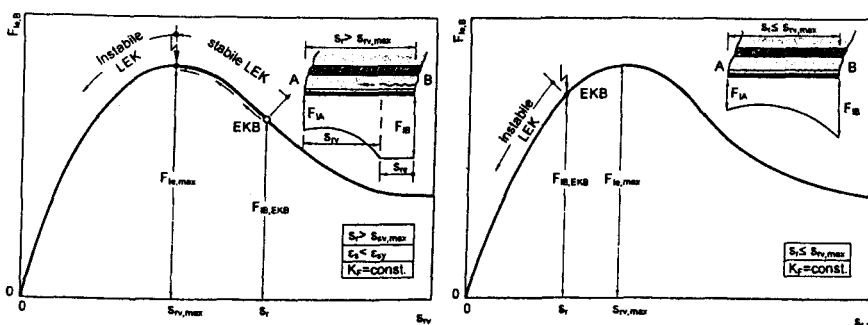


Bild 5.18: Pfad der Lamellenkraft bei B während des Entkoppelungsfortschrittes vom Entkoppelungsbeginn (EKB) bis zur instabilen Lamellenentkoppelung (LEK) für $s_r > s_{rv,max}$ und $\epsilon_s < \epsilon_{sy}$ (links) sowie für $s_r \leq s_{rv,max}$ (rechts)

Nach Erreichen der Lamellenkraft $F_{I,B,EKB}$ ist eine Kraftsteigerung bis auf $F_{Ie,max}$ durch teilweise Entkoppelung bis auf $s_{rv,max}$ möglich. Die so entstehende freie Dehnlänge $s_{r,e}$ bewirkt ein Zurückbleiben der Lamellenkraft $F_{I,B}$ hinter jener fiktiven Kraft $F_{I,B,v}$, die bei intaktem Verbund vorhanden wäre. Damit ist eine Umlagerung dieser Lamellenkraftdifferenz $\delta F_{I,B}$ auf die Innenbewehrung verbunden. Dort tritt sie wegen des kleineren Hebelarmes in etwas größerer Höhe, als Zusatzkraft $\delta F_{s,B}$ auf, um die die Stahlkraft für fiktiv intakten Lamellenverbund $F_{sB,v}$ vergrößert wird. Dies führt natürlich zu einer beschleunigten Annäherung der Stahlkraft F_{sB} an die Fließkraft F_{sy} . Zunächst soll jedoch voraussetzungsgemäß der Fall elastisch bleibender Innenbewehrung betrachtet werden. Weil eine Kraftübertragung per Reibung über die entkoppelte Länge s_{re} nicht angesetzt wird, stellt sich eine über $s_{r,e}$ konstante Lamellenkraft $F_{I,B}$ ein. Es gilt

$$F_{I,B} = F_{I,B,v} - \delta F_{I,B} \quad (5.51)$$

und

$$F_{s,B} = F_{sB,v} + \delta F_{s,B} . \quad (5.52)$$

Um die entkoppelte Länge $s_{r,e}$ und die Lamellenkraft über diese Länge $F_{I,B}$ mit vertretbarem Aufwand berechnen zu können, werden zwei Vereinfachungen eingeführt. Die Funktion der Lamellen-Entkoppelungskraft F_{Ie} über den Rißabstand nach Gl. (4.58) wird zwischen $s_{rv,max}$ und s_r durch eine Gerade angenähert. Sie verläuft durch die Punkte R und S (Bild 5.18). Diese Näherung ist angesichts des in diesem Bereich nur sehr schwach gekrümmten Verlaufes der F_{Ie} -Kurve (s. Bild 4.23) gerechtfertigt. Der Verlauf der Lamellenkraft für fiktiv intakten Verbund $F_{I,v}$ wird über $s_{r,e}$ durch eine Gerade ersetzt, die durch die Punkte T und U (Bild 19) verläuft. Sie bildet damit eine gut angenäherte Sehne an den „exakten“ $F_{I,v}$ -Verlauf.

Über die entkoppelte Länge $s_{r,e}$ stellt sich eine konstante Lamellenkraft $F_{I,B}$ als Mittelwert an den Rändern von $s_{r,e}$ vorhandenen Werte von $F_{I,v}$ ein. In Bild 19 stellt sich dies als Flächenausgleich der durch $F_{I,B}$ und die Gerade durch T und U sowie durch die Vertikalen s_r und $s_{r,v}$ eingegrenzten Dreiecke dar (schraffiert).

Über die genannte Bedingung des Flächenausgleichs erhält man für die Lamellenkraft auf der entkoppelten Länge $F_{I,B}$ für elastische Innenbewehrung

$$F_{IB} = F_{IB,v} \cdot R \leq F_{Ie,max} \\ \geq F_{IB,EKB} \quad (5.53)$$

Hierin ist

$$R = \frac{2 \cdot (F_{Ie,max} - F_{IB,EKB}) + \frac{K_F}{K_F + 1} \cdot F_{IB,EKB}}{2 \cdot (F_{Ie,max} - F_{IB,EKB}) + \frac{K_F}{K_F + 1} \cdot F_{IB,v}} \quad (5.54)$$

mit

$$F_{Ie,max} = F_{Ie,x=s_r,max} \text{ n. Gl. (4.64)}$$

$$F_{IB,v} = F_{I,B} \text{ n. Gl. (5.12).}$$

Für die entkoppelte Länge ergibt sich

$$s_{r,e} = \frac{\left(\frac{F_{Ie,max} - F_{IB,EKB} \cdot \kappa_s}{1 - \kappa_s} - F_{IB} \right) (s_r - s_{rv,max})}{F_{Ie,max} - F_{IB,EKB}} \quad (5.55)$$

mit

$$\kappa_s = \frac{s_{rv,max}}{s_r} \quad (5.56)$$

Für die Stahlkraft bei B ergibt sich durch die Lamellenentkoppelung eine Zusatzumlagerungskraft von

$$\delta F_{s,B} = \delta F_{I,B} \cdot \kappa_z \quad (5.57)$$

Mit Gln. (5.51) und (5.53) erhält man

$$\delta F_{s,B} = F_{IBv} \cdot (1-R) \cdot \kappa_z \quad (5.58)$$

Über $s_{r,e}$ findet beim Bewehrungsstahl ein ähnlicher Flächenausgleich wie bei der Lamelle, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen, statt. Hierdurch wird der Innenbewehrungsverbund zusätzlich beansprucht. Dies führt wegen dessen im Vergleich zum

Lamellenverbund deutlich höherer Tragfähigkeit für voraussetzungsgemäß elastisch bleibenden Betonstahl jedoch nicht zu nennenswerten Verbundlockerungen.

In Bild 5.19 ist der beschriebene Entkoppelungsmechanismus für elastische Innenbewehrung dargestellt.

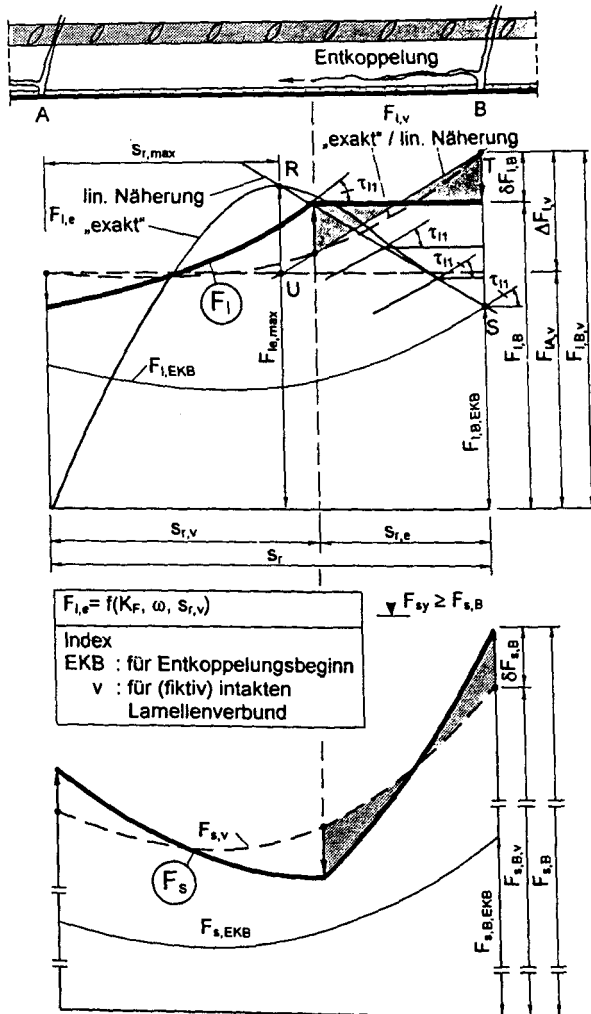


Bild 5.19: Zugkräfte von Lamelle F_1 und Innenbewehrung F_s über ein Zwischenrißelement während stabiler Lamellenentkoppelung bei elastischer Innenbewehrung

Die bisherigen Betrachtungen zur Lamellenentkoppelung setzten stillschweigend ein konstantes K_F für das betrachtete Zwischenrißelement während der stabilen Entkoppelung voraus. Daß dies bei elastischer Innenbewehrung mit ausreichender Genauigkeit angenommen werden darf, soll Bild 5.20 veranschaulichen. Bei den im Vergleich zur Spannweite i.d.R. viel kleineren Rißabständen s_r ist die entkoppelungsbedingte Lamellenkraftdifferenz δF_I bei A geringfügig kleiner als bei B. Damit bleibt auch die Lamellenkraftdifferenz ΔF_I zwischen A und B während Entkoppelung, etwas hinter der für fiktiv intakten Verbund, $\Delta F_{I,v}$ zurück. Dieses ΔF_I bezogen auf ein gegenüber $F_{I,A,v}$ ebenfalls reduziertes $F_{I,A}$ ergibt ein nahezu konstantes K_F während der stabilen Lamellenentkoppelung.

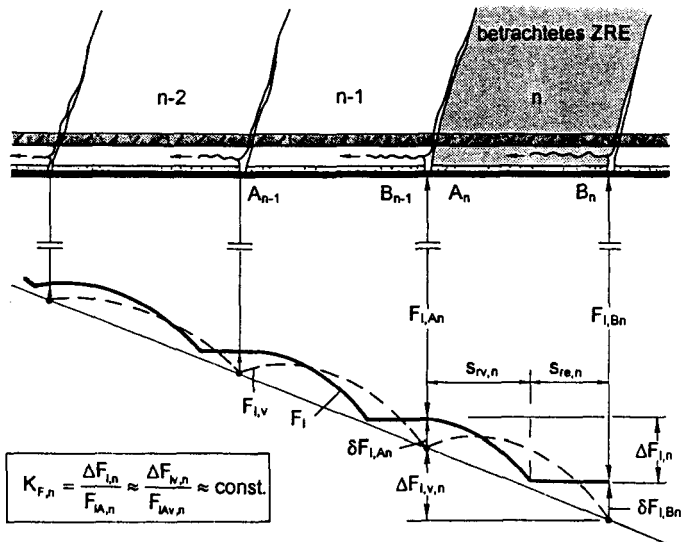


Bild 5.20: Lamellenkraft F_I während stabiler Entkoppelung bei $\varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$, K_F bleibt für ein ZRE nahezu gleich

Aus Gl. (5.54) erkennt man, daß die Lamellenkraft über die entkoppelte Länge $F_{I,B}$ vom Parameter K_F , der den bezogenen Lamellenkraftzuwachs über s_r anzeigt, abhängt. Erwartungsgemäß wird für große K_F die Entkoppelung schneller voranschreiten als für kleine. Dies muß sich in einem kleineren Verhältnis der Lamellenkraft bei B während Entkoppelung $F_{I,B}$ zu jener bei fiktiv intaktem Verbund $F_{I,B,v}$ äußern. Dieses Verhältnis muß für jedes K_F auch mit zunehmender Beanspruchung sinken. In Bild 5.21 oben ist die Auswertung dieses Verhältnisses $F_{I,B}/F_{I,B,v}$, das als Entkoppelungs-

indikator aufgefaßt werden kann, in Abhängigkeit von der Beanspruchung dargestellt. Letztere wird als auf T_{max} bezogene Lamellenkraft für fiktiv intakten Verbund $F_{IB,v}$ ausgedrückt. Die Skizze verdeutlicht, daß für stabile Lamellenentkoppelung die Annahme der Dehnungsebenheit nicht mehr zutrifft. Die Auswertung erfolgt für unterschiedliche K_F sowie für einen praxisnahen $\omega \cdot s_r$ -Wert von $\omega \cdot s_r = 0,5$. Die oben getroffenen Aussagen werden bestätigt. Der Wert $\max K_F$ ist bei gegebenem $\omega \cdot s_r$ diejenige K_F , bei dessen Überschreitung $s_r < s_{r,max}$ gilt, d.h. nach Entkoppelungsbeginn instabile Lamellenentkoppelung einsetzt. Dies ist der Fall nach Bild 5.18 unten.

In den Anlagen A 2-1 bis A 2-3 sind die Auswertungen für weitere $\omega \cdot s_r$ zusammengestellt.

Für die Stahlzugkraft bei B während stabiler Lamellenentkoppelung $F_{s,B}$ ergibt sich

$$F_{s,B} = F_{sB,v} \cdot (1 + \kappa_z k_d \cdot (1 - R)) \leq F_{sy} \quad (5.59)$$

Das Verhältnis $F_{sB} / F_{sB,v}$ nach Gl. (5.59) ist in Bild 5.21 unten, ebenfalls in Abhängigkeit von der durch $F_{IB,v} / T_{max}$ ausgedrückten Beanspruchung dargestellt. Für k_d wurde ein praxisüblicher Wert von $k_d = 0,15$ und für $\kappa_z = 1,1$ gewählt.

Instabile Lamellenentkoppelung

An dieser Stelle ist es sinnvoll, den Begriff der instabilen Lamellenentkoppelung, der mit rechnerischem Bauteilversagen verknüpft ist, am Stahlbetonbauteil genauer zu definieren.

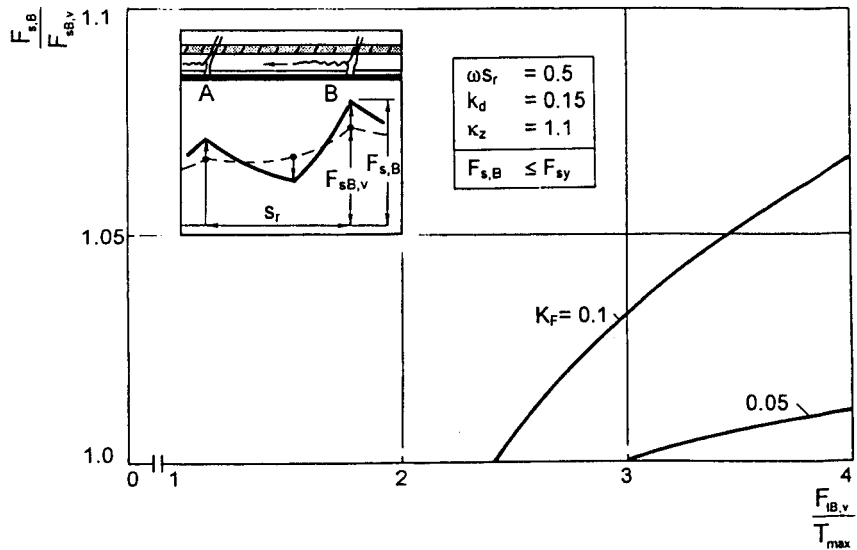
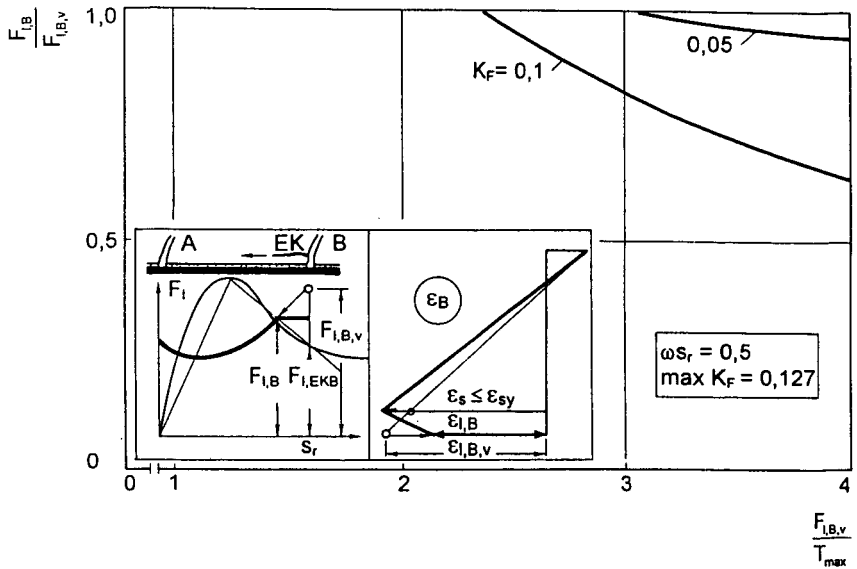


Bild 5.21: oben: Verhältnis der Lamellenkraft im entkoppelten Bereich F_B zur fiktiven Lamellenkraft für intakten Verbund $F_{I,B,V}$ in Abhängigkeit von letzterer, bezogen auf T_{max}

unten: Verhältnis von Bewehrungsstahlkraft bei B während Lamellenentkoppelung $F_{s,B}$ zur fiktiven Stahlkraft für intakten Lamellenverbund $F_{sB,V}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Lamellenkraft

Gemäß Stabilitätstheorie tritt instabiles Versagen ein, wenn in einem System ein Gleichgewichtszustand ohne Lastabnahme nicht mehr möglich ist. Für den Lamellenverbund isoliert betrachtet ist dies der Fall, wenn die Lamellenkraft den abfallenden Ast der in Bild 5.22 dargestellten Beziehung von Lamellenkraft bei Entkoppelung F_{le} und der entkoppelten Länge $s_{r,e}$ eines Zwischenrißelementes erreicht.

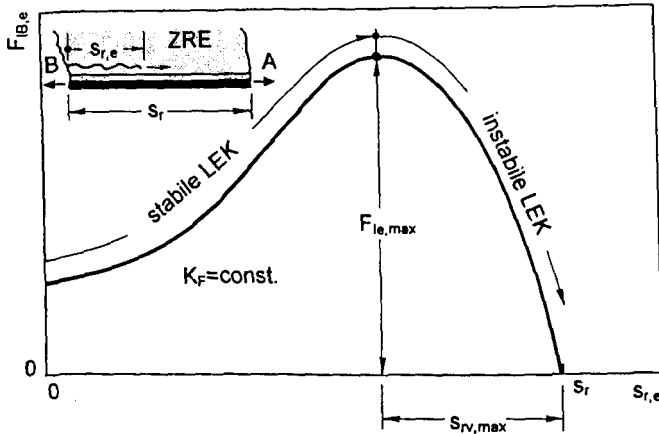


Bild 5.22: Stabile und instabile Lamellenentkoppelung (LEK) am Zwischenrißelement (ZRE) in Abhängigkeit von der entkoppelten Länge $s_{r,e}$ (qualitativ)

Gleichgewicht von Lamellenzug- und Verbundkraft über ein Zwischenrißelement ist auf dem Ast $s_{r,e} > s_r - s_{rv,max}$ nur noch mit abnehmender Lamellenkraft möglich. Im Bauteil ohne noch elastische Stahlbewehrung tritt im kraftgesteuerten Versuch schlagartiger instabiler Verbundbruch, d.h. ein klassisches Stabilitätsversagen ein. Im lamellenverstärkten Stahlbetonbauteil kann hingegen die Gesamtzugkraft trotz abnehmender Lamellenkraft noch gesteigert werden, solange der Stahl elastisch bleibt und die verbleibende Restverbundlänge $s_r - s_{r,e} > 0$ ist.

Die Belastung des entfestigenden Systems Lamelle-Beton wird selbst bei kraftgeregelter Versuchsdurchführung sozusagen „wegeregelt“ zurückgefahren, indem der elastische Stahl das entkoppelungsbedingte Lamellenkraftdefizit aufnimmt. Damit verhindert die Parallelschaltung von Betonstahl und Lamelle die schlagartige Entkoppelung auch auf dem entfestigenden Ast der F_{le} - s_r -Kurve, d.h. für $s_{r,e} > s_r - s_{rv,max}$. Dies kann als stabiles Entkoppelungsverhalten angesprochen werden.

Für die folgenden Ableitungen der zu vollständigen Entkoppelung führenden Schnittgrößen soll jedoch der Beginn instabiler Entkoppelung per definitionem bereits mit dem Erreichen eines Punktes auf dem entfestigenden Ast der F_{Ie} - s_r -Kurve identisch sein. Diese Festlegung ist für fließenden Stahl exakt. Für noch elastischen Stahl ist sie eine Vereinfachung, die auf der sicheren Seite liegt. Sie ist auch deshalb gerechtfertigt, weil nicht nur der Anteil der Lamellenkraft an der Gesamtzugkraft, sondern auch ihr Absolutwert mit jedem Lastinkrement (Schnittgröße, Belastung) stark abnimmt. Der eigentliche Zweck der Lamellen, nämlich der Verstärkungseffekt, kann daher als i.w. nicht mehr erfüllt betrachtet werden, nachdem die Lamellenkraft den entfestigenden Ast erreicht hat.

Im hier behandelten Entkoppelungsfall 1.1a erreicht die Lamellenkraft die maximale Entkoppelungskraft $F_{Ie,max}$ nach Gl. (4.64) vor Fließen der Innenbewehrung.

Instabile Lamellenentkoppelung beginnt definitionsgemäß, wenn die verbleibende intakte Verbundlänge den Betrag $s_{rv,max}$ erreicht. Für die Lamellenkraft bei B sowie über die gesamte entkoppelte Länge gilt dann:

$$\overline{F_{IB}} = F_{IBe,u} = F_{Ie,max} \quad (5.60)$$

Zum Beginn instabiler Lamellenentkoppelung gehört die fiktive Lamellenkraft bei B für intakten Verbund $F_{IBv,e,u}$.

Aus Gl. (5.53) ergibt sich demnach mit Gl. (4.64) für das Verhältnis von $F_{IBv,e,u}$ zur maximalen Verbundkraft eines reinen Verbundkörpers T_{max} :

$$\frac{F_{IBv,e,u}}{T_{max}} = \frac{2 \cdot \tanh(\operatorname{arcosh}(K_F + 1)) \cdot (K_F + 1)^3}{K_F \cdot (K_F + 2)^2} \quad (5.61)$$

Dieses Verhältnis ist ein normierter Indikator für die Entkoppelungsschnittgröße am allgemeinen Zwischenrißelement unter Voraussetzung elastischer Innenbewehrung. Es ist in Bild 5.23 in Abhängigkeit von K_F dargestellt. Ebenfalls eingezeichnet ist das Verhältnis von $F_{IBv,e,u}$ zur maximalen Entkoppelungskraft $F_{Ie,max}$. Beide Quotienten müssen mit steigendem K_F einem gemeinsamen Wert zustreben, wie die Annäherung von $F_{Ie,max}$ an T_{max} für steigende K_F zeigt (s. Bilder 4.23 und 4.29).

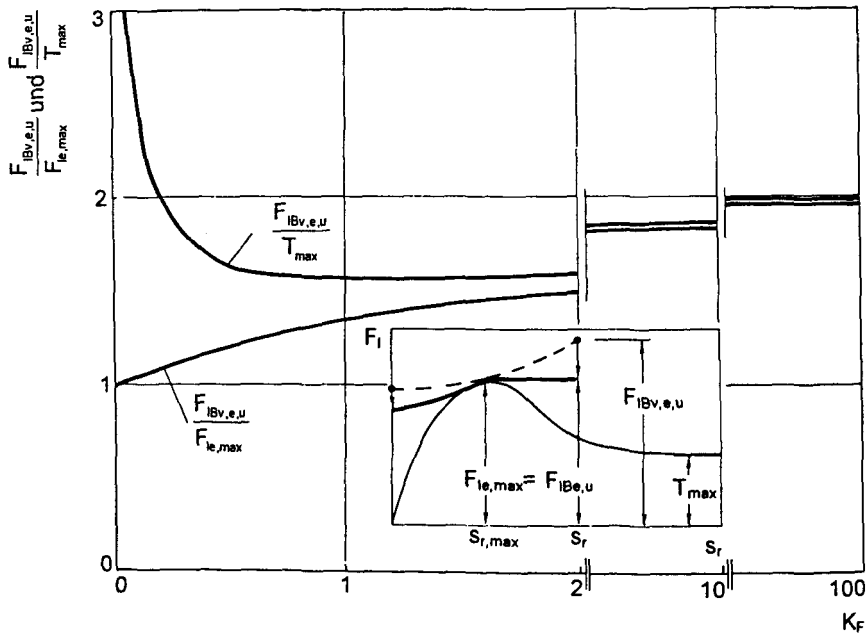


Bild 5.23: Verhältnis der zum Beginn instabiler Lamellenentkoppelung gehörenden fiktiven Lamellenkraft für intakten Verbund $F_{IBv,e,u}$ zur maximalen Verbundbruchkraft für einen Verbundkörper T_{max} und zur maximalen Entkoppelungskraft am ZRE $F_{le,max}$, abhängig von K_F

Die zum Beginn instabiler Lamellenentkoppelung gehörenden Schnittgrößen bei B lassen sich aus der zugehörigen Schubspannung bei B ermitteln. Letztere ergibt sich mit Gl. (5.61) und Gl. (5.12) zu

$$\tau_{0Be,u} = \tau_{0B,e,max} = \frac{2 \cdot T_{max} \cdot \tanh(\operatorname{arcosh}(K_F + 1)) \cdot (K_F + 1)^3}{K_F \cdot (K_F + 2)^2 \cdot \left(\frac{K_1 - 1}{K_1} \right) \cdot b_w \cdot \left(a_{Q,B} + \frac{z_m}{2 \tan \vartheta} \right)} \quad (5.62)$$

In Bild 5.24 sind die Bewehrungszugkräfte bei B für den beschriebenen Fall 1.1.a in Abhängigkeit von der durch die Schubspannung τ_{0B} ausgedrückten Schnittgröße dargestellt. Man erkennt, daß hier das Erreichen der maximalen Entkoppelungskraft der Lamelle bei $\tau_{0B,e,max}$ (Punkt 3) progressiven Verbundbruch (Pfad 3-4) auslöst.

Wie oben ausgeführt wird nach Erreichen von $F_{Ie,max}$ vereinfachend instabile Lamellenentkoppelung (3-4') angenommen.

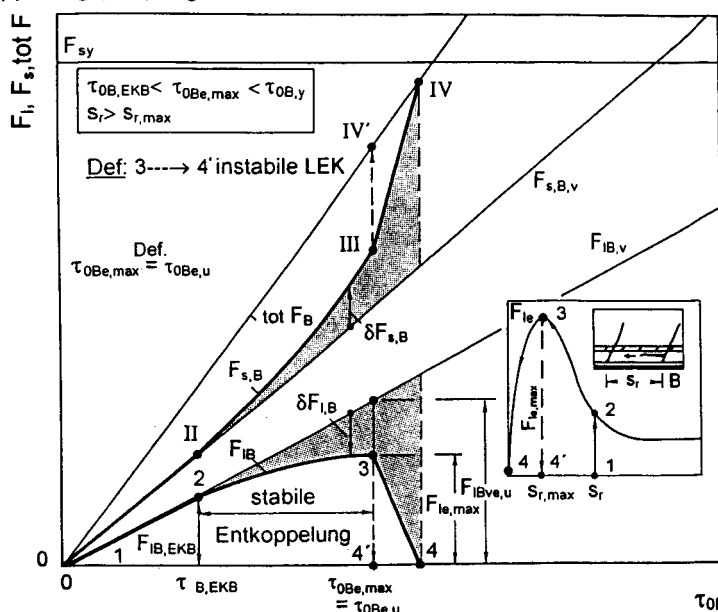


Bild 5.24: Bewehrungszugkräfte an der Stelle B eines Zwischenrißelementes in Abhängigkeit von der Schubspannung bei B für instabile Lamellenentkoppelung vor Stahlfließen (Entkoppelungsfall 1.1a)

Entkoppelungsfall 1.1b: $\tau_{OB,e,max} > \tau_{OB,y}$

In diesem Fall ändert sich vom Fließbeginn der Innenbewehrung bei B an die Kraftaufteilung zugunsten der Lamelle. Ihr Anteil an der Gesamtzugkraft wächst nun bei B sehr schnell, während er bei A wegen der dort noch elastischen Innenbewehrung noch gleich bleibt. Dies führt zu dem in Bild 5.11 (Kraft) erkennbaren steilen Anstieg von K_F , der entsprechend Bild 5.12 zu einem Sprung von $K_{F,e/e}$ direkt auf die $K_{F,p/p}$ -Kurve vereinfacht wurde.

Zu diesem größeren K_F gehört nun ein niedrigeres Niveau der Entkoppelungskraft für eine jeweilige Restverbundlänge $s_{r,v}$ (Bild 4.23): Im kraftgesteuerten Versuch ist daher ein Gleichgewicht nur noch dann möglich, wenn auf der neuen, der $K_{F,p/p}$ -Kurve eine Lamellenkraft erreicht werden kann, die der Lamellenkraft bei Fließbeginn der

Innenbewehrung $F_{IB,y}$ entspricht. In diesem Fall markiert das Erreichen der zur $K_{F,p/p}$ -Kurve gehörenden maximalen Lamellenkraft $F_{le,max,p}$ den Beginn instabiler Lamellenentkoppelung. Anderenfalls wird letztere durch das Fließen der Innenbewehrung bei B ausgelöst. Beide Möglichkeiten sind in Bild 5.25 dargestellt.

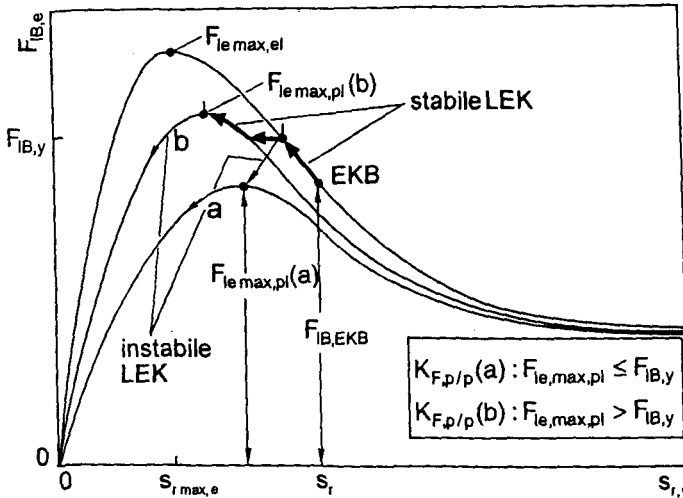


Bild 5.25: Lamellenkraft bei B für Innenstahlfließen vor Erreichen von $F_{le,max}$ ($K_{F,e/e}$), Pfad a für $F_{le,max,pl} < F_{IB,y}$, Pfad b für $F_{le,max,pl} > F_{IB,y}$

Zur Entscheidung, welcher Fall vorliegt wird $K_{F,p/p}$ nach Gl. (5.29) ermittelt, worin wegen $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ der Parameter $K_{2,A}$ durch $K_{1,A}$ ersetzt werden kann (s. Bild 5.6). Es ergibt sich:

$$K_{F,p/p} = \frac{s_r}{\frac{K_{1,A} - 1}{K_{1,A}} \cdot \left(a_{Q,A} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (5.63)$$

Die zu diesem $K_{F,p/p}$ -Wert gehörende maximale Lamellenkraft $F_{le,max}$ ergibt sich nach Gl. (6.64) zu

$$F_{le,max,pl} = T_{max} \frac{\tanh(\operatorname{arcosh}(K_{F,p/p} + 1))}{1 - \frac{1}{(K_{F,p/p} + 1)^2}} \quad (5.64)$$

Dieses $F_{le,max,p}$ muß nun mit der Lamellenkraft $F_{IB,y}$, die zum Fließbeginn der Innenbewehrung bei B gehört, verglichen werden. Man erhält letztere mit Gl. (5.53) aus der für fiktiven, für intakten Verbund bei Fließbeginn vorhandenen Lamellenkraft $F_{IBv,y}$, die sich wiederum über Gl. (5.65) aus der entsprechenden fiktiven Stahlkraft $F_{sv,y}$ ergibt.

$$F_{IBv,y} = F_{sBv,y} \cdot (K_1 - 1) \quad (5.65)$$

Aus der Bedingung $F_{sB} = F_{sy}$ sowie mit den Gln. (5.5, 5.54 und 5.59) folgt nach mehreren Umstellungen für die zum Erreichen von F_{sy} gehörende fiktive Stahlkraft für intakten Lamellenverbund $F_{sBv,y}$ die quadratische Gleichung (5.66).

$$F_{sBv,y}^2 + \left[\frac{2(F_{le,max} - F_{IB,EKB}) - K \cdot (K_1 - 1)(F_{IB,EKB} + F_{sy})}{K \cdot K_1 \cdot (K_1 - 1)} \right] F_{sBv,y} - \frac{2(F_{le,max} - F_{IB,EKB})}{K \cdot K_1 \cdot (K_1 - 1)} F_{sy} = 0 \quad (5.66)$$

Hierin ist

$$K = \frac{K_F}{K_F + 1}$$

mit

$$K_F = K_{F,\theta/\theta} \text{ nach Gl. (5.26).}$$

Weiterhin ist

$$F_{IB,EKB} = F_{le,B,\theta} \text{ n. Gl. (5.48) und}$$

$$F_{le,max} = F_{le,x=sr,max} \text{ n. Gl. (4.65).}$$

Mit den Abkürzungen

$$K_F = \frac{F_{IB,EKB}}{F_{le,max}} \quad \text{und} \quad (5.67)$$

$$K_{Fy} = \frac{F_{sy}}{F_{le,max}} \quad (5.68)$$

erhält man für die auf die Stahlfließkraft bezogene fiktive Stahlkraft $F_{sBv,y}$ für intakten Lamellenverbund

$$\frac{F_{sBv,y}}{F_{sy}} = \frac{K(K_1 - 1)(\kappa_F + \kappa_{Fy}) - 2(1 - \kappa_F)}{2\kappa_{Fy}KK_1(K_1 - 1)} + \sqrt{\frac{(1 - \kappa_F)^2 - (1 - \kappa_F)K(K_1 - 1)(\kappa_F + \kappa_{Fy} - 2K_1\kappa_{Fy}) + \frac{K^2(K_1 - 1)^2}{4}(\kappa_F + \kappa_{Fy})^2}{\kappa_{Fy}^2K^2K_1^2(K_1 - 1)^2}} \quad (5.69)$$

Mit den Gln. (5.53 und 5.65) ergibt sich nun für die Lamellenkraft bei B zu Fließbeginn

$$F_{IB,y} = F_{sBv,y} \cdot (K_1 - 1) \cdot R \quad (5.70)$$

Hierbei ist in R nach Gl. (5.54) der Wert $F_{IB,v}$ durch $F_{sBv,y} \cdot (K_1 - 1)$ auszudrücken.

Nunmehr ist folgende Fallunterscheidung möglich:

Fall a: $F_{le,max,pl} \leq F_{IBy}$

Die Lamellenkraft bei instabilem Entkoppelungsbeginn $F_{IBe,u}$ ist identisch mit derjenigen bei Fließbeginn der Innenbewehrung.

$$F_{IBe,u} = F_{IBy}$$

Entsprechend gilt für den zum Entkoppelungsversagen gehörenden Grundwert der Schubspannung bei B:

$$\tau_{0Be,u} = \tau_{0B,y} = \frac{F_{sy} + F_{IB,y}}{b_w \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \vartheta} \right)} \quad (5.71)$$

Fall b: $F_{le,max,pl} > F_{IBy}$

Die Lamellenkraft bei instabilem Entkoppelungsbeginn ist identisch mit der zu $K_{F,p/p}$ gehörenden maximalen Lamellenkraft. Dies gilt auch für die jeweils zugehörigen Schubspannungen.

$$F_{IBe,u} = F_{le,max,pl}$$

$$\tau_{0Be,u} = \tau_{0B,e,max,pl} = \frac{F_{sy} + F_{IBe,max,pl}}{b_w \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (5.72)$$

In Bild 5.26 sind für den oben beschriebenen Entkoppelungsfall 1.1b die Bewehrungszugkräfte in Abhängigkeit von der durch die Schubspannung ausgedrückten Schnittgröße bei B dargestellt. Weil für Fall a nach Fließen der Innenbewehrung keine Kraftumlagerungsmöglichkeiten mehr vorhanden sind, erfolgt auf dem Pfad 3-5a instabile Lamellenentkoppelung. Für Fall b ist eine Steigerung der Lamellenkraft nach Fließbeginn auf $F_{le,max,p}$ möglich.

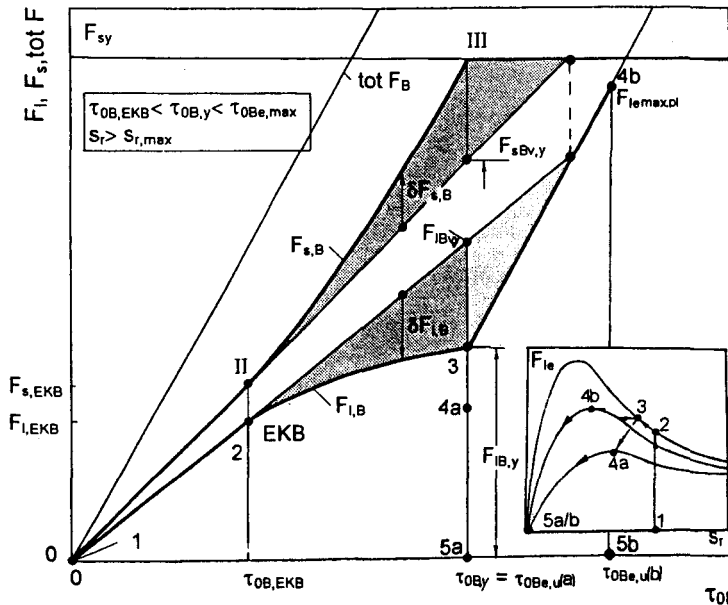


Bild 5.26: Bewehrungszugkräfte an der Stelle B eines ZRE in Abhängigkeit von der Schubspannung bei B für Entkoppelungsfall 1.1b

5.4.2.2 Entkoppelungsfortschritt nach Entkoppelungsbeginn bei fließender Innenbewehrung (Entkoppelungsfall 1.2)

In diesem Fall tritt Innenstahlfließen vor oder gleichzeitig mit Entkoppelungsbeginn ein. Dies sind die Fälle 2 bzw. 3 nach Bild 5.14. Nach Fließbeginn bei B springt K_F wieder von $K_{F,e/e}$ direkt auf die $K_{F,p/p}$ -Kurve (s. Bild 5.11). Wenn das dazugehörige niedrigere Niveau der Entkoppelungskraft $F_{Ie,max,pl}$ unter der Lamellenkraft bei Fließbeginn F_{IBy} liegt, ist nach Fließbeginn kein Gleichgewicht mehr möglich, instabile Entkoppelung tritt sofort ein (Fall a). Ist $F_{Ie,max,pl}$ jedoch größer als F_{IBy} (Fall b), so ist noch stabile Entkoppelung mit Steigerung der Zugkraft bis zum Erreichen von $F_{Ie,max,pl}$ möglich. Danach setzt instabile Entkoppelung ein.

Die Überprüfung, welcher Fall vorliegt, wird wie für Entkoppelungsfall 1.1b durchgeführt. Über $K_{F,p/p}$ nach Gl. (5.63) ermittelt man $F_{Ie,max,pl}$ nach Gl. (5.64). Der Vergleich wird wieder mit der Lamellenkraft $F_{IB,y}$, die zum Fließbeginn der Innenbewehrung bei B gehört, geführt. Diese ergibt sich mit Gl. (5.4) aus Fließkraft der Innenbewehrung F_{sy} zu

$$F_{IB,y} = F_{sy} \cdot (K_1 - 1) . \quad (5.73)$$

Fall a: $F_{Ie,max,pl} \leq F_{IBy}$

Die Lamellenkraft und Schubspannung bei instabilem Entkoppelungsbeginn $F_{IBe,u}$ sind identisch mit den jeweiligen Werten bei Fließbeginn der Innenbewehrung.

$$F_{IBe,u} = F_{IBy}$$

$$\tau_{0Be,u} = \tau_{0B,y}$$

Fall b: $F_{Ie,max,pl} > F_{IBy}$

Die Lamellenkraft bei instabilem Entkoppelungsbeginn ist identisch mit der zu $K_{F,p/p}$ gehörenden maximalen Lamellenkraft. Für die Schubspannung gilt entsprechendes.

$$F_{IBe,u} = F_{Ie,max,pl}$$

$$\tau_{0Be,u} = \tau_{0B,e,max,pl}$$

In Bild 5.27 sind für den Entkoppelungsfall 1.2 die Bewehrungszugkräfte in Abhängigkeit von der durch die Schubspannung ausgedrückten Schnittgröße bei B dargestellt. Für Fall a gibt es nach Fließen der Innenbewehrung keine Kraftumlagerungsmöglichkeiten mehr, instabile Lamellenentkoppelung erfolgt auf dem Pfad 2-5a. Für Fall b ist eine Steigerung der Lamellenkraft nach Fließbeginn auf $F_{le,max,p}$ möglich.

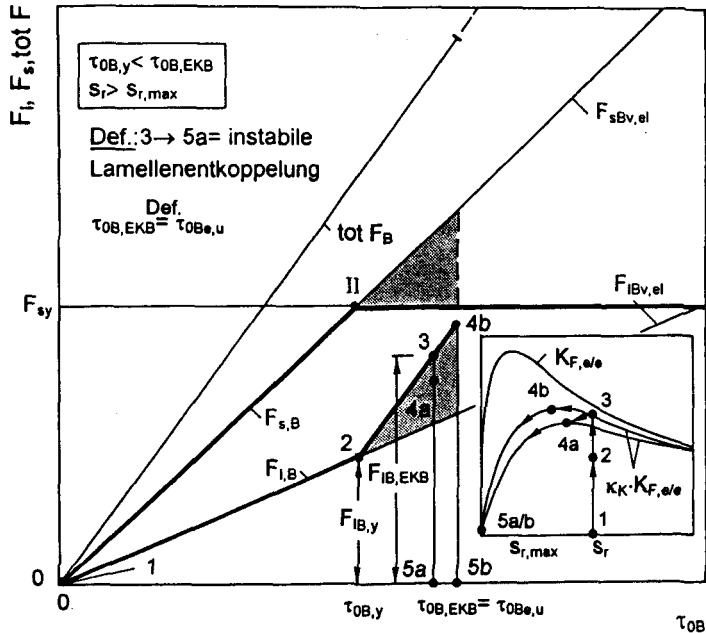


Bild 5.27: Bewehrungszugkräfte an der Stelle B eines ZRE in Abhängigkeit von der Schubspannung bei B für Entkoppelungsfall 1.2

5.4.3 Entkoppelung für $s_r < s_{r,max}$ (Entkoppelungsfall 2)

5.4.3.1 Entkoppelungsfortschritt nach Entkoppelungsbeginn bei elastischer Innenbewehrung (Entkoppelungsfall 2.1)

Für $s_r < s_{r,max}$ wird mit zunehmender Entkoppelung, d. h. mit abnehmender Restverbundlänge die Entkoppelungskraft geringer. Deshalb ist nach Entkoppelungsbeginn keine Steigerung der Lamellenkraft mehr möglich. Mit Erhöhung der Belastung kann die Innenbewehrung bis zum Fließen zwar die Differenz zwischen Lamellen- und

5.4.3.2 Entkoppelungsfortschritt nach Entkoppelungsbeginn bei fließender Innenbewehrung (Entkoppelungsfall 2.2)

Dieser Entkoppelungsfall ist dem Fall 1.2 sehr ähnlich. Innenstahlfließen tritt auch hier vor oder gleichzeitig mit Entkoppelungsbeginn ein. Wegen $s_r < s_{r,max}$ ist hier jedoch nach Entkoppelungsbeginn keine Steigerung der Lamellenkraft mehr möglich. Der mit Stahlfließen verbundene Sprung von $K_{F,e/e}$ auf $K_{F,p/p}$ hat eine Reduktion der Entkoppelungskraft F_{le} zur Folge. Wenn das zu $K_{F,p/p}$ und s_r gehörige Niveau der Entkoppelungskraft $F_{le,pl}(s_r)$ unter der Lamellenkraft bei Fließbeginn F_{lBy} liegt, ist nach Fließbeginn kein Gleichgewicht mehr möglich, instabile Entkoppelung tritt sofort ein (Fall a). Ist $F_{le,pl}(s_r)$ jedoch größer als F_{lBy} (Fall b), so ist noch eine Steigerung der Lamellenkraft bis auf $F_{le,pl}(s_r)$ möglich. Danach setzt gleichzeitig mit Entkoppelungsbeginn instabile Entkoppelung ein.

$F_{le,pl}(s_r)$ wird nach Gl. (5.74) mit $K_F = K_{F,p/p}$ ermittelt. Hierbei kann in Gl. (5.29) wegen $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ der Parameter $K_{2,A}$ wieder durch $K_{1,A}$ ersetzt werden.

$$F_{le,pl}(s_r) = \frac{T_{max} \cdot \tanh(\omega \cdot s_r)}{1 - \frac{1}{\cosh(\omega \cdot s_r) \cdot (K_{F,p/p} + 1)}} \quad (5.74)$$

$F_{lBy,v}$ ergibt sich mit Gln. (5.2 und 5.3) zu

$$F_{lBy,v} = (K_1 - 1) \cdot F_{sy} \quad (5.75)$$

Fall a: $F_{le,pl}(s_r) \leq F_{lBy}$

Die Lamellenkraft und Schubspannung bei instabilem Entkoppelungsbeginn $F_{lBe,u}$ sind identisch mit den jeweiligen Werten bei Fließbeginn der Innenbewehrung.

$$F_{lBe,u} = F_{lBy}$$

$$\tau_{0Be,u} = \tau_{0B,y}$$

Fall b: $F_{le,pl}(s_r) > F_{lBy}$

Die Lamellenkraft bei instabilem Entkoppelungsbeginn ist identisch mit der zu $K_{F,pl}$ und s_r gehörigen Entkoppelungskraft $F_{le,pl}(s_r)$.

$$F_{IBe,u} = F_{le,pl}(s_r)$$

Die zugehörige Schubspannung ergibt sich zu

$$\tau_{0Be,u} = \tau_{0B,pl}(s_r) = \frac{F_{sy} + F_{le,pl}(s_r)}{b_w \cdot \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (5.76)$$

In Bild 5.29 sind für den Entkoppelungsfall 2.2 die Bewehrungszugkräfte in Abhängigkeit von der durch die Schubspannung ausgedrückten Schnittgröße bei B dargestellt. Für Fall a setzt instabile Lamellenentkoppelung sofort nach Fließen der Innenbewehrung auf dem Pfad 2-4a ein. Für Fall b ist eine Steigerung der Lamellenkraft nach Fließbeginn auf $F_{le,pl}(s_r)$ möglich.

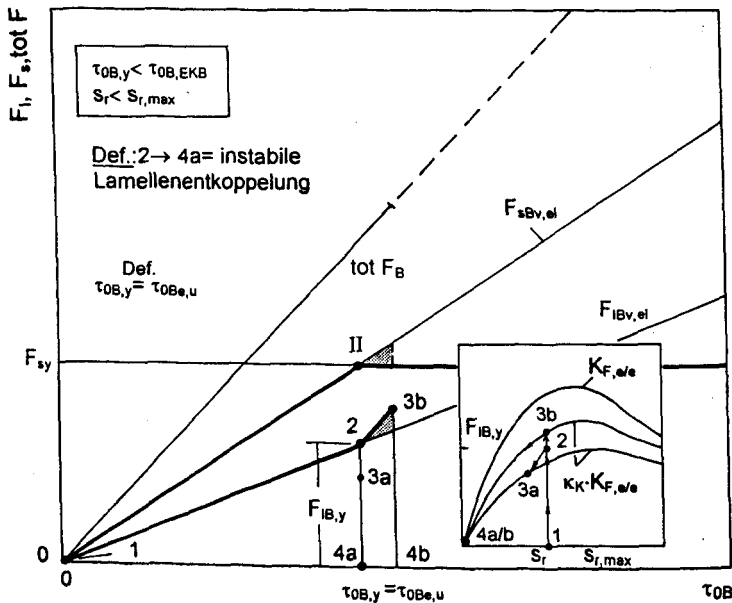


Bild 5.29: Bewehrungszugkräfte an der Stelle B eines ZRE in Abhängigkeit von der Schubspannung bei B für Entkoppelungsfall 2.2

5.5 Eingrenzung der Entkoppelungsfälle für die Praxis

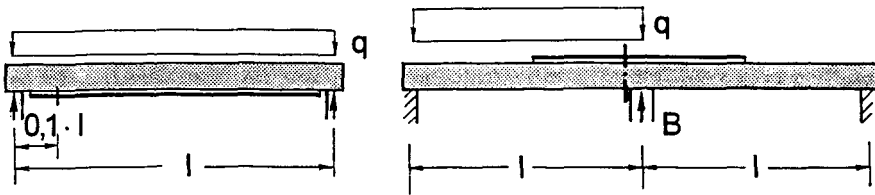
5.5.1 Vorbemerkung

Die Vielzahl der in Abschn. 5.4 behandelten Entkoppelungsfälle (EKF) bedingt einen hohen Rechenaufwand zur Feststellung des jeweils vorliegenden Falles. Im Folgenden wird nach Möglichkeiten gesucht, den Großteil der in der Praxis vorkommenden Bauteile und Lastbilder anhand einfacher Kriterien wenigen Standard - EKF zuzuordnen.

5.5.2 Einteilung in Entkoppelungsfall 1 oder 2

Entkoppelungsfall 1 und 2 unterscheiden sich dadurch voneinander, daß der Rißabstand s_r des untersuchten ZRE größer (Fall 1) oder kleiner (Fall 2) als der zur maximalen Entkoppelungskraft $F_{le,max}$ gehörende Rißabstand $s_{r,max}$ nach Gl. (4.62) ist (s. Bild 5.17). Die Größe $s_{r,max}$ wird wesentlich vom Parameter K_F nach Gl. (5.27) bestimmt, der seinerseits hauptsächlich vom Rißabstand s_r und vom lokalen M/Q-Verhältnis a_Q abhängt. Ein hoher Zugkraftunterschied über s_r , ausgedrückt durch ein großes K_F , wird durch ein möglichst kleines a_Q bewirkt. EKF 2 wird also mit sinkendem a_Q und steigendem s_r wahrscheinlicher. Mit folgender Betrachtung soll der Bereich des Auftretens von EKF 2 abgeschätzt werden.

Für den Normalfall der Gleichstreckenlast werden zwei Situationen betrachtet, an denen besonders niedrige a_Q -Werte erwartet werden. Sie liegen am Einfeldträger in Auflagernähe und am Zweifeldträger am Zwischenauflager. Für den Einfeldträger genügt es, eine Stelle bei 0,1-l vom Auflager zu betrachten, da auflagernähere Stellen i. d. R. vom EKF-unabhängigen Endverankerungsnachweis abgedeckt werden. Beim Zweifeldträger wird der besonders ungünstige Lastfall $max Q_{Bl}$, untersucht. Bild 5.30 zeigt beide Situationen.

Bild 5.30: Untersuchungsstellen für minimales a_0

In beiden Fällen ergibt sich ein Wert von

$$a_0 = 0,112 \cdot l.$$

Es wird ein minimales z_m von $l/20$ sowie $\vartheta = 45^\circ$ angenommen. Nach Gl. (5.27) ergeben sich folgende maximale K_F -Werte in Abhängigkeit vom Rißabstand, die für Bauteile mit $l \geq 4$ m nicht überschritten werden.

Tab.5.2: Maximale K_F -Werte für Bauteile mit $l \geq 4$ m und Gleichstreckenlast in Abhängigkeit vom Rißabstand

s_r [mm]	50	100	150	200
max K_F	0,09	0,18	0,27	0,36

In Bild 5.31 ist $s_{r,max}$ in Abhängigkeit von K_F für die praxisrelevante Bandbreite des Wertes ω dargestellt. Für Rißabstände jeweils oberhalb einer Kurve gilt $s_r > s_{r,max}$ und damit EKF 1. Die gestrichelte Linie kennzeichnet die Wertepaare s_r - max K_F nach Tab. 5.2. Der EKF 2 ist nur für Rißabstände in der schraffierten Fläche möglich.

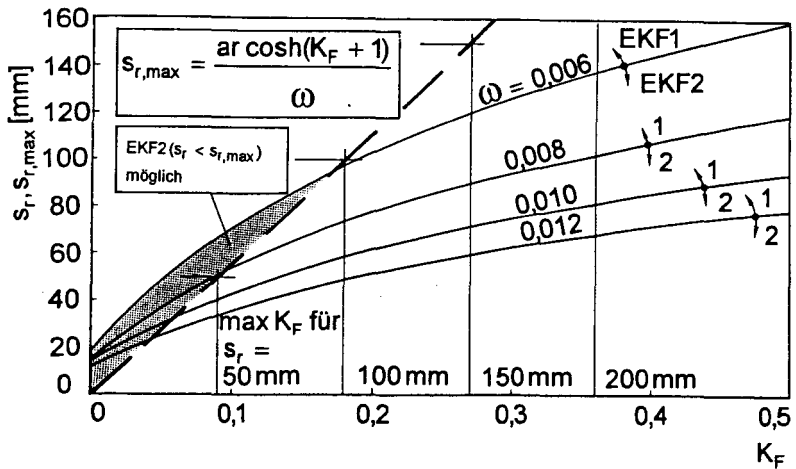


Bild 5.31: Zu $F_{le,max}$ gehörender Rißabstand $s_{r,max}$ in Abhängigkeit von K_F für unterschiedliche ω

Man erkennt, daß für praxisübliche Rißabstände von $s_r \geq 50 \text{ mm}$ der EKF 2 nur für $\omega \leq 0,008$ eintreten kann. Dieser Wert wird für praxisübliche CFK-Lamellen mit $t_l \leq 1,4 \text{ mm}$ und $E_l \leq 180.000 \text{ N/mm}^2$ sowie für $f_{ctm} \geq 2 \text{ N/mm}^2$ nicht unterschritten. Für die Praxis können alle Bauteile ohne Überprüfung dem EKF 1 zugeordnet werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

1. Gleichstreckenlast
2. $l \geq 4 \text{ m}$
3. $\omega \geq 0,008$

5.5.3 Einteilung in Entkoppelungsfall 1.1 oder 1.2

Die EKF 1.1 und 1.2 unterscheiden sich durch die Reihenfolge des Eintretens von Entkoppelungsbeginn und Innenstahlfließen. Für EKF 1.1 gilt $\tau_{0B,EKB} \leq \tau_{0B,y}$ (s. Bild 5.17). Für den Grenzfall $\tau_{0B,EKB} = \tau_{0B,y}$ gilt

$$\varepsilon_{l,EKB} = \varepsilon_{ly} = K_z \cdot \varepsilon_{sy} \quad (5.77)$$

Mit Gln. (4.24 und 4.58) sowie mittleren Werten von $\kappa_z = 1,15$ und $k_b = 1,15$ ergibt sich die zu diesem Grenzfall gehörende Fließdehnung der Innenbewehrung zu

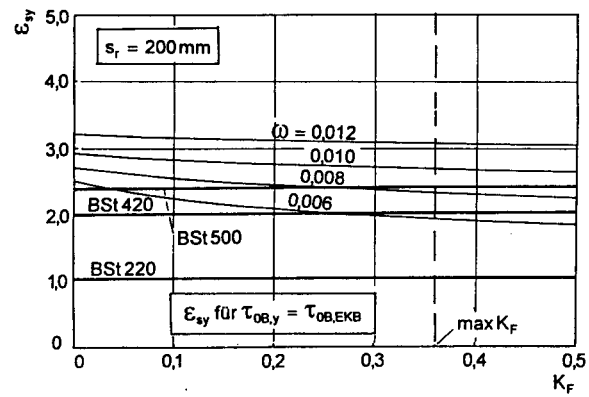
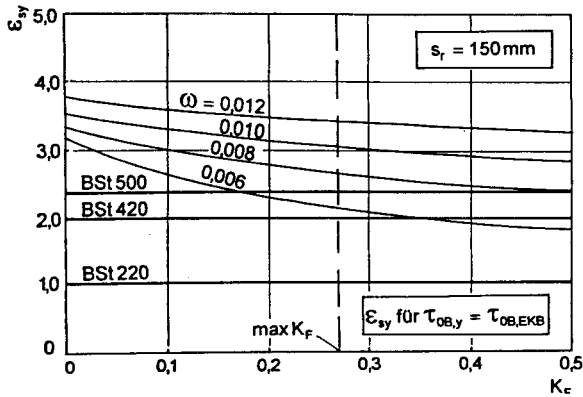
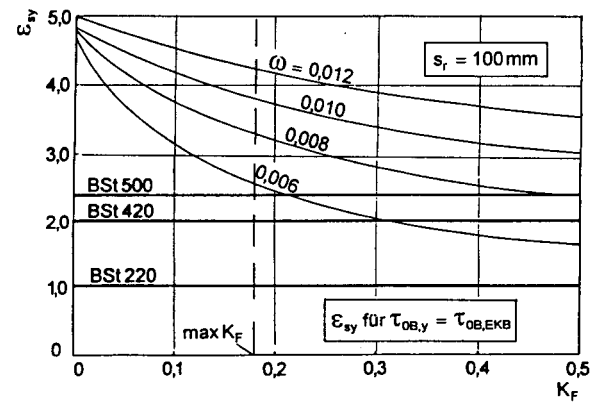
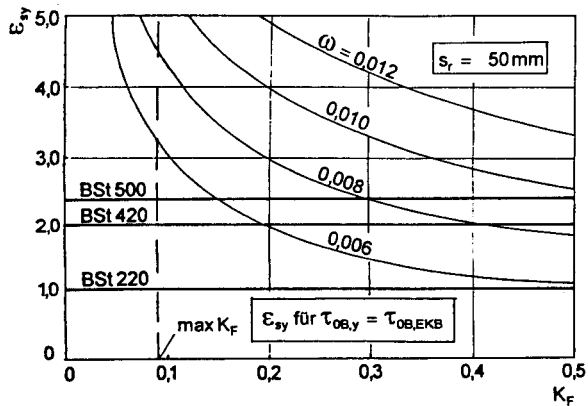
$$\epsilon_{sy} = \frac{225 \cdot \tanh(\omega \cdot s_r)}{1 - \frac{1}{\cosh(\omega \cdot s_r) \cdot (K_F + 1)}} \quad (5.78)$$

In den Bildern 5.32 - 5.35 ist ϵ_{sy} für diesen Grenzfall in Abhängigkeit von K_F für die praxisrelevante Bandbreite von ω jeweils für unterschiedliche Rißabstände dargestellt. Es sind die zum jeweiligen Rißabstand gehörenden maximalen K_F -Werte nach Tab. 5.2 eingezeichnet. Ebenfalls eingezeichnet sind die Fließdehnungen der üblichen Betonstähle. Wenn die Fließdehnung des Betonstahls für das vorhandene K_F unter der zum vorhandenen ω gehörenden Kurve liegt, tritt EKF 1.2 ein. Man erkennt, daß dies für BSt 220 immer und bei $\omega > 0,006$ auch für BSt 420 immer der Fall ist. Für BSt 500 ist bei $\omega \leq 0,008$ und Rißabständen über $s_r = 150$ mm das Eintreten von EKF 1.1 möglich.

Unter der Voraussetzung, daß das Vorliegen von EKF 1 festgestellt wurde, kann eine zu untersuchende Stelle ohne weitere Überprüfung dem EKF 1.2 zugeordnet werden, wenn die Bedingungen nach Tab. 5.3 erfüllt sind.

Tab. 5.3: Bedingungen für die Zulässigkeit der Annahme von EKF 1.2 ohne nähere Überprüfung

Betonstahlsorte	Bedingungen für Annahme von EKF 1.2 ohne Nachweis
BSt 220	<ul style="list-style-type: none"> • nur Gleichstreckenlast
BSt 420	<ul style="list-style-type: none"> • nur Gleichstreckenlast • $l \geq 4$ m • $\omega \geq 0,006$
BSt 500	<ul style="list-style-type: none"> • nur Gleichstreckenlast • $l \geq 4$ m • $s_r \leq 120$ mm: $\omega \geq 0,006$ • $s_r > 120$ mm: $\omega \geq 0,008$



Bilder 5.32 - 5.35: Fließdehnung der Innenbewehrung ϵ_{sy} für die Bedingung $\tau_{0B,y} = \tau_{0B,EKB}$ in Abhängigkeit von K_F für unterschiedliche ω und Rißabstände s_r

5.5.4 Schlußfolgerung

Beim weitaus größten Teil der Praxisfälle liegt EKF 1 vor, von denen wiederum der überwiegende Teil dem EKF 1.2 zuzuordnen ist. Es wurden einfache Kriterien angegeben, bei deren Einhaltung das Vorliegen von EKF 1 bzw. 1.2 ohne genaueren Nachweis vorausgesetzt werden kann. Dieser Kriteriensatz ist eher konservativ, so daß auch bei teilweiser Nichteinhaltung oft EKF 1 bzw. 1.2 vorliegen kann. Die Zahl der Einflußvariablen und deren Kombinationsmöglichkeiten ist jedoch derart groß, daß bei weiterer Zuschärfung der Kriterien der Überprüfungsaufwand schnell den für den direkten Nachweis übersteigen würde.

Für Anwendungsfälle außerhalb der angegebenen Grenzen muß die Feststellung des Entkoppelungsfalles direkt über die in Bild 5.17 zusammengefaßten Bedingungen erfolgen. In Tabelle 5.4 ist der Ablauf des Entkoppelungsnachweises an einem beliebigen Zwischenrißelement außerhalb des Endverankerungsbereiches für den allgemeinen Fall dargestellt. Das Auffinden der potentiell maßgebenden Stellen im Bauteil wird im Kap. 7 behandelt .

Tab. 5.4: Zusammenstellung der Gleichungen für den Entkoppelungsnachweis an einem beliebigen Zwischenrißelement außerhalb der Endverankerung

S _{r,max} n. Gl. (4.62)							
S _r ≥ S _{r,max} : EKF 1				S _r < S _{r,max} : EKF 2			
τ _{0B,EKB} n. Gl.(5.31) und τ _{0Bv,y} n. Gl. (5.30)				τ _{0B,EKB} n. Gl.(5.31) und τ _{0Bv,y} n. Gl. (5.30)			
τ _{0B,EKB} ≤ τ _{0Bv,y} : EKF 1.1		τ _{0B,EKB} > τ _{0Bv,y} : EKF 1.2		τ _{0B,EKB} ≤ τ _{0Bv,y} : EKF 2.1		τ _{0B,EKB} > τ _{0Bv,y} : EKF 2.2	
τ _{0Be,max} n. Gl.(5.62) und τ _{0B,y} n. Gl. (5.71)		F _{1e,max,pl} n. Gl. (5.64) und F _{1B,y} n. Gl. (5.73)				F _{1e,pl} (s _r) n. Gl. (5.74) und F _{1B,y} n. Gl. (5.75)	
τ _{0Be,max} ≤ τ _{0B,y} : EKF 1.1.a	τ _{0Be,max} > τ _{0B,y} : EKF 1.1.b		a) F _{1e,max,pl} ≤ F _{1B,y}	b) F _{1e,max,pl} > F _{1B,y}		a) F _{1e,pl} (s _r) ≤ F _{1B,y}	b) F _{1e,pl} (s _r) > F _{1B,y}
	F _{1e,max,pl} n. Gl. (5.64) und F _{1B,y} n. Gl. (5.70)						
	a) F _{1e,max,pl} ≤ F _{1B,y}	b) F _{1e,max,pl} > F _{1B,y}					
τ _{0Be,u} = τ _{0Be,max} n. Gl. (5.62)	τ _{0Be,u} = τ _{0B,y} n. Gl. (5.71)	τ _{0Be,u} = τ _{0Be,max,pl} n. Gl. (5.72)	τ _{0Be,u} = τ _{0Bv,y} n. Gl. (5.30)	τ _{0Be,u} = τ _{0Be,max,pl} n. Gl. (5.72)	τ _{0Be,u} = τ _{0B,EKB} n. Gl. (5.31)	τ _{0Be,u} = τ _{0Bv,y} n. Gl. (5.30)	τ _{0Be,u} = τ _{0Bpl} (s _r) n. Gl. (5.76)

5.6 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurde die komplexe Wechselwirkung zwischen elastisch-plastischer Innenbewehrung und ideal-elastischer aber ggf. entkoppelnder CFK-Lamelle bis hin zur vollständigen Entkoppelung über ein Zwischenrißelement untersucht. Die Teil-Bewehrungszugkräfte können nicht mehr über den gesamten Beanspruchungsbereich elastisch unter Annahme von Dehnungsebenheit ermittelt werden.

Nach Fließbeginn der Innenbewehrung ändert sich die die Aufteilung der zusätzlichen Zugkraft zugunsten der elastischen Lamelle. Aber auch diese kann sich durch sukzessive Entkoppelung einer Kraftaufnahme, wie sie bei Dehnungsebenheit ergäbe, teilweise entziehen, solange Umlagerungsmöglichkeiten auf noch elastische Innenbewehrung bestehen. Eine Steigerung der Gesamtzugkraft ist auch bei fließender Innenbewehrung und entkoppelnder Lamelle noch möglich, solange eine kritische intakte Restverbundlänge über ein Zwischenrißelement nicht unter- bzw. eine kritische Lamellenkraft nicht überschritten wird. Ermöglicht wird dies durch den Abbau von Verträglichkeits-Verbundspannungen durch stabilen Entkoppelungsschritt. Die Reihenfolge des Eintretens von Innenstahlfließen und Entkoppelungsbeginn sowie auch der Rißabstand beeinflusst den Entkoppelungsverlauf.

In Abhängigkeit von den bestimmenden Parametern wurden unterschiedliche Entkoppelungsfälle beschrieben und für diese die an einem ZRE zum Entkoppelungsversagen führende Bruchlaststufe, ausgedrückt als Grundwert der Schubspannung hergeleitet.

Eine Parameterbetrachtung ergab, daß für den Großteil der praxisüblichen Bauteile und Lastbilder ein Entkoppelungsfall (EKF 1.2) maßgebend wird, der durch Stahlfließen vor Entkoppelungsbeginn bei gleichzeitig für eine stabile Entkoppelungsreserve ausreichendem Rißabstand gekennzeichnet ist. Es werden einfache Kriterien angegeben, die die Einordnung in diesen EKF ohne genauen Nachweis gestatten. Für den allgemeinen Fall wird ein Ablaufschema für den Entkoppelungsnachweis an einem beliebigen Zwischenrißelement außerhalb des Endverankerungsbereiches angegeben.

Für den Nachweis des Gesamtbauteils ist nun noch die Kenntnis des Rißabstandes sowie das Auffinden der für die Entkoppelung maßgebenden Stelle erforderlich. Diese Fragen werden in Kap. 6 und 7 behandelt.

6 ERMITTLUNG DES RISSABSTANDES

6.1 Allgemeines

Die bisherigen Ausführungen haben die entscheidende Bedeutung des Rißabstandes für die Entkoppelungsproblematik gezeigt. Zur Beurteilung der Entkoppelungsgefahr muß also grundsätzlich der Rißabstand an jeder zu untersuchenden Stelle des lamellenverstärkten Bauteils unter der vorliegenden Beanspruchung bekannt sein. Im Folgenden wird ein einfaches Verfahren, das ausreichend genaue Ergebnisse hierfür liefert, abgeleitet. Es nutzt die auf lamellenverstärkte Bauteile erweiterten Ansätze für den Verbund und die Rißeinzugslänge der kontinuierlichen Rißtheorie von Noakowski [3]. Für die folgende Ableitung wird das Moment als über ein Grundelement, d.h. Rißeinzugslänge hinweg konstant angenommen.

Der Rißzustand entwickelt sich kontinuierlich vom Erstriß- zum Endrißzustand. Hierbei ist der Lastbereich zwischen dem Eintreten des ersten und des letzten Risses relativ klein, wie aus der vereinfachten Beziehung zwischen der Rißspannung und der mittleren Dehnung eines Stahlbetonzuggliedes nach [5] (Bild 6.1) zu erkennen ist. Nach [5] kann für den Normalfall angenommen werden, daß die Stahlspannung im Riß bei Erreichen des Endrißzustandes σ_{sm} um ca. 30% über jener bei der Erstrißbildung liegt:

$$\sigma_{sm} = 1.3 \sigma_{sr1} \quad (6.1)$$

Es kann also davon ausgegangen werden, daß bei in der Praxis zu bemessenden Stahlbetonbauteilen im Bereich der maximalen Momente schon bei Lasten weit unterhalb der Bruchlast der Endrißzustand vorliegt. Dies gilt auch für lamellenverstärkte Bauteile.

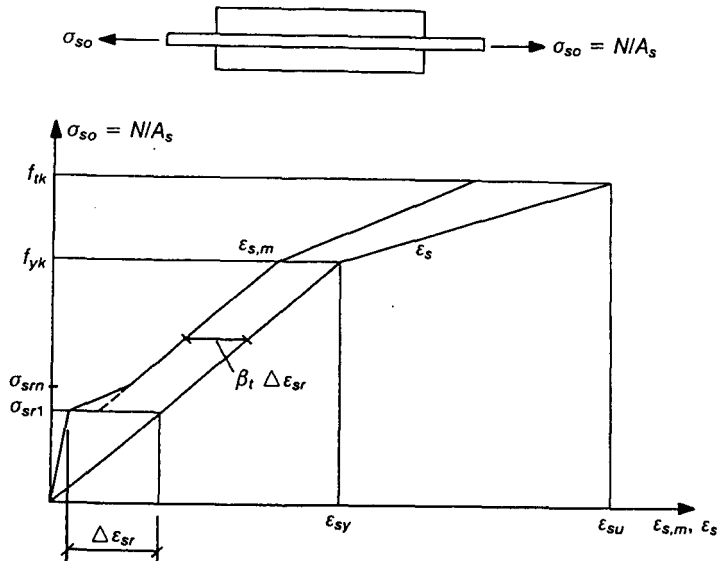


Bild 6.1: Vereinfachte Beziehung zwischen mittlerer Dehnung und Stahlspannung im Riß eines Stahlbetonzugliedes nach [5]

Daneben werden im Bauteil - auch in Bruchlastnähe - noch ungerissene Bereiche oder solche im Erstrißzustand existieren. Es gilt, das bei der Belastung vorliegende Rißbild über die gesamte Trägerlänge möglichst wirklichkeitsnah zu erfassen. Hierbei ist zu beachten, daß ein Rißbild mit im oberen Bereich der Schwankungsbreite liegenden Rißabständen bzgl. der Lamellenentkoppelung die ungünstigere Situation darstellt.

6.2 Grundlagen der Rißtheorie

Der Erstrißzustand in einem Bauteilabschnitt mit $M \approx \text{const.}$ zeichnet sich durch einzelne, weit auseinanderliegende Risse aus, deren Einzugsängen a_1 sich in der Regel nicht überschneiden. Trotz unterschiedlicher Verbundcharakteristika von Betonstahl und Lamelle kann für beide Bewehrungspartner eine gemeinsame Einleitungslänge a_1 definiert werden. Diese ist durch zwei beiderseits eines Risses liegende Ruhepunkte begrenzt, die dadurch gekennzeichnet sind, daß dort die gesamte Bewehrungsverbundspannung tot τ gleich Null ist und folglich Dehnungs-ebenheit von Bewehrung und Beton herrscht. Die Erstrisse treten an den Stellen mit unteren Werten

der Betonzugfestigkeit auf. Wegen der starken Streuung der letzteren stimmt die Rißeinzugslänge im Erstrißzustand a_1 i. d. R. nicht mit dem Rißabstand überein. Sie stellt jedoch den unteren Grenzwert des Erstrißabstandes dar.

Bei steigender Beanspruchung geht der Erstrißzustand innerhalb eines relativ kleinen Beanspruchungsbereiches in den abgeschlossenen oder Endrißzustand über. Bild 6.2 zeigt die Grundlagen der Erst- und Endrißbildung am lamellenverstärkten Stahlbetonbauteil qualitativ für einen begrenzten Trägerbereich mit $M \approx \text{const}$.

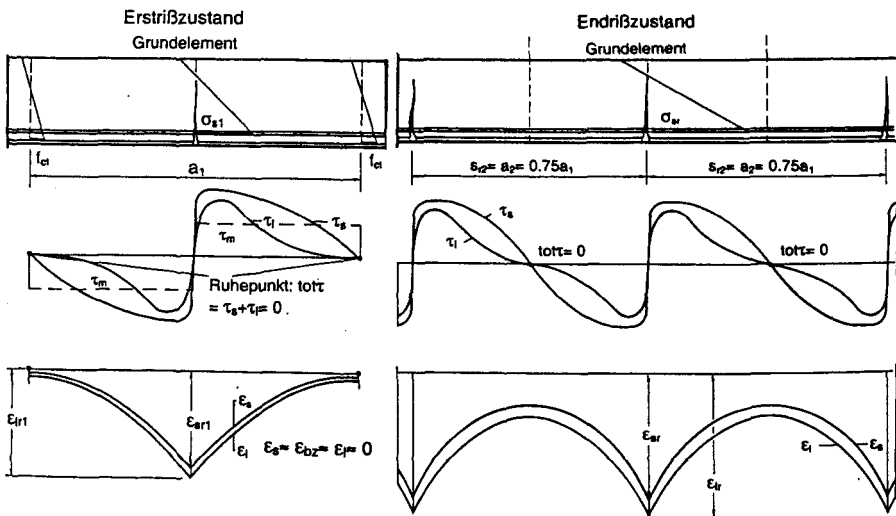


Bild 6.2: Verbundspannungen, Dehnungen, Einleitungslänge bzw. Rißabstand im Erst- und Endrißzustand am lamellenverstärkten Stahlbetonbauteil (qualitativ).

Der Endrißzustand entwickelt sich aus dem Erstrißzustand. Daher muß die Rißeinzugslänge des Erstrißzustandes a_1 ermittelt werden. Um die üblichen Beziehungen des Stahlbetonbaus, z.B. nach [3] nutzen zu können, wird die Lamelle als äquivalente Stahlbewehrung dargestellt. Da sowohl Längs- als auch Verbundspannungen der Bewehrungen in die Theorie eingehen, das Verhältnis von Querschnitt- zu Verbundfläche bei Lamelle und Betonstahlstäben jedoch unterschiedlich ist, wird je eine Beziehung für die äquivalente Gesamtquerschnittsfläche $A_{s, \text{äq}}$ und den äquivalenten Verbundumfang $u_{s, \text{äq}}$ benötigt. Diese können wie folgt ausgedrückt werden:

$$A_{s,\bar{a}q} = (k_d + 1) \frac{n_s \cdot \pi \cdot d_s^2}{4} \quad (6.2)$$

$$u_{s,\bar{a}q} = (m + n_s) \cdot \pi \cdot d_s \quad (6.3)$$

Hierin sind:

$$k_d = \frac{E_I \cdot A_I}{E_s \cdot A_s} \quad (6.4)$$

und n_s , Anzahl der Bewehrungsstahlstäbe.

Bei unterschiedlichen Stahldurchmessern sind Gln.(6.2) und (6.3) auf einen Vergleichsdurchmesser zu beziehen. Weiter bedeutet mit b_l , gesamte Lamellenbreite:

$$m = \frac{b_l}{\pi \cdot d_s} \quad (6.5)$$

Die gemeinsame Rißeinzugslänge a_1 kann mit folgender Gleichgewichtsbeziehung gefunden werden.

$$A_{s,\bar{a}q} \cdot \sigma_{s1,r} = \frac{\tau_m \cdot u_{s,\bar{a}q} \cdot a_1}{2} \quad (6.6)$$

Hierin sind:

σ_{s1} : Stahlspannung im Riß bei Erstrißbildung.

τ_m : auf die gemeinsame Rißeinzugslänge a_1 bezogene gesamte mittlere Verbundspannung von Betonstahl und Lamelle.

Stahlspannung bei Erstrißbildung

Die Stahlspannung $\sigma_{s1,r}$ kann mit Gl. (6.7) querschnittsunabhängig ausgedrückt werden:

$$\sigma_{s1,r} = \frac{f_{ct} \cdot W}{z_m \cdot A_{s,\bar{a}q}} \quad (6.7)$$

$$\sigma_{s1,r} = \frac{f_{ct} \cdot W}{z_m \cdot A_{s,\bar{a}q}} \quad (6.7)$$

mit

f_{ct} : Betonzugfestigkeit

W : Widerstandsmoment des Betonquerschnitts

z_m : mittlerer innerer Hebelarm

Für Rechteckquerschnitte ergibt sich mit $z_m \approx 0,85 \cdot d_m$ und $d_m \approx 0,85 \cdot h$ (s. Bild 6.3)

$$\sigma_{s1,r} \approx \frac{0,23 f_{ct}}{\mu_{\bar{a}q}} \quad (6.8)$$

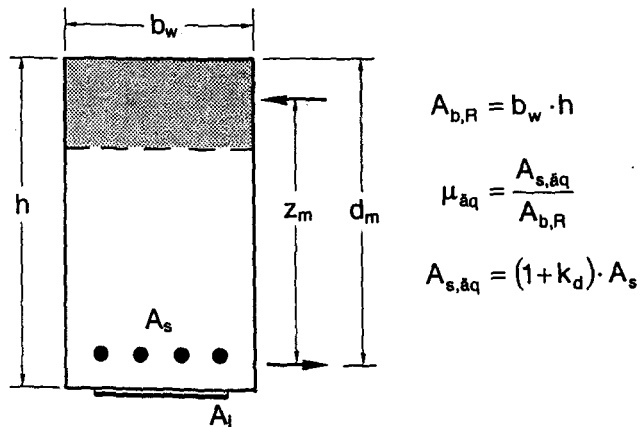


Bild 6.3: Rechteckquerschnitt, Abmessungen und Grundbeziehungen

Für beliebige Querschnittstypen kann Gl. (6.8) allgemein wie folgt formuliert werden.

$$\sigma_{s1,r} = \frac{\varphi \cdot f_{ct}}{\mu_{\bar{a}q}} \quad (6.9)$$

mit

φ : Stahlspannungsfaktor bei Erstrißbildung (für Rechteckquerschnitte: $\varphi_R = 0,23$)

$$\mu_{\text{äq}} = \frac{A_{s,\text{äq}}}{A_b}$$

mit A_b : gesamte Brutto-Betonquerschnittsfläche

In der Praxis ist der Plattenbalkenquerschnitt neben dem Rechteckquerschnitt die bei weitem dominierende Querschnittsform. Benutzt man Beziehungen für das Verhältnis der Widerstandsmomente f_W bzw. der Betonquerschnittsflächen f_A von Plattenbalken (PB)- und Rechteckquerschnitt (R), so erhält man für die Stahlspannung im Erstriß für Plattenbalken folgenden Ausdruck:

$$\sigma_{s1,PB} = \frac{f_W}{f_A \cdot 6 \cdot c_z} \cdot \frac{f_{ct}}{\mu_{\text{äq}}} \quad (6.10)$$

Hierin sind:

$$f_W = \frac{W_{PB}}{W_R} = \frac{6 \cdot W_{PB}}{b \cdot d^2}, \quad (6.11)$$

$$f_A = \frac{A_{b,PB}}{A_{b,R}} \quad \text{und}$$

$$c_z = \frac{z_m}{h}. \quad (6.12)$$

In Gl. (6.10) entspricht der Term $\frac{f_W}{f_A \cdot 6 \cdot c_z}$ dem Faktor φ in Gl. (6.9). In Abhängigkeit von den Proportionsbeiwerten für die Breite

$$c_b = \frac{b}{b_m} \quad (6.13)$$

und die Höhe

$$c_h = \frac{h_f}{h} \quad (6.14)$$

sowie mit der üblichen Annahme des inneren Hebelarmes zu

$$z_m = d_m - \frac{h_f}{2} \approx 0,9 \cdot h - \frac{h_f}{2} \quad (6.15)$$

kann man den Erstriß-Stahlspannungsfaktor für Plattenbalken φ_{PB} mit

$$\varphi_{PB} = \frac{f_w}{f_A \cdot \beta \cdot c_z} \quad (6.16)$$

ausdrücken. In Bild 6.4 ist der Verlauf von φ_{PB} in Abhängigkeit von den Proportionsbeiwerten c_b und c_h für den Bereich praxisüblicher Querschnittsproportionen dargestellt.

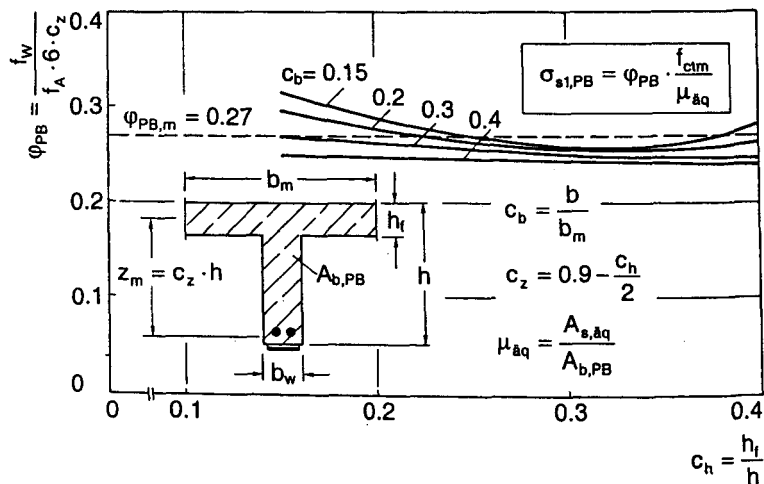


Bild 6.4: Stahlspannungsfaktor φ_{PB} für den Erstriß bei Plattenbalken in Abhängigkeit von den Proportionsbeiwerten c_b und c_h

Als den praxisüblichen Bereich gut abdeckenden Mittelwert findet man

$$\varphi_{PB} = 0,27.$$

Damit ergibt sich die Stahlspannung im Erstrißzustand für Plattenbalkenquerschnitte zu

$$\sigma_{s1,r} = 0,27 \frac{f_{ctm}}{\mu_{\bar{a}_1}} \quad (6.17)$$

Mittlere Gesamtverbundspannung τ_m

Die mittlere Gesamtverbundspannung über die Rißeinzugslänge a_1 im Erstrißzustand wird nach dem Ansatz von Noakowski [3] auch für lamellenverstärkte Bauteile berechnet. Er beruht auf dem ebenfalls von Noakowski vorgeschlagenen Verbundansatz für Betonstahl nach Gl. (6.18)

$$\tau_s = A \cdot s_s^N \cdot \beta_W^{0,66} \quad (6.18)$$

mit

s_s : lokale Relativverschiebung des Betonstahls

β_W : Würfeldruckfestigkeit des Betons

N, A : Materialwerte

Der Ansatz Gl. (6.18) deckt über die Parameter N und A Betonstähle mit unterschiedlicher Oberflächenausbildung (gerippt bis glatt) sowie unterschiedliche Verbundlagen ab, s. Tab. 6.1. Die Bezeichnungen Verbundlage I und II aus [3] wurden hierbei als Verbundbereich I und II gemäß DIN 1045, 18.4 ausgelegt. Die Werte für glatten Stahl im Verbundbereich II wurden durch Extrapolation gefunden.

Tab 6.1: Parameter A und N des Verbundansatzes für Betonstahl nach [3]

	Rippenstahl Verbundbereich		glatter Stahl Verbundbereich	
	I	II	I	II
A	0,95	0,8	0,42	0,35
N	0,12	0,20	0,10	0,167

Der Ansatz für die über die Rißeinzugslänge a_1 gemittelte Verbundspannung für Betonstahl lautet nach [3]

$$\tau_{sm} = \left[2^{-3N} \cdot \frac{(1-N)^{1+N}}{(1+N)} \cdot \frac{A}{E_s^N} \cdot \beta_W^{0,66} \cdot \sigma_s^N \cdot \sigma_{s1r}^{2N} \right]^{\frac{1}{1+N}} \quad (6.19)$$

Nun muß auch für das lamellenverstärkte Bauteil die mittlere Gesamtverbundspannung nach Gl. (6.19) formuliert werden. Es ist sinnvoll, hierfür eine Beziehung zwischen der mittleren Verbundspannung der Lamelle und der des Betonstahls zu verwenden. Diesem Zweck dient eine exemplarische Betrachtung der Verbundspannung und Relativverschiebung von Betonstahl und Lamelle am Rißufer bei Eintreten des Erstrisses. In Bild 6.5 sind die Verbundgesetze für glatten und gerippten Betonstahl nach Gl. (6.18) und Tab. 6.1 in bezogener Darstellung angegeben. Für die Lamelle wird das lineare elastisch-plastisch-entfestigende Verbundgesetz (s. Abschn. 4.3.2.1) verwendet. Die elastische Grenzverschiebung s_{11} ergibt sich nach Gl. (4.12) mit einer praxisüblichen Oberflächenzugfestigkeit von $f_{ctm} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ sowie einem mittleren Breitenbeiwert von $k_b = 1,15$ zu

$$s_{11} = 0,0075 \cdot 1,15 \cdot 2,0 = 0,017 \text{ mm.}$$

Der Quotient $\tau_{11} / \beta_W^{2/3}$ ergibt sich mit der Beziehung von Heilmann [46] für die zentrische Betonzugfestigkeit, die hier vereinfachend der Oberflächenzugfestigkeit gleichgesetzt wird:

$$f_{ctm} = 0,24 \cdot \beta_W^{0,66} \quad (6.20)$$

sowie $k_b = 1,15$

$$\tau_{11} / \beta_W^{2/3} = 0,497$$

In einer Parameterstudie soll nun die Größenordnung der Relativverschiebung der Lamelle am Rißufer in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad μ_{eq} abgeschätzt. Diese Studie wird wegen der relativ einfachen analytischen Handhabbarkeit an einem Zug-Druck-Doppelaschenkörper durchgeführt. Dies liefert für den von großen Rißabständen gekennzeichneten Erstrißzustand ausreichend genaue Ergebnisse.

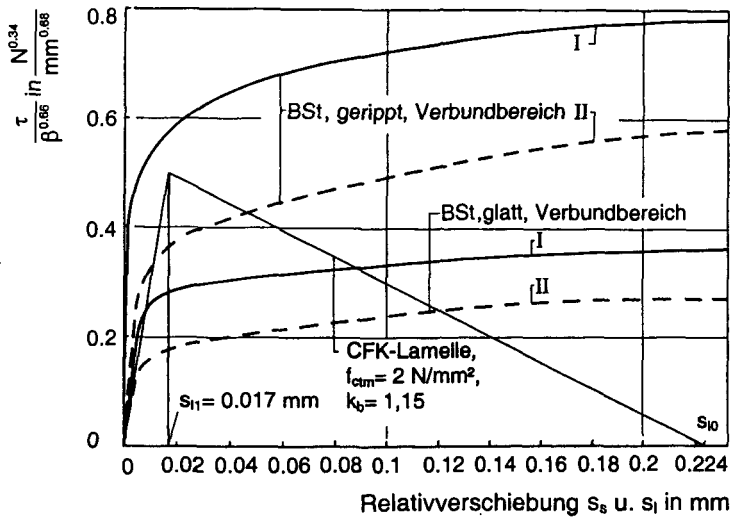


Bild 6.5: Verbundgesetze für Betonstahl nach [3] und CFK-Lamelle in bezogener Darstellung

Aus Vereinfachungsgründen wird ein stahläquivalenter E-Modul für die Lamelle gewählt. Mit der Vorgabe von Werten für den äquivalenten Gesamtbewehrungsgrad $\mu_{\text{äq}}$, ergibt sich die Lamellenspannung im Erstriß unter Voraussetzung von Dehnungsebenheit somit als Mittel der Werte für Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte (Gl. (6.8) und (6.17)) zu

$$\sigma_{11,r} = \sigma_{s1,r} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctm}}{\mu_{\text{äq}}} \quad (6.21)$$

Für Relativverschiebungen im elastischen Verbundbereich, d.h. $s_{1,r}^I \leq s_{1,r}$, ermittelt man die Relativverschiebung mit Gl. (4.46) aus der Lamellenspannung, wobei hierin die Lamellenkraft am Verklebeanfang ΔF_1 entspricht und $F_1 = 0$ ist. Der Rißabstand s_r entspricht hier der Verklebelänge und wird mit $l = 1.000 \text{ mm}$ ausreichend groß gewählt. Der Parameter ω_{el} ergibt sich zu

$$\omega_{\text{el}} = \sqrt{\frac{\tau_{11}}{s_{11} \cdot E_1 \cdot t_1}} = \sqrt{\frac{1,8 \cdot k_b \cdot f_{ctm}}{0,017 \cdot E_1 \cdot t_1}} \quad (6.22)$$

Man erhält

$$s_{l,r} = \frac{\sigma_{l,r}}{\omega_{el} \cdot E_l} \frac{\cosh(\omega_{el} \cdot l)}{\sinh(\omega_{el} \cdot l)} \leq s_{l1} = 0,017 \text{ mm.} \quad (6.23)$$

Mit den Parametern in Bild 6.5 sowie mit Gl. (6.20) erhält man für $s_{l,r}^I \leq s_{l,r}$:

$$s_{l,r}^I = \frac{8,48 \cdot 10^{-5}}{\mu_{äq}} \leq s_{l1} = 0,017 \text{ mm} \quad (6.24)$$

Für Relativverschiebung im entfestigenden Bereich (Bereich II, s. Bild 6.6), d.h. $s_{l,r}^{II} > s_{l,r}$, muß zunächst durch Vorgeben der sich im entfestigenden Verbundbereich befindenden Länge x_p (s. Bild 6.6) die zum jeweiligen x_p gehörende Lamellenspannung $\sigma_{l,r,1}$ ermittelt werden. Dies erfolgt nach Gl. (3.38) aus [2].

$$\sigma_{l,r,1} = E_l \omega_{el} \cdot (\lambda \cdot (s_{l0} - s_{l1}) \cdot \sin(\lambda \cdot \omega_{el}(l - x_p)) + s_{l1} \cdot \tanh(\omega_{el} \cdot x_p) \cdot \cos(\lambda \cdot \omega_{el}(l - x_p))) \quad (6.25)$$

mit

$$\lambda = \sqrt{\frac{s_{l1}}{s_{l0} - s_{l1}}}. \quad (6.25-1)$$

Mit dem vorgegebenen x_p kann nach [2] Gl. (3.37) die zugehörige Relativverschiebung $s_{l,r}^{II}$ ermittelt werden.

$$s_{l,r}^{II} = s_{l0} - (s_{l0} - s_{l1}) \cdot (\cos(\lambda \cdot \omega_{el}(l - x_p)) - \lambda \cdot \tanh(\omega_{el} \cdot x_p) \cdot \sin(\lambda \cdot \omega_{el}(l - x_p))) \quad (6.26)$$

Über die vorgegebenen x_p kann man nun den Erstrißspannungen $\sigma_{l,r,1}$ eine Relativverschiebung $s_{l,r,1}^{II}$ zuordnen. Bild 6.6 zeigt den der Rechnung zugrundeliegenden Zug-Druck-Verbundkörper sowie den qualitativen Verlauf der Relativverschiebung und der Lamellenspannung für die Fälle $s_{l,r} \leq s_{l1}$ und $s_{l,r} > s_{l1}$.

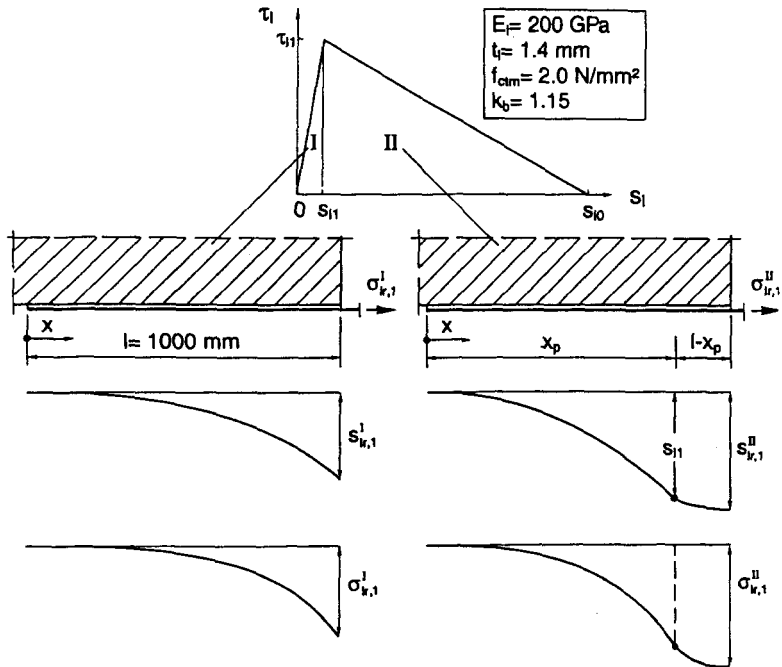


Bild 6.6: Zug-Druck-Verbundkörper, Relativverschiebung und Lamellenspannung, qualitativ für $s_{ir} \leq s_{i1}$ und $s_{ir} > s_{i1}$.

In Bild 6.7 ist die Relativverschiebung am belasteten Verklebebeginn in Abhängigkeit von $\mu_{\text{äq}}$ dargestellt. Hierbei ist $s_{ir,1}$ die Relativverschiebung infolge einer Erstrißlamellenspannung, die an einem Biegebalken zu $\mu_{\text{äq}}$ gehört. Man erkennt, daß für den größten Bereich der praxisüblichen Bewehrungsgrade von $\mu_{\text{äq}} > 0,5\%$ die Erstriß-Relativverschiebung $s_{ir,1} < s_{i1}$ ist, also im elastischen Bereich des Verbundgesetzes liegt. Auch für Bewehrungsgrade bis hinunter zu $\mu_{\text{äq}} \approx 0,3\%$ bleibt $s_{ir,1}$ noch relativ gering, d.h. unter $s_{ir,1} = 0,04 \text{ m}$.

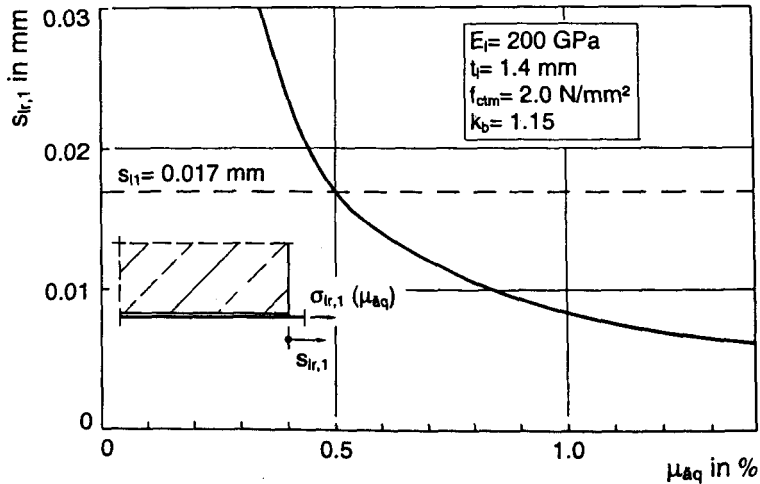


Bild 6.7: Relativverschiebung am belasteten Verklebbeginn $s_{ir,1}$ infolge einer am Biegebalken zu μ_{dq} gehörenden Erstriß-Lamellenspannung $\sigma_{ir,1}(\mu_{dq})$

Aufgrund der so gewonnenen Erkenntnisse ist es gerechtfertigt, die über die gemeinsame Einleitungslänge a_1 gemittelte Lamellenverbundspannung τ_{lm} in einem Verhältnis a zu der des Betonstahls τ_{sm} anzugeben, das dem Verhältnis der über den elastischen Bereich I des Verbundgesetzes gemittelten Verbundspannungen von Lamellen $\bar{\tau}_f^I$ und Betonstahl $\bar{\tau}_s^I$ entspricht, Gl. (6.27). Hierbei werden näherungsweise gleiche Relativverschiebungen von Lamelle und Betonstahl vorausgesetzt.

$$\tau_{lm} = a \cdot \tau_{sm} \quad (6.27)$$

Hierin ist

$$a = \frac{\bar{\tau}_f^I}{\bar{\tau}_s^I} \quad (6.28)$$

Mit den o.g. Voraussetzungen ergibt sich dieses Verhältnis zu

$$a = \frac{\frac{1}{2} \tau_{f1} s_{f1}}{\int_0^{s_{f1}} \tau_s ds_s} \quad (6.29)$$

Mit dem Verbundgesetz für Betonstahl nach Gl. (6.18) und den Parametern nach Tab. 6.1 sowie den Werten f_{ctm} und s_{r1} aus obigem Beispiel erhält man die Verhältniszerte a nach Tab. 6.2.

Tab.6.2: Verhältnis a der mittleren Verbundspannung von Lamelle und Betonstahl über die gemeinsame Erstriß-Einzugslänge

	Rippenstahl Verbundbereich		glatter Stahl Verbundbereich	
	I	II	I	II
a	0,49	0,85	0,99	1,67

Eine Gleichgewichtsbetrachtung am Riß ergibt mit den Gln. (6.3), (6.5) und (6.27) den Ausdruck nach Gl. (6.30) für die über die gemeinsame Erstrißeinzugslänge a_1 gemittelte Gesamtverbundspannung τ_m .

$$\tau_m = \frac{a \cdot m + n_s}{m + n_s} \cdot \tau_{sm} \quad (6.30)$$

Aus Gl. (6.6) erhält man nun mit Gl. (6.17) die gemeinsame Erstriß-Einzugslänge a_1 nach Gl. (6.31).

$$a_1 = \frac{0,125 f_{ctm} \cdot (k_d + 1) \cdot n_s \cdot d_s}{\mu_{\text{äq}} \cdot (a \cdot m + n_s) \cdot \tau_{sm}} \quad (6.31)$$

Mit τ_{sm} nach Gl. (6.19) sowie mit Gl. (6.20) findet man den allgemeinen Ausdruck für a_1 nach Gl. (6.32) und die Parameter A - D nach Tab. 6.3.

$$a_1 = \frac{A \cdot (k_d + 1) \cdot n_s \cdot d_s^B}{\mu_{\text{äq}}^C \cdot (a \cdot m + n_s) \cdot f_{ctm}^D} \quad (6.32)$$

Tab. 6.3: Parameter A - D der Gleichung der Erstriß-Einzugslänge nach Gl. (6.32) für Biegebauteile mit Rechteck- und mit Plattenbalkenquerschnitt

	Rippenstahl Verbundbereich		glatter Stahl Verbundbereich	
	I	II	I	II
A (R/PB)	0,27/0,33	1,09/1,32	0,40/0,48	1,34/1,64
B	0,89	0,833	0,91	0,86
C	0,79	0,67	0,82	0,72
D	0,1	0,163	0,08	0,14

6.3 Endrißzustand

Die Rißabstände im Endrißzustand s_{r2} entsprechen den Rißeinzugslängen im Endrißzustand a_2 . Sie werden von der Rißeinzugslänge des Erstrißzustandes a_1 bestimmt. Der größtmögliche Endrißabstand ist gleich der Rißeinzugslänge des Erstrißzustandes a_1 .

$$\max s_{r2} = a_1 \quad (6.33)$$

Der kleinstmögliche Endrißzustand entspricht der halben Rißeinzugslänge des Erstrißzustandes.

$$\min s_{r2} = \frac{a_1}{2} \quad (6.34)$$

Der mittlere Rißabstand ergibt sich aus beiden Grenzfällen.

$$s_{r2,m} = \frac{1}{2} \left(a_1 + \frac{a_1}{2} \right) = 0,75a_1 \quad (6.35)$$

Das bzgl. Lamellenentkoppelung ungünstigste Rißbild ergibt sich nun bei größtmöglichem Abstand $\max x_r$ des dem jeweiligen Momentennullpunkt nächsten Risses von ebendiesem Momentennullpunkt. Dieser ergibt sich aus dem Abstand der Stelle des mittleren Rißmomentes, ermittelt mit dem Mittelwert der Betonzugfestigkeit f_{ctm} , vom

Momentennullpunkt unter der jeweiligen Last $x_{M_r,m}$ zuzüglich der Rißeinzuglänge des Erstrißzustandes a_1 .

$$\max x_r = x_{M_r,m} + a_1 \quad (6.36)$$

Bei Momentenlinien, für die die Maximalwerte von Moment und Querkraft nicht an derselben Stelle auftreten, kann bei $x = x_{\max M}$ der mittlere Endrißabstand $s_{r,2,m}$ nach Gl. (6.35) angesetzt werden. Die Rißabstände im betrachteten Momentenbereich werden nun durch lineare Interpolation zwischen $s_r = a_1$ bei $x = \max x_r$ und $s_r = 0,75a_1$ bei $x = x_{\max M}$ gefunden. Damit ergibt sich für derartige Momentenlinien, z.B. ein Feld von Biegeträgern für den rechnerischen Endrißabstand $s_{r,2}$ an der Stelle x :

$$s_{r,2,x} = a_1 \cdot \left(0,75 + \frac{0,25(x_{\max M} - x)}{x_{\max M} - x_{M_r,m}} \right) \quad (6.37)$$

In Bereichen, in denen die Maximalwerte von Moment und Querkraft an derselben Stelle auftreten, wie im Stützbereich von Durchlaufträgern besteht grundsätzlich eine höhere Entkoppelungsgefahr (s. Kap. 7). Daher wird hier auf der sicheren Seite liegend der größtmögliche Endrißabstand $\max s_{r,2}$ angesetzt und zwar durchgehend zwischen den begrenzenden Stellen $x' = x'_{M_r,m} + a_1$.

In Bild 6.8 ist das rechnerische Endrißbild am mit CFK-lamellenverstärkten Stahlbeton-Durchlaufträger dargestellt. Die Darstellung deckt alle praxisüblichen M/Q-Konstellationen ab. Für jede Situation (Feldmomente, Endauflager, Zwischenaufleger, Stützmomente) gilt eine eigene Bezugsordinate (x, \bar{x}, x').

Nachfolgend werden die Endrißbilder von im Rahmen mehrerer Versuchsreihen geprüft, mit CFK-Lamellen verstärkter Bauteilen mit den sich rechnerisch ergebenden verglichen. Es handelt sich um vier Stahlbetonplatten, eine Spannbetonplatte, zwei Stahlbeton-Plattenbalken sowie um zwei zentrisch gezoogene Stahlbeton-Dehnkörper.

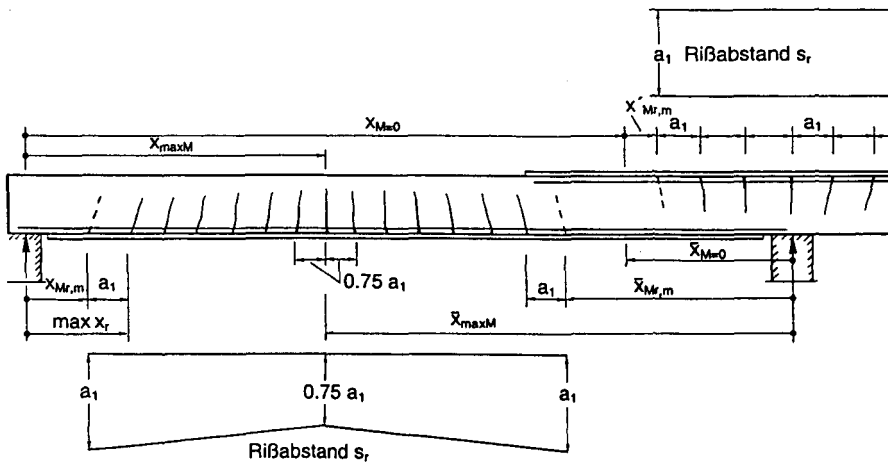


Bild 6.8: Rechnerisches Endrißbild eines mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbeton-Durchlaufträgers.

6.4 Versuchsergebnisse

Vorab ist es noch notwendig, den Ausdruck für die Erstriß-Einzugslänge nach Gl. (6.32) auch für Dehnkörper anzupassen. Bei diesen wird die Erstriß-Stahlspannung durch die bei Rißeintritt umzulagernde Zugkraft des gesamten Betonquerschnittes bestimmt. Es ergibt sich daher:

$$\sigma_{r1,x} = \frac{f_{ctm}}{\mu_{dq}} \quad (6.38)$$

Entsprechend erhält man als Parameter A der Gl. (6.32) für zentrisch gezogene Dehnkörper die Werte nach der Tabelle 6.4. Die Parameter B, C und D der Tab. 6.3 gelten auch für Dehnkörper.

Tab. 6.4: Parameter A der Gleichung der Erstrißezuglänge, Gl. (6.32) für zentrisch gezogene Dehnkörper

	Rippenstahl		glatter Stahl	
	Verbundbereich		Verbundbereich	
	I	II	I	II
A	1,16	4,73	1,73	5,83

In Tabelle 6.5 sind die zur Rißabstandsermittlung nach Gl. (6.32) benötigten Parameter der geprüften Bauteile aufgelistet. Weitere Werte finden sich in Anlage A5.

Tab. 6.5: Versuchskörper (VK) und zur Rißabstandsermittlung benötigte Werte

VK	E_i [GPa]	b_i [mm]	t_i [mm]	k_d [-]	n_b [-]	d_b (R/G) [mm]	m [-]	μ_{dq} [%]	Verb.- bereich	f_{cm} [N/mm ²]
P1	150	100	1,43	0,305	7	8 (R)	3,98	0,605	I	2,50
P2	205	100	1,43	0,416	7	8 (R)	3,98	0,657	I	2,50
P3	175	50	1,22	0,326	6	6 (R)	2,65	0,300	I	2,10
P4	175	50	2,44	0,370	4	10 (R)	1,59	0,574	I	2,80
P5	175	150	1,22	0,400	10	7,2 (R)	6,63	0,340	I	4,00
B1	175	150	1,22	0,121	4	20 (G)	2,39	0,93	I	2,40
B2	229	90	1,50	0,194	4	16 (R)	1,79	1,04	I	2,10
DK1	150	160	1,43	0,270	8	10 (R)	5,1	1,07	I	2,25
DK2	150	100	1,43	0,163	8	10 (G)	3,18	0,98	I	2,25

Die Bestimmung des Endrißbildes erfolgt entsprechend Bild 6.8. Bild 6.9 zeigt exemplarisch den Vergleich des gemessenen und rechnerischen Endrißbildes der Spannbetonplatte P5. Es belegt die gute Vorhersagefähigkeit des vorgestellten Modells auch für Spannbeton mit sofortigem Verbund. Wichtig ist hierbei die wirklichkeitsnahe Ermittlung der im rechnerischen Bruchzustand ungerissenen Länge. Im vorliegenden Beispiel liegt der rechnerische Ort des Rißmomentes unter der Bruchlast $F = 55 \text{ kN}$ bei $x_{Mr} = 0,77 \text{ m}$. Dies stimmt sehr gut mit der tatsächlichen rißfreien Länge unter dieser Last überein. Für eine Betrachtung der Lamellenentkoppelung

ist jedoch auf sicherer Seite liegend die Rißeinzuglänge a_1 zu addieren, Gl. (6.36), so daß sich $\max x_r = 901 \text{ mm}$ ergibt (Bild 6.9).

Die Gegenüberstellung der tatsächlichen und rechnerischen Rißbilder der übrigen Bauteile findet sich in den Anlagen A 3-1 - A 3-3.

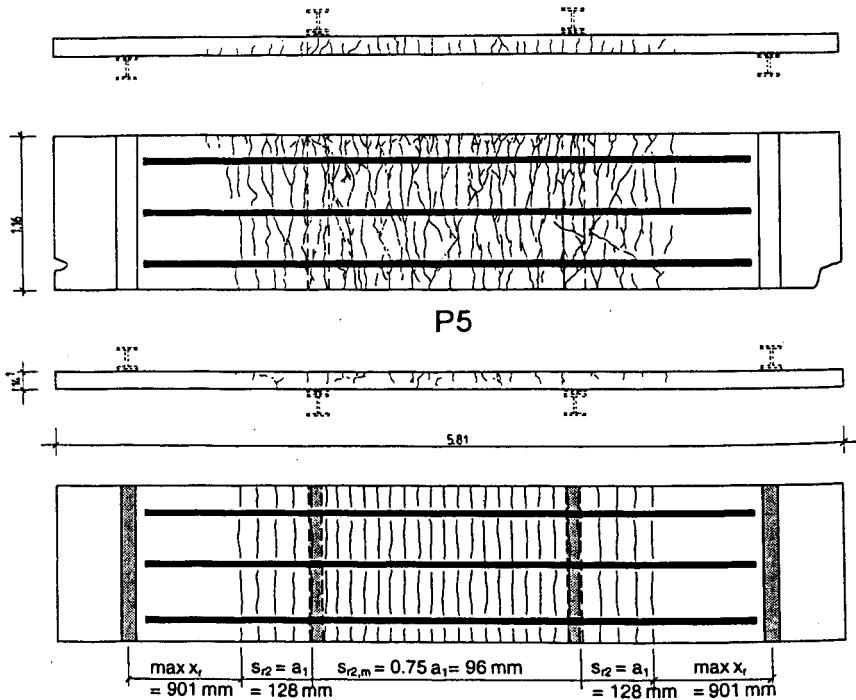
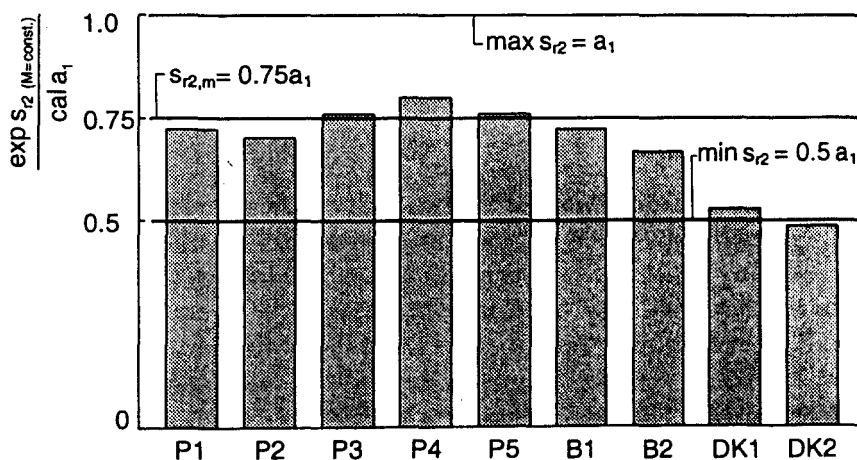


Bild 6.9: Tatsächliches und rechnerisches Endrißbild ($F = 55 \text{ kN}$) bei Platte P5 (Spannbeton mit sofortigem Verbund)

In der Tabelle 6.6 sind die rechnerischen Erstrißeinzugslängen a_1 und die davon abgeleiteten oberen und unteren Grenzwerte sowie der Mittelwert des Endrißabstandes $\max s_{r2}$, $\min s_{r2}$ und $s_{r2,m}$ aufgelistet. Ebenfalls angegeben ist der jeweilige Mittelwert des gemessenen Rißabstandes im Bereich konstanter Momente (bei Biegegliedern) $\exp s_{r,m}$ ($M = \text{const}$) sowie dessen Verhältnis zur rechnerischen Erstrißeinzugslänge. Dieses Verhältnis ist in Bild 6.10 dargestellt.

Tab. 6.6: Rechnerische Werte für Erstrißezuglänge und Endrißabstand sowie gemessener Endrißabstand (für Biegeglieder in $M = \text{const.}$)

	$a_1 = \max s_{r2}$ [mm]	$s_{r2,m} = 0,75 a_1$ [mm]	$\min s_{r2} = 0,5 a_1$ [mm]	exp $s_{r2,m}$ ($M = \text{const.}$)	exp $s_{r2,m}$ a_1
P1	89	67	45	64	0,72
P2	91	68	46	64	0,70
P3	131	98	66	100	0,76
P4	126	95	63	101	0,80
P5	131	98	66	100	0,76
B1	233	175	116	169	0,73
B2	129	97	115	87	0,67
DK1	290	217	145	155	0,53
DK2	485	364	243	239	0,49

Bild 6.10: Verhältnis des gemessenen mittleren Rißabstandes (bei Biegegliedern in $M = \text{const.}$) zur rechnerischen Erstrißezuglänge

Man erkennt, daß bei Biegegliedern der im Bereich der maximalen Momente ange-setzte mittlere Rißabstand nach Gl. (6.35) von $s_{r2,m} = 0,75 a_1$ die Wirklichkeit gut abbildet. Geringfügig auf der unsicheren Seite liegende Überschreitungen des rechnerischen durch den tatsächlichen Rißabstand, wie bei Platte P4 um 6,7%, sind in

diesem Bereich mit $M \approx \text{const.}$ und $Q \approx 0$ nicht entkoppelungsmaßgebend, wie im Kap. 7 gezeigt wird.

In besonders entkoppelungsgefährdeten Bereichen mit $M \approx \max M$ und $Q \approx \max Q$ wird als Rißabstand die volle Erstrißbeinzugslänge a_1 angenommen. Aus den Gegenüberstellungen in den Anlagen A 3-1 - A 3-3 erkennt man, daß in diesen Bereichen, d.h. bei P1 - P5 sowie B2 im Schubarm nahe der Einzellasten der rechnerische Rißabstand den tatsächlichen gut abbildet bzw. auf der sicheren Seite liegt.

Bei den Dehnkörpern stellen sich die Rißabstände im Mittel bei ca. $0,5 a_1$ ein. Dies entspricht der unteren Grenze des Schwankungsbereiches des Endrißabstandes, d.h. nur $s_{r,2}$ nach Gl. (6.34). Wegen der starken Streuung der den Rißabstand bestimmenden Größen wird empfohlen, soweit jemals in der Praxis erforderlich, auch für zentrisch gezogene Zugglieder den Rißabstand auf sicherer Seite nach Gl. (6.35) mit $s_{r,2,m} = 0,75 a_1$ anzusetzen.

6.5 Zusammenfassung

Es wird ein einfaches Verfahren zur Ermittlung des Rißabstandes entwickelt. Die kontinuierliche Rißtheorie von Noakowski [3] wird auf lamellenverstärkte Bauteile erweitert. Hierzu wird die Lamelle als äquivalente Stahlbewehrung ausgedrückt. Da sowohl Bewehrungslängs- als auch Verbundspannungen in die Theorie eingehen, werden Beziehungen für die äquivalenten Werte von Gesamtquerschnittsfläche und Verbundumfang verwendet. Der Endrißabstand ergibt sich schließlich zwischen der Rißeinzugslänge des Erstrißzustandes a_1 und der Hälfte dieses Wertes. Eine Gleichung zur Aufteilung des Rißabstandes auf das aktuelle Bauteil wird angegeben. In Bereichen mit gleichzeitig hohen Werten von Moment und Querkraft ist der obere Grenzwert des Rißabstandes zu verwenden. Im Lamellenendbereich muß je ein oberer und ein unterer Wert des Abstandes des ersten Risses vom Lamellenende überprüft werden.

Vergleiche mit Versuchsergebnissen zeigen i. w. gute Übereinstimmung. Für die Praxis wird dennoch die Aufnahme des aktuellen Rißbildes empfohlen.

7 LAMELLENENTKOPPELUNG AM GESAMTBAUTEIL

7.1 Zielsetzung

Kapitel 4 behandelte den Lamellenverbund auf Ebene des lokalen Verbundelements, d. h. auf Ebene 3 nach Bild 2.8. Im Kap. 5 wurde die Aufteilung der Bewehrungszugkraft und die davon abhängige Lamellenentkoppelung für ein Zwischenrißelement betrachtet (Ebene 2, Bild 2.8). Für den Nachweis der Standsicherheit des Gesamtbauteils muß nun das maßgebende Zwischenrißelement, also dasjenige, bei dem instabile Lamellenentkoppelung zuerst eintritt, gefunden werden. Bei Kraftsteuerung wird das progressive Verbundversagen der gesamten Lamelle durch die vollständige Entkoppelung dieses maßgebenden ZRE eingeleitet. In Abhängigkeit von dessen Lage schreitet die Gesamtentkoppelung am Bauteil in Richtung ab- oder zunehmender Zugkraft voran. Beim allgemeinen, von zwei Rissen berandeten ZRE ist die Gesamt-Entkoppelungsrichtung identisch mit derjenigen am ZRE und mit abnehmender Zugkraft auf das Lamellenende gerichtet. Ist die Endverankerung maßgebend, schreitet die Gesamtentkoppelung in Richtung zunehmender Zugkraft voran. Bild 7.1 zeigt beide Szenarien.

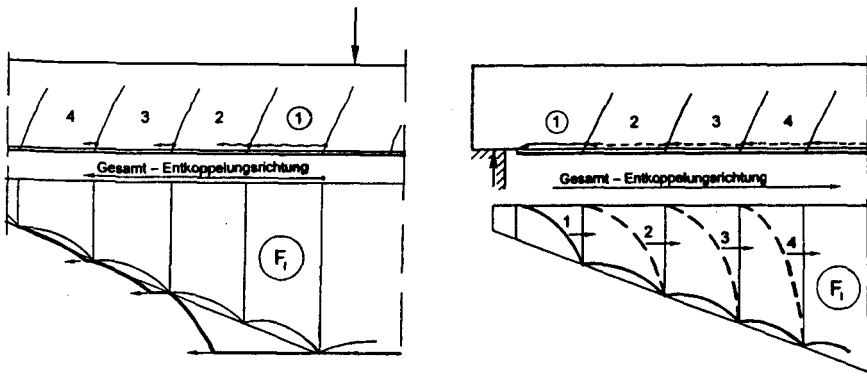


Bild 7.1: Auslösung progressiver Gesamtentkoppelung durch vollständige Entkoppelung des maßgebenden ZRE (1), Richtung der Gesamtentkoppelung für maßg. ZRE allgemein (links) und Endverankerungsbruch (rechts)

Aus den Betrachtungen des Kap. 5 sollen Kriterien für die gezielte Auswahl entkoppelungsgefährdeter Stellen im Bauteil abgeleitet werden. Die genauere Untersuchung dieser Stellen mit den Mitteln des Kap. 5 ergibt Ort und Entkoppelungsschnittgröße des maßgebenden ZRE. Damit ist dann, wie oben dargelegt, auch die zum Verbundversagen des Gesambauteils gehörende Laststufe bekannt.

Abschließend sollen die theoretisch ermittelten zum Entkoppelungsversagen gehörenden Laststufen mit den in eigenen Bauteilversuchen beobachteten verglichen werden.

7.2 Untersuchung von Stellen erhöhter Entkoppelungsgefährdung

7.2.1 Allgemeines

Zum Nachweis, ob an einem lamellenverstärkten Bauteil unter einer bestimmten Last ein Verbundversagen der Lamelle zu erwarten ist, ist es nicht notwendig, alle Zwischenrißelemente zu untersuchen. Die Ableitungen von Kap. 5 stellen Kriterien für die gezielte Festlegung von Stellen erhöhter Entkoppelungsgefährdung zur Verfügung. Generell liegt eine besonders hohe Beanspruchung des für die Tragfähigkeit entscheidenden Gleichgewichtsverbundes an Stellen mit einer hohen Lamellenkraftdifferenz über ein ZRE vor. Diese liegen nicht notwendigerweise an Querkraftmaxima. Gefährdete Punkte sind:

1. die Endverankerung, d. h. am letzten Riß vor Lamellenende (**E**)
2. Übergänge von elastischer zu fließender Innenbewehrung (**Y**)
3. die Umgebung von Einzelkräften auf der Seite der betragsmäßig höheren Querkraft (**F**).

In Bild 7.2 sind am Beispiel eines Durchlaufträger- Endfeldes unter Gleichstreckenlast und eines mit Einzellasten belasteten Einfeldträgers die der Praxis auftretenden Möglichkeiten des Auftretens o. g. Punkte dargestellt.

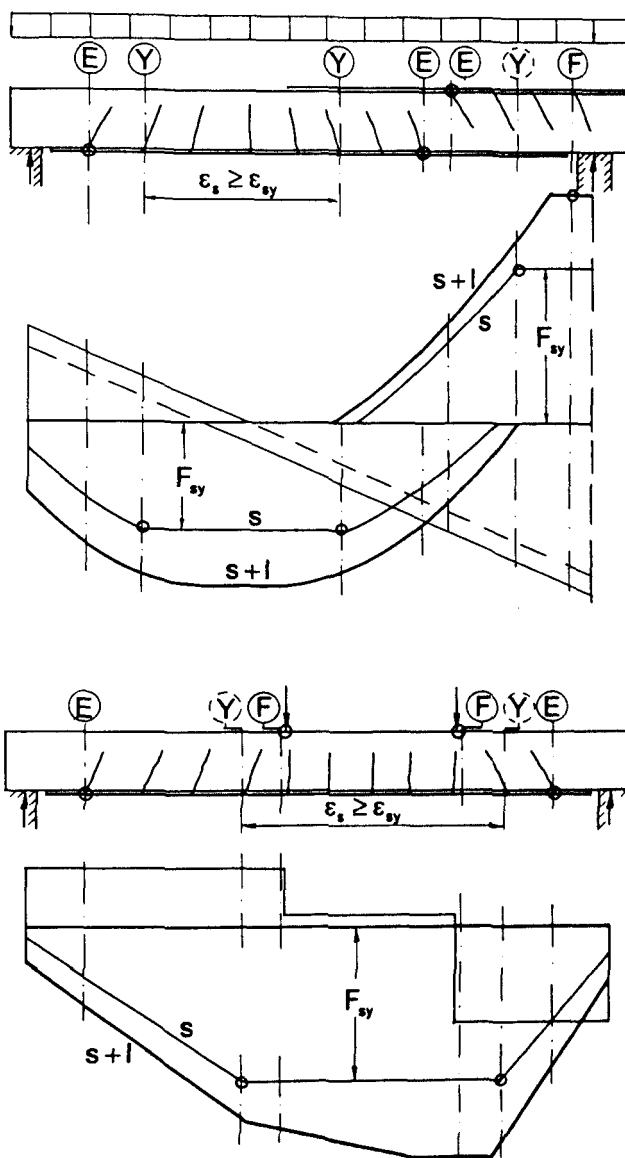


Bild 7.2: Stellen erhöhter Entkoppelungsgefährdung am Beispiel eines Durchlaufträger-Endfeldes unter Gleichstreckenlast und eines mit Einzellasten belasteten Einfeldträgers

Im Folgenden wird die Lokalisierung der gezielt auf Entkoppelung zu untersuchenden Stellen sowie das Vorgehen beim Nachweis behandelt.

7.2.2 Endverankerung der Lamelle (E)

Die Situation einer Lamellenendverankerung ist immer zwischen dem letzten Riß vor Lamellenende und diesem selbst gegeben. Dies trifft gleichermaßen auf den Lamellenendbereich an frei drehbaren Endauflagern, Innenauflagern, im Stützmomentenbereich, an Rahmenecken etc. zu. Bild 7.3 zeigt mögliche Situationen.

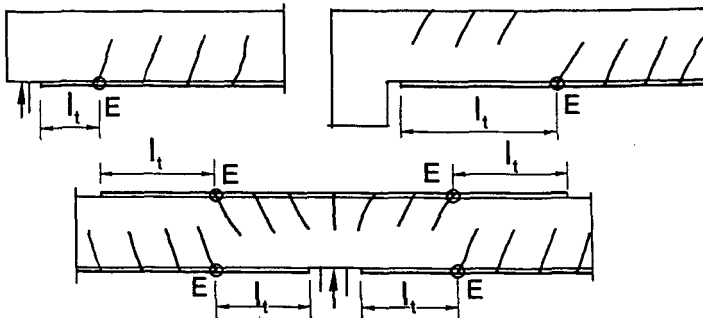


Bild 7.3: Situationen für Lamellenendverankerungen

Bei einer Lamellenendverankerung muß eine am Punkt E anliegende Lamellenkraft F_{IE} über die ungerissene Verankerungslänge l_t vollständig über Klebverbund in den Beton eingeleitet werden. Wie bereits in Kap. 4 festgestellt wurde, ist diese Situation der an einem Verbundkörper äquivalent. Bild 4.23 zeigt dies deutlich. Es wird ausschließlich Gleichgewichtsverbund beansprucht, die Abhängigkeit der Verbundbruchkraft von der Verbundlänge für $K_F = \infty$ gilt. Die Verbundbruchkraft T_u kann für $l_t < l_{t,max}$ in Abhängigkeit von l_t nach Gl. (4.21) ermittelt werden. Hierin sind $T_{u,max}$ nach Gl. (4.24 od. 4.25) und $l_{t,max}$ nach Gl. (4.23) zu bestimmen. Für $l_t \geq l_{t,max}$ ist T_u gleich $T_{u,max}$.

Liegt bei einem zu verstärkenden Bauteil noch nicht mit Sicherheit das abgeschlossene Rißbild vor, ist die maßgebende Verankerungslänge l_t rechnerisch zu bestimmen. Hierzu sind zwei Möglichkeiten zu untersuchen. Wird der Abstand des letzten

Risses vor Lamellenende maximal, l_i also möglichst groß, so wird die zu verankernde Lamellenkraft F_{iE} maximal. Ihr steht dort jedoch evtl. nicht ein entsprechend großer Verbundwiderstand T_u gegenüber. Diese Situation entspricht E_4 in Bild 7.4. Ein minimales l_i kann deutlich kleiner als $l_{i,max}$ sein, so daß, entsprechend dem Verlauf der $T_u - l_i$ -Beziehung, nur eine sehr kleine Verbundbruchkraft aktiviert werden kann. Dies ist für E_1 in Bild 7.4 der Fall. In Bild 7.4 ist am Beispiel eines frei drehbaren Endauflagers für unterschiedliche Möglichkeiten der Lage des letzten Risses E die Endverankerung dargestellt. Eingezeichnet sind der Verlauf der rechnerischen Lamellenkraft nach Fachwerkanalogie und die $T_u - l_i$ -Beziehung für den Verbundkörper ($K_F = \infty$) nach Gl. (4.21).

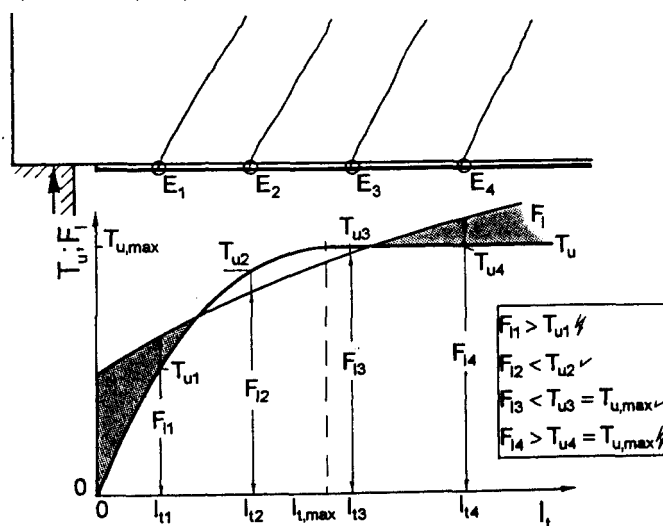


Bild 7.4: Endverankerung für unterschiedliche Lagen des letzten Risses E am Beispiel eines frei drehbaren Endauflagers.

Die minimale Verankerungslänge $\min l_i$ ergibt sich aus dem minimalen Abstand des letzten Risses vom Momentennullpunkt $\min x_E$ der identisch mit dem Abstand der Stelle des Reißmomentes x_{Mr} unter der betrachteten Laststufe ist. Das Reißmoment ergibt sich aus $f_{ct} = M_r / W$ mit den Ableitungen und Annahmen aus Abschn. 6.2 für Stahlbetonbauteile zu

$$M_r = \varphi \cdot f_{ct} \cdot z_m \cdot A_b \quad (7.1)$$

Hierin ist

$\varphi = \varphi_R = 0,23$ für Rechteckquerschnitte,

$\varphi = \varphi_{PB} = 0,27$ für Plattenbalkenquerschnitte.

Für Spannbetonbauteile ist der Einfluß der Vorspannung zu berücksichtigen. Die Vorspannkraft sollte wirklichkeitsnah unter Einschluß aller bis zum Verstärkungszeitpunkt aufgetretenen Spannkraftverluste erfaßt werden.

Die maximale Verankerungslänge $\max l_t$ ergibt sich aus dem maximalen Abstand des letzten Risses vom Momentennullpunkt $\max x_E$, entsprechend $\max x_r$ nach Gl. (6.32).

Die Lamelle muß bestimmungsgemäß immer aus dem Zugbereich heraus- oder so nahe wie möglich an das Auflager herangeführt werden. Deshalb darf i. d. R. planmäßig von elastischer Innenbewehrung im Bereich der Endverankerung der Lamelle ausgegangen werden. Die Lamellenkraft an der Stelle E kann daher nach Gl. (5.12) ermittelt werden. In Bild 7.5 sind beide zu untersuchenden Stellen E mit den zugehörigen Lamellenkräften am Beispiel eines Endauflagerbereiches dargestellt.

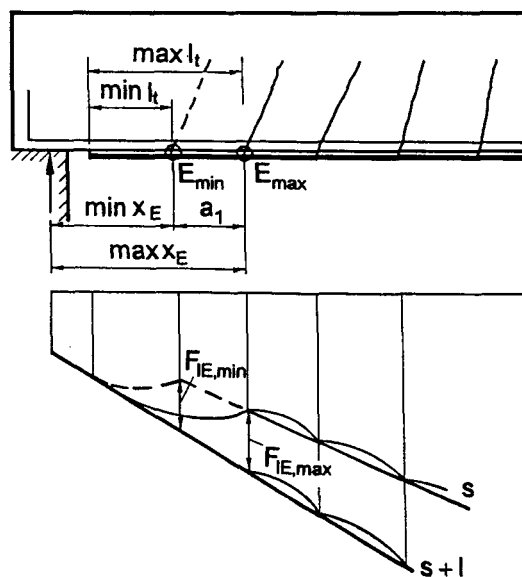


Bild 7.5: Zu untersuchende Stellen E für den Endverankerungsnachweis am Beispiel eines Endauflagers

Für beide Stellen E ist die charakteristische Verbundbruchkraft $T_{u,k}$ zu ermitteln. Für $l_t < l_{t,max}$ gilt die Gl. (4.26), für $l_t \geq l_{t,max}$ gilt Gl. (4.24). An beiden Stellen muß die im rechnerischen Bruchzustand vorhandene Lamellenkraft $F_{l_e,u}$ durch die charakteristische Verbundbruchkraft $T_{u,k}$ abgedeckt sein.

$$F_{l_e,u} \leq T_{u,k} \quad (7.2)$$

Die oben getroffene Annahme elastischer Innenbewehrung bei E gilt nicht uneingeschränkt. Im bei älteren Bauwerken häufig anzutreffenden Fall gestaffelter Innenbewehrung ist die Gültigkeit dieser Annahme zu überprüfen. Es muß mit Gl. (5.13) gelten

$$F_s = \frac{\tau_{0,E} \cdot b_w \cdot \left(a_{Q,E} + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)}{K_f} \leq F_{s_y,E} \quad (7.3)$$

Ist diese Bedingung nicht erfüllt, ist der Verankerungsnachweis für die Lamellenkraft an der Stelle, an der $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ ist nach Gl. (4.26) zu führen.

7.2.3 Entkoppelungsnachweis an der Stelle des Übergangs von elastischer zu fließender Innenbewehrung (Y)

In Abschn. 5.2.2 wurde gezeigt, daß an ZRE, bei denen die Innenbewehrung bei A gerade die Streckgrenze erreicht, während sie bei B schon vorher fließt, eine erhöhte Entkoppelungsgefährdung vorliegt. Dies wird durch das Maximum von K_F bei $\tau_{0y,A}$ in Bild 5.11 deutlich, das ein Maximum der Beanspruchung des Gleichgewichtsverbundes anzeigt. Diese Beanspruchung steigt mit zunehmender Querkraft über die Bauteillänge. In Momentenbereichen gleichen Vorzeichens, in denen die Maxima von Moment und Querkraft nicht zusammentreffen, wird der Entkoppelungsnachweis für den Bereich $\epsilon_s \geq \epsilon_{sy}$ daher an dessen Rand, also bei $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ maßgebend. Beispiele hierfür sind die Stellen Y im Bereich positiver Momente des mit Gleichlast belasteten Balkens in Bild 7.2. Die mit gestrichelten Kreisen gekennzeichneten Stellen Y beider Systeme werden nicht entkoppelungsmaßgebend. Grund ist, daß im Momentenbereich gleichen Vorzeichens Einzelkräfte angreifen, bei denen sowohl

gleichgroße oder größere Querkkräfte als auch größere Momente, als bei den benachbarten Y-Stellen zusammentreffen. An diesen mit F bezeichneten Stellen werden die Bedingungen für Lamellenentkoppelung bei einer niedrigeren Laststufe erfüllt. Für eine Y-Stelle gilt nach Gl. (5.12) wegen $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ bei Annahme intakten Verbundes für die Schubspannung mit K_1 nach Gl. (5.5)

$$\tau_{0Bv.(Y)} = \frac{F_{sy} \cdot K_1}{b_w \left(a_0 + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (7.4)$$

Für eine gegebene Laststufe und ein gegebenes Lastbild lassen sich nun die Y-Stellen über die Gl.(5.8) oder Gl. (5.11) lokalisieren. Hierzu müssen Moment und Querkraft bzw. a_0 und τ_0 als Funktion der Belastung ausgedrückt werden. Man erhält die Koordinate $x_{(Y)}$ der Stelle Y und das Verhältnis a_0 . Damit hat man den Punkt A des zu untersuchenden ZRE gefunden. Hier wird ein Reiß angenommen. Punkt B liegt um den Reißabstand s_r nach Abschn. 6.3 in Richtung zunehmenden Momentes von A entfernt. Bild 7.6 zeigt diese Situation.

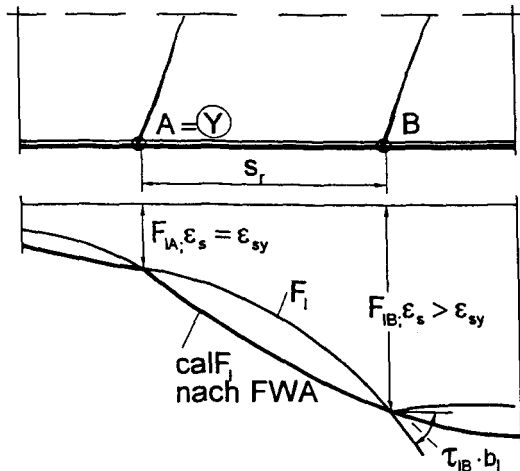


Bild 7.6: Nachweisstelle Y für $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$

Das Maximum der Verbundbeanspruchung liegt bei B, von wo aus auch die Entkoppelung in Richtung A voranschreitet. Der Punkt B ist nun auf die in Kapitel 5 behandelten Entkoppelungsfälle zu untersuchen.

Mit Gl. (4.62) erfolgt über den Vergleich von s_r mit $s_{r,max}$ die Einordnung in Entkoppelungsfall 1 oder 2. Mit Gl. (5.32) und Gl. (7.4) wird über Vergleich von $\tau_{0B,EKB}$ mit $\tau_{0B,y}$ die Einordnung in Fall 1.1 oder 1.2 bzw. 2.1 oder 2.2 vorgenommen. Im Folgenden werden die Entkoppelungsfälle einzeln behandelt.

Entkoppelungsfall 1.1

Hier ist zunächst die Einordnung in Fall 1.1.a oder 1.1.b vorzunehmen. Das Unterscheidungskriterium zwischen beiden bezieht sich nicht auf die Schubspannung unter Annahme intakten Verbundes $\tau_{0Bv,y}$ sondern auf diejenige bei tatsächlichem Fließbeginn unter Berücksichtigung der Kraftumlagerung durch Lamellenentkoppelung $\tau_{0B,y}$. Letztere ergibt sich mit den Gln. (5.13 und 5.59) zu

$$\tau_{0B,y} = \frac{F_{sy} \cdot K_1}{b_w \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \vartheta} \right) \cdot (1 + \kappa_2 k_d (1 - R))} \quad (7.5)$$

Die zur maximalen Entkoppelungskraft der Lamelle gehörende Schubspannung $\tau_{0Be,max}$ ermittelt man nach Gl. (5.62). Vergleich mit $\tau_{0B,y}$ ergibt die Einordnung in Fall 1.1.a oder 1.1.b (s. Bild 5.17).

Entkoppelungsfall 1.1.a

Der Ort Y wurde für die Nachweis-Laststufe unter Voraussetzung von $\varepsilon_g = \varepsilon_{sv,y}$ für intakten Verbund ermittelt. Tatsächlich fließt die Innenbewehrung dort aber wegen der entkoppelungsbedingten Kraftumlagerung von Lamelle auf Stahl schon bei einer niedrigeren, als der angenommenen Laststufe. Da nun nachgewiesen wurde, daß instabile Lamellenentkoppelung noch früher eintritt ($\tau_{0Be,max} \leq \tau_{0B,y}$), kann die Nachweis-Laststufe nicht erreicht werden. Entkoppelungsversagen am ZRE bei Y tritt vorher ein.

Es wird darauf hingewiesen, daß bei stabilem Entkoppelungsbeginn vor Stahlfließen (Fälle 1.1.a, b und 2.1) der Entkoppelungsnachweis geschlossen nur für eine gegebene Laststufe, gegebenes Lastbild und gegebene Stelle qualitativ als Ja/Nein -

Nachweis (erfüllt/nicht erfüllt) geführt werden kann. Da am Bauteil insgesamt nur wenige ausgewählte Stellen zu untersuchen sind (s. Bild 7.2), ist dies für die Praxis ausreichend. Eine genaue Ermittlung der zum Entkoppelungsversagen gehörenden Laststufe für das Gesamtbauteil ist in diesen Fällen nur aufwendig iterativ möglich.

Entkoppelungsfall 1.1.b

Im Fall a des Entkoppelungsfalles 1.1.b erreicht die zu $K_{F,pl}$ gehörende maximale Entkoppelungskraft $F_{le,max,pl}$ nach Gl. (5.64) höchstens die zum Stahlfließen gehörende Lamellenkraft F_{By} nach Gl. (5.70). Da Stahlfließen tatsächlich früher als unter Annahme intakten Lamellenverbundes eintritt, kann die Nachweis-Laststufe nicht erreicht werden. Entkoppelungsversagen am ZRE bei Y tritt vorher ein.

Im Fall b des Entkoppelungsfalles 1.1.b gilt $F_{le,max,pl} > F_{By}$. Damit besteht die Möglichkeit, daß die angenommene Nachweis-Laststufe erreicht wird. Die zur Lamellenkraft bei instabiler Entkoppelung $F_{le,max,pl} = F_{IB,u}$ gehörende Schubspannung $\tau_{0Be,u}$ ergibt sich wegen $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ nach Gl. (5.12) zu

$$\tau_{0Be,u} = \frac{F_{sy} + F_{le,max,pl}}{b_w \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (7.6)$$

Diese ist mit der unter Annahme intakten Verbundes nach Gl. (7.4) ermittelten Schubspannung bei B $\tau_{0B,v,(Y)}$ zu vergleichen.

$\tau_{0Be,u} \geq \tau_{0B,v,(Y)}$: Angenommene Nachweis-Laststufe wird erreicht.

$\tau_{0Be,u} < \tau_{0B,v,(Y)}$: Angenommene Nachweis-Laststufe kann nicht erreicht werden.
Entkoppelungsversagen am ZRE bei Y tritt vorher ein.

Entkoppelungsfall 1.2

In diesem Fall tritt Stahlfließen vor Beginn stabiler Entkoppelung ein. Die zu $K_{F,p/p}$ gehörende maximale Entkoppelungskraft $F_{le,max,pl}$ nach Gl. (5.64) ist mit F_{IBy} nach Gl. (5.73) zu vergleichen.

$F_{le,max,pl} \leq F_{IBy}$: Instabile Entkoppelung setzt mit Stahlfließen ein. Die angenommene Nachweis-Laststufe wird gerade erreicht. Die zugehörige Schubspannung $\tau_{0Be,u}$ ist identisch mit $\tau_{0Bv,(Y)}$ nach Gl. (7.4).

$$\tau_{0Be,u} = \tau_{0Bv,(Y)} \quad (7.7)$$

$F_{le,max,pl} > F_{IBy}$: Die angenommene Nachweis-Laststufe kann überschritten werden. Instabile Entkoppelung setzt bei Erreichen von $F_{le,max,pl}$ ein. Die zugehörige Schubspannung bei B ergibt sich zu

$$\tau_{0Be,u} = \frac{F_{sy} + F_{le,max,pl}}{b_w \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)} \quad (7.8)$$

Entkoppelungsfall 2.1

Entkoppelungsversagen wird mit Entkoppelungsbeginn gleichgesetzt. Die angenommene Nachweis-Laststufe, die Stahlfließen bei B voraussetzt, wird nicht erreicht. Entkoppelungsversagen tritt vorher ein.

Entkoppelungsfall 2.2

Stahlfließen tritt vor Beginn stabiler Entkoppelung ein. Die zu $K_{F,p/p}$ und $s_r < s_{r,max}$ gehörende Entkoppelungskraft $F_{le,pl}(s_r)$ nach Gl. (4.58) ist mit F_{IBy} nach Gl. (5.73) zu vergleichen.

$F_{le,pl}(s_r) \leq F_{IBy}$: Instabile Entkoppelung setzt mit Stahlfließen ein. Die angenommene Nachweis-Laststufe wird gerade erreicht. Die zugehörige Schub-

spannung $\tau_{0Be,u}$ ist, wie bei Fall 1.2, identisch mit $\tau_{0Bv,(Y)}$ nach Gl. (7.4).

$F_{le,pl}(s_r) > F_{IBy}$: Die angenommene Nachweis-Laststufe kann überschritten werden. Instabile Entkoppelung setzt bei Erreichen von $F_{le,pl}(s_r)$ ein. Die zugehörige Schubspannung bei B ergibt sich mit $F_{le,pl}(s_r)$ nach Gl. (4.58) zu

$$\tau_{0Be,u} = \frac{F_{sy} + F_{le,pl}(s_r)}{b_w \left(a_c + \frac{z_m}{2 \tan \vartheta} \right)}. \quad (7.9)$$

7.2.4 Entkoppelungsnachweis in der Umgebung von Einzelkräften (F)

Einzelkräfte bewirken immer Querkraftsprünge. In der Praxis sind bei Gleichlasten damit meist lokale Querkraftmaxima verbunden. Im Falle eines Nulldurchschlages der Q-Linie infolge einer Einzellast wie z. B. im Stützbereich von Durchlaufträgern, liegt gleichzeitig ein Momentenmaximum vor. In Bild 4.7 sind die häufigsten Situationen an Einzellasten mit qualitativem Verlauf von Querkraft und Moment dargestellt. Man erkennt, daß wegen des lokalen Maximums mindestens einer Schnittgröße bei gleichzeitig hohem Betrag der jeweils anderen, fast immer entkoppelungsbegünstigende Bedingungen vorliegen (Ausnahme: e). Dies gilt insbesondere für Situationen mit lokalen Querkraftmaxima, da hier die Beanspruchung des Gleichgewichtsverbundes am größten wird (a-c). Der Entkoppelungsnachweis ist auf der Seite der betragsmäßig größeren Querkraft zu führen, gekennzeichnet durch den Nachweischnitt F. Der gestrichelte Kreis bei e deutet an, daß in diesem Falle die Stelle F nicht notwendigerweise entkoppelungsmaßgebend wird, da weder Querkraft noch Moment ein Maximum aufweisen.

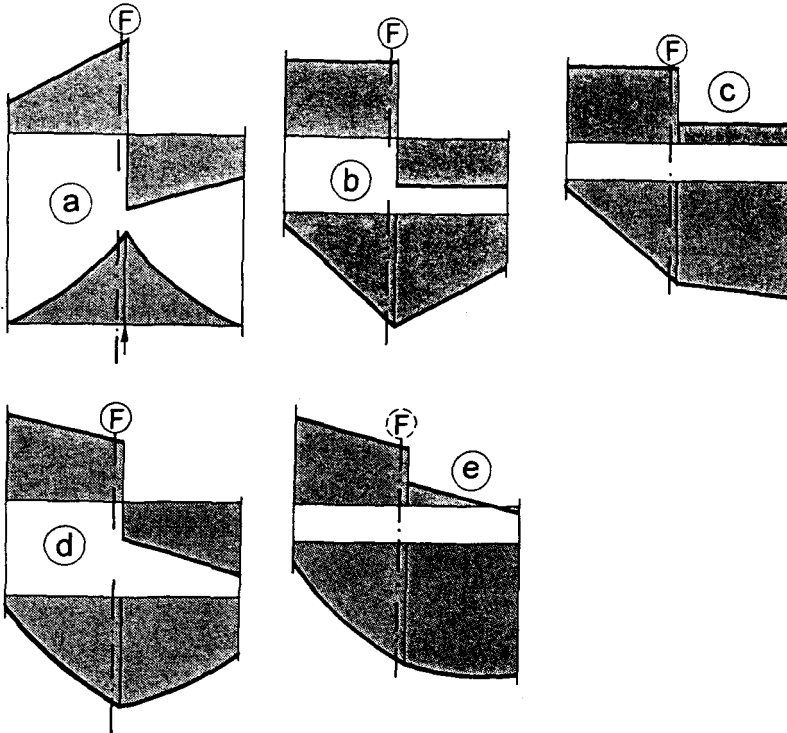


Bild 7.7: Verlauf von Querkraft und Moment (qualitativ) bei Standardsituationen an Einzellasten, Nachweisstelle F für Entkoppelungsnachweis

Da Lage der F-Stellen a priori bekannt ist, läßt sich die zum Entkoppelungsversagen gehörende Schubspannung $\tau_{0B_e,u}$ explizit ermitteln. Der Entkoppelungsnachweis ist dann als Vergleich von $\tau_{0B_e,u}$ mit der zur Nachweis-Laststufe gehörenden Schubspannung $\tau_{0B,u}$ zu führen. Der Punkt B des zu untersuchenden ZRE liegt hierbei um das Versatzmaß v von der Achse der Einzellast F entfernt auf der Seite der betragsmäßig größeren Querkraft. Hier ist ein Riß anzunehmen. Punkt A liegt um den Rißabstand s_r in Richtung abnehmenden Momentes von B entfernt. Bild 7.8 zeigt diese Situation.

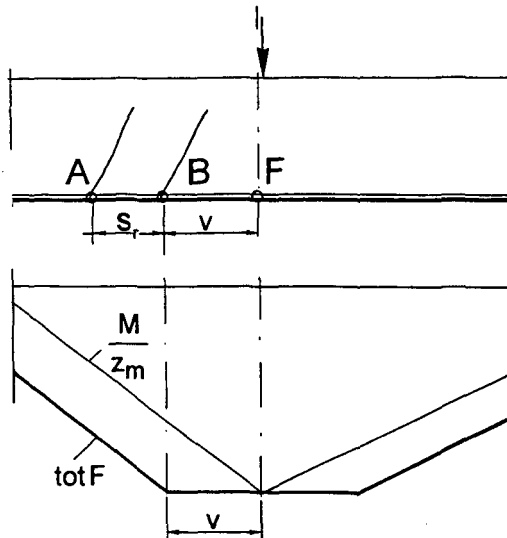


Bild 7.8: Maßgebendes Zwischenrißelement für den Entkoppelungsnachweis an einer Einzellast

Der Punkt B ist nun wieder auf die einzelnen Entkoppelungsfälle hin zu untersuchen. Die Einordnung in Fall 1.1 oder 1.2 bzw. 2.1 oder 2.2 wird wie unter 7.2.3 für die Y-Stellen beschrieben, vorgenommen.

Entkoppelungsfall 1.1

Die Einordnung in Fall 1.1.a oder 1.1.b erfolgt wie für Y-Stellen.

Entkoppelungsfall 1.1.a

Die zum Entkoppelungsversagen gehörende Schubspannung bei B $\tau_{0Be,u}$ ist identisch mit der $\tau_{0Be,max}$, die zur maximalen Entkoppelungskraft der Lamelle nach Gl. (4.64) gehört.

Entkoppelungsfall 1.1.b

Die zu $K_{F,p/p}$ gehörende maximale Entkoppelungskraft $F_{Ie,max,pl}$ nach Gl. (5.64) ist mit der zum Stahlfließen gehörende Lamellenkraft $F_{IB,y}$ nach Gl. (5.70) zu vergleichen. Gilt

$$F_{Ie,max,pl} \leq F_{IB,y} \text{ (Fall a),}$$

so ist die zum Entkoppelungsversagen gehörende Schubspannung bei B $\tau_{0Be,u}$ identisch mit der zum Stahlfließen gehörenden Schubspannung τ_{0By} nach Gl. (5.70).

$$\tau_{0Be,u} = \frac{F_{sy} + F_{IB,y}}{b_w \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)}. \quad (7.10)$$

Ist jedoch

$$F_{Ie,max,pl} > F_{IB,y} \text{ (Fall b),}$$

so ist $\tau_{0Be,u}$ gleich der zu $F_{Ie,max,pl}$ nach Gl. (5.64) gehörenden Schubspannung.

$$\tau_{0Be,u} = \frac{F_{sy} + F_{Ie,max,pl}}{b_w \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)}. \quad (7.11)$$

Entkoppelungsfall 1.2

Die zu $K_{F,p/p}$ gehörende maximale Entkoppelungskraft $F_{Ie,max,pl}$ nach Gl. (5.64) ist mit $F_{IB,y}$ nach Gl. (5.73) zu vergleichen.

$$F_{Ie,max,pl} \leq F_{IB,y} \text{ (Fall a):}$$

Instabile Entkoppelung setzt mit Stahlfließen ein. Die zugehörige Schubspannung ergibt sich mit Gl. (5.30) zu

$$\tau_{0Be,u} = \frac{F_{sy} \cdot K_1}{b_w \left(a_Q + \frac{z_m}{2 \tan \theta} \right)}. \quad (7.12)$$

$F_{Ie,max,pl} > F_{IBy}$ (Fall b):

Instabile Entkoppelung setzt bei Erreichen von $F_{Ie,max,pl}$ ein. Die zugehörige Schubspannung bei B ergibt sich nach Gl. (7.11).

Entkoppelungsfall 2.1

Entkoppelungsversagen wird mit Entkoppelungsbeginn gleichgesetzt. Die angenommene Nachweis-Laststufe, die Stahlfließen voraussetzt, wird nicht erreicht. Zum Entkoppelungsversagen bei B gehört die Schubspannung

$\tau_{0Be,u} = \tau_{0B,EKB}$ nach Gl. (5.31).

Entkoppelungsfall 2.2

Der Entkoppelungsnachweis wird wie für Y-Stellen nach 7.2.3, Fall 2.2 geführt.

$F_{Ie,pl}(s_r) \leq F_{IBy}$ (Fall a):

$\tau_{0Be,u}$ ergibt sich nach Gl. (7.12).

$F_{Ie,pl}(s_r) > F_{IBy}$:

$\tau_{0Be,u}$ ergibt sich nach Gl. (7.9).

Der Entkoppelungsnachweis erfolgt nun für alle Entkoppelungsfälle durch Vergleich von $\tau_{0Be,u}$ mit der zur Nachweis-Laststufe gehörenden Schubspannung $\tau_{0B,u}$.

$\tau_{0Be,u} \geq \tau_{0B,u}$: Unter der Nachweis-Laststufe erfolgt kein Entkoppelungsversagen bei F.

$\tau_{0Be,u} < \tau_{0B,u}$: Entkoppelungsversagen bei F erfolgt vor Erreichen der Nachweis-Laststufe.

7.3 Bauteilversuche

7.3.1 Vorbemerkungen

Im Folgenden werden eigene Versuche an mit CFK-Lamellen verstärkten Biegebau- teilen mit dem in Kap. 5 und 7 hergeleiteten Instrumentarium auf Entkoppelung un- tersucht. Es handelt sich um die Platten P1 - P5 sowie die Plattenbalken B1 und B2, deren Rißbilder in Kap. 6 nachgerechnet und in den Anlagen A 3-1 bis A 3-3 abge- bildet sind. Letzteren sind auch die geometrischen Werte zu entnehmen. Werkstoff- werte u. a. enthält Anlage A 5. Die Entkoppelungsnachweise werden an den in Abschn. 7.2 identifizierten Stellen E und F mit den angegebenen Gleichungen und mittleren gemessenen Werkstoffwerten geführt. Bei den Lastbildern mit ausschließ- lich Einzellasten werden Y-Stellen aus in Abschn. 7.2.3 genannten Gründen nicht maßgebend. Auf die ausführliche Darstellung der Rechnung wird verzichtet.

Das Ergebnis eines Entkoppelungs- bzw. Endverankerungsnachweises wird als Quotient ψ_F bzw. ψ_E der Schubspannungen am Nachweispunkt bei von diesem aus- gehenden rechnerischen Verbundversagen (cal) und bei im Versuch beobachteten Verbundversagen (exp) angegeben. Folgende Bezeichnungen gelten:

cal $\tau_{0E,u}$: Schubspannung bei E, die zum rechnerischen Erreichen der Verbund- bruchkraft T_m bei E gehört

exp $\tau_{0E,u}$: Schubspannung bei E bei Verbundversagen der Lamelle im Versuch, unabhängig vom Ausgangsort des Verbundversagens

cal $\tau_{0Be,u}$: Schubspannung an der Stelle B eines betrachteten ZRE bei rechnerischen Beginn des instabilen Verbundversagens, ausgehend von diesem ZRE

exp $\tau_{0Be,u}$: Schubspannung an der Stelle B eines betrachteten ZRE bei Verbundver- sagen Lamelle im Versuch, unabhängig vom Ausgangsort des Verbund- versagens

Allgemein wird ψ wie folgt geschrieben:

$$\psi_x = \frac{\text{cal } \tau_{0x0,u}}{\text{exp } \tau_{0x,u}} \quad (7.13)$$

Bei den Plattenversuchen trat der Verbundbruch stets plötzlich und großflächig ohne Vorankündigung durch sichtbare Verbundrisse ein. Der Ort, von dem das Verbundversagen ausging konnte also durch Augenschein nicht festgestellt werden. Bei mehreren hierfür in Frage kommenden Stellen am Bauteil ist eine gleichzeitige Überprüfung des Entkoppelungsmodells und eine Aussage über den Ursprungsort des Verbundversagens nicht möglich. Für den Quotienten ψ_x sind grundsätzlich folgende Interpretationen denkbar:

$\psi_x < 1$:

a) Voraussetzung: Das Verbundversagen geht von x aus.

Das Modell unterschätzt die Verbundtragfähigkeit an der untersuchten Stelle x um $100 \cdot (1 - \psi_x)\%$, liegt also auf der sicheren Seite.

b) Voraussetzung: Das Verbundversagen geht von einer anderen Stelle aus.

Das Modell unterschätzt die Verbundtragfähigkeit an der untersuchten Stelle x um **mindestens** $100 \cdot (1 - \psi_x)\%$, liegt für x also auf der sicheren Seite. Darüberhinaus ist über die Prognosequalität des Modells keine Aussage möglich.

$\psi_x > 1$:

a) Voraussetzung: Das Verbundversagen geht von x aus.

Das Modell überschätzt die Verbundtragfähigkeit an der untersuchten Stelle x um $100 \cdot (\psi_x - 1)\%$, liegt also auf der unsicheren Seite.

b) Voraussetzung: Das Verbundversagen geht von einer anderen Stelle aus.

Es ist keine Aussage über die Prognosequalität des Modells für x möglich.

Da weder Ausgangsort des Verbundversagens noch Prognosequalität des Modells a priori bekannt sind, wird folgende Annahme getroffen, die bei der Interpretation der Ergebnisse eine Unbekannte eliminiert:

Die Situation an einer Stelle E, an der ein Endverankerungsnachweis geführt werden muß, kann mit einem Verbundkörper gut abgebildet werden. In beiden Fällen gilt $K_F = \infty$ (s. Bild 4.23). Das Entkoppelungsmodell ist für diesen Spezialfall an einer Vielzahl von Verbundversuchen kalibriert und seine Gültigkeit belegt (Kap. 4). An E-

Stellen kann im Fall $\psi_{\epsilon} > 1$ deshalb angenommen werden, daß das Verbundversagen nicht von E ausging.

Bei den Plattenversuchen werden die Nachweise einmal unter Annahme einer rechnerischen Druckstrebenneigung von $\text{cal } \vartheta = 45^\circ$ und des rechnerischen Rißabstandes $\text{cal } s_r$ nach Kap. 6 geführt. Wegen der geringen Schubbeanspruchung, die durch i. w. vertikale Risse deutlich wird, ist eine Abweichung von der Fachwerkanalogie mit niedrigeren Bewehrungszugkräften als unter Berücksichtigung eines Versatzmaßes zu vermuten. Deshalb werden die Nachweise auch mit der rechnerischen Druckstrebenneigung von $\text{cal } \vartheta = 90^\circ$ geführt. Hierbei wird einmal mit $\text{cal } s_r$ sowie einmal mit dem an der Nachweisstelle gemessenen Rißabstand $\text{exp } s_r$ gerechnet. Für den Endverankerungsnachweis wurde der Punkt E jeweils an den am Versuchskörper aufgetretenen, meist durch ein Rißblech vorgegebenen letzten Riß vor Lamellenende gelegt. Für die Plattenversuche P1 - P4 gilt, daß die Lamellen, die unter den Lasteinleitungssträgern hindurchlaufen, durch diese nicht angepreßt werden.

Die Balkenversuche nehmen hinsichtlich der Lamellenentkoppelung insofern eine Sonderstellung ein, als daß letztere durch Umschließung mit Stahlaschenbügeln behindert- bzw. durch aktive Anpressung bereichsweise verhindert wurde. Dies ermöglichte eine teilweise Beobachtung des Entkoppelungsfortschrittes. Insbesondere muß jedoch bei dem mit Laschenbügeln umschlossenen Balken B1 die Tatsache einer quasi-kontinuierlichen, aber nicht definierten Entkoppelungsbehinderung bei der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden.

7.3.2 Versuchsergebnisse

7.3.2.1 Plattenversuche

Platte P1

Bild 7.9 zeigt die Geometrie der Platte mit Angaben zur Bewehrung sowie die rechnerischen und gemessenen Lamellenzugkräfte bei $F = 42,5 \text{ kN} = 0,95 F_u$. Die Draufsicht und das Rißbild sind Anlage A 3-1 zu entnehmen. Bei $F_u = 44,7 \text{ kN}$ trat plötzlicher, nahezu gleichzeitiger Verbundbruch beider Lamellen ein. Es wurde ein

Biegeverstärkungsgrad von $\exp \eta_B = 1,64$ bei einer maximalen Lamellendehnung von $\epsilon_{lu} = 6,3\%$ erreicht. Der Biegeverstärkungsgrad $\exp \eta_B$ ist hier das Verhältnis der Biegebruchmomente im unverstärkten, M_{u0} (rechnerisch) und verstärkten Zustand M_{uV} (beim Versagen im Versuch).

$$\exp \eta_B = \text{cal } M_{u0} / \exp M_{uV} \quad (7.14)$$

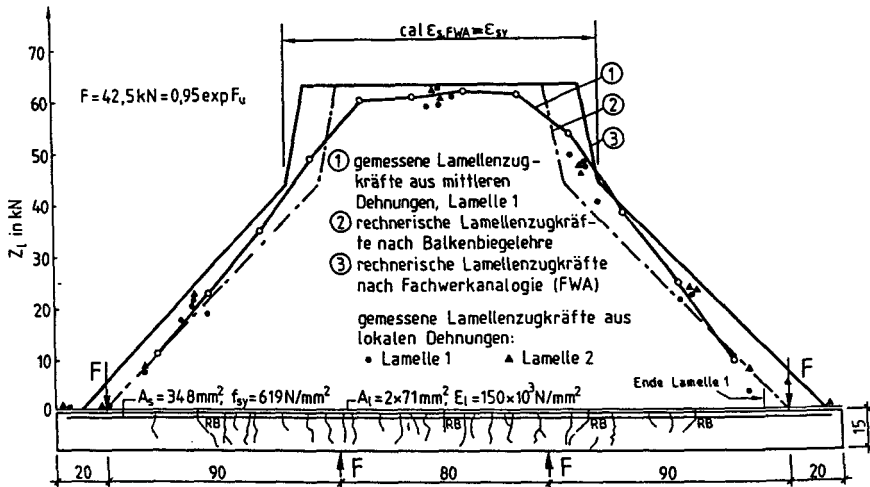


Bild 7.9: Platte P1, Geometrie, Bewehrung sowie rechnerische und gemessene Lamellenzugkräfte bei $F = 42,5 \text{ kN} = 0,95 F_u$

In Tab. 7.1 sind die Quotienten ψ_x nach Gl. (7.13) für den Endverankerungsnachweis (EVN) bei E sowie den Entkoppelungsnachweis (EKN) in der Nähe der Einzellasten F angegeben.

Platte P2

Bild 7.10 zeigt die Geometrie der Platte mit Angaben zur Bewehrung sowie die rechnerischen und gemessenen Lamellenzugkräfte bei $F = 45 \text{ kN} = 0,88 F_u$. Draufsicht und Reißbild sind Anlage A 3-1 zu entnehmen. Bei $F_u = 51,1 \text{ kN}$ trat plötzlicher, nahezu gleichzeitiger Verbundbruch beider Lamellen ein. Es wurde ein Biegeverstärkungsgrad von $\exp \eta_B = 1,88$ bei einer maximalen Lamellendehnung von $\epsilon_{lu} = 6,1\%$ erreicht.

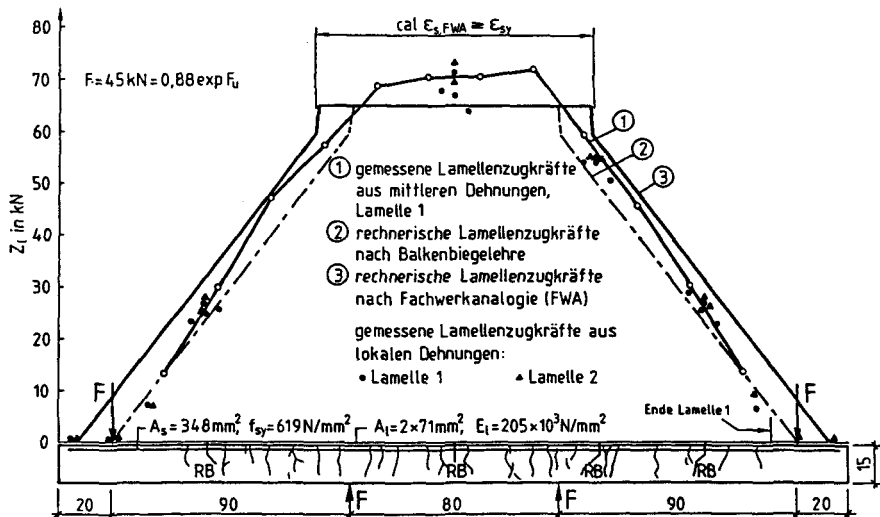


Bild 7.10: Platte P2, Geometrie, Bewehrung sowie rechnerische und gemessene Lamellenzugkräfte bei $F = 45 \text{ kN} = 0,88 F_u$.

Die Ergebnisse der Entkoppelungsnachweise sind als Quotient ψ_x nach Gl. (7.13) in Tab. 7.1 angegeben.

Platte P3

Bild 7.11 zeigt die Geometrie der Platte mit Angaben zur Bewehrung sowie die rechnerischen und gemessenen Lamellenzugkräfte bei $F = 12 \text{ kN} = 0,92 F_u$. Draufsicht und Rißbild sind Anlage A 3-2 zu entnehmen. Bei $F_u = 13 \text{ kN}$ trat plötzlicher Verbundbruch der Lamelle ein. Es wurde ein Biegeverstärkungsgrad von $\exp \eta_B = 1,88$ bei einer maximalen Lamellendehnung von $\epsilon_{lu} = 6,0 \text{ ‰}$ erreicht.

Die Ergebnisse der Entkoppelungsnachweise sind als Quotient ψ_x nach Gl. (7.13) in Tab. 7.1 angegeben.

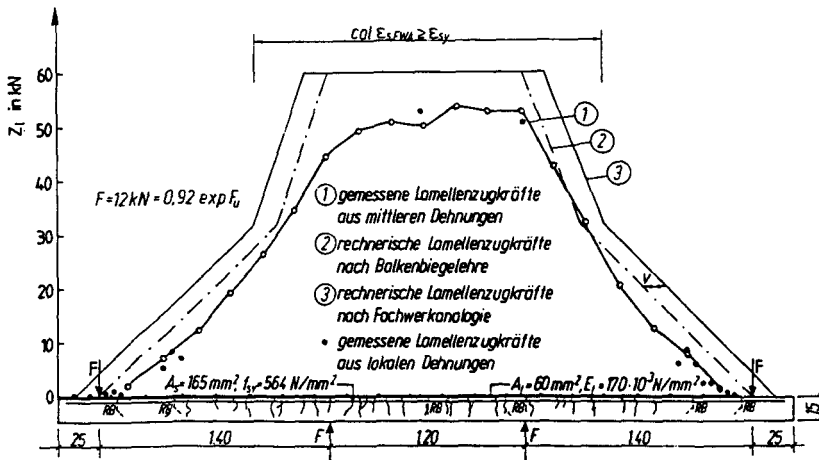


Bild 7.11: Platte P3, Geometrie, Bewehrung sowie rechnerische und gemessene Lamellenzugkräfte bei $F = 12 \text{ kN} = 0,92 F_u$.

Platte P4

Bild 7.12 zeigt die Geometrie der Platte mit Angaben zur Bewehrung sowie die rechnerischen und gemessenen Lamellenzugkräfte bei $F = 20 \text{ kN} = 0,87 F_u$. Draufsicht und Rißbild sind Anlage A 3-2 zu entnehmen. Bei $F_u = 23 \text{ kN}$ trat plötzlicher Verbundbruch der Lamelle ein. Es wurde ein Biegeverstärkungsgrad von $\exp \eta_B = 1,78$ bei einer maximalen Lamellendehnung von $\epsilon_{lu} = 5,0 \text{ ‰}$ erreicht.

Platte P5

Die Platte P5 war ein Spannbetonbauteil mit sofortigem Verbund. Die zum Versuchszeitpunkt vorhandene Vorspannkraft betrug $F_{z0} = 320 \text{ kN}$. Bild 7.13 zeigt den Bereich $Q \neq 0$ mit Angaben zur Bewehrung sowie die Bewehrungszugkräfte bei $F_u = 55 \text{ kN}$. Draufsicht und Rißbild sind Bild 6.9 zu entnehmen. Bei $F_u = 55 \text{ kN}$ löste sich die erste Lamelle schlagartig ab. Jeweils nach Lastabfall und Wiederbelastung versagten die zweite und dritte Lamelle bei $F = 50 \text{ kN}$ und $F = 45 \text{ kN}$ auf dieselbe Weise. Es wurde ein Biegeverstärkungsgrad von $\exp \eta_B = 1,55$ bei einer maximalen Lamellendehnung von $\epsilon_{lu} = 7,7 \text{ ‰}$ erreicht.

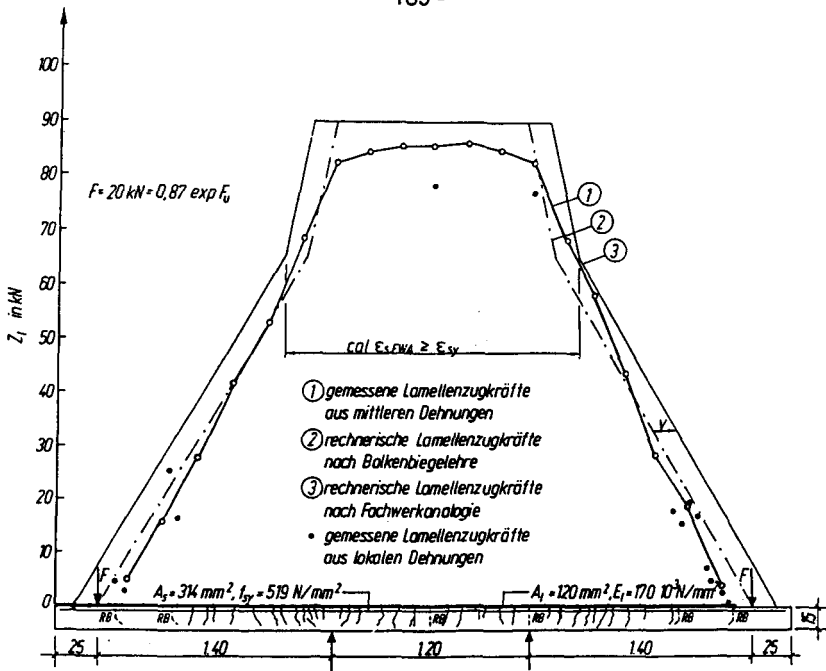


Bild 7.12: Platte P4, Geometrie, Bewehrung sowie rechnerische und gemessene Lamellenzugkräfte bei $F = 20 \text{ kN} = 0,87 F_u$.

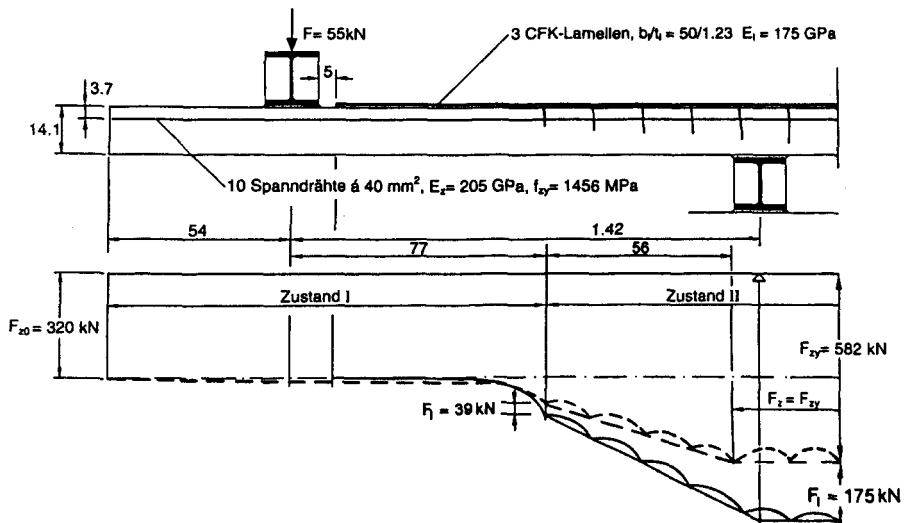


Bild 7.13: Platte P5, Geometrie, Bewehrung und rechnerische Bewehrungszugkräfte bei $F_u = 55 \text{ kN}$, dargestellt für Bereich $Q \neq 0$

Tab. 7.1: Verhältnisse ψ_x nach Gl. (7.13) für Endverankerungs- bzw. Entkoppelungsnachweise bei den Plattenversuchen

		P1	P2	P3	P4	P5
Endverankerungsnachweis bei E: ψ_E	cal $\vartheta = 45^\circ / \exp l_t$	1,50	1,23	1,99	1,71	1,35
	cal $\vartheta = 90^\circ / \exp l_t$	1,77	1,44	2,28	1,96	1,45
Entkoppelungsnachweis bei F: ψ_F	cal $\vartheta = 45 / \text{cal } s_r$	0,92	0,85	0,91	0,88	1,03
	cal $\vartheta = 90^\circ / \text{cal } s_r$	0,98	0,92	0,94	0,91	1,07
	cal $\vartheta = 90^\circ / \exp s_r$	0,99	0,92	0,97	0,94	1,07
Entkoppelungsfall bei F		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Für die Endverankerung wurden bei allen Platten Quotienten ψ_E von deutlich über $\psi_E = 1$ erreicht, die gleichzeitig über den Werten ψ_F liegen. Weil die Gültigkeit des Modells bzgl. der Endverankerung bei E nachgewiesen ist, folgt daraus, daß die Stelle F in allen Fällen entkoppelungsmaßgebend wurde. Daß die Werte ψ_F für den Entkoppelungsnachweis bei F gleichzeitig nahe an $\psi_F = 1,0$ liegen, deutet auf eine gute Prognosequalität des Modells auch für Einzellast-Eintragungsstellen F hin. In Bild 7.14 sind die Quotienten ψ_E und ψ_F für Endverankerungs und Entkoppelungsnachweise der Plattenversuche dargestellt.

Man erkennt, daß bei Platten die Entkoppelung bei Annahme von $\vartheta = 90^\circ$ zutreffender vorausgesagt wird, als nach Fachwerkanalogie mit $\vartheta = 45^\circ$. Die Berücksichtigung eines Versatzmaßes in der Praxis bietet also eine Sicherheitsreserve. Erwartungsgemäß ist die Vorhersagegenauigkeit bei Verwendung des gemessenen Rißabstandes $\exp s_r$ bei F besser als mit dem nach Gl. (6.37) berechneten $\text{cal } s_r$.

Bei allen Stahlbetonplatten liefert das Modell auf der sicheren Seite liegende Werte für die Entkoppelungslaststufe bei F, d. h., $\psi_F < 1,0$. Die Werte für die Spannbetonplatte P5 liegen geringfügig über $\psi_F = 1,0$. Ein Grund hierfür könnte darin liegen, daß die zum Versuchszeitpunkt vorhandene Vorspannkraft F_{20} durch die nachträgliche

Messung an zwei freigelegten Spanndrähten nicht genau erfaßt, und etwas zu hoch angesetzt wurde.

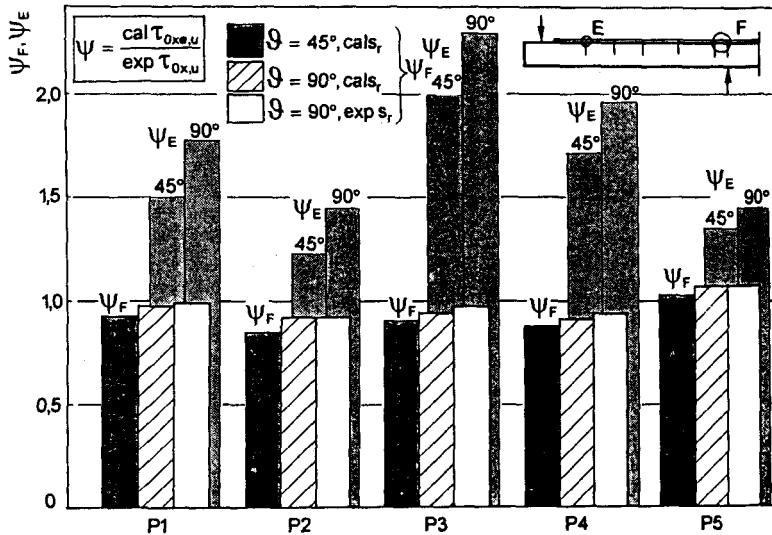


Bild 7.14: Quotienten ψ_E und ψ_F für Endverankerungen und Entkoppelungsnachweise der Plattenversuche

7.3.2.2 Balkenversuche

Balken B1

Bild 7.15 zeigt die Geometrie des Balkens mit Angaben zur Längsbewehrung sowie die rechnerischen und gemessenen Lamellenzugkräfte bei $F_u = 135 \text{ kN}$. Zwischen $F = 85 \text{ kN}$ und $F = 96 \text{ kN}$ wurden im Bereich der mittleren Einzellasten Verbundrisse im oberflächennahen Beton mit bloßem Auge sichtbar. Sie breiteten sich mit steigender Last in Richtung Auflager aus. Bei $F_u = 135 \text{ kN}$ versagte das Bauteil durch plötzlichen Verbundbruch zweier Lamellen. Es wurde ein Biegeverstärkungsgrad von $\exp \eta_B = 2,1$ bei einer maximalen Lamellendehnung von $\epsilon_{lu} = 12,6 \text{ ‰}$ erreicht.

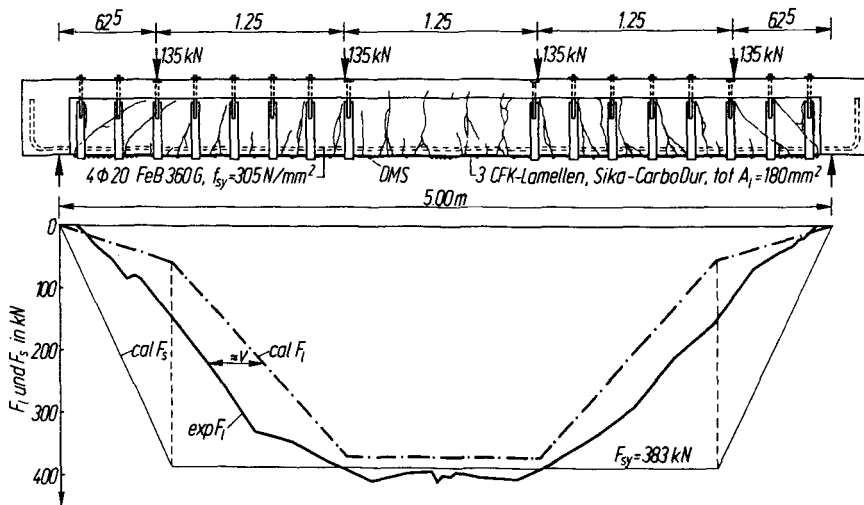


Bild 7.15: Balken B1, Geometrie, Längsbewehrung sowie rechnerische und gemessene Lamellenzugkräfte bei $F_u = 135 \text{ kN}$

Die Behinderung der Entkoppelung durch die geklebten und in der Druckplatte verankerten Stahlaschenbügel war offensichtlich. Das Fortschreiten des Verbundrisses wurde zunächst jeweils an den Laschenbügeln gestoppt. Dies zeigt Bild 7.16.

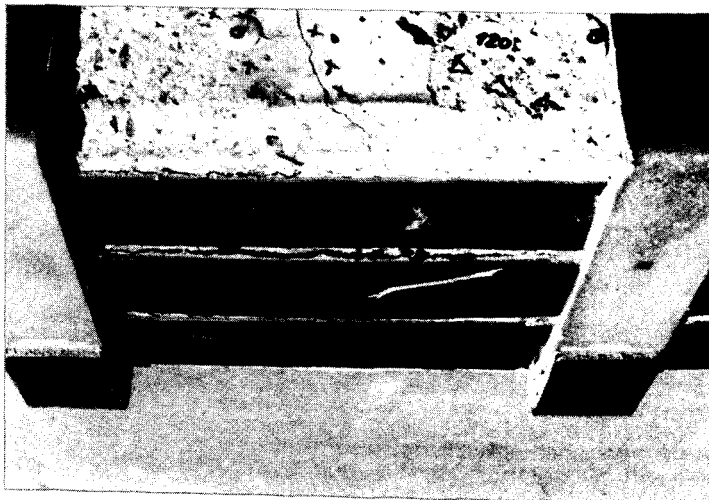


Bild 7.16: Behinderung des Verbundrissfortschritts durch Stahlaschenbügel bei Balken B1

Der durch die Rißrauigkeit bedingten Verbundrißöffnung wirkte hier ein über die Bügelbreite selbstinduzierter Anpreßdruck entgegen, der die Verbundtragfähigkeit beträchtlich steigert. Die Wirkung von aktivem Anpreßdruck wurde in [40] nachgewiesen. Eigene Versuche zeigen, daß auch passiver, d. h. durch Behinderung der Verbundrißöffnung induzierter Anpreßdruck die Verbundtragfähigkeit bis auf das Dreifache steigern kann. Die Größe dieses durch die Steifigkeit der Umschließung bestimmten Zwanges war bei Balken B1 nicht quantifizierbar. Seine Wirkung äußerte sich jedoch in einer weit über die Modellprognose hinausgehende Entkoppelungs-Bruchlast.

Beim Entkoppelungsnachweis an den F-Stellen der mittleren Einzellasten (1.875 mm vom Auflager) ergab sich das Verhältnis ψ_F nach Gl. (7.13) zu

$$\psi_F = 0,59.$$

Es lag Entkoppelungsfall 1.2 vor. Der Endverankerungsnachweis ergab

$$\psi_E = 0,98.$$

Demnach wurden die inneren F-Stellen entkoppelungsmaßgebend. Der Nachweis an den äußeren F-Stellen entfällt, da er wegen deren Auflagernähe durch den Endverankerungsnachweis bei E abgedeckt wird.

Eine genaue Überprüfung des Entkoppelungsmodells ist wegen des beschriebenen Artefaktes an diesem Versuch nicht möglich. Als Indiz für die gute Vorhersagefähigkeit des Modells kann jedoch gewertet werden, daß mit ihm eine Entkoppelungs-Laststufe von

$$\text{cal } F_u = \psi_F \cdot \exp F_u = 0,59 \cdot 135 = 80 \text{ kN}$$

ermittelt wird. Sie liegt damit nahe an dem Bereich, in dem erstmals Verbundrisse mit bloßem Auge sichtbar waren. Verbundrisse dieser Breite zeigen an, daß das entkoppelungsversagen ohne die Laschenbügel bereits eingetreten wäre.

Balken B2

Bild 7.17 zeigt die Geometrie des Balkens mit Angaben zur Längsbewehrung. Ein Versagen der Endverankerung wurde mittels Anpressung ausgeschlossen.

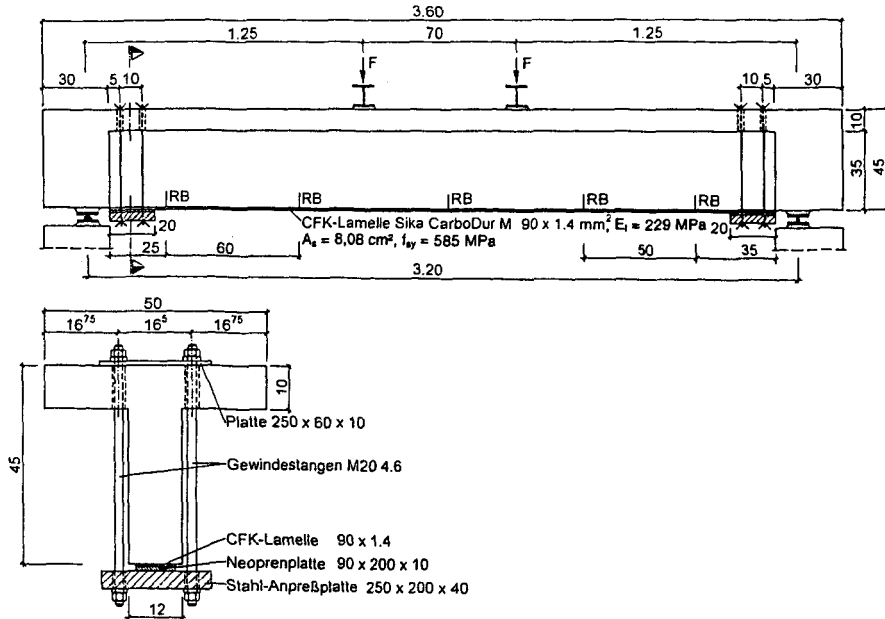


Bild 7.17: Balken B2

Zwischen $F = 180 \text{ kN}$ und $F = 195 \text{ kN}$ trat in beiden Schubarmen Lamellenentkoppelung auf. Sie erstreckte sich jeweils von einem Punkt ca. $z_m/2$ von der Einzellast entfernt bis zur Anreißplatte am Lamellenende. Der erstgenannte Punkt entspricht recht genau dem Punkt B des bei F-Stellen maßgebenden ZRE (Bild 7.8). Mit Laststeigerung dehnte sich die Entkoppelung weiter in Richtung Balkenmitte aus, bis bei $F = 220 \text{ kN}$ die Lamelle über die gesamte Länge zwischen den Endanpressungen entkoppelt war. In Bild 7.18 sind die mittleren und lokalen Lamellendehnungen und -kräfte für die einzelnen Laststufen dargestellt.

= 52,2 kN an der Stelle E bei $F = 155$ kN ein. Dies stimmt gut mit der Messung überein, wie Bild 7.18 zeigt.

7.4 Zusammenfassung

Die als entkoppelungsmaßgebend in Frage kommenden Stellen am Bauteil werden charakterisiert. Es sind dies der Endverankerungsbereich (E), Übergänge von elastischer zu fließender Innenbewehrung (Y) sowie die Umgebung von Einzelkräften (F). Die Lokalisierung der jeweiligen Nachweisstelle B am maßgebenden Zwischenrißelement wird beschrieben. E- und F-Stellen können unmittelbar aus Geometrie und Lastbild sowie mit nach Kap. 6 zu bestimmenden Rißabstand gefunden werden. Die Lage von Y-Stellen ergibt sich erst aus der Laststufe, unter der der Nachweis geführt wird, so daß bei ihnen eine Ermittlung der Entkoppelungs-Laststufe nur iterativ möglich ist. In der Praxis genügt jedoch das Einhalten des Entkoppelungsnachweises unter der vorgegebenen Bruchlaststufe.

Der Vergleich von Theorie und Ergebnis der Bauteilversuche zeigt eine gute Übereinstimmung. Die Entkoppelungs-Laststufe wurde bei vier von fünf Plattenversuchen um 1% - 6% auf der sicheren Seite liegend vorausgesagt. Hierbei handelte es sich um vier Stahlbetonplatten. Bei der Spannbetonplatte wurde die Entkoppelungs-Laststufe um 7% überschätzt. Grund ist möglicherweise ein zu hoher Ansatz für die noch vorhandene Vorspannkraft in dem ca. 12 Jahre alten Bauteil.

Auch bei den Balkenversuchen, bei denen das Entkoppelungsverhalten versuchsbedingt durch Anpressungen bzw. Stahllaschenbügel beeinflusst wurde, zeigten visuelle Beobachtungen der Entkoppelung eine gute Übereinstimmung von Theorie und Versuch. Darüberhinaus wurde anhand von Balken B1 die stark entkoppelungsbehindernde Wirkung von Stahllaschenbügeln belegt, die in diesem Fall eine um ca. 73% über der rechnerischen liegende Entkoppelungs-Laststufe ermöglichte. Eine genauere Untersuchung der günstigen Wirkung von durch Laschenbügel passiv ausgeübtem Anpreßdruck wurde nicht durchgeführt, wird jedoch für die weitere Forschung empfohlen. Die Berücksichtigung dieser Wirkung dürfte eine wesentlich bessere Ausnutzung des Lamellenmaterials erlauben.

Die die in Kap. 5 getroffene Aussage, daß Entkoppelungsfall 1.2 dominiert, wird dadurch unterstützt, daß bei allen Versuchen rechnerisch dieser EKF auftrat.

8 EINFLUSS DER BRUCHART ZWISCHENFASERBRUCH

8.1 Vorbemerkungen

Wie in Abschn. 4.3.3.2 ausgeführt, wurde bei den Verbundversuchen an Beton B55 vorwiegend eine Kombination von oberflächennahem Betonbruch auf den lastseitigen 20 - 50 % der Verklebelänge und Zwischenfaserbruch (ZFB) auf dem Rest der Verklebelänge beobachtet (Bild 4.12). Dieses Bruchbild trat auch bei Versuchen an Platten und Balken auf.

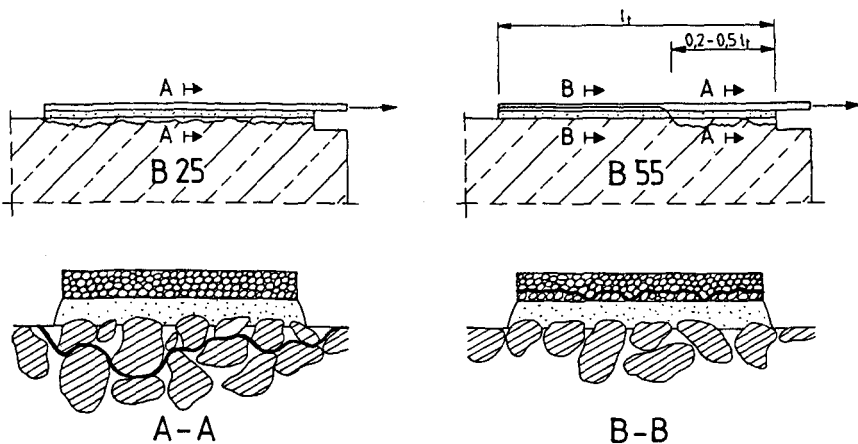


Bild 8.1: Bruchbilder bei Verbundversuchen mit CFK-Lamellen an Beton B 25 und B 55

B 25: oberflächennaher Betonzugbruch (OBB)

B 55: OBB und Zwischenfaserbruch (ZFB)

Beim ZFB werden die äußersten Fasern aus der Lamelle herausgerissen und verbleiben auf der Klebschicht am Beton. Dies zeigt eine elektronenmikroskopische Aufnahme von der Stelle des Übergangs vom oberflächennahen Betonbruch zum Zwischenfaserbruch (Bild 8.2).



Bild 8.2: Übergang von OBB zu ZFB (REM Aufnahme)

Die gemessenen bezogenen Verbundbruchkräfte weichen aber nicht signifikant von denen ab, die an Verbundversuchen mit B25, die vorwiegend mit Betonbruch auf voller Länge versagt haben, gemessen wurden. Sie lassen sich relativ gut mit dem in Abschn 4.3 beschriebenen Verbundmodell, das Betonbruch voraussetzt, vorhersagen. Trotzdem erscheint es erforderlich, die Ursachen und den Mechanismus des Zwischenfaserbruchs zu erforschen. Es interessiert hier vor allem die Frage, ob bei hoher Oberflächenzugfestigkeit des Betons ein auf niedrigerem Lastniveau als der Betonbruch auftretender Zwischenfaserbruch die aufnehmbare Verbundkraft bestimmt.

Da die Zugfestigkeit von CFK-Lamellen normal zur Faserrichtung die des Betons um das mindestens Zehnfache übertrifft und dennoch Zwischenfaserbruch eintritt, wird sich dieser einer Beschreibung mit einem einfachen Festigkeitskriterium entziehen.

Zur Behandlung dieses Problems werden bruchmechanische Untersuchungen notwendig.

8.2 Stand der Forschung

Zur Problematik des Zwischenfaserbruchs bei unidirektionalen Faserverbundwerkstoffen (ud-FVW) entstand eine Vielzahl von Arbeiten, v. a. aus der Anwendung dieser Materialien im Flugzeugbau. Die meisten Autoren nähern sich diesem Fragenkomplex über die Bruchmechanik.

Gillespie et al. [47] sowie Lang et al. [48] stellten an sog. Double-Cantilever-Beam (DCB)-Proben fest, daß Faser- und Matrixart sowie auch Belastungsgeschwindigkeit die Zwischenfaserbruchzähigkeit beeinflussen. Bild 8.3 zeigt die interlaminare Modus I-Bruchenergie des Laminats G_{Ic} (Laminates) in Abhängigkeit von der des reinen Matrixharzes (Neat Resin) für zwei C-Fasertypen und einen Glasfasertyp (EC 10).

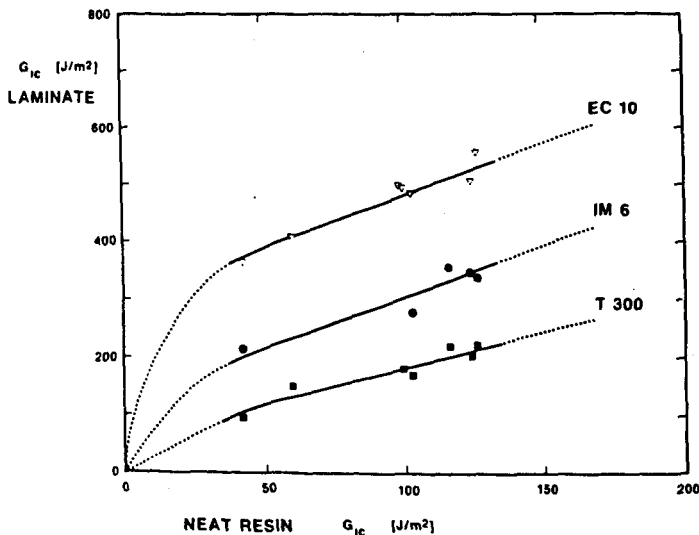


Bild 8.3: Modus I-Bruchenergie des Laminats G_{Ic} (Laminates) in Abhängigkeit von der des reinen Matrixharzes (Neat Resin) für zwei C-Fasertypen und einen Glasfasertyp (EC 10), aus [48]

Zhao et al. [49] zeigten den Zusammenhang zwischen dem Rißwachstum und der Energiefreisetzungsrates für zyklische Beanspruchung bei ud-CFK. Bradley und Jordan [50] stellten fest, daß die Bruchzähigkeit des CFK im Modus I und II zwar mit jener der Matrix zunimmt, dieser Zuwachs für Matrices mit hoher Bruchzähigkeit jedoch deutlich abnimmt. Rikards et al. [51] stellten bei Glas - FVW fest, daß die Oberflächenvorbehandlung der Fasern einen bedeutenden Einfluß auf die Zwischenfaserbruchzähigkeit ausübt.

Korjakin et al. [52] stellen Bruchkriterien für den Mischmodus I/II - Zwischenfaserbruch für Epoxy - GFVW, gewonnen an sog. Compact - Tension -Specimen (CTS) vor. Letztere eignen sich besonders gut für Mischmodus - Untersuchungen mit definiertem Verhältnis von Modus I zu Modus II. Es ergab sich, daß bei Last - Faserwinkeln von $\beta = 90^\circ - 30^\circ$ der Bruchmodus I eindeutig dominiert. Erst von einem Last - Faserwinkel von $\beta < 10^\circ$ an dominiert der Modus II.

Es gibt auch eine Reihe von Festigkeitskriterien zur Beschreibung des Zwischenfaserbruches. Sie dienen dazu, aus den Basis - Festigkeitswerten der Einzelschicht auf die zum Versagen führenden, kombiniert auftretenden Spannungen zu schließen.

Das am weitesten verbreitete Bruchkriterium ist das Tsai/Wu - Kriterium [53]. Es liegt in einer geschlossenen Formel vor. Jedoch ist mit diesem pauschalen Bruchkriterium keine Aussage über die Art des Bruches, Faser- oder Zwischenfaserbruch möglich. Das Kriterium von Christensen [54] dagegen kann zwischen Faser- und Zwischenfaserbruch unterscheiden. Weitere Zwischenfaserbruchkriterien sind die von Knaust [55] und Herrmann [56].

Cuntze et al. stellen in [57] weiterentwickelte Zwischenfaserbruchkriterien nach Hashin [58] und Puck [59] vor. Basis ist die Mohr'sche Bruchhypothese für spröde, isotrope Werkstoffe, die Hashin auf unidirektionale FVW erweiterte. Es wird betont, daß die genannten Festigkeitskriterien nur für defektfreie FVW-Bauteile gelten, gekerbte, angerissene oder sonstwie vorgeschädigte Bauteile also nicht erfaßt werden können.

Allen bisher aufgeführten Arbeiten ist gemein, daß sie sich ausschließlich mit dem Bruchverhalten von ud-FVW unter definierten Kräften, Last - Faserwinkeln, Rißaus-

breitungs- bzw. Riffnungsraten oder Bruchmodi befragen. Diese Beanspruchungen sind jedoch am lamellenverstärkten Betonbauteil keineswegs definiert, sondern stark streuend und sehr schwer zu ermitteln. Alle Arbeiten bzgl. Lamellenentkopplung befragen sich ausschließlich mit oberflächennahem Betonbruch. Ein Modell für den Mechanismus des Zwischenfaserbruches an mit FVW-Lamellen verstärkten Betonbauteilen fehlt völlig.

8.3 Eigene Untersuchungen

8.3.1 Vorbemerkungen

Als Konsequenz aus den bisherigen Feststellungen soll im weiteren versucht werden, die Problematik des Zwischenfaserbruches mit Hilfe der Bruchmechanik zu beleuchten. Der gesamte Proze des Verbundbruchs, sei es im Beton oder in der Lamelle, ist ein Mischmodusbruch, bestehend aus einem Riffnungs- (Modus I) und einem Rigleitungsanteil (Modus II). Ersterer wird durch die aus der gegenseitigen Verschiebung der rauhen Verbundriufer im Beton resultierenden Verschiebungskomponente quer zum Verbundri erzeugt. Der Modus II -Anteil ergibt sich aus der Verbundrigleitung infolge der Belastungsrichtung der Lamelle. Bild 8.4 zeigt die Situation in der Umgebung der Verbundrispitze bei deren Übergang in die Lamelle, wie sie an einem Verbundkörper oder einem verstärkten Biegebauteil auftreten kann.

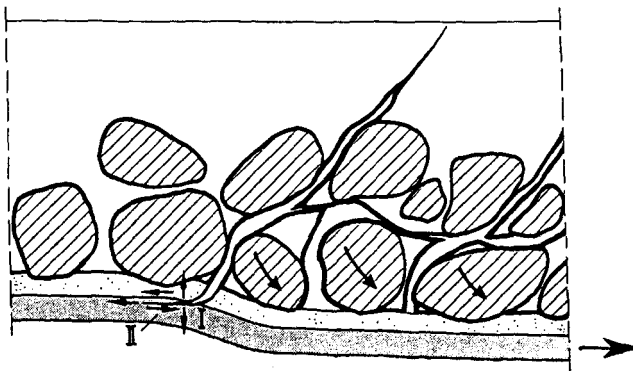


Bild 8.4: Übergang des Verbundrisses vom Beton in die Lamelle

Ein Übertritt des oberflächennahen Beton-Verbundrisses in die Lamelle ist dann wahrscheinlich, wenn der Verbundrißfortschritt in der Lamelle energetisch „bequemer“ wird, als im Beton. In der Bruchmechanik wird allgemein als Kriterium für den Rißfortschritt definiert, daß der analytisch berechnete Spannungsintensitätsfaktor K einen experimentell zu ermittelnden kritischen Vergleichswert K_C , die sog. Bruchzähigkeit, erreicht. Für unidirektionale FVW mit ausgeprägter Anisotropie hat sich jedoch die Energiefreisetzungsrate G , die eine echte meßbare physikalische Größe ist, als sinnvoll und maßgebend erwiesen [52]. Demnach muß die kritische Energiefreisetzungsrate G_C - auch Bruchenergie - der Lamelle mit jener, die den Verbundriß im Beton vorantreibt, verglichen werden. Hierbei ist das Verhältnis der Bruchmodi zu berücksichtigen. Bei den folgenden Betrachtungen kommt der Klebschicht nur die Rolle einer Schubankoppelung der Lamelle an den Beton zu. Bruchmechanisch wird sie nicht relevant.

Zur Feststellung des Verhältnisses der Bruchmodi an der Spitze des Beton-Verbundrisses müssen die Lamellenverschiebungen in Lamellenlängsrichtung und aus der Lamellenebene heraus bekannt sein. Hiervon wird die Energiefreisetzungsrate des Betons sowie die Zwischenfaserbruchenergie der Lamelle bestimmt und damit, ob der Beton-Verbundriß weiterhin im oberflächennahen Beton verläuft oder in die Lamelle übertritt und dort den Zwischenfaserbruch einleitet. Zur Messung dieser Verformungen wurde in ersten Tastversuchen die Elektronische Speckle - Muster Interferometrie (Electronic Speckle Pattern Interferometry = ESPI) eingesetzt. Erstmals wurden damit simultan Verschiebungen sowohl in der Lamellenebene als auch senkrecht zu dieser gemessen.

8.3.2 Die ESPI - Meßtechnik

Die ESPI - Technik ist eine elektrooptische Meßtechnik, bei dem die Objekt Oberfläche mit kohärentem Licht (Laser) beleuchtet wird. Durch Überlagerung des Objektstrahles mit einem Referenzstrahl entstehen meßtechnisch auswertbare Speckle (Sprenkel-) felder in Form von Streifenebenen (Korrelationsstreifenbilder). Dies ist quasi-simultan in den drei Raumrichtungen x , y (In-Plane), und z (Out-of-Plane) möglich. Bild 8.5 zeigt einen Verbundversuch mit montierter ESPI-Meßtechnik.

- 204 -

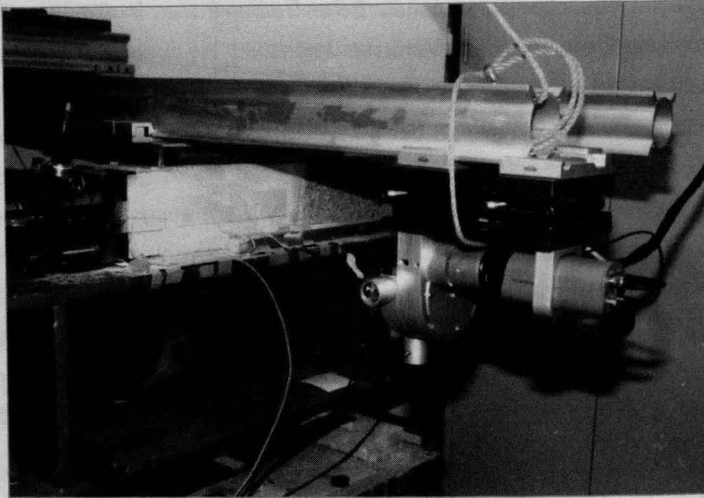


Bild 8.5: Verbundversuch mit ESPI - Kamera

Die Korrelationsstreifenbilder werden „entfaltet“, d. h. laststufenweise phasenrichtig aufaddiert und so das Verschiebungsfeld in einer Sensitivitätsrichtung erzeugt. Es wird darauf hingewiesen, daß sich diese Entfaltung auf einem Referenzpunkt bezieht. Da auch dieser eine Verschiebung aufweisen kann, wären die Absolutverschiebungen im Bildausschnitt nur durch Ermittlung dieser Verschiebung oder durch Wahl eines Referenzpunktes mit Nullverschiebung zu erhalten. Nicht immer ist eines von beiden möglich. Eine detaillierte Beschreibung der ESPI Meßtechnik kann [39] entnommen werden.

Bild 8.6 zeigt das Ergebnis der Entfaltung der Korrelationsstreifenbilder für die Verschiebung s_x in x - Richtung, d. h. in Längsrichtung der Lamelle für das Lastinkrement zwischen $F = 37,0$ kN und $F = 37,2$ kN. Die Definition der Richtungen ist Bild 8.10 zu entnehmen.

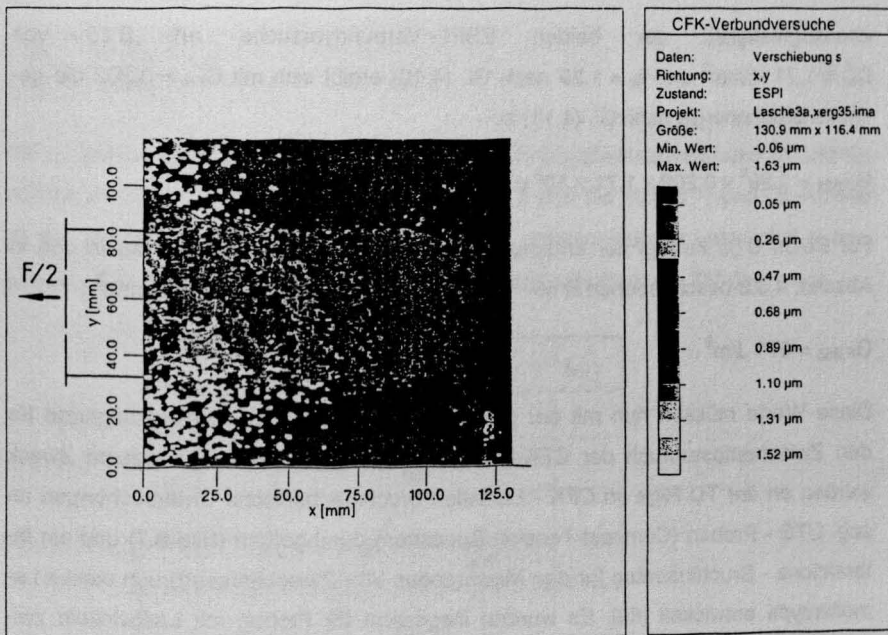


Bild 8.6: Ergebnisbild für die Verschiebung s_x in x - Richtung (Längsrichtung) für das Lastinkrement zwischen $F = 37,0$ kN und $F = 37,2$ kN.

8.3.3 Modellansatz für den Zwischenfaserbruch am Verbundsystem Lamelle - Kleber - Beton

An Verbundkörpern sowie auch an Biegebauteilen trat Zwischenfaserbruch nur angrenzend an Bereiche mit oberflächennahem Betonbruch auf. Im Folgenden werden erste Überlegungen zu einem Modell zur Beschreibung des Übergangs vom oberflächennahen Betonbruch zum Zwischenfaserbruch vorgestellt.

Der Verbundbruch im Beton ist ein I/II - Mischmodusbruch. In dem Modell der Verbundtragfähigkeit (s. Abschn. 4.3) ist die Bruchenergie G_F ein Maß für die gesamte kritische Energiefreisetzungsrate $\text{tot } G_C$, d. h. die Summe der Anteile aus Modus I und II. Dies gilt, obwohl die vereinfachte Modellvorstellung nur Modus II impliziert, da der Faktor C_F in Gl. (4.11) mit gemessenen Verbundbruchkräften, in die die Widerstände aus beiden Modi eingehen, kalibriert wurde. Mit dem Mittelwert der Oberflä-

$$\left(\frac{G_I}{G_{IC}}\right)^m + \left(\frac{G_{II}}{G_{IIC}}\right)^n = 1. \quad (8.1)$$

Die zu jedem Lastwinkel gehörenden kritischen Energiefreisetzungsrate G_I und G_{II} wurden mit Hilfe der FEM [51] ermittelt. In Bild 8.8 sind die Modus - I und - II -Anteile an der Mischmodus-Energiefreisetzungsrate für unterschiedliche Lastwinkel α dargestellt. Man erkennt, daß Modus-II erst von einem Lastwinkel $\alpha \geq 75^\circ$ überwiegt.

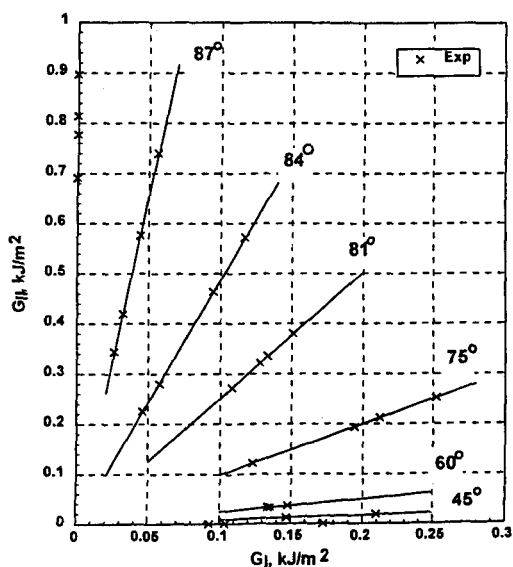


Bild 8.8: Modus - I und - II -Anteile an der Mischmodus-Energiefreisetzungsrate für unterschiedliche Lastwinkel α

In Bild 8.9 sind die Versuchsergebnisse und die ZFB - Interaktionskriterien nach Gl. (8.1) für unterschiedliche m und n dargestellt. Die große Streuung ist für FVW mit spröder Matrix nicht ungewöhnlich und zeigt, daß die Ergebnisse mit Vorsicht interpretiert werden müssen.

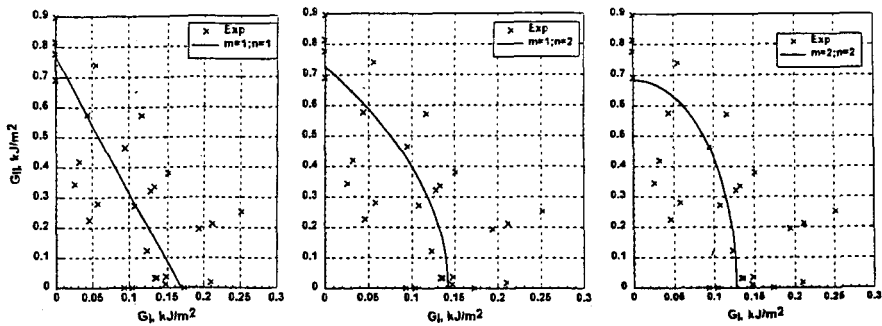


Bild 8.9: Ergebnisse der Mischmodus - Tests an CFK - Lamellen, Typ Sika Carbo-Dur S und ZFB - Interaktionskriterien nach Gl. (8.1)

Für die vorliegenden Untersuchungen wies das Kriterium das lineare mit $m = n = 1$ die geringsten Abweichungen von den Meßwerten nach der Fehlerquadratmethode auf.

$$\frac{G_I}{G_{IC}} + \frac{G_{II}}{G_{IIC}} = 1 \quad (8.2)$$

Für reine Modus I- bzw. Modus II - Beanspruchung betragen die Mittelwerte der kritischen Energiefreisetzungsraten

$$G_{IC,m} = 168 \text{ J/m}^2 \text{ und}$$

$$G_{IIC,m} = 770 \text{ J/m}^2 .$$

Nach [23] kann das Verhältnis der Wirkungen beider Bruchmodi als das Verhältnis der Spannungsintensitätsfaktoren, das dem Tangens des Phasenwinkels ψ entspricht, ausgedrückt werden.

$$\tan \psi = K_{II} / K_I \quad (8.3)$$

Im Verbundsystem Lamelle - Beton wird der Wirkung des Modus II - Anteils die Verschiebung s_x in Lamellenebene und Krafrichtung und der Wirkung des Modus I - Anteils die Verschiebung v_z aus der Lamellenebene heraus zugeordnet.

$$K_{II} / K_I = s_x / v_z \quad (8.4)$$

Die Definition der Verschiebungsrichtungen ist Bild 8.10 zu entnehmen.

Für das Verhältnis der Bruchmodi sind die Verformungen des lastnächsten Verbundelementes dx entscheidend, da die vollständige Entkoppelung dieses Elementes, d. h. $s_1 = s_0$ das Versagen der gesamten Verbundlänge bestimmt.

Bei ESPI - Verbundversuch 1 wurden die Verschiebungen s_x in Lamellenlängsrichtung und v_z aus der Lamellenebene am lastseitigen Verklebebeginn ($x = 0$) mit

$$s_x(x = 0) = 1,7 \times 10^{-4} \text{ m und}$$

$$v_z(x = 0) = 0,6 \times 10^{-4} \text{ m}$$

gemessen. Bild 8.10 zeigt die gemessenen Lamellenverschiebungen s_x in Längsrichtung und die Verschiebungen v_z aus der Lamellenebene exemplarisch für den Versuch 1 für die Laststufen von $F = 35 \text{ kN}$ bis zur Bruchlast $F_u = 45,9 \text{ kN}$.

Mit Gl. (8.4) ergibt sich für das Verhältnis der Spannungsintensitätsfaktoren für Versuch 1

$$\frac{K_{II}}{K_I} = \frac{1,7}{0,6} = 2,83 .$$

Für Versuch 2, dessen Verschiebungsverläufe hier nicht dargestellt werden, ergibt sich der entsprechende Wert zu

$$\frac{K_{II}}{K_I} = \frac{1,4}{0,3} = 4,67 .$$

Der relativ große Unterschied zeigt die starke Steuerung, der Verschiebungen in derart kleiner Größenordnung in dem inhomogenen Material Beton, dessen mittlere Korngröße die gemessenen Verformungen um ca. den Faktor 100 übertrifft, unterliegen. Trotz einer nicht ausreichenden Anzahl von Meßwerten soll im Folgenden dennoch der begonnene Modellansatz weiterverfolgt werden. Es wird der Mittelwert der beiden gemessenen Verhältniswerte verwendet.

$$\text{cal} \frac{K_{II}}{K_I} = 3,75$$

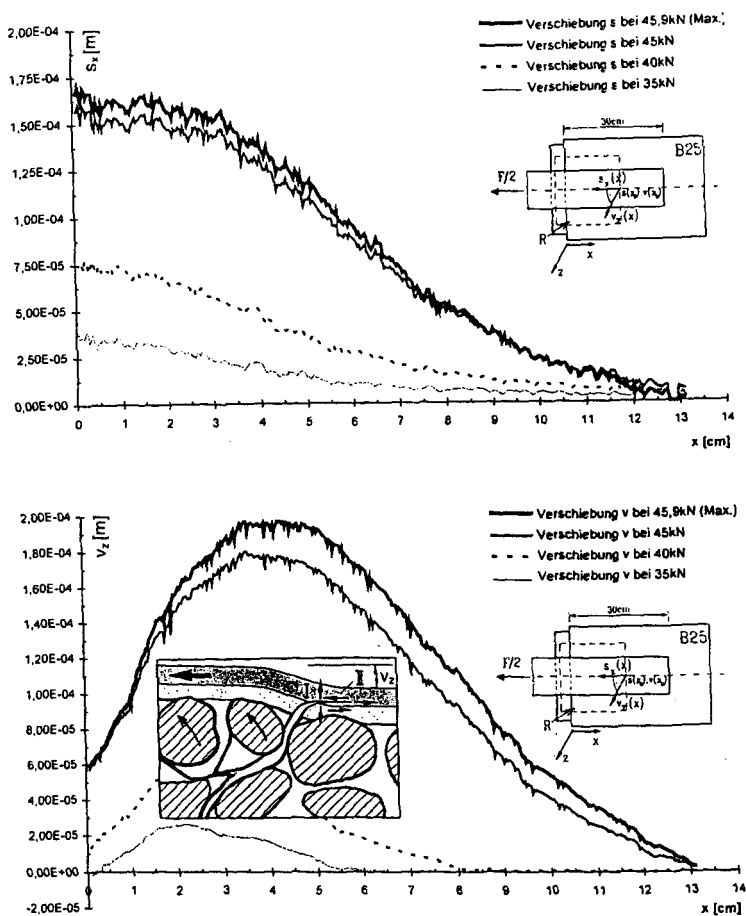


Bild 8.10: Mit ESPI gemessene Lamellenverschiebungen s_x und v_z für $F = 35 \text{ kN}$ - $F_u = 45,9 \text{ kN}$, Versuch 1 ($R = \text{Referenzpunkt}$)

Da als Kriterium für die anisotropen CFK-Lamellen die Energiefreisetzungsraten verwendet werden, wird auch für den Beton das Verhältnis K_{II}/K_I nach der Formel von Irwin [61], Gl. (8.5) für den Zusammenhang zwischen dem Spannungsintensitätsfaktor und der Bruchenergie, in G_{II}/G_I umgerechnet.

$$G = \frac{K^2}{E} \quad (8.5)$$

Es ergibt sich:

$$G_{II}/G_I = 14$$

Es wird vorausgesetzt, daß zum Zeitpunkt des Rißübertritts in die Lamelle in der Spitze des interlaminaren Risses dasselbe Verhältnis beider Bruchmodi wie in der Spitze des Beton-Verbundrisses vorliegt (s. Bild 8.4). Mit Gl. (8.2) sowie den kritischen Energiefreisetzungsraten der Lamelle für reinen Modus I bzw. II von $G_{IC} = 168 \text{ J/m}^2$ und $G_{IIC} = 770 \text{ J/m}^2$ sowie $G_{II}/G_I = 14$ ergibt sich für die CFK-Lamelle:

$$G_{I,\ell} = 41 \text{ J/m}^2 \text{ und } .$$

$$G_{II,\ell} = 580 \text{ J/m}^2 .$$

Die gesamte Bruchenergie der Lamelle für Zwischenfaserbruch und das gegebene Modus-Verhältnis beträgt demnach

$$G_\ell = G_{I,\ell} + G_{II,\ell} = 621 \text{ J/m}^2.$$

Damit ist für B 25 der weitere Rißfortschritt im Beton energetisch günstiger als in der Lamelle, da die gesamte Bruchenergie des Betons B 25 mit $G_{F,B25} = 575 \text{ J/m}^2$ kleiner ist als die der Lamelle. Zwischenfaserbruch tritt also nicht ein, wie auch durch die Versuche bestätigt wurde.

Dagegen ist die gesamte Bruchenergie für B 55 mit $G_{F,B55} = 971 \text{ J/m}^2$ größer als die der Lamelle. Es besteht also eine hohe Wahrscheinlichkeit, daß der Verbundriß an irgendeiner Stelle, die nicht genau lokalisierbar ist, den energetisch günstigeren Weg in die Lamelle hinein wählt und in dieser weiter fortschreitet. Dies wurde durch die Verbundversuche an B 55 bestätigt, bei denen Zwischenfaserbruch an 85% aller Verbundbrüche auftrat.

Der Mechanismus des Rißübertritts in die Lamelle ist nicht genau geklärt. Es ist offensichtlich nötig, daß Fasern der klebernächsten Lage oder Lagen brechen, damit der Verbundriß in die Lamelle übertreten und sich dann interlaminar fortpflanzen kann. Denkbar ist, daß die Fasern in der Verbundrißspitze so große lokale Krümmungen erfahren, daß in Kombination mit dem Längszug ihre Biegezugfestigkeit überschritten wird. Lang et al. [48] stellen fest, daß, unabhängig von der Matrixart, die Fähigkeit der Fasern, einen sich öffnenden Riß zu überbrücken ohne zu brechen,

signifikant zur Energieabsorption beiträgt. Die Fasern verbinden die Riβflanken und werden dabei teils von der Matrix entkoppelt, teils aus ihr herausgezogen. Bild 8.11 zeigt das sog. Fiber-Bridging im DCB-Test an Proben aus FVW mit identischer Epoxidharzmatrix aber unterschiedlichen Fasertypen.

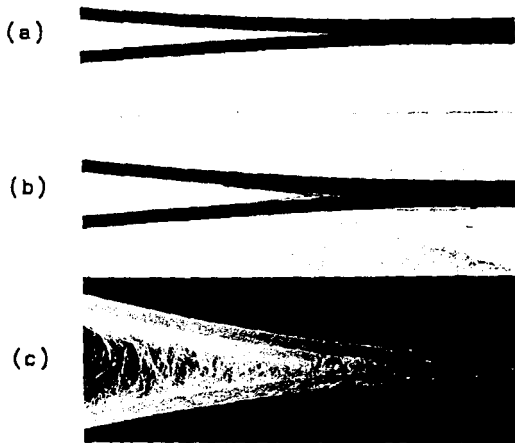


Bild 8.11: Fiber-Bridging im DCB-Test (Mode I) an Proben aus FVW mit identischer Epoxidharzmatrix (aus [48])

- a) C-Faser T 300, G_{Ic} des FVW = 170 J/m^2
- b) C-Faser IM 6, $G_{Ic} = 279 \text{ J/m}^2$
- c) Glasfaser EC 10, $G_{Ic} = 485 \text{ J/m}^2$

Unter Annahme kreisrunder Faserquerschnitte und linear-elastischen Verhaltens kann man einen minimalen Krümmungsradius ρ_{min} finden, den die Faser bei reiner Biegung ertragen kann. Mit dem Faserdurchmesser d_f und der Zugbruchdehnung der Faser ϵ_{fu} ergibt sich ρ_{min} nach Gl. (8.6).

$$\rho_{min} = \frac{d_f}{2 \cdot \epsilon_{fu}} \quad (8.6)$$

Lang et al. finden für die untersuchten FVW-Proben einen signifikanten Zusammenhang zwischen dem minimal ertragbaren Krümmungsradius der Fasern und der Modus-I- Zwischenfaser-Bruchenergie, den sie auf die mit sinkenden ρ_{min} steigende

Fähigkeit zum Fiber-Bridging zurückführen. Dieser Zusammenhang ist in Bild 8.12 dargestellt.

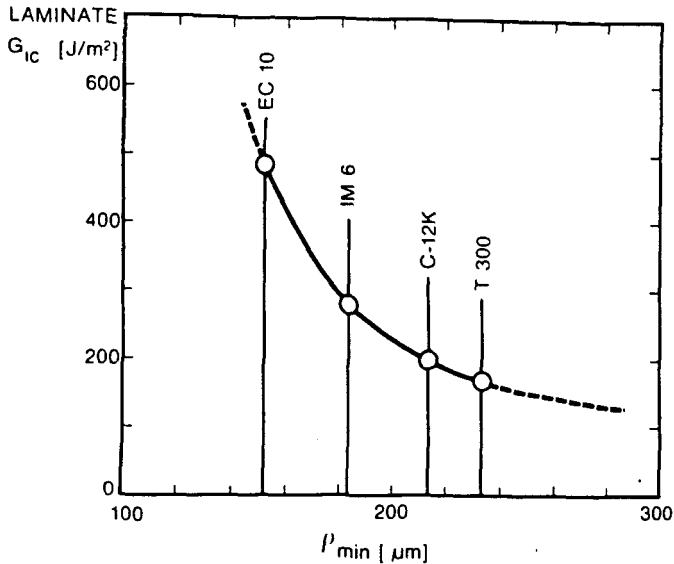


Bild 8.12: Abhängigkeit der Modus-I- Zwischenfaser-Bruchenergie G_{IC} vom minimal ertragbaren Krümmungsradius der Fasern ρ_{\min} für FVW mit unterschiedlichen Fasertypen bei gleichem Epoxidmatrixharz ($G_{IC,M} = 103 \text{ J}/\text{m}^2$) nach [48]

In den oben beschriebenen eigenen bruchmechanischen Versuchen wurde eine CFK-Lamelle mit Epoxidmatrixharz und einer C-Faser mit $d_f \approx 7 \mu\text{m}$ sowie $\epsilon_{lu} = 16\%$ eingesetzt. Nach Gl. (8.6) ergibt sich $\rho_{\min} \approx 220 \mu\text{m}$. Unter Annahme ähnlichen Matrixharzes wie in [48] verwendet, läßt sich der ermittelte Wert von $G_{IC} = 168 \text{ J}/\text{m}^2$ gut in den Zusammenhang nach Bild 8.12 einordnen.

8.4 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Der Zwischenfaserbruch von auf Beton geklebten CFK-Lamellen ist nur bruchmechanisch zu beschreiben. Komplexe Bruchvorgänge im Mikrobereich an einem Mehrphasensystem aus spröden, teils anisotropen oder inhomogenen Materialien müssen modelliert werden. Hierzu wurde ein Modellansatz vorgestellt. Bruchmecha-

nische Kennwerte der CFK-Lamellen wurden für Modus I, II sowie Mischmodusbruch ermittelt. Der Beton wird bruchmechanisch mit der Lamelle über die Annahme desselben Bruchmodus-Verhältnisses in der Verbundrißspitze verknüpft. Zu dessen Ermittlung wurde in Tastversuchen erstmals eine hochauflösende elektrooptische Meßtechnik eingesetzt. Kriterium für ZFB ist die Mischmodus-Bruchenergie der Lamelle im Vergleich mit der des Betons. Der Modellansatz scheint die Versuchsergebnisse, nach denen Zwischenfaserbruch vor allem bei höheren Betonfestigkeiten eintritt, zu bestätigen. Gleichwohl reicht die Anzahl der Meßdaten, insbesondere der Lamellenverschiebungen sowie das Theoriegebäude noch nicht aus, um endgültige Aussagen zu treffen.

Weitere Forschung, ggf. mit Versuchen zur Bestimmung der reinen Modus II-Bruchenergie der Lamellen sowie hinsichtlich des für den Zwischenfaserbruch erforderlichen Faserzugversagens ist nötig. Außerdem müssen das Phänomen der Rißablenkung beim Rißübertritt in die Lamelle und Fragen bzgl. des Einflusses der Zuschlaggröße des Betons u. a. geklärt werden. Schließlich ist die Übertragbarkeit des am Verbundkörper abgeleiteten Modells auf den gerissenen Biegeträger weiter zu verifizieren.

Die bisherigen Beobachtungen und theoretischen Betrachtungen scheinen zumindest anzudeuten, daß es sich beim ZFB um ein durch vorab eintretenden Betonbruch induziertes sekundäres Phänomen handelt, das den Verbundwiderstand nicht bestimmt. Klar ist jedoch, daß die Problematik des ZFB stark produktabhängig sein kann, da Matrixharz, Fasertyp, Faserschichte etc. signifikanten Einfluß auf die interlaminare Bruchenergie der Lamelle haben.

Um bis zur besseren Klärung dem Phänomen des Zwischenfaserbruches bei der Bemessung Rechnung zu tragen, wird vorgeschlagen, wie in den geltenden Richtlinien [62,63] bereits vorgeschrieben, die für den Verankerungsnachweis ausnutzbare Oberflächenzugfestigkeit des Betons auf $\text{cal } f_{ctm} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ zu begrenzen. Hiermit soll sichergestellt werden, daß der Verbundbruch bei höheren Betonfestigkeiten nicht durch Zwischenfaserbruch bestimmt wird.

9 EINFLUSS DER RISSUFERVERSchieBUNGEN VON SCHRÄGRISSEN AUF DIE LAMELLENENTKOPPELUNG

9.1 Ziel und Vorgehen

Das Auftreten eines vertikalen Schubrißversatzes wurde in der Literatur mehrfach als Ursache für eine Schälbeanspruchung und folglich für das Entkoppeln der Lamelle genannt. Der Mechanismus erscheint allgemein als unmittelbar plausibel, weshalb diese Annahme nicht selten als Faktum dargestellt wird, ohne daß jedoch hierfür ein Beleg angeführt werden kann. In bislang nur zwei Arbeiten wurden zu dieser Frage detailliertere Betrachtungen angestellt [17,21]. In beiden Arbeiten wurden aber weder gemessene oder theoretisch ermittelte Größen für den Schubrißversatz angegeben noch konnte dessen Ursächlichkeit für das beobachtete Entkoppelungsverhalten belegt werden. Die Annahme des Schubrißversatzes diente nur mittelbar zur Formulierung von kritischen nominellen Schubspannungen [17] oder Abschälquerkräften [21]. Näheres hierzu findet sich in Abschn. 2.2.2.

Im Folgenden soll versucht werden, der Frage eines Einflusses von Schubrißversätzen auf die Lamellenentkoppelung etwas fundierter nachzugehen. Hierfür ist zunächst ein Modell zur Ermittlung der Bewegung von Rißufern, insbesondere von Schrägrissen zu entwickeln. Es sollen hier zunächst nur schubbewehrte Bauteile betrachtet werden, da die Schubrißversatz-Problematik für diese Bauteile wegen ihrer i. d. R. größeren Bauhöhe und der höheren Schubbeanspruchung eher relevant werden dürfte, als für Platten. Gesucht werden die gegenseitigen Relativverschiebungen der Rißufer am lamellenbewehrten Zugrand des Bauteils parallel und normal zur Klebefläche.

Danach ist der Einfluß dieser Relativverschiebungen auf den lokalen Lamellenverbund zu analysieren. Gezielte Versuche, in denen andere Einflüsse ausgeschlossen werden, liegen hierzu nicht vor. Es wird deshalb ein theoretischer, bruchmechanischer Ansatz verfolgt, bei dem der Einfluß des vertikalen Schubrißversatzes dem Modus I - Anteil der gesamten Mischmodus-Verbundbruchenergie zugewiesen wird.

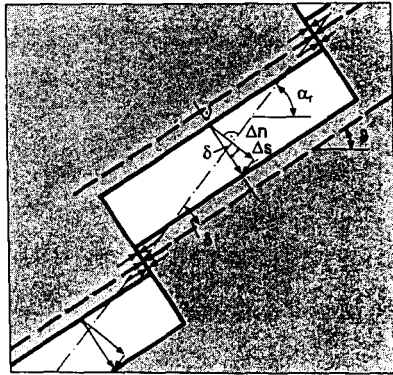
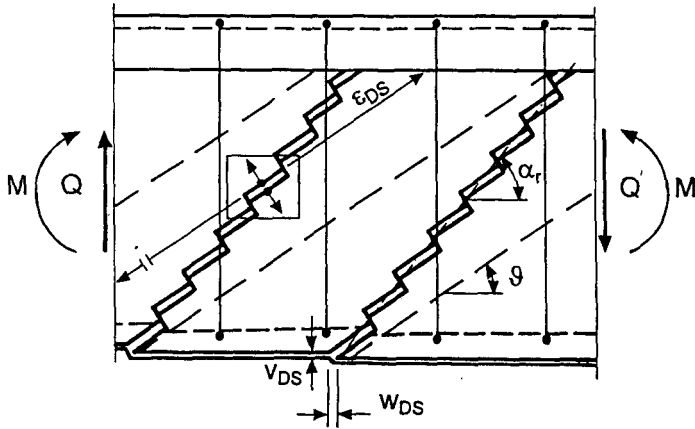


Bild 9.4: Kinematische Bedingung für die Rißöffnung

Die über den senkrechten Rißabstand a_r verschmierten Rißdehnungen senkrecht und parallel zum Riß ergeben sich nach [64] zu

$$\Delta n / a_r = \varepsilon_x + \varepsilon_z + \varepsilon_{DS} \quad (9.2)$$

$$\Delta s / a_r = \frac{1}{\sin 2\alpha} \left[-\varepsilon_x + \varepsilon_z - \frac{\Delta n}{a_r} \cos 2\alpha_r + \varepsilon_{DS} \cdot \cos 2\theta \right]. \quad (9.3)$$

Hierin ist

ε_x : Dehnung in Bauteillängsrichtung in halber Steghöhe

ε_z : vertikale Stegdehnung

ε_{DS} : Druckstrebendehnung (Druck = \oplus).

Mit dem Rißabstand in Bauteillängsrichtung von

$$s_r = a_r / \sin \alpha_r \quad (9.4)$$

und der Annahme, daß die Längsdehnung ε_x linear über die Steghöhe verläuft, alle anderen Dehnungsanteile jedoch über diese konstant sind, ergeben sich für die Rißöffnung parallel zur Längsrichtung w und den vertikalen Rißversatz v am Zugrand des Bauteils die Gleichungen (9.5 und 9.6).

$$w = s_r \cdot (2 \cdot \varepsilon_x + \varepsilon_{DS} \cdot \sin^2 \vartheta) \quad (9.5)$$

$$v = s_r \cdot \tan \alpha_r \cdot (\varepsilon_z + \varepsilon_{DS} \cdot \cos^2 \alpha_r) \quad (9.6)$$

Man erkennt, daß diese Gleichungen nur iterativ lösbar sind, da α_r und ϑ nicht a priori bekannt sind. Der Druckstrebenwinkel wird daher über folgende Betrachtungen festgelegt:

Die Abweichung des Druckstrebenwinkels ϑ von $\vartheta_{Mörsch} = 45^\circ$ ist Ausdruck sekundärer Querkraft-Traganteile, i. w. Rißuferverzahnung der Schubrisse. Die Druckstrebenneigung ergibt sich zu

$$\tan \vartheta = 1 - \frac{\Delta Q_{u,r}}{Q_u} \quad (9.7)$$

Hierin ist $\Delta Q_{u,r}$ der über Rißreibung abgetragene Querkraftanteil und Q_u der gesamte Querkraftwiderstand im Bruchzustand. Letzterer ist die Summe aus $\Delta Q_{r,u}$ und dem von der lotrechten Schubbewehrung in einem 45° -Fachwerk getragenen Anteil Q_{sw} .

$$Q_{sw} = a_{sw} \cdot z_m \cdot f_{y,w} \quad (9.8)$$

Der Anteil $\Delta Q_{r,u}$ kann dem Wert V_{cr} nach [66] gleichgesetzt werden, wobei, um den mittleren Wert zu erhalten, f_{ct} durch f_{cm} ersetzt wird. Man erhält für Normalbeton

$$\Delta Q_{r,u} = V_{cr} = 0,058 \cdot b_w \cdot z_m \cdot f_{cm} \quad (9.9)$$

Mit

f_{cm} : Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons

Für die Druckstrebenneigung erhält man

$$\tan \vartheta = 1 - \frac{17,4 \cdot \omega_w}{1 + 17,4 \cdot \omega_w} \quad (9.10)$$

Hierin ist ω_w der mechanische Schubbewehrungsgrad.

$$\omega_w = \mu_{sw} \cdot \frac{f_{yw}}{f_{cm}} \quad (9.11)$$

mit

$$\mu_{sw} = \frac{a_{sw} [\text{cm}^2 / \text{m}]}{100 \cdot b_w [\text{cm}]} \quad (9.12)$$

Der Schrägrißwinkel α_r kann nun zunächst zu $\alpha_r = 45^\circ$ angenommen werden. Über die mittleren Rißdehnungen nach den Gln. (9.2 und 9.3) kann der Differenzwinkel δ nach Gl. (9.1) und damit ggf. ein verbesserter Wert für α_r gefunden werden.

9.2.2 Dehnungsanteile

Die Längsdehnung ε_x in halber Steghöhe wird näherungsweise der halben Lamellen-
dehnung gleichgesetzt. Sie ergibt sich nach Gln. (5.12 bzw. 5.23) zu

$$\varepsilon_x = \frac{K_1 - 1}{2 \cdot K_1 \cdot E_1 \cdot A_1} \cdot \tau_0 \cdot b_w \cdot \left(a_0 + \frac{z_m}{2 \cdot \tan \vartheta} \right) \quad (9.13)$$

Hierin ist

$$K_1 = K_1 \text{ n. Gl. (5.5)} \quad \text{für } \varepsilon_x (K_1) \leq \frac{\varepsilon_{sy} \cdot (1 - \beta) \kappa_z}{2}$$

$$K_i = K_2 \text{ n. Gl. (5.20)} \quad \text{für } \epsilon_x (K_i) > \frac{\epsilon_{sy} \cdot (1-\beta) k_z}{2}$$

Die Druckstrebendehnung ergibt sich zu

$$\epsilon_{DS} = \tau_0 \cdot \frac{1 + \tan^2 \vartheta}{E_c \cdot \tan \vartheta} \quad (9.14)$$

Die vertikale Stegdehnung kann man nach [64] der BÜgeldehnung gleichsetzen, wenn die einander gegenläufigen Effekte des BÜgelschlupfes und der Mitwirkung des Betons auf Zug vernachlässigt werden.

$$\epsilon_z = \tau_0 \cdot \frac{\tan \vartheta}{E_s \cdot \mu_{sw}} \quad (9.15)$$

9.2.3 Versuchsergebnisse

Am in Abschn. 6.4 und 7.3.2.2 beschriebenen Balkenversuch B 2 wurden u. a. Messungen von vertikalen Schubrißversätzen v und Rißöffnungen w am Zugrand durchgeführt. Der Meßstellenplan ist Anlage A 4 zu entnehmen. Ebenfalls dort finden sich die Meßergebnisse der mittleren vertikalen Stegdehnungen sowie Angaben zu Versuchsaufbau und Bewehrung. Die Lamellendehnungen sind in Bild 7.18, das Endrißbild in Anlage A 3-3 dargestellt.

Nach dem beschriebenen Modell ergeben sich mit den Gleichungen (9.1 - 9.15) die folgenden Druckstreben- und Schubrißwinkel ϑ bzw. α_r :

$$\text{linker Schubarm: } \vartheta = 37^\circ \quad \alpha_r = 45^\circ$$

$$\text{rechter Schubarm: } \vartheta = 36,4^\circ \quad \alpha_r = 44^\circ$$

Beim Vergleich mit dem Rißbild in Anlage A 3-3 ist zu beachten, daß sich die Rißneigung erst außerhalb des Einleitungsbereiches der Einzellasten frei einstellen kann.

Das Rißbild zeigt deutlich, daß es keineswegs nur Hauptrisse mit Abstand s_r gibt, die bis zur Nulllinie durchgehen. Vielmehr verzweigen sich diese Hauptrisse im unteren Stegbereich, den man näherungsweise als Wirkungszone der Längsbewehrung bezeichnen kann, in eine Vielzahl von Sekundärrisse. Die über die Steghöhe aufgesammelten Rißuferverschiebungen eines Hauptrisses teilen sich, wenn auch nicht unbedingt gleichmäßig, auf die Verzweigungsrisse auf. Daraus resultiert eine Entschärfung bzw. Ausrundung des singulären Rißversatzes v bzw. der Rißöffnung w , wie sie nach der Annahme der ausschließlichen Existenz von Hauptrissen auftreten würden. In Bild 9.5 ist dieser Sachverhalt dargestellt.

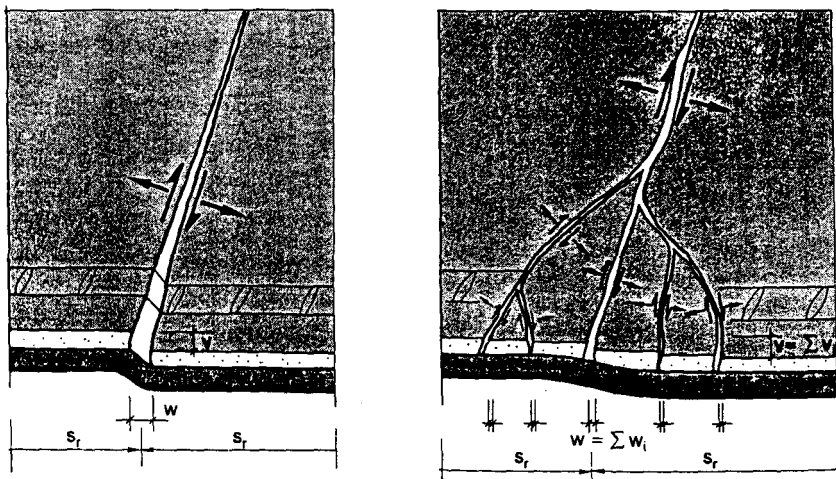


Bild 9.5: Rißuferverschiebungen am Zugrand nach Hauptriß-Modell sowie deren Verteilung auf mehrere Verzweigungsrisse in der Wirklichkeit

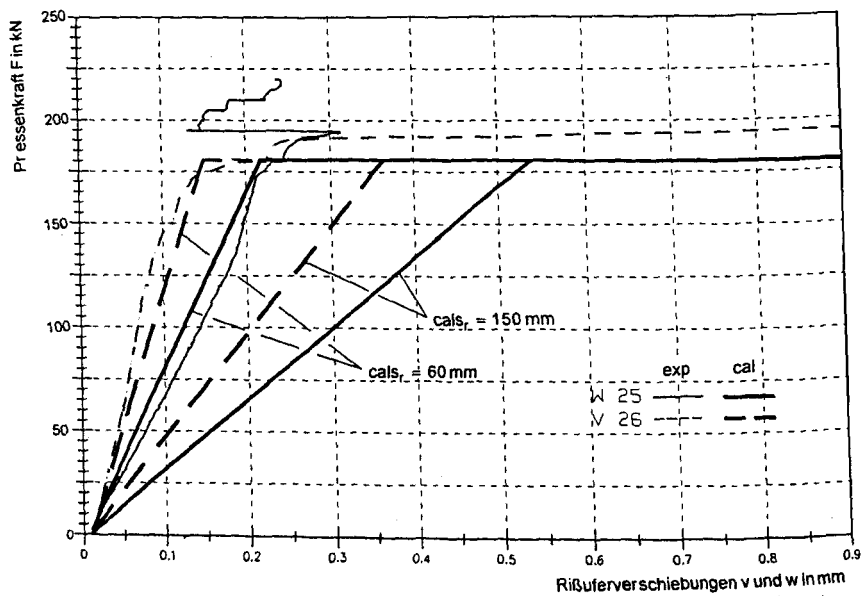
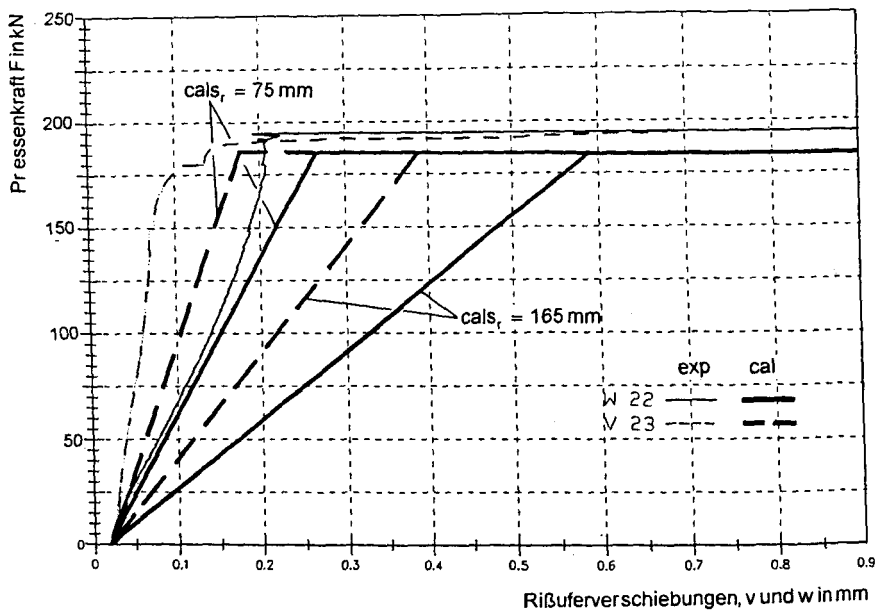
Aus genannten Gründen ist die richtige Wahl des zur Berechnung der Rißuferverschiebungen einzusetzenden Rißabstandes schwierig. Zur Ermittlung je eines oberen Wertes von v und w wurde der mittlere Abstand der bis zur Nulllinie durchgehenden Hauptrisse in jedem Schubarm verwendet. Außerdem wurde der mittlere Abstand fast aller auf den Zugrand treffenden Verzweigungsrisse eingesetzt. Letztere Annahme unterstellt eine gleichmäßige Aufteilung der Verformung auf die Verzweigungsrisse.

Die Messungen der Rißuferverschiebungen v und w am Zugrand erfolgten mit induktiven Wegaufnehmern an einbetonierten Anrißblechen, die einen Riß nur bis zur Hö-

he der Bewehrung vorkerbten. Die für die Entkoppelungsproblematik interessantesten Meßstellen sind die an den 30 cm von den Lasteinleitungsstellen entfernten Anrißblechen in jedem Schubarm (Meßstellen 22/23 und 25/26, s. Anlage A 4). In den Bildern 9.6 und 9.7 sind die im linken (22/23) und rechten (25/26) Schubarm gemessenen Verschiebungen w und v sowie die jeweils mit unterschiedlichen Rißabständen berechneten Werte in Abhängigkeit von der Pressenkraft F dargestellt. An beiden Stellen übertreffen die mit dem Hauptrißabstand berechneten erwartungsgemäß die gemessenen Werte deutlich. Bei Verwendung eines abgeschätzten Verzweigungsrißabstandes ist die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung wesentlich besser. Die gemessenen Werte liegen aber auch hier nicht über den berechneten. Diese Tatsache läßt darauf schließen, daß die Aufteilung der Hauptriß-Verformungen auf die Verzweigungsrisse sehr ungleichmäßig ist. Die durch die Bleche vorgegebenen Risse gehören also zu jenen, die im Belastungsverlauf gegenüber ihren Nachbarn mit Verformungsanteilen „unterversorgt“ wurden.

Trotz möglicher Modellunschärfen und der geringen Meßdatenbasis scheint es zulässig, folgende Schlußfolgerung für das weitere Vorgehen zu ziehen:

Das vorgestellte Modell liefert bei Verwendung des Hauptrißabstandes obere Grenzwerte für die Rißuferverschiebungen am Zugrand. Diese liegen bzgl. Betrachtungen zur Lamellenentkoppelung auf der sicheren Seite. Weil die Verformung in Dickenrichtung des Steges durch das Zugglied Bügel kontrolliert wird, ist nach Fließbeginn der Bügel die vertikale Rißuferverschiebung kinematisch unterbestimmt und wächst unbeschränkt.



Bilder 9.6 und 9.7:

Gemessene sowie jeweils mit unterschiedlichen Rißabständen berechnete Rißuferverschiebungen w und v in Abhängigkeit von der Pressenkraft F im linken (22/23) und rechten (25/26) Schubarm

9.3 Einfluß der Rißuferverschiebungen auf die Lamellenentkoppelung

Die Tatsache, daß der Verbundbruch der Lamelle ein Mischmodusbruch, bestehend aus einem Modus I- und einem Modus II-Anteil ist, wurde bereits in Abschn. 4.3.2.1 ausgeführt. In Bild 9.8 sind beide Anteile schematisch mit den jeweils zugeordneten Spannungen und Verformungen dargestellt.

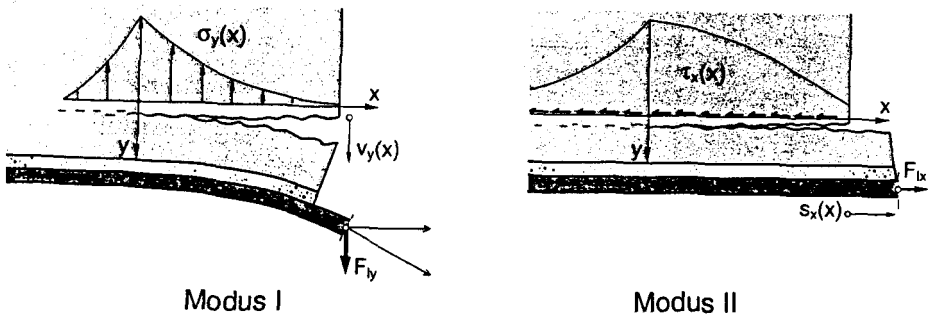


Bild 9.8: Modus I- und Modus II-Anteil am Verbundbruch mit jeweils zugeordneten Spannungen und Verformungen

Der Verbundbruch wird durch einen fiktiven Modus II - Mechanismus dargestellt. Die gesamte Verbundbruchenergie G_F nach Gl. (4.11) enthält jedoch beide Anteile, da sie aus Verbundversuchen, in die die Widerstände aus beiden Modi eingehen, ermittelt wurde (Bild 9.9).

In den Kapiteln 4 und 5 wurde gezeigt, daß die Bruchenergie G_F über die Verbundbruchkraft T_{max} nach Gl. (4.24) entscheidend den Lamellenverbund bzw. die Entkoppelung bestimmt. Jedoch wurde G_F aus Versuchen an Verbundkörpern gewonnen, bei denen eine planmäßig reine Verbundbeanspruchung vorlag. Es trat daher kein entkoppelungsfördernder, von außen aufgezwungener Rißversatz v , wie bei querkraftbeanspruchten Biegebauteilen auf. Man könnte deshalb vermuten, daß G_F nach Gl. (4.11) den Verbundwiderstand an Schubrissen von Biegebauteilen überschätzt. Diesem Verdacht soll mit Hilfe des im Folgenden beschriebenen bruchmechanischen Ansatzes nachgegangen werden.

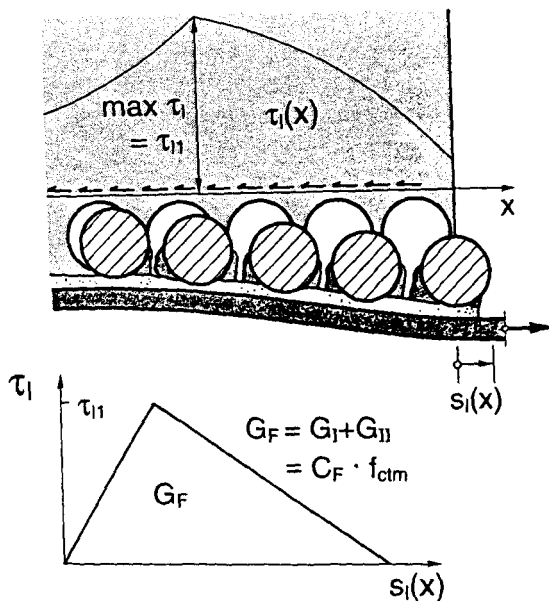


Bild 9.9: Reiner Modus II - Verbundbruch als Modellvorstellung, Verbundbruchenenergie G_F als Mischmodus - Bruchenergie

In Bild 9.10 ist die Umgebung eines Risses in einem lamellenverstärkten Biegebauteil im Bereich $M = \text{const.}$ bzw. in einem zentrisch gezogenen Dehnkörper bei beginnender Lamellenentkoppelung schematisch dargestellt.

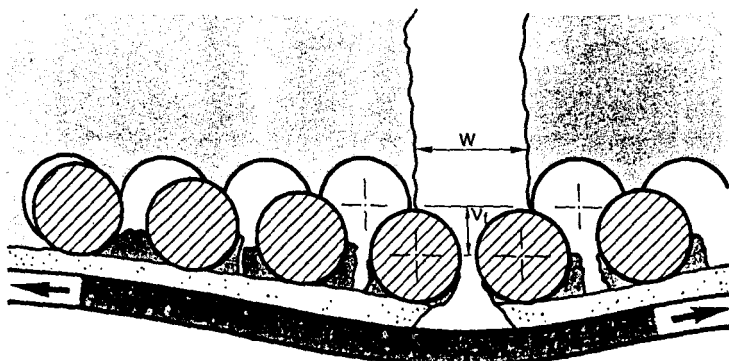


Bild 9.10: Beginnende Lamellenentkoppelung an einem Riß in einem Biegebauteil im Bereich $M = \text{const.}$ bzw. in einem zentrisch gezogenen Dehnkörper

Die Beanspruchung des Lamellenverbundes am Rißufer entspricht der am belasteten Ende der Verbundlänge eines Zug-Druck-Verbundkörpers (s. Bild 4.5). Die Lamellenzugkraft wirkt planmäßig parallel zur Klebefuge. Durch die Rißreibung wird eine Ablenkung um v_f (friction) erzeugt. Sie trägt den Modus I - Anteil zum Verbundrißfortschritt bei. Die Rißöffnung w erzeugt eine Relativverschiebung der Lamelle in Längsrichtung der Größe $s_l = w / 2$ am Rißufer. Sie liefert den Modus II - Anteil am Verbundrißfortschritt.

An einem Schrägriß im Bereich $Q \neq 0$ eines Biegebauteils tritt ein vertikaler Versatz v_B (aus Balkenwirkung) auf. Dieser wirkt auf die Verbundzone am Rißufer als von außen aufgebrachte Zwangsverformung in gleicher Richtung wie v_f (Bild 9.11).

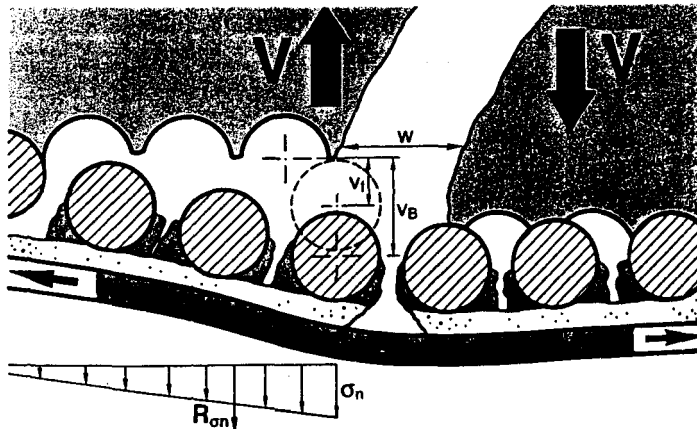


Bild 9.11: Lamellenverschiebungen an einem Schrägriß im Bereich $Q \neq 0$

Die normal zur Klebefuge gerichtete Komponente σ_n der Umlenkspannungen leistet entlang der ebenso gerichteten Rißreibungs - Verschiebung v_f Arbeit. Sie stellt den Modus I - Anteil $G_{I,f}$ der Verbundbruchenergie G_F dar und tritt in gleicher Größe auch am Verbundkörper oder am Biegeträger in $M = \text{const.}$ auf. Da die Spannungen σ_n , die im Zuge der Entkoppelung Arbeit leisten müssen aus der Lamellenzugkraft resultieren, ist $G_{I,f}$ eine Widerstandsgröße für den Verbund. Die Freisetzung von $G_{I,f}$ erfordert also zusätzliche Lamellenzugkraft.

Der Schrägrißversatz v_B nun mindert diesen Widerstand, den die Lamellenzugkraft zur Entkoppelung überwinden muß. Dies bedeutet, daß die Arbeit, die die Spannungen σ_n entlang des Weges v_B leisten, als Verbundwiderstand negativ ist. Von der

Größe des Schrägrißversatzes v_B im Vergleich zu v_{fu} hängt es nun ab, ob der Modus I - Anteil am Verbundwiderstand $G_{I,f}$ teilweise oder vollständig neutralisiert wird. Hierbei ist v_{fu} diejenige Reißreibungs-Verschiebung, die zum vollständigen lokalen Verbundbruch, d. h. bei Freisetzung von G_F an einem Verbundelement ohne Zusatzverschiebung v_B auftritt.

In Bild 9.12 ist ein einfaches mechanisches Modell für den Fall $v_{fu} > v_B$ dargestellt. Die Verschiebung v_{fu} wird durch die Länge eines im Betonuntergrund steckenden Reibungselementes repräsentiert, dessen Reibungskraft über die Verschiebung jedoch linear zunehmen soll, also im Anstieg wie ein Hooke-Element wirkt. Die Resultierende $R_{\sigma n}$ der Spannungen σ_n leistet entlang v_{fu} positive, entlang v_B jedoch negative Arbeit. Die Differenz ist wegen $v_{fu} > v_B$ positiv und äußert sich als effektive Modus I - Bruchenergie $\text{eff } G_I$. Die für den Modus I - Anteil am Verbundwiderstand wirksame Verschiebung $\text{eff } v$ beträgt demnach

$$\text{eff } v = 0,5 \cdot \left(v_{fu} - \frac{v_B^2}{v_{fu}} \right). \quad (9.16)$$

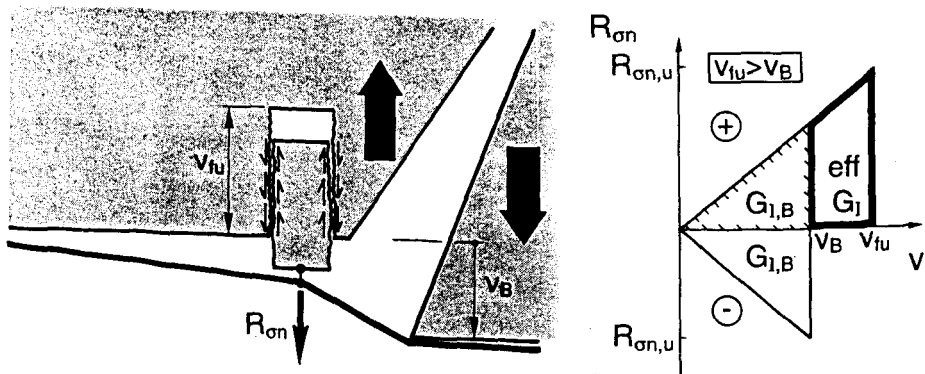


Bild 9.12: Mechanisches Modell für die effektive Modus I - Bruchenergie an einem Schrägriß, Fall $v_{fu} > v_B$

Im Fall $v_{fu} \leq v_B$ wird der Modus I - Anteil des Verbundwiderstandes durch den Schrägrißversatz v_B vollständig neutralisiert, d. h. $\text{eff } G_I = 0$ (Bild 9.13). Über den Betrag von $G_{I,B} = -G_{I,f}$ hinaus ist auch keine negative Modus I - Energie möglich.

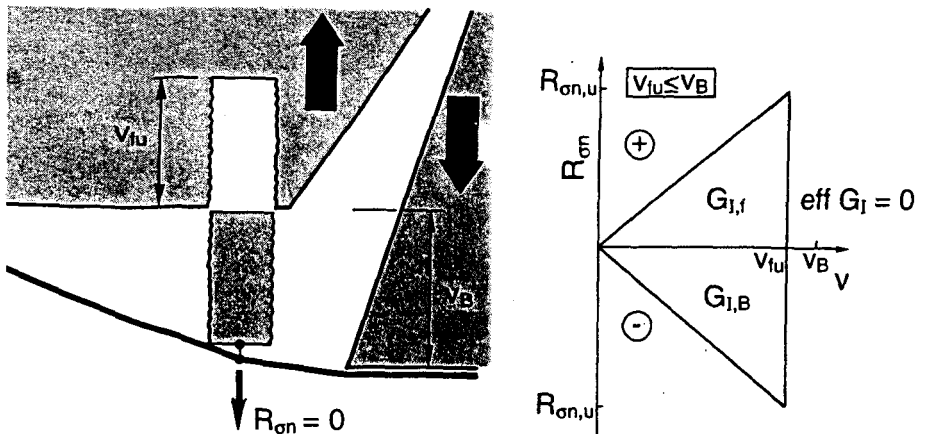


Bild 9.13: Mechanisches Modell für die effektive Modus I - Bruchenergie an einem Schrägriß, Fall $v_{tu} \leq v_B$

Eine Abschätzung der Größenordnung von v_{tu} kann mit den in Kap. 8 beschriebenen ESPI-Messungen an Verbundkörpern vorgenommen werden. Aus Bild 8.10 kann man eine out-of-plane Verschiebung beim Bruch von $v_{tu} = 0,06$ mm am belasteten Ende der Verbundlänge und von $v_{tu} = 0,2$ mm in 5 cm Entfernung von diesem entnehmen.

Für den Schrägrißversatz v_B bei Entkoppelung am oben beschriebenen Balkenversuch entnimmt man den Bildern 9.6 und 9.7 untere Werte von

$\inf v_B \approx 0,15$ mm.

Dieser Wert repräsentiert die gemessenen sowie die mit einem rel. kleinen Verzweigungsrißabstand $\text{ca } s_r = 75$ bzw. 60 mm errechneten Werte ausreichend genau. Der obere Grenzwert wird durch die mit dem Hauptrißabstand $\text{ca } s_r = 165$ bzw. 150 mm errechneten Werte bestimmt. Er kann zu

$\sup v_B \approx 0,37$ mm

abgeschätzt werden.

Trotz der geringen Anzahl der Messungen und einer Reihe möglicher Unschärfen im Schrägrißversatz- und Bruchmechanikmodell scheint der Schluß gerechtfertigt, daß

auch der untere Grenzwert des Schrägrißversatzes den Wert v_{tu} meist erreicht. Da die Größe des Schrägrißversatzes auch von der absoluten Bauhöhe des Bauteils abhängt, gilt diese Aussage für Bauteile von mindestens der Bauhöhe des beschriebenen Versuchs balkens ($d = 45 \text{ cm}$).

Für eine konservative Betrachtung wird nun der Fall $v_{tu} \leq v_B$ angenommen. Die gesamte, aus Verbundversuchen gewonnene Bruchenergie G_F muß also um den Modus I - Anteil vermindert werden, um den Modus II - Anteil und damit die im Balken wirksame Bruchenergie $G_{F,B}$ zu erhalten. Bild 9.14 zeigt dies qualitativ.

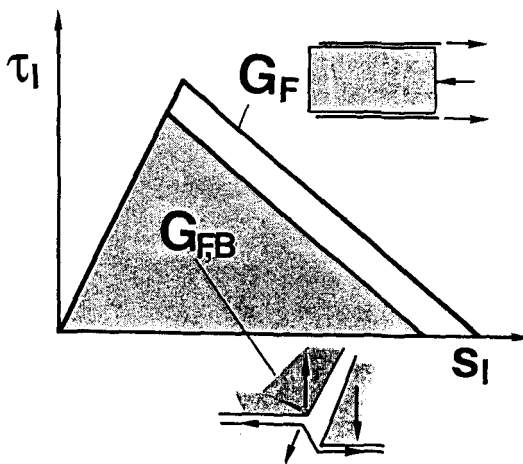


Bild 9.14: Reduzierung der aus Verbundversuchen gewonnenen Bruchenergie G_F auf die am Schrägriß eines Balkens wirksame Bruchenergie $G_{F,B}$

In Kap. 8 wurde das Verhältnis der Bruchenergien der Modi I und II beim Verbundrißfortschritt zu

$$G_{II}/G_I = 14$$

ermittelt. Damit ergibt sich der Modus II - Anteil, der an einem Schrägriß eines Balkens als wirksamer Verbundwiderstand zur Verfügung steht, im ungünstigsten Falle zu

$$\inf G_{F,B} = 0,93 \cdot G_F. \quad (9.17)$$

Die die Entkoppelung bestimmende Verbundbruchkraft an einem Balken mit $Q \neq 0$ $T_{\max,B}$ beträgt demnach mit Gl. (4.14)

$$\inf T_{\max,B} = 0,96 \cdot T_{\max}. \quad (9.18)$$

9.4 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Zur Klärung des Einflusses eines vertikalen Schubrißversatzes auf die Lamellenentkoppelung wurde ein Modell zur Ermittlung der Rißuferverschiebungen auf Basis eines Fachwerkmodells mit Schubrißreibung nach [64] entwickelt. Mit ihm kann der mögliche Größenbereich der Rißuferverschiebungen am Zugrand eingegrenzt werden. Mit der Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Stegverformungen auf alle Verzweigungsrisse erhält man einen unteren Grenzwert der Rißuferverschiebungen. Berücksichtigt man nur die Hauptrisse ergibt sich ein oberer Grenzwert. Messungen an einem Versuchsbalken lagen am unteren Grenzwert.

In einem bruchmechanischen Ansatz wird Einfluß des vertikalen Schubrißversatzes nur dem Modus I - Anteil der gesamten Mischmodus-Verbundbruchenergie zugewiesen. Die energetische Betrachtung ergab, daß im ungünstigen Fall der gesamte Modus I - Anteil durch den Schubrißversatz neutralisiert wird. Bei einem Verhältnis der Modus I / II - Anteile von 1 : 14 ergibt sich damit eine Reduktion der Verbundtragfähigkeit am Schubriß eines Balkens um maximal 4%. Bei Bauteilen mit niedriger Schubbeanspruchung und geringer Bauhöhe wird diese Reduktion i. d. R. noch deutlich geringer sein.

Es ist auch zu vermuten, daß Schubrißversätze der errechneten Größenordnung von $v_B < 0,4$ mm in einiger Entfernung der Verbundrißspitze vom Schubriß kaum noch Einfluß ausüben. Die durch so kleine v_B verursachten Lamellenumlenkungen werden unbedeutend. Bei der Möglichkeit eines stabilen Entkoppelungsfortschritts dürfte sich die Reduktion der Bruchenergie am Riß auf die Gesamtentkoppelung daher kaum auswirken. Bedingung ist, daß die Schubrißverformungen im sanierten Bauteil durch eine ausreichend dimensionierte Schubbewehrung begrenzt werden.

Die Betrachtungen dieses Kapitels, insbesondere der beschriebene bruchenergetische Ansatz beruhen auf einer geringen Datenbasis und haben z. T. hypothetischen Charakter. Sie stellen einen Versuch dar, sich trotz der großen Komplexität der beteiligten spröbruchmechanischen Vorgänge und dem bislang vergleichsweise geringen Wissen darüber, der behandelten Fragestellung zu nähern.

Im Ergebnis scheint dennoch die Folgerung zulässig, daß der Einfluß vertikaler Schubrißversätze auf die Lamellenentkoppelung bei Bauteilen üblicher Höhe kaum von Bedeutung ist. Wie die Versuchsnachrechnungen im Kap. 7 zeigen, wird die erhöhte Entkoppelungsgefährdung in Bereichen mit hohen Werten von Moment und Querkraft allein über das in dieser Arbeit vorgestellte Entkoppelungsmodell sicher abgedeckt.

10 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit externer Klebebewehrung wird seit langem erfolgreich praktiziert. Neben den altbewährten Stahllaschen werden seit ca. 10 Jahren zunehmend Lamellen aus hochfestem kohlenstoffaserverstärktem Kunststoff (CFK-Lamellen) eingesetzt. Materialspezifische Besonderheiten der dünnen, anisotropen und bis zum Bruch ideal elastischen CFK-Lamellen gegenüber Stahllaschen bedingen z. T. nicht unerhebliche Unterschiede im Verhalten verstärkter Bauteile.

Die Biegebemessung folgt für beide Materialien den üblichen Annahmen des Stahlbetonbaus. Für die volle statische Mitwirkung der externen Bewehrung ist ein intakter Klebverbund über ihre gesamte Länge erforderlich. Die Sicherung dieses Verbundes ist für CFK-Lamellen problematischer als für Stahllaschen, da aus Wirtschaftlichkeitsgründen möglichst große Lamellendehnungen ausgenutzt werden sollen. Wegen der elastischen Arbeitslinie der CFK-Lamellen erhöht sich auch ihre Verbundbeanspruchung in Bereichen mit $Q \neq 0$ unbegrenzt.

Die Sicherung des Verbundes bei CFK-Lamellen ist in den derzeit geltenden Bemessungsregeln, die i. w. auf denen für Stahllaschen basieren nur unzureichend abgedeckt. Eine pauschale Begrenzung der ausnutzbaren Lamellendehnung wird vorgegeben und ein Endverankerungsnachweis gefordert.

Die vorliegende Arbeit hat zum Ziel, ein konsistentes Verbundmodell für Verstärkungen mit geklebten CFK-Lamellen zu entwickeln. Es soll in der Lage sein, den Verbund und die Entkoppelung der Lamelle über ihre gesamte Länge und für beliebige Randbedingungen bzgl. Momenten-Querkraftverhältnis, Rißabstand, Bewehrungs- und Verstärkungsgrad etc. wirklichkeitsnah zu beschreiben. Die zum Entkoppelungsver sagen führende Laststufe soll sicher prognostiziert werden können.

In Kapitel 2 werden anhand der Gesamtproblematik des Bewehrungsverbundes die grundlegenden Unterschiede zwischen Innenbewehrungs- und Lamellenverbund herausgearbeitet. Das Hauptmerkmal des Lamellenverbundes ist seine vergleichsweise große Sprödigkeit. Die Lamelle ist nicht wie die Innenbewehrung von Beton umhüllt. Ein Nachbruch-Reibungsverbund ist praktisch nicht möglich. Die geringe Oberflächenzugfestigkeit des spröden Betons ist der einzige Verbundwiderstand.

Der aktuelle Stand der Forschung ist bzgl. Modellierung der unmittelbaren Verbundzone recht umfangreich. Es existiert ein breites Wissen über Verbundgesetze, und verankerbare Verbundkräfte für reine Verbundversuche mit über eine ungerissene

Länge und nur auf Verbund beanspruchte Lamellen. Dies genügt zur Modellierung der Zone zwischen Lamellenende und erstem Riß. Der Wissensstand über die Entkoppelungsmechanismen in einem realen Stahlbetonbauteil mit den komplexen Interaktionen zwischen den Bewehrungskräften bei Stahlfließen und stabilem Verbundrißfortschritt bis hin zur instabilen Lamellenentkoppelung ist wesentlich geringer. Betrachtungen von Holzenkämpfer [2] zur Entkoppelung behandeln nur Dehnkörper oder Biegebauteile im Bereich $M = \text{const.}$. Gerade der Einfluß eines Momentengradienten jedoch ist für die Entkoppelung entscheidend.

In Kapitel 3 werden die beteiligten Werkstoffe beschrieben.

Kapitel 4 werden die Grundbeziehungen des Lamellenverbundes am allgemeinen Zwischenrißelement (ZRE) abgeleitet. Ein solches wird kann durch den Rißabstand s_r und das Verhältnis K_F des konstanten Lamellenkraftanteils F_l zum Lamellenkraftzuwachs ΔF_l über s_r charakterisiert. Der Parameter K_F ist ein Maß für die Beanspruchung des Gleichgewichtsverbundes im Verhältnis zu der des Verträglichkeitsverbundes. Er liegt zwischen $K_F = 0$ im Bereich $M = \text{const.}$ und $K_F = \infty$ für die Endverankerung zwischen Lamellenende und erstem Riß. Der häufig in Verbundversuchen verwendete Zug- Druck-Verbundkörper kann als Spezialfall des allgemeinen Zwischenrißelementes mit $K_F = \infty$ beschrieben werden.

Das von Holzenkämpfer für Stahllaschen entwickelte Verbundgesetz wurde mit Hilfe von 64 Verbundversuchen für CFK-Lamellen kalibriert und zu einem linearen Ansatz vereinfacht. Es konnte gezeigt werden, daß die Form des Verbundansatzes den Verbundwiderstand kaum beeinflusst. Entscheidend ist die Verbundbruchenergie G_F .

Die DGL des verschieblichen Verbundes wurde an die Randbedingungen des allgemeinen ZRE angepaßt. Kriterium für Entkoppelungsbeginn (EKB) ist bei Annahme des linearen Verbundgesetzes das Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{11} am Riß mit der größeren Lamellenkraft, gleichbedeutend mit der vollständigen Freisetzung der Bruchenergie G_F an dieser Stelle. Es stellte sich heraus, daß bei ausreichendem Rißabstand ein stabiler Verbundrißfortschritt bei noch steigender Lamellenkraft möglich ist. Dies kann mit dem Abbau von Verträglichkeits-Verbundspannungen, die durch die Mitwirkung des Betons auf Zug entstehen, erklärt werden. Instabile Entkoppelung tritt ein, wenn die intakte Restverbundlänge ein kritisches Maß unterschreitet. Bislang wurden die Lamellenkräfte an den das ZRE begrenzenden Rissen sowie der Rißabstand als bekannt vorausgesetzt.

In Kapitel 5 wird die Interaktion zwischen Innen- und Lamellenbewehrung an einem ZRE untersucht. Die Einzelzugkräfte können nach dem Fachwerkmodell berechnet

werden. Die Annahme von Dehnungsebenheit ist jedoch vom Beginn der Lamellenentkoppelung an nicht mehr gültig. Auch das Fließen der Innenbewehrung bei gleichzeitig elastischer Lamelle bedingt eine andere Kraftaufteilung, als im Verhältnis der Dehnsteifigkeiten. Es werden die möglichen Fälle des Entkoppelungsverlaufs und der damit verbundenen Kraftaufteilung herausgearbeitet. Die Gesamtheit der Einflußparameter kann letztendlich auf den Rißabstand und den K_F -Wert reduziert werden. Es werden für alle Entkoppelungsfälle Bestimmungsgleichungen mit normierten Größen zur Ermittlung der zur Entkoppelung führenden Laststufe angegeben. Schließlich werden noch einige einfache Kriterien formuliert, mit denen sich der Großteil der praxisüblichen Bauteile ohne Rechenaufwand sofort dem dominierenden Entkoppelungsfall zuordnen läßt. Bislang wurde ein beliebiges ZRE isoliert betrachtet. Die Identifizierung des für das Gesamtbauteil hinsichtlich Entkoppelung maßgebenden ZRE muß noch folgen.

In Kapitel 6 wird ein einfaches Verfahren zur Ermittlung des Rißabstandes entwickelt, der eine wichtige Steuergröße für den Entkoppelungsprozeß ist. Die kontinuierliche Rißtheorie von Noakowski [3] wird auf lamellenverstärkte Bauteile erweitert. Hierzu wird die Lamelle als äquivalente Stahlbewehrung ausgedrückt. Da sowohl Bewehrungslängs- als auch Verbundspannungen in die Theorie eingehen, werden Beziehungen für die äquivalenten Werte von Gesamtquerschnittsfläche und Verbundumfang verwendet. Der Endrißabstand ergibt sich schließlich zwischen der Rißeinzugslänge des Erstrißzustandes a_1 und der Hälfte dieses Wertes. Eine Gleichung zur Aufteilung des Rißabstandes auf das aktuelle Bauteil wird angegeben.

In Kapitel 7 werden die als entkoppelungsmaßgebend in Frage kommenden Stellen am Bauteil charakterisiert. Es sind dies der Endverankerungsbereich, Übergänge von elastischer zu fließender Innenbewehrung sowie die Umgebung von Einzelkräften. Der Vergleich von Theorie und Ergebnis der Bauteilversuche zeigt eine gute Übereinstimmung. Die Entkoppelungs-Laststufe wurde bei vier von fünf Plattenversuchen um 1% - 6% auf der sicheren Seite liegend vorausgesagt. Auch bei den Balkenversuchen, bei denen das Entkoppelungsverhalten durch Anpressungen bzw. Stahllaschenbügel beeinflusst wurde, zeigten visuelle Beobachtungen der Entkopplung eine gute Übereinstimmung von Theorie und Versuch. Eine genauere Untersuchung der günstigen Wirkung von durch Laschenbügel passiv ausgeübtem Anpreßdruck dürfte eine wesentlich bessere Ausnutzung des Lamellenmaterials erlauben.

Sowohl in Verbund- als auch in Biegeversuchen wurde bei höherfesten Betonen Zwischenfaserbruch (ZFB), meist in Verbindung mit oberflächennahem Betonbruch beobachtet. Bestehende Verbundmodelle setzen letzteren voraus, decken also ZFB nicht ab. Die Verbundbruchkraft scheint jedoch auch bei Auftreten von ZFB mit dem vorgestellten Modell gut vorhersagbar zu sein (s. Kap. 4). In Kapitel 8 wird das ZFB-Phänomen von auf Beton geklebten CFK-Lamellen näher untersucht.

Ein bruchmechanischer Modellansatz wurde vorgestellt. Der Beton wird mit der Lamelle über die Annahme desselben Bruchmodus-Verhältnisses in der Verbundrißspitze verknüpft. Zu dessen Ermittlung wurde eine hochauflösende elektrooptische Meßtechnik eingesetzt. Kriterium für ZFB ist die Mischmodus-Bruchenergie der Lamelle im Vergleich zu der des Betons. Der Modellansatz scheint die Versuchsergebnisse, nach denen ZFB vor allem bei höheren Betonfestigkeiten eintritt, zu bestätigen. Es deutet sich an, daß es sich beim ZFB um ein durch vorab eintretenden Betonbruch induziertes sekundäres Phänomen handelt, das den Verbundwiderstand nicht bestimmt. Gleichwohl reicht die Anzahl der Meßdaten, insbesondere der Lamellenverschiebungen sowie das Theoriegebäude noch nicht aus, um endgültige Aussagen zu treffen. Um vorerst dem Phänomen des Zwischenfaserbruches Rechnung zu tragen, wird vorgeschlagen, die für den Entkoppelungsnachweis ausnutzbare Oberflächenzugfestigkeit des Betons auf $\text{cal } f_{\text{ctm}} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ zu begrenzen.

In der Literatur wird gelegentlich ein vertikaler Versatz von Schubrißuffern am Zugrand des Bauteils als ursächlich für die Lamellenentkoppelung angeführt, ohne daß jedoch bislang hierfür ein Rechenmodell existiert. In Kapitel 9 wird ein Modellansatz auf Basis eines Fachwerkmodells mit Schubrißreibung nach [64,65] entwickelt, mit dem die Rißufferverschiebungen am Zugrand näherungsweise ermittelt werden können. Eine bruchenergetische Betrachtung ergab, daß im ungünstigen Fall der gesamte Modus I - Anteil durch den Schubrißversatz neutralisiert wird. Es ergibt sich damit eine Reduktion der Verbundtragfähigkeit am Schubriß eines Balkens um maximal 4%. Bei Bauteilen mit niedriger Schubbeanspruchung und geringer Bauhöhe wird diese Reduktion i. d. R. noch deutlich geringer sein. Wie die Versuchsnachrechnungen im Kap. 7 zeigen, wird die erhöhte Entkoppelungsgefährdung in Bereichen mit hohen Werten von Moment und Querkraft allein über das in dieser Arbeit vorgestellte Entkoppelungsmodell sicher abgedeckt. Im Ergebnis scheint daher trotz

der geringen Datenbasis, der großen Komplexität der bruchmechanischen Vorgänge und des bislang geringen Wissens die Folgerung zulässig, daß der Einfluß vertikaler Schubrißversätze auf die Lamellenentkoppelung bei Bauteilen üblicher Höhe kaum von Bedeutung ist.

Zusammenfassend kann gefolgert werden, daß das in dieser Arbeit vorgestellte Modell grundsätzlich in der Lage ist, die Entkoppelungsvorgänge an mit CFK-Lamellen verstärkten Biegebauteilen wirklichkeitsnah zu beschreiben.

Gleichwohl sind noch nicht alle Fragen endgültig gelöst. Die Theorie zum bruchmechanischen Modell für Zwischenfaserbruch bzw. Schubrißversatz ist ein erster Ansatz, der weiter überprüft werden sollte. Dies könnte sich evtl. mit Unterstützung durch eine FEM-Modellierung des Dreiphasensystem Beton-Kleber Lamelle geschehen. Deutlich mehr ESPI-Verformungsmessungen, wären nötig, um abgesicherte Aussagen zum Bruchmodusverhältnis in der Verbundrißspitze treffen zu können.

In hier den beschriebenen, wie auch in allen anderen aus der Literatur zu entnehmenden Versuchen wurden nur Bauteile mit besonders entkoppelungsfördernden Einzellastbildern geprüft. In der Praxis sind dagegen meist bzgl. Entkoppelung günstigere Gleichlastbilder anzutreffen, bei denen die Maximalwerte von Moment und Querkraft nicht koinzidieren. Dies trifft auch auf Durchlaufträger zu, wenn, wie es meist der Fall ist, nur für Feldmomente verstärkt wird. Die vorgestellte Theorie deckt diese Fälle zwar ab, Versuche mit Gleichlast oder Quasi-Gleichlast zur Überprüfung wären jedoch wünschenswert.

Da in der Praxis berechtigterweise für Balken meist Stahllaschenbügel vorgeschrieben sind, wäre ein Modell zur Quantifizierung der entkoppelungsbehindernden Wirkung dieser Bügel sehr hilfreich. Das rel. teure CFK-Material könnte sehr wahrscheinlich höher ausgenutzt werden, als ohne Berücksichtigung dieser Wirkung.

Weitere lohnende Forschungsfelder können mechanische Verankerungen und externe Schubbewehrung aus CFK sein. Wichtig ist es ferner, die Auswirkung verschiedener Umweltbedingungen, insbesondere von Feuchtigkeit im Kleberbereich auf den Verbund zu untersuchen.

11 LITERATUR

- [1] **Ranisch, E.- H.:** Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 54, 1982.
- [2] **Holzenkämpfer, P.:** Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1993.
- [3] **Noakowski, P.:** Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rißbreite - Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug - Rechenhilfen für die Praxis. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Berlin, Heftz 394, 1988
- [4] **Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V., Popov, E.:** Hysteretic behavior of deformed reinforcing bars under seismic excitations, 7. European Conference on Earthquake Engineering, 1982
- [5] **COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON:** CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'information N° 213/214
- [6] **Leonhardt, F.:** Vorlesungen über Massivbau, Teil1: Grundlagen zur Bemessung im StahlbetonbauT. 1
- [7] **Bleich, F.:** Theorie und Berechnung der eisernen Brücke. Springer Verlag, Berlin, 1924
- [8] **Volkersen, O.:** Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten. Luftfahrtforschung, 15, 1938, S. 41-47
- [9] **Braig, W.:** Festigkeit von Metallklebers und Metallklebverbindungen. Dissertation, TH Stuttgart, 1964
- [10] **Althof, W.:** Neue Möglichkeiten zur Berechnung der Belastbarkeit von Klebverbindungen. Vortrag zum Lehrgang „Klebstoffe, Klebverfahren und Konstruktionshinweise für das Verbinden von Werkstoffen“, Technische Akademie Esslingen, November 1978
- [11] **Ottosen, N. S., Olsson, K.-G.:** Hardening/Softening Plastic Analysis of Adhesive Joints. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 114, 1988, No. 1, pp 97-116
- [12] **Volkersen, O.:** Recherches sur la théorie des assemblages colles. Construction métallique, No. 4, 1964, pp 3-13
- [13] **Goland, M., Reissner, E.:** The stresses in cemented joints. Journal of Applied Mechanics, Vol. 13, 1991, pp 44-48
- [14] **Allmann, D. J.:** A theory for elastic stresses in adhesive bonded lap joints. Quart. Journ. Mechanics and applied Mathematics, Vol. 30, 1977, pp 415-436
- [15] **Hart-Smith, L. J.:** Adhesive bonded single lap joints. NASA, Tech. Reort. CR 112236, 1973

- [16] **Bresson, J.:** Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Béton plaque. Annales de l'ITBTP, 1971, No. 278, pp 22-55
- [17] **Kaiser, H.:** Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen. Dissertation Nr. 8918, ETH Zürich, 1998
- [18] **Wicke, M., Pichler, D.:** Geklebte Bewehrung - Endverankerung mit und ohne Anpreßdruck - Bemessungskonzept. HILTI - Konzern - Forschung, 1991
- [19] **Täljsten, B.:** Plate Bonding, Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics. Dissertation, Luleå University of Technology, Luleå, 1994
- [20] **Yin, J., Wu, Z.:** Interface crack propagation in fiber reinforced polymeric-strengthened concrete using nonlinear fracture mechanics. Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, ACI, Baltimore 1999, pp 1035-1047
- [21] **Deuring, M.:** Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen. Dissertation, EMPA-Bericht Nr. 224, Dübendorf 1993
- [22] **Rostásy, F.S., Holzenkämpfer, P., Hankers, Ch.:** Geklebte Bewehrung für die Verstärkung von Betonbauteilen. Beton-Kalender 1996, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1996
- [23] **Buyukotzturk, O., Hearing, B.:** Failure Behavior of Precracked Concrete Beams retrofitted with FRP. Journal of Composites for Construction, August 1998
- [24] **Buyukotzturk, O., Leung, B., Hearing, B., Gunez O.:** Delamination criterion for concrete beams retrofitted with FRP-Laminates. Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings of FRAMCOS-3, AEDEFICATIO, Freiburg, 1998
- [25] **Wang, C.-Y., Ling, F.-S.:** Prediction model for Debonding failure of crack/ed beams with externally bonded FRP-sheets. Proc. of the Second Intl. Conf. on Composites in Infrastructure ICCI'98, Tucson, 1998
- [26] **Rostásy, F.S.; Budelmann, H.; Hankers, Ch.:** Faserverbundwerkstoffe im Stahlbeton- und Spannbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992) H.5, S. 123 - 129 und H.6, S. 152 - 154.
- [27] Nachträgliches Verstärken von Bauwerken mit CFK-Kallemmen; Referate und Beiträge zur EMPA/SIA-Studientagung vom 21. September 1995 in Zürich; Dokumentation SIA D 0128.
- [28] **Dolan, C. W., Leu, B. L., Hundley, A.:** Creep rupture of fiber reinforced plastics in a concrete environment. Proceedings of the Third International Symposium on Non - Metallic (FRP) reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, October 1997, 2, 187 - 194
- [29] **Ando, N., Matsukawa, H., Hattori, A., Mashima, M.:** Experimental studies on the long - term tensile properties of FRP-tendons. Proceedings of the Third International Symposium on Non - Metallic (FRP) reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, October 1997, 2, 203 - 210

- [30] **Uomoto, T., Nishimura, T., Ohga, H.** : Static and fatigue strength of FRP rods for concrete reinforcement. Non - Metallic (FRP) reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPCS-2), Ghent, August 1995
- [31] **Adini, R., Rahman, H., Benmokrane, B., Kobayashi, K.**: Effect of temperature and loading frequency on the fatigue life of a CFRP-bar in concrete. Fiber Composites in Infrastructure, Proceedings of the Second International Conference on Composites in Infrastructure, ICCI '98, Tucson, Jan. 1998, 2, 203 - 210
- [32] **Sheard, P., Clarke, J., Dill, M., Hammersley, G., Richardson, D.**: Eurocrete - Taking account of durability for design of FRP reinforced concrete structures. Proceedings of the Third International Symposium on Non - Metallic (FRP) reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, October 1997, 2, 75 - 82
- [33] **Porter, M.L., Mehus, J., Young, K.A., O'Neil, E.F., Barnes, B.A.**: Aging for fiber reinforcement in concrete. Proceedings of the Third International Symposium on Non - Metallic (FRP) reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, October 1997, 2, 59 - 66
- [34] Produktebeschreibung Araldit LY 564 und Härter HY 2962, Ciba-Geigy
- [35] **Chawla, K. K.**: Composite Materials, Science and Engineering. Springer Verlag, 1987
- [36] **Pantuso, A., Neubauer, U., Rostásy, F.S.**: Effects of thermal mismatch between FRP and plate on bond. Bericht für europäisches Forschungsnetzwerk TMR „CONFIBRECRETE“, Task Group 5: Externally Bonded Reinforcement, Juni 1999
- [37] **Terrasi, G.P., Kalsner, H.**: CFK-Lamellenverstärkte Querschnitte bei Temperatursprüngen. nachträgliches Verstärken von Bauwerken mit CFK-Lamellen, Referate und Beiträge zur EMPA/SIA-Studientagung vom 21. September 1995 in Zürich, Dokumentation SIA D 0128
- [38] **Bazant, Z. P., Planas, J.**: Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials, CRC Press, Boca Raton, 1998
- [39] **Hariri, K.**: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons - Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone, Dissertation, TU Braunschweig, 2000
- [40] **Pichler, D.**: Die Wirkung von Anpreßdrücken auf die Verankerung von Klebelamellen. Dissertation, Universität Innsbruck, 1993
- [41] **Chajes, M.J., Finch, W.W., Januzka, T.F., Thomson, T.A.**: Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 2, 1996
- [42] **Rostásy, F.S., Neubauer, U., Hankers, C.**: Verstärken von Betontragwerken mit geklebter äußerer Bewehrung aus kohlenstoffaserverstärkten Kunststoffen. Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997), Heft 5, 132 - 138

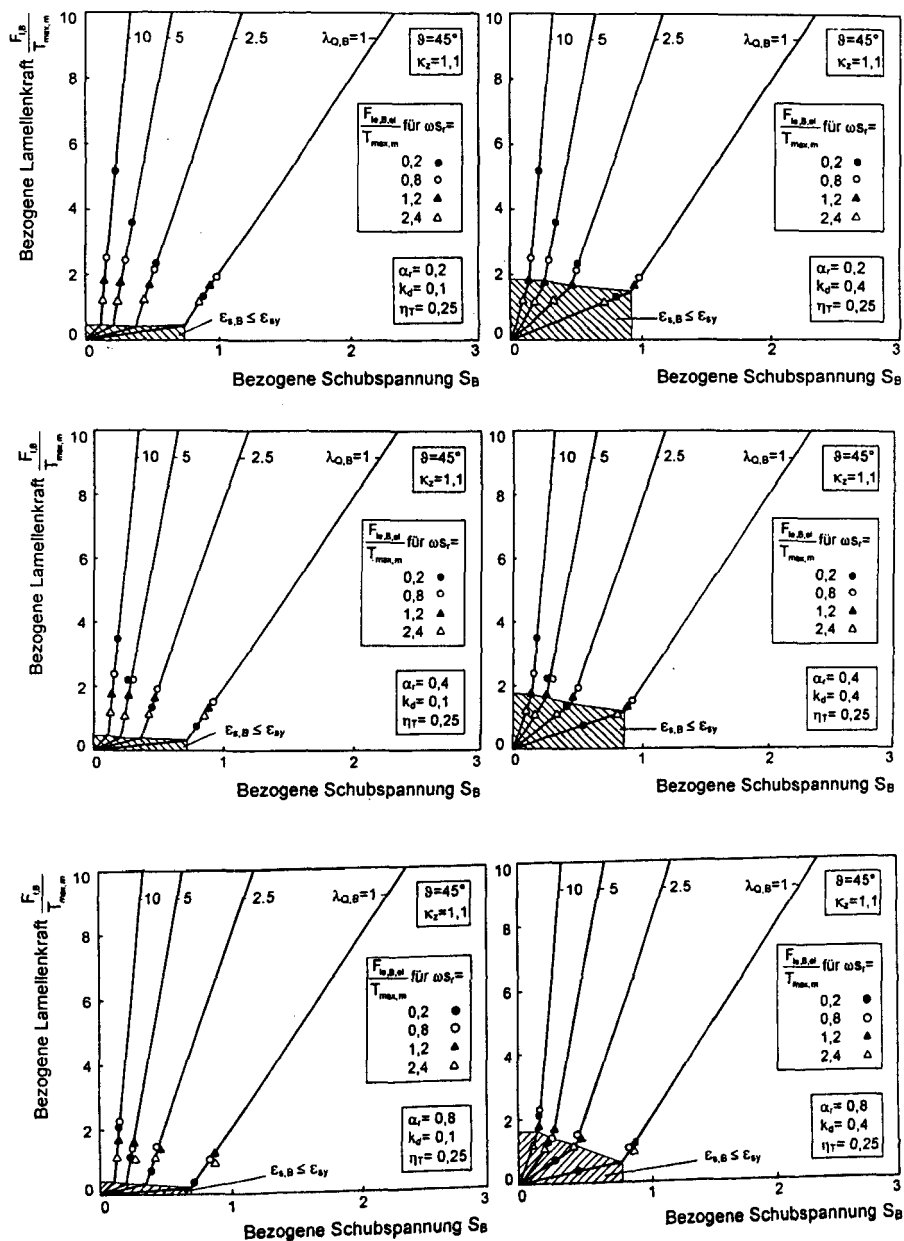
- [43] **Neubauer, U.; Rostásy, F.S.:** Design Aspects of Concrete Structures Strengthened with Externally Bonded CFRP-Plates, Proceedings of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh, 1997
- [44] **Rostásy, F.S., Neubauer, U.:** Grundlagen zur Verstärkung von Plattenbauten mit CFK-Lamellen. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben IV 1-5-837/97, gefördert vom Deutschen Institut für Bautechnik, TU Braunschweig, 1999
- [45] **Zilch, K., Schmidhuber, Ch., Niedermaier, R.:** Bauteilversuche zur Querkraftbiegung an mittels Klebarmierung verstärkten Betonbauteilen. Forschungsbericht an das Deutsche Institut für Bautechnik, TU München, Mai 2000
- [46] **Hellmann, H. G.:** Beziehungen zwischen zug- und Druckfestigkeit des Betons. Beton - Herstellung und Verwendung, Heft 19, 1969, S.68-70
- [47] **Gillespie, J.W.; Carlsson, L.A.; Smiley, A.J.:** Rate-dependent mode I interlaminar crack growth mechanisms in graphite/epoxy and graphite/PEEK, Composites Science and Technology, Elsevier Applied Science Publishers Ltd, 1987
- [48] **Lang, R.W.; Heym, M.; Tesch, H.; Stutz, H.:** Influence of constituent properties on interlaminar crack growth in composites, High Tech-the Way into the Nineties, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam 1986
- [49] **Zhao, S., Gaedke, M., Prinz, R.:** Mode II delamination of carbon/epoxy composites. Adv. Composite Mater., Vol. 4, No. 2, pp 111-127, 1994
- [50] **Bradley, W.L.; Jordan, W.M.:** The relationship between resin ductility and composite delamination fracture toughness, Proceedings of the International Symposium on Composite Materials and Structures, Peking, China, 1986
- [51] **Rikards, R., Korjakin, A., Buchholz, F.-G., Wang, H., Bledzki, A. K., Wacker, G.:** Interlaminar Fracture Toughness of GFRP Influenced by Fiber Surface Treatment. Journal of Composite Materials, Vol. 32, No. 17/1998
- [52] **Korjakin, A., Rikards, R., Buchholz, F.-G., Richard, H. A., Bledzki, A., Wang, H.:** Investigations of Interlaminar Fracture Toughness of Laminated Polymeric Composites, Mechanics of Composite Materials, Vol. 34, No. 3, 1998
- [53] **Tsai, S. W., Wu, E. M.:** A General Theory of Strength for Anisotropic Materials, Journal of Composite Materials, Vol. 5, January 1971, pp. 58-80
- [54] **Christensen, R. M.:** Tensor Transformations and Failure Criteria for the Analysis of Fiber Composite Materials. Journal of Composite Materials, Vol. 22, 1988, pp. 874-897
- [55] **Knaust, W.:** Zur Analyse und Optimierung von Faserverbund-Leichtbauteilen. Dissertation D34, fachbereich Maschinenbau der Universität - GH Kassel/Fortschr.-Ber. VDI, R.20, Nr. 11, VDI-Verlag Düsseldorf, 1989
- [56] **Herrmann, G.:** Zum Bruchverhalten gerichteter Glasfaserverbunde. Dissertation TU Stuttgart, 1982

- [57] **Cuntze, R. et. al.:** Neue Bruchkriterien und Festigkeitsnachweise für unidirektionalen Faserkunststoffverbund unter mehrachsiger Beanspruchung -Modellbildung und Experimente-. Fortschrittberichte VDI, Reihe 5, Nr. 506, VDI-Verlag, Düsseldorf, 1997
- [58] **Hashin, Z.:** Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites. Journal of Applied Mechanics, June 1980, Vol. 47, pp. 329-334
- [59] **Puck, A.:** Praxisgerechte Bruchkriterien für hochbeanspruchte Faser-Kunststoffverbunde. Kunststoffe 82, 1992 2, pp. 149-155
- [60] **Rikards, R.:** Mixed mode I/II CTS experiments and development of fracture criterion for CFRP-Laminates, Co-operation project. Report, Institute of Computer Analysis of Structures, Faculty of Civil Engineering, Riga Technical University, December 1998
- [61] **Irwin, G. R.:** Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. Journal of Applied Mechanics, ASME, 24, pp. 361-364
- [62] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-29, Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen "Sika CarboDur", Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 11. November 1997
- [63] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-54, Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch mit dem Baukleber ispo Concretin SK 41 schubfest aufgeklebte S&P Kohlefaserlamellen, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 12. Oktober 1998
- [64] **Reineck, K.-H., Hardjasaputra, H.:** Zum Dehnungszustand bei der Querkraftbemessung profilierter Stahlbeton- und Spannbetonträger. Bauingenieur 65 (1990), 73-82
- [65] **Hardjasaputra, H.:** Berücksichtigung des Dehnungszustandes bei der Querkraftbemessung von profilierten Stahlbeton- und Spannbetonträgern, Dissertation, TU Stuttgart, 1987
- [66] DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Entwurf Dezember 1998
- [67] **Hampe, E., Raue, E., Kaller, W.:** Stahlbeton, Teil1: Grundlagen. Verlag für das Bauwesen, Berlin 1993
- [68] **Matting, A.:** Metallkleben. - Springer-Verlag, Berlin, 1969
- [69] **Sih, G. C.:** Strain-energy-density factor applied to mixed mode crack problems. Int. Journ. of Fracture, 10, 1974, pp. 305-321
- [70] **Di Leonardo, G.:** Fracture toughness characterization of materials under multiaxial loading. Int. Journ. of Fracture, 15, 1979, pp. 537-552

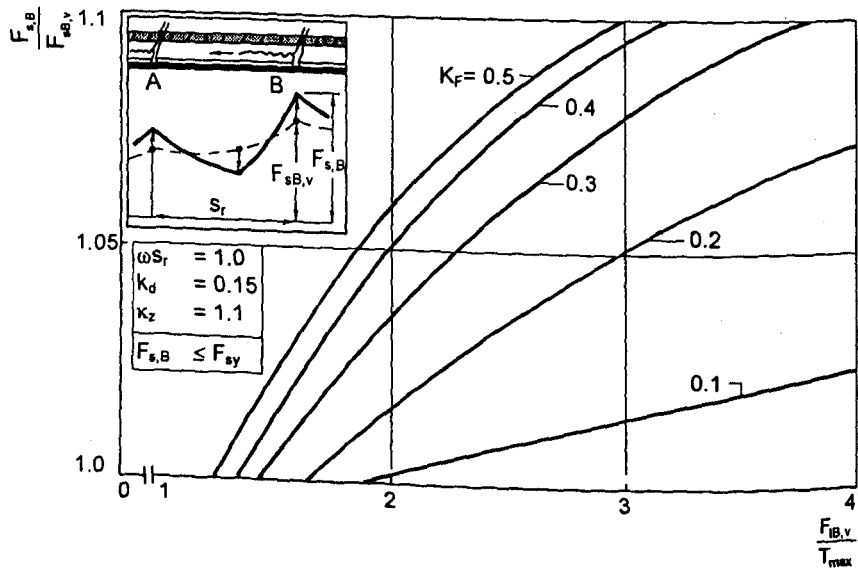
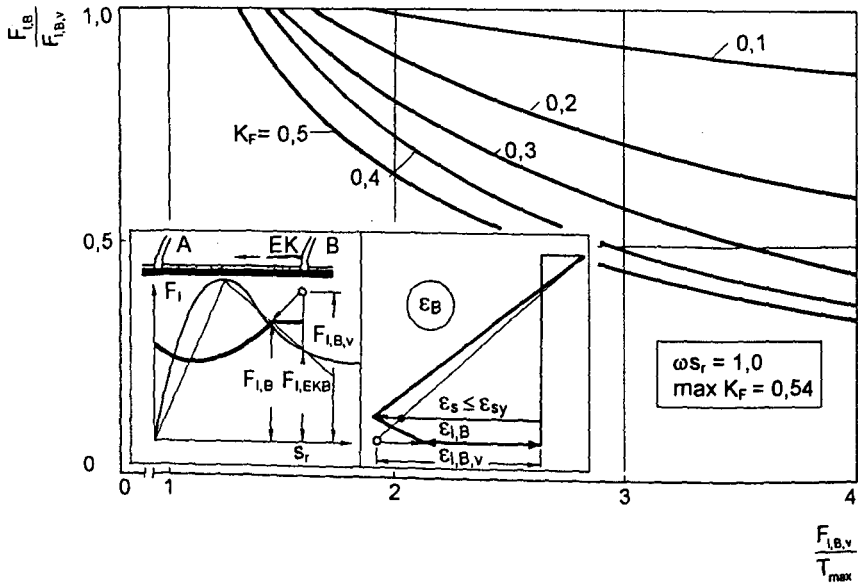
- A 0 -

Anlagen

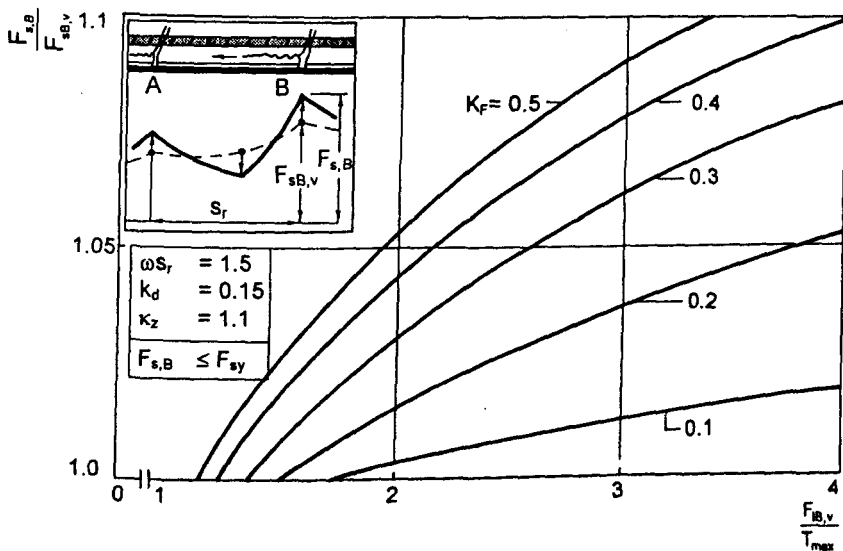
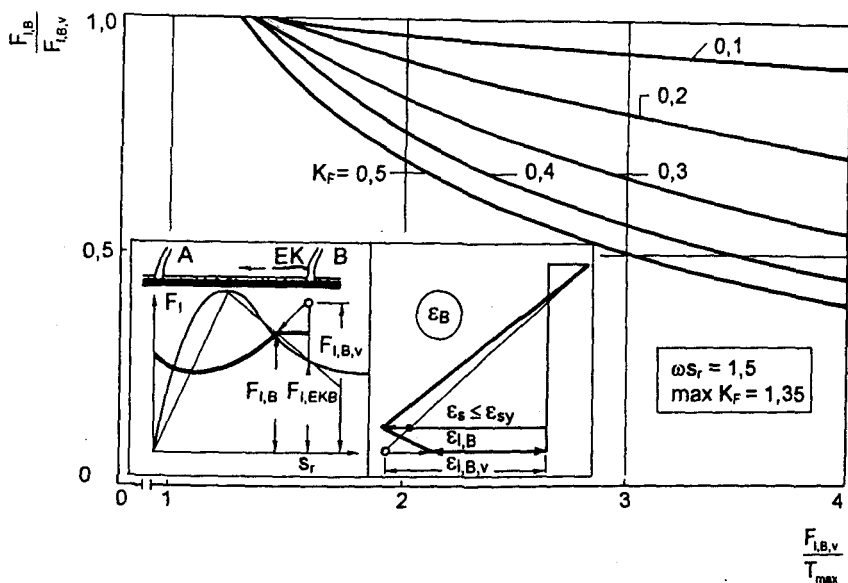
- A 1 -



Bezogene Lamellenkraft in Abhängigkeit von der bezogenen Schubspannung bei B sowie bezogene Lamellenkräfte bei Entkoppelungsbeginn für $\epsilon_{x,B} \leq \epsilon_{xy}$ für $k_d = 0,1$ und $k_d = 0,4$ und unterschiedliche bezogene Rißabstände

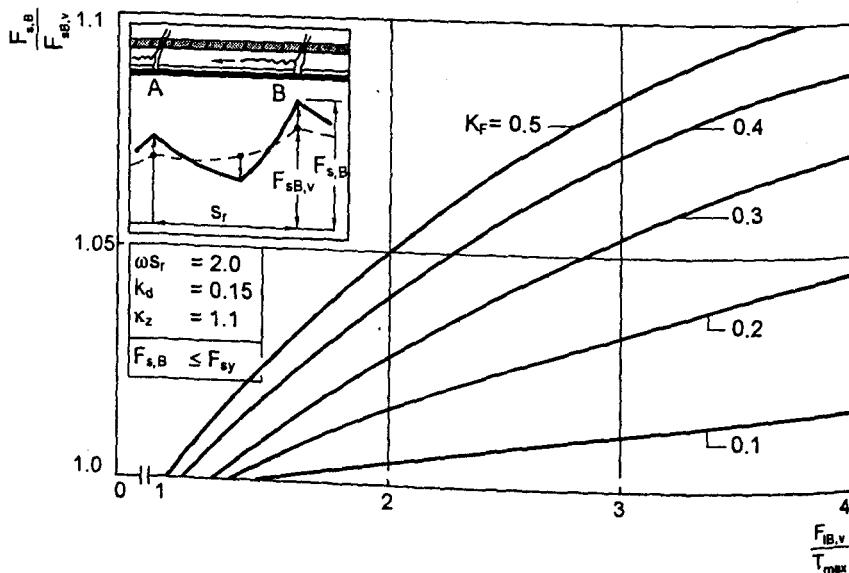
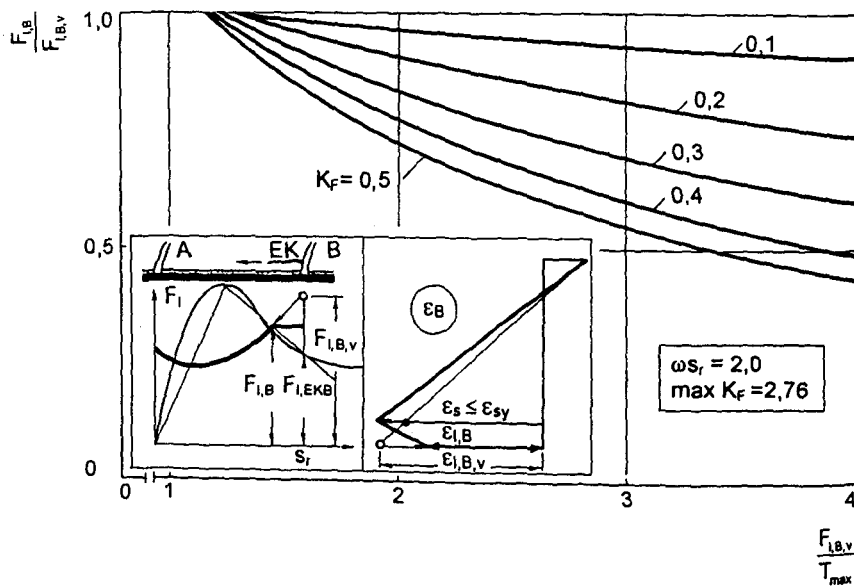


oben: Verhältnis der Lamellenkraft $F_{I,B}$ im entkoppelten Bereich zur fiktiven Lamellenkraft $F_{I,B,v}$ für intakten Verbund in Abhängigkeit von letzterer, bezogen auf T_{max} , $\omega s_r = 1,0$
 unten: Verhältnis von Bewehrungsstahlkraft $F_{s,B}$ bei B während Lamellenentkoppelung zur fiktiven Stahlkraft $F_{s,B,v}$ für intakten Lamellenverbund in Abhängigkeit von der bezogenen Lamellenkraft, $\omega s_r = 1,0$



oben: Verhältnis der Lamellenkraft $F_{I,B}$ im entkoppelten Bereich zur fiktiven Lamellenkraft $F_{Ie,v}$ für intakten Verbund in Abhängigkeit von letzterer, bezogen auf T_{max} , $\omega_{s,r} = 1,5$

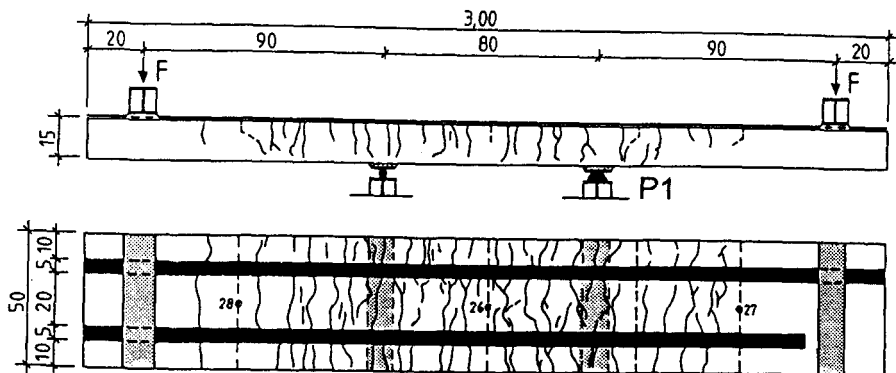
unten: Verhältnis von Bewehrungsstahlkraft $F_{s,B}$ bei B während Lamellenentkoppelung zur fiktiven Stahlkraft $F_{sB,v}$ für intakten Lamellenverbund in Abhängigkeit von der bezogenen Lamellenkraft, $\omega_{s,r} = 1,5$



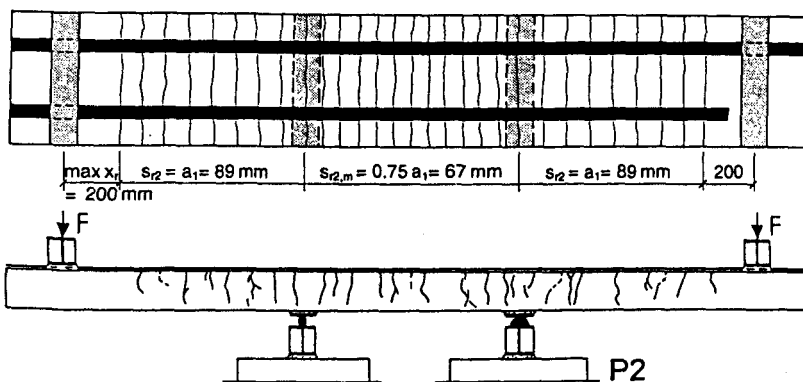
oben: Verhältnis der Lamellenkraft $F_{I,B}$ im entkoppelten Bereich zur fiktiven Lamellenkraft $F_{I,B,v}$ für intakten Verbund in Abhängigkeit von letzterer, bezogen auf T_{max} , $\omega s_r = 2,0$

unten: Verhältnis von Bewehrungsstahlkraft $F_{s,B}$ bei B während Lamellenentkoppelung zur fiktiven Stahlkraft $F_{sB,v}$ für intakten Lamellenverbund in Abhängigkeit von der bezogenen Lamellenkraft, $\omega s_r = 2,0$

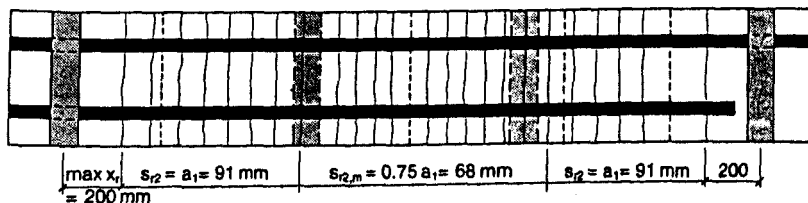
- A 3-1 -



$F = 42,5 \text{ kN}$ ($F_U = 44,6 \text{ kN}$)

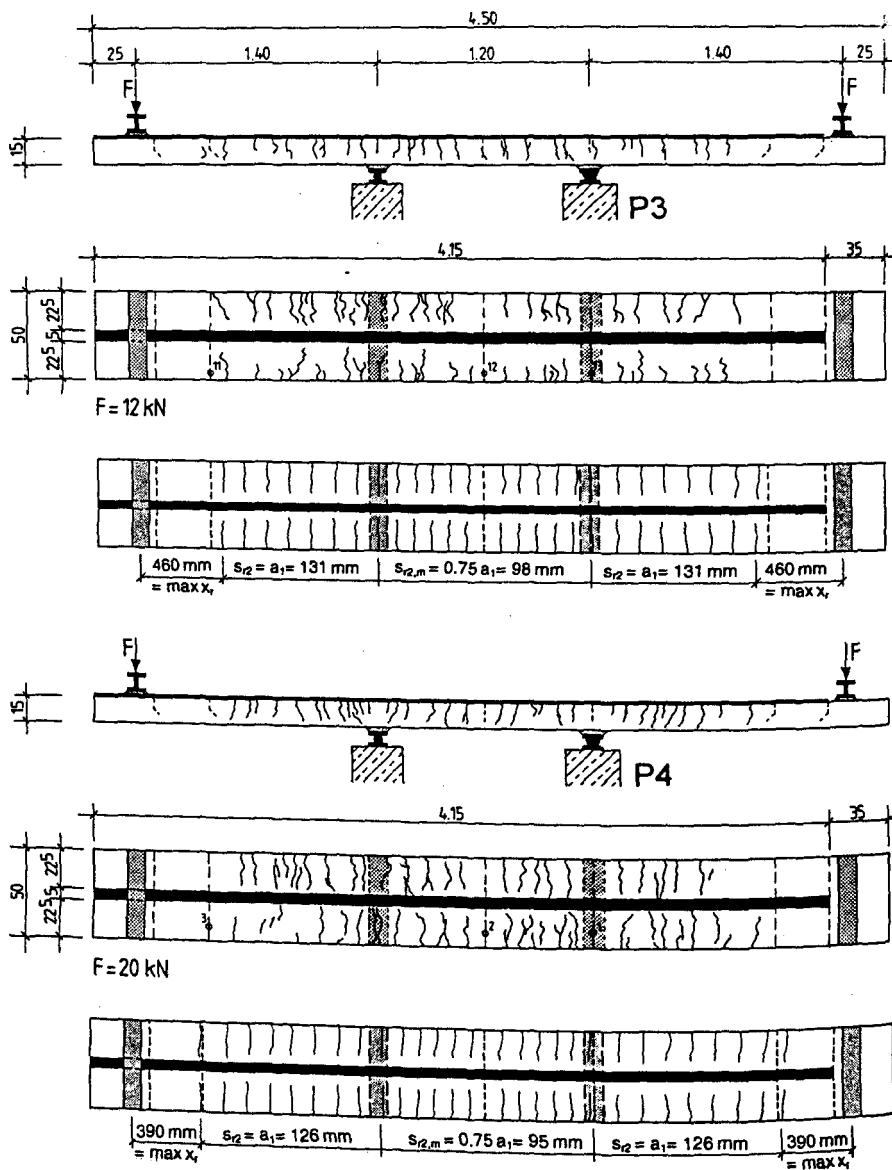


$F = 45 \text{ kN}$ ($F_U = 51,4 \text{ kN}$)



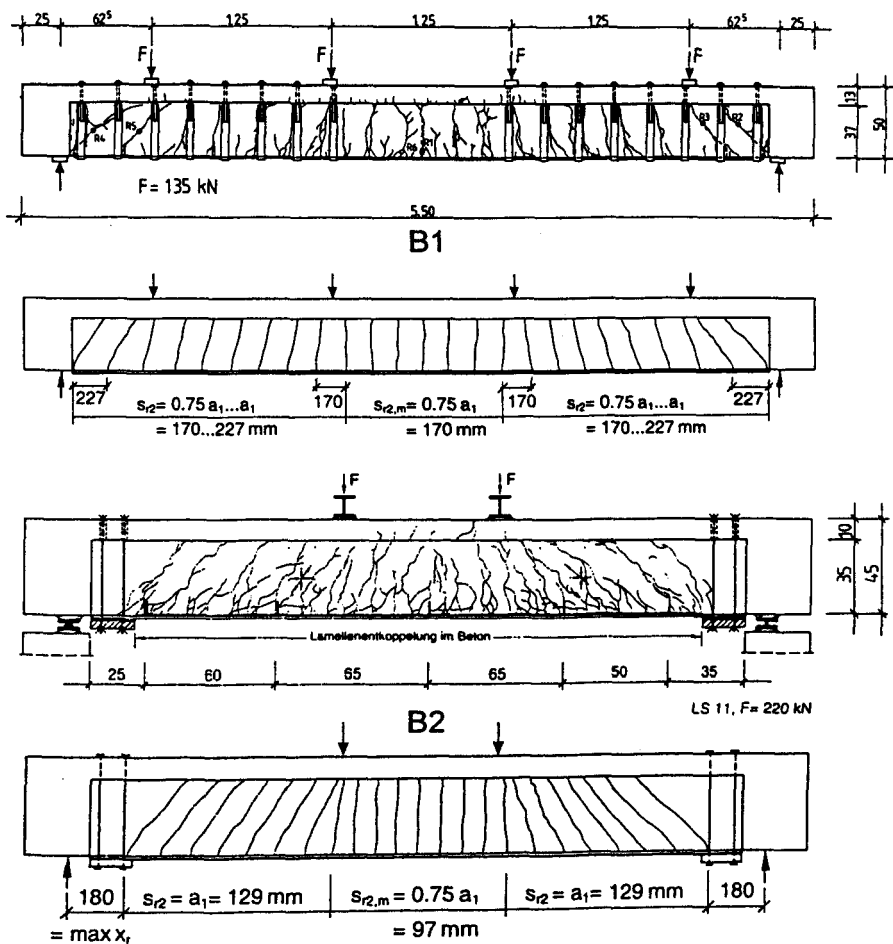
Tatsächliches und rechnerisches Endrißbild bei Platte P1 und P2

- A 3-2 -

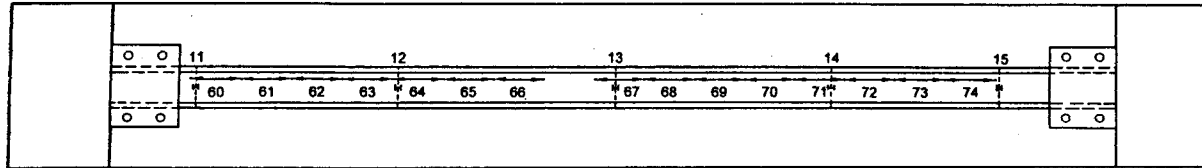
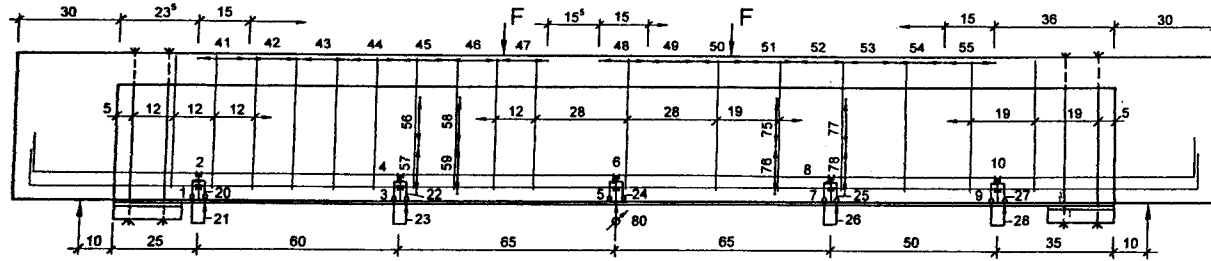


Tatsächliches und rechnerisches Endrißbild bei Platte P3 und P4

- A 3-3 -



Tatsächliches und rechnerisches Endrißbild bei Balken B 1 und B 2



- 1-10 : DMS auf innerer Längsbewehrung
- 11-15 : DMS auf Lamelle
- 20,22,24,25, 27 : Induktive Weggeber Rißöffnung Zugrand
- 21,23,26,28 : Induktive Weggeber vertikaler Rißversatz Zugrand
- 41-55 : Setzdehnmessungen Dehnungen Druckrand
- 56-59 : SDM mittlere vertikale Stegdehnung
- 60-74 : SDM Lamellendehnung
- 75-78 : SDM mittlere vertikale Stegdehnung

Versuch	Beton		Innere Biege- bzw. Zugbewehrung (ungestaffelt für alle Versuche)					
	Würfeldruckfestigkeit bei Versuch	Oberflächenzugfestigkeit bei Versuch	Stabanzahl	Stabdurchmesser, Rippen-/Glatter Stahl	Streckgrenze	Elastizitätsmodul	Betondeckung	statische Nutzhöhe
	$f_{c,cube,m}$ [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	n_s [-]	[mm, R/G]	f_{sv} [N/mm ²]	$E_{s,B}$ [N/mm ²]	nom c [cm]	d [cm]
P1	36	2,50	7	8 R	619	200.821	2,0	12,5
P2	36	2,50	7	8 R	619	200.821	2,0	12,5
P3	26	2,10	6	6 R	564	204.763	2,0	12,7
P4	41	2,80	4	10 R	519	197.973	2,0	12,5
P5	n. b.	4,00	10	oval, $d_{ersatz} = 7,2$ R	1456 ($\sigma_0 = 800$)	n. b.	3,2	10,5
B1	31,7	2,40	4	20 G	304	209.655	2,5	45,5
B2	29	2,10	4	16 R	585	197.500	2,0	39,0
DK 1	29	2,25	8	10 R	574	199.731	2,0	(Dehnkörper)
DK2	29	2,25	8	10 G	352	207.072	2,0	(Dehnkörper)

Versuch	CFK-Lamellen			Innere Schubbewehrung			Äußere Schubbewehrung		
	Lamellenanzahl	Lamellenbreite/Lamellendicke	Elastizitätsmodul	Art, Durchmesser d_s [mm], Abstand s [mm] R/G	Streckgrenze	Elastizitätsmodul	Art, Querschnitt [mm/mm] Abstand [mm]	Streckgrenze	Elastizitätsmodul
	n_l [-]	b/t_l [mm/mm]	E_l [N/mm ²]		f_{sv} [N/mm ²]	$E_{s,S}$ [N/mm ²]		f_{sv} [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]
P1	2	50 / 1,43	150.615	-	-	-	-	-	-
P2	2	50 / 1,43	205.517	-	-	-	-	-	-
P3	1	50 / 1,22	175.000	-	-	-	-	-	-
P4	1	50 / 2,44	175.000	-	-	-	-	-	-
P5	3	50 / 1,22	175.000	-	-	-	-	-	-
B1	3	50 / 1,22	175.000	Bügel 8 / 250 / G	388	209.730	Bü. 4/50 , 250	377	203.000
B2	1	90 / 1,50	229.000	links Bü.: 8/120/R rechts Bü.: 10/190/R	links: 614 rechts: 567	203.500 197.800	-	-	-
DK 1	2 (1 pro Seite)	80 / 1,43	150.615	-	-	-	-	-	-
DK2	2 (1 pro Seite)	50 / 1,43	150.615	-	-	-	-	-	-

Materialkennwerte und geometrische Größen zu den Bauteilversuchen (weitere Angaben im Text)

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 0178-5796)

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 91-45 73
E-Mail O.Dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:
Je nach Umfang zwischen DM 10,- und
DM 60,-.

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 Vorspanverlustes 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:

Nürnberger, 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:

Klingsch, 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:

Aida, 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 Einfluß 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:

Hakver, 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. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

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 Gleitschalungsbaus. 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 zweiachialer 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 Normelbeton 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, VMPTagung 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

Hef 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

Hef 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Hef 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Hef 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Hef 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Hef 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Hef 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

Hef 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Hef 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Hef 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmetübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Hef 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Hef 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Hef 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Hef 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Hef 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 Zeitstandsverhaltens 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

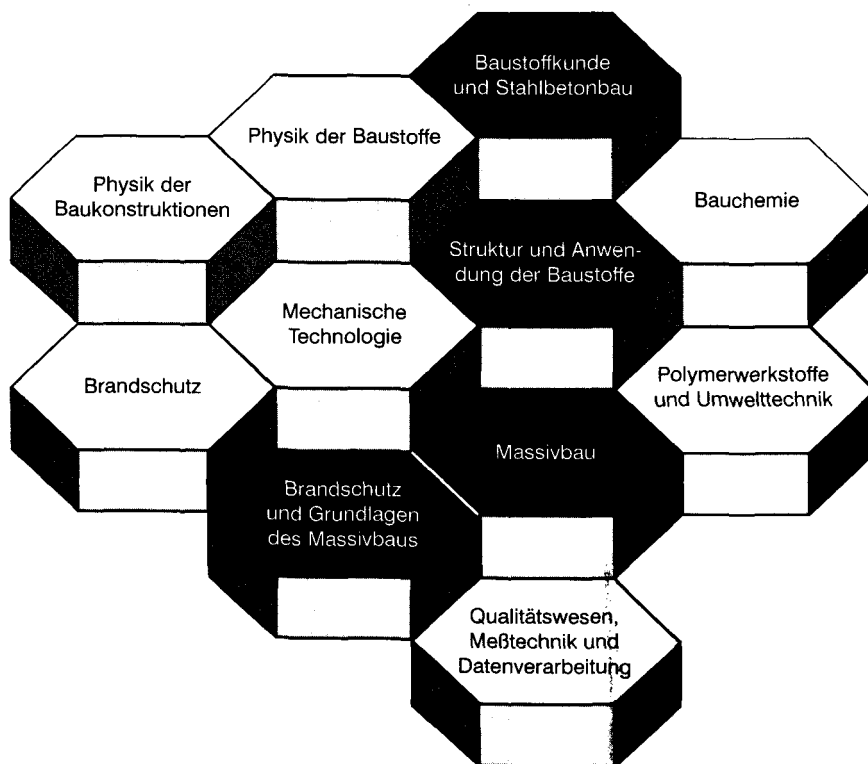
Heft 141:

Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.]
Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998. ISBN 3-89288-120-0

Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267
38114 Braunschweig
Telefon 0531/33 75 89
Telefax 0531/34 44 49
e-mail Schmidt.Druck.BS@t-online.de

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-129-4

ISSN 1439-3875