

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**ZUR TRAGFÄHIGKEIT VON VERKLEBUNGEN
ZWISCHEN BAUSTAHL UND BETON
– GEKLEBTE BEWEHRUNG –**

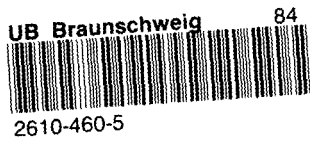
von

Ernst-Holger Ranisch

Heft 54

BRAUNSCHWEIG

1982



**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**ZUR TRAGFÄHIGKEIT VON VERKLEBUNGEN
ZWISCHEN BAUSTAHL UND BETON
– GEKLEBTE BEWEHRUNG –**

von

Ernst-Holger Ranisch



Heft 54

BRAUNSCHWEIG

1982

Vorwort

Aufbauend auf positive Versuchsergebnisse und erste Baustellenerfahrungen im Ausland mit Stahlbetonbauteilen mit angeklebten Stahllaschen als Bewehrung wurden 1978 im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz ähnliche Untersuchungen begonnen, wobei mich Professor Dr.-Ing. Rostásy mit der Versuchsleitung betraute. Die Forschung diente der Vorbereitung von dringend erforderlichen Sanierungen gerissener Koppelfugenbereiche bei abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken.

In dieser Arbeit werden der derzeitige Kenntnisstand dargestellt, eigene und fremde Versuche ausgewertet und durch theoretische Überlegungen ergänzt.

Herrn Professor Dr.-Ing. Rostásy möchte ich herzlich dafür danken, daß er diese Arbeit von Anfang an durch stete Bereitschaft zur Diskussion entscheidend gefördert hat.

Bei Herrn Professor Dr.-Ing. Scheer möchte ich mich dafür bedanken, daß er den Mitbericht übernommen hat. Den Prüfungsvorsitz übernahm in dankenswerter Weise Herr Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Kordina.

An dieser Stelle möchte ich mich auch bei allen Mitarbeitern des Instituts bedanken, die bei der Durchführung der Versuche mitgewirkt haben.

Beim Schreiben des Manuskripts, beim Zeichnen und Rechnen halfen mir folgende Damen und Herren: Frau Bödeker, Frau Czwalinna, Fräulein Hamer, Frau Juffart, Herr Kirchner, Fräulein Richter und Herr Warias. Ihnen danke ich herzlich.

Braunschweig, November 1982



Inhalt

1	Einleitung	10
2	Der Bindungsvorgang	14
2.1	Bindungskräfte	14
2.2	Physikalische Phänomene	15
2.2.1	Die Molekularkräfte	15
2.2.2	Randwinkel und Benetzung	17
2.2.3	Die Grenzfläche fest/fest	19
2.3	Chemische Phänomene	22
2.3.1	Chemosorption	22
2.3.2	Bildung von Makromolekülen	24
2.3.3	Klebstoffe auf der Basis von Epoxidharzen	26
2.4	Folgerungen	28
3	Stand der Kenntnisse	29
3.1	Allgemeines	29
3.2	Spannungen in einer geklebten Überlappung bei Kurzzeitbelastung	30
3.2.1	Spannungsverteilung bei linearem Kraft-Verformungs- verhalten	31
3.2.1.1	Die Theorie von Volkersen	31
3.2.1.2	Spannungsverteilung nach Goland/Reissner	33
3.2.1.3	Spannungsverteilung nach Hart-Smith	36
3.2.2	Nichtlineares Spannungs-Verformungsverhalten	37
3.2.2.1	Ansatz mit quadratischem Kraft-Verformungs- gesetz	37
3.2.2.2	Ansatz mit bilinearem Spannungs-Verformungs- gesetz	38
3.2.2.3	Iterationsverfahren für beliebige Schubspan- nungs-Gleitungsverhalten des Klebstoffes	39
3.2.3	Ergebnisse der bisherigen Theorien	42
3.2.3.1	Einfluß der Überlappungslänge	44
3.2.3.2	Einfluß der Klebschichtdicke	46

3.2.3.3	Einfluß der Elastizitätsmoduln	47
3.2.3.4	Einfluß der Fügeglieddicke	49
3.2.3.5	Einfluß der Nichtlinearität des Klebers	49
3.3	Bisherige Versuche zur Klebbarkeit von Beton	50
3.3.1	Einfluß der Fügegliedgeometrie	53
3.3.2	Einfluß der Betonfestigkeit	58
3.3.3	Einfluß der Temperatur	58
3.3.4	Einfluß der Feuchtigkeit	62
3.3.4.1	Einfluß der Betonoberflächenfeuchte	63
3.3.4.2	Wasserbeständigkeit von Klebungen	64
3.3.5	Einfluß einer Temperaturwechselbeanspruchung	65
3.3.6	Einfluß der Belastungsart	66
3.3.6.1	Langzeitverhalten	66
3.3.6.2	Dynamisches Verhalten	68
3.3.7	Schlußfolgerungen aus den bisherigen Verbundversuchen	69
3.4	Bisherige Bauteilversuche mit geklebter Bewehrung	69
3.4.1	Laborversuche in Frankreich	70
3.4.2	Laborversuche in Großbritannien	72
3.4.2.1	Kurzzeitversuche	72
3.4.2.2	Langzeitversuche	77
3.4.3	Laborversuche in der Schweiz	78
3.4.3.1	Kurzzeitversuche	78
3.4.3.2	Langzeitversuche	81
3.4.4	Schlußfolgerungen aus den Bauteilversuchen	84
3.4.4.1	Kurzzeitverhalten	84
3.4.4.2	Langzeitverhalten	85
3.5	Erste Baustellenerfahrungen im Ausland mit geklebter Bewehrung	86
3.5.1	Vorbemerkung	86
3.5.2	Verstärkung der Brücke PICD 126 in Frankreich	86
3.5.3	Verstärkung des Telefongebäudes Füsslistraße	88

3.5.4	Verstärkung von Brücken am Autobahnanschluß Quinton/Großbritannien	90
3.5.5	Schlußfolgerungen aus den genannten Anwendungs- beispielen	92
4	Eigene Versuche zum Verbundverhalten von Klebungen von Stahl auf Beton	94
4.1	Vorbemerkung	94
4.2	Der Versuchskörper	95
4.3	Versuchsergebnisse	99
4.3.1	Das Bruchverhalten	99
4.3.2	Die Verbundspannungsverteilung	105
4.3.3	Relativverschiebungen	111
4.3.4	Einflußgrößen der Verbundfestigkeit	113
4.3.4.1	Laschegeometrie	113
4.3.4.2	Betonfestigkeit	115
4.3.4.3	Betonoberflächenfeuchte	116
4.3.4.4	Betonunebenheiten	117
4.3.4.5	Klebstoffart	118
4.3.4.6	Klebschichtdicke	119
4.3.5	Das Verhalten unter dynamischer Last	120
4.3.6	Das Verhalten unter Dauerlast	121
5	Rechnerische Ermittlung der Verbundspannungsverteilung	122
5.1	Problemstellung	122
5.2	Wahl des Klebschichtverformungsgesetzes	123
5.3	Formulierung des Verformungsgesetzes	126
5.4	Aufstellen der Verteilungsfunktion	127
5.5	Ergebnisse der Rechnung	132
5.5.1	Materialkennwerte	132
5.5.2	Die Verbundspannungsverteilung	133
5.5.3	Einfluß der Verbundlänge auf die Bruchlast	134
5.5.4	Einfluß der Laschenbreite auf die Bruchlast	135
5.5.5	Einfluß der Laschendicke auf die Bruchlast	136
5.5.6	Einfluß des Laschenquerschnitts auf die Bruchlast	137
5.5.7	Einfluß des Laschenbewehrungsgrades auf die Bruchlast	142

5.5.8	Verschiebungsverhalten	142
5.5.9	Einfluß von Rissen im Verankerungsbereich auf die Verbundspannungen	143
5.6	Vereinfachter Ansatz zur Berechnung der Bruchlast bei großen Verbundlängen	146
5.6.1	Näherungslösung für die Bruchlast	146
5.6.2	Grenzwert der Bruchlast	148
5.7	Folgerungen	149
5.7.1	Bemessung der Laschen	149
5.7.2	Einfluß des Laschenmaterials	150
5.7.3	Einfluß des Klebers	150
5.7.4	Einfluß des Betons	150
6	Das Verhalten von Stahlbetonzuggliedern mit zusätzlicher angeklebter Bewehrung - Eigene Bauteilversuche -	152
6.1	Allgemeines	152
6.2	Versuchsergebnisse	154
6.2.1	Verformungsverhalten	154
6.2.2	Dehnsteifigkeit	156
6.2.3	Wirkungsgrad der Laschenverstärkung	157
6.2.4	Rißverhalten	159
6.3	Folgerungen aus den eigenen Bauteilversuchen	162
7	Offene Probleme	163
8	Zusammenfassung	166
9	Literaturverzeichnis	169

Bezeichnungen1.) Große Buchstaben

A_b, A_L, A_s	¹⁾ Querschnittsfläche von Beton, Lasche oder Bewehrungsstahl
A_K	Klebfläche
D	Druckkraft
E_F, E_b, E_L	¹⁾ Elastizitätsmodul der Fügeteile, des Betons oder der Lasche
E^*	Elastizitätsmodul bei Querkontraktionsbehinderung
F	Kraft
G, G_K	Gleitmodul des Klebstoffs
K_D, K_{Di}	Dehnsteifigkeit im Zustand II bzw. im Zustand I
N	Normalkraft
\bar{N}	Auf den Stahlquerschnitt bezogene Normalkraft
T	Schubkraft
W, \bar{W}	Oberflächenenergie, Grenzflächenenergie
W_A, W_K	Adhäsions-, Kohäsionsarbeit
Z_L, Z_s	¹⁾ Zugkraft in der Lasche oder im Bewehrungsstahl
Z_S	Strecklast
Z_u	Bruchlast

2.) Kleine Buchstaben

b_b, b_L	¹⁾ Breite vom Betonkörper oder von der Lasche
d	Klebschichtdicke
d_s	Durchmesser der Bewehrungsstäbe
h	Feuchte
k_{GR}, k_{HS}	Exzentrizitätsfaktoren nach Goland/Reissner bzw. Hart-Smith
$l_V, l_{\bar{u}}$	Verbundlänge, Überlappungslänge (bei symmetrischen Klebungen)
m	Laschenbewehrungsgrad A_L/A_b
n	E-Modulverhältnis E_L/E_b

s	Gleitungsverhältnis $\sqrt{\gamma_1/(\gamma_2-\gamma_1)}$
t_L, t_b	Dicke von Laschen oder Beton
u	Umfang der Bewehrungsstäbe
v	Verschiebung
w	Rißbreite
x, \bar{x}	Fügeteilkoordinate
x_1, \bar{x}_1	Lage der Verbundspannungsspitze
y	Koordinate senkrecht zur Klebschicht
z	Hebelarm der inneren Kräfte

3.) Griechische Buchstaben

α	Verschiebungsbeiwert
β	Festigkeit oder Verhältnis b_L/b_b
γ	Gleitung (Scherung der Klebschicht)
γ_1	Maximalwert der elastischen Gleitung
γ_2	Gleitung im Bruchzustand
ϵ_m	Mittlere Dehnung, über die Risse hinweg gemessen
η	Laschenverstärkungsgrad A_L/A_S
λ	Klebschichtsteifigkeitsbeiwert
μ	Bewehrungsgrad A_S/A_b oder Querdehnzahl
σ_x	Normalspannung in x-Richtung
σ_y	Spannung senkrecht zur Klebschicht
τ	Verbund- oder Schubspannung
τ_1	Verbundspannungsgrenzwert
τ_m	Mittlere Verbundspannung
θ	Randwinkel

1) Für die Fügeteile werden auch die Indices 1 und 2 verwendet bzw. bei Eindeutigkeit auch weggelassen.

1 Einleitung

Die Verbindungstechnik Kleben ist uralte. Geleimte hölzerne Sarkophage der ägyptischen Pharaonen haben Jahrtausende überdauert. Die damals verwendeten Glutin- und Kaseinleime sind auch heute noch gebräuchlich.

Im heutigen Sprachgebrauch werden Leime und Kleber unter dem Oberbegriff Haftstoffe zusammengefaßt. Kleber sind solche Stoffe, die bereits unmittelbar nach dem Zusammenfügen die beiden Oberflächen aneinander binden; sie besitzen die Eigenschaft "Klebrigkeit". Leime erfordern hingegen einen Anpreßdruck, bis sich die Leimschicht ausreichend verfestigt hat.

Die Entwicklung der Klebtechnik führte nicht in gerader Linie zur modernen Zeit. Lange Zeit beschränkte man sich auf die Holzverleimung, wobei die Leimfugen, wie z. B. beim Furnieren und beim Sperrholz, nicht planmäßig zur Kraftübertragung herangezogen wurden. Das änderte sich erst im Laufe dieses Jahrhunderts mit der Entwicklung von synthetischen Haftstoffen, die den natürlichen Leimen in mancher Hinsicht überlegen waren.

Während die lösungsmittelhaltigen Leime nur zur Verbindung von porösen Werkstoffen, die eine Verdunstung des Lösungsmittels ermöglichten, geeignet waren, erlaubten die lösungsmittelfreien Reaktionsharzklebstoffe auch die Verbindung von Metallen. Dies wurde zuerst im Flugzeugbau genutzt, weil der Ersatz von Nietverbindungen durch Klebungen zu einem verminderten Eigengewicht führte. Die hohe Eigenfestigkeit dieser Reaktionsharze ließ hier auch eine planmäßige Zug- und Schubbelastung der Klebfugen zu.

Zweikomponentige Reaktionsharze ermöglichen auch ein Verkleben von so unterschiedlichen Materialien wie Beton und Stahl. Damit erschien eine nachträgliche Verstärkung von Betonbauteilen - eine im Zuge der Bauwerkserhaltung immer häufiger gestellte Aufgabe - durch Ankleben von Bewehrung realisierbar. Allerdings wirken im Klebverbund natürlich andere Naturgesetze als beim Verbund von einbetonierten Rippenstäben.

Es ist das Ziel der Arbeit, die Eigenschaften dieses Klebverbundes zu untersuchen und daraus Regeln für das Herstellen von tragenden Klebungen zwischen Beton und Stahl abzuleiten.

Zuerst werden die physikalischen und chemischen Kräfte aufgezeigt, die eine Bindung entstehen lassen. Diese Kräfte fallen unter die Oberbegriffe Adhäsion und Kohäsion.

Dann folgt die Darlegung des heutigen Erkenntnisstands über die Verteilung der Verbundspannungen in Klebfugen auf theoretischer Basis. Es zeigt sich, daß die bestehenden Theorien für eine praxisingerechte Berechnung von Klebverbindungen der vorgesehenen Art wenig geeignet sind.

Anschließend werden die wichtigsten Verbunduntersuchungen an Verklebungen zwischen Stahl und Beton beschrieben und ausgewertet. Dieser State-of-Art-Report schließt mit einer Schilderung von Bauteilversuchen und ersten Baustellenanwendungen dieser neuen Verstärkungsmethode.

Die Auswertung der bisherigen Versuche zeigte wesentliche Kenntnislücken über die das Verbundverhalten beherrschenden Gesetzmäßigkeiten auf. Eigene Versuche wurden deshalb notwendig, um wenigstens die wesentlichsten Fragen zu klären.

Aufbauend auf die Versuchsergebnisse wird ein praxisgerechtes Rechenverfahren zur Ermittlung der Verbundspannungsverteilung und der Bruchlast entwickelt und ein Bemessungsverfahren für die Verbundverankerung von zugbeanspruchten Stahllaschen vorgeschlagen.

Die Arbeit schließt mit eigenen Bauteilversuchen, welche der Vorbereitung von dringend erforderlichen Sanierungsarbeiten an RiBschäden im Koppelfugenbereich abschnittsweise hergestellter Spannbetonbrücken dienen.

2 Der Bindungsvorgang

2.1 Bindungskräfte

Beim Zusammenschluß mehrerer Atome zu einem Molekül wirken Bindungskräfte erster Ordnung. Sie sind elektrostatischer Natur und so stark, daß zu ihrer Aufhebung hohe Energie erforderlich ist. Mit Ausnahme der Metalle und einer kleinen Zahl kristallisierter Verbindungen wie z. B. Diamant bestehen die festen Stoffe aus Molekülen. Ihr Zusammenhalt kommt durch die Molekular- oder van-der-Waalschen Kräfte zustande. Sie bedingen den Aggregatzustand der Materie.

Die Molekularkräfte zwischen den Molekülen ein und desselben Körpers werden Kohäsionskräfte genannt. Molekularkräfte wirken auch zwischen verschiedenen Körpern, dann spricht man von Adhäsionskräften. Adhäsionskräfte treten nicht nur zwischen zwei festen Körpern, sondern auch zwischen festen und flüssigen und sogar zwischen festen und gasförmigen Stoffen auf. Im letzten Fall spricht man von Adsorption.

Eine Klebverbindung kommt durch die Adhäsion des Klebstoffs an den Fügeteilen zustande. Ihre Festigkeit wird durch die Größe der Adhäsionskräfte und der Kohäsionskräfte der erhärteten Klebschicht und der Fügeteile bestimmt. Wie neuere Untersuchungen gezeigt haben, muß die Adhäsion als Summe von mechanischen, physikalischen und chemischen Wirkungen angesehen werden, die sich überlagern und gegenseitig beeinflussen. Bisher ist es nicht gelungen, die einzelnen Bindungsmechanismen in ihrem Einfluß gegeneinander abzugrenzen und sie in quantitative Beziehung zur Festigkeit einer Klebung zu setzen.

2.2 Physikalische Phänomene

2.2.1 Die Molekularkräfte

Die Moleküle sind mit elektrischen Kräften ausgerüstet, die sie in bestimmten Temperaturbereichen befähigen, sich zu festen oder flüssigen Körpern zusammenzuballen. Im Inneren eines Körpers oder einer Flüssigkeit sättigen sich die Anziehungskräfte gegenseitig ab. An der Oberfläche besitzen die Molekularkräfte jedoch eine nach innen gerichtete Resultierende (s. Bild 2.1), die das Bestreben hat, die Oberfläche zu verkleinern. Daher spricht man hier von Oberflächenspannung.

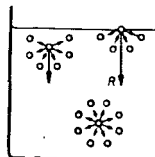


Bild 2.1: Modell zur Deutung der Oberflächenspannung

Genauso wie zum Vergrößern der Oberfläche Energie erforderlich ist, ist auch zum Herstellen einer neuen Oberfläche durch einen Zerreißversuch Energie erforderlich. Die neugebildeten Oberflächen besitzen infolgedessen eine freie Oberflächenenergie W_0 . Diese Oberflächenenergie ermöglicht die Adhäsion, d. h. die nach außen gerichteten Komponenten der Molekularkräfte werden durch den Kontakt mit einem anderen Stoff bis auf einen kleinen Rest verbleibender freier Grenzschichtenergie \bar{W}_{12} abgesättigt. Die erforderliche Zerreiarbeit = Adhäsionsenergie W_A , um zwei adhäsiv verbundene Substanzen (1) und (2) zu trennen, beträgt daher

$$W_A = W_{01} + W_{02} - \bar{W}_{12} \quad (2.1)$$

Bei Flüssigkeiten können die drei Summanden der rechten Seite direkt gemessen werden. Die Oberflächenenergie von festen Körpern und die Grenzschichtenergie $\bar{w}_{\text{fest/flüssig}}$ kann nicht gemessen werden. Jedoch läßt sich die Differenz $w_{\text{ofest}} - \bar{w}_{\text{fest/flüssig}}$ berechnen, wenn der Randwinkel θ bekannt ist, den die Flüssigkeit und die feste Unterlage miteinander einschließen.

Tabelle 2.2 gibt die Zahlenwerte für w von einigen Stoffen an. Dort sind auch zum Vergleich die Kohäsionsarbeiten w_K und die berechneten theoretischen Zerreiβfestigkeiten σ_{th} angegeben. Der Grund dafür, daß diese theoretischen Festigkeiten im Zugversuch bei weitem nicht erreicht werden, liegt bei festen Körpern an Strukturfehlern und bei Flüssigkeiten an der nicht zu verhindernden Einschnürung.

Substanz 1	Substanz 2	w_{01}	w_{02}	$\bar{w}_{1,2}$	w_A bzw. w_K	σ_{th}
		J/cm ² · 10 ⁻⁷				N/mm ²
Wasser	Wasser	73	73	-	146	1500
Wasser	Benzol	73	29	35	67	670
Wasser	Äther	73	17	11	79	790
Benzol	Benzol	29	29	-	58	580
Quecksilber	Quecksilber	470	470	-	940	9400
Quecksilber	Benzol	470	29	368	131	1310
Quecksilber	Äther	470	17	379	108	1080
Aluminium	Aluminium	840	840	-	1680	17000
Platin	Platin	1820	1820	-	3640	36000
Diamant	Diamant	9000	9000	-	18000	180000

Tabelle 2.2: Oberflächenenergien, Adhäsions- und Kohäsionsarbeiten nach /2/

Man sieht, daß die Adhäsionsarbeiten der Flüssigkeiten jeweils größer sind als die Kohäsionsarbeiten des schwächeren Partners.

2.2.2 Randwinkel und Benetzung

Das Verhalten eines Flüssigkeitstropfens auf einer festen Unterlage wird durch das Verhältnis der Kohäsionskräfte der Flüssigkeit zur Adhäsionskraft zwischen beiden bestimmt. Die Kohäsion will den Tropfen zur Kugel formen; die Adhäsion ihn auf der Unterlage ausbreiten. Dieser Wettbewerb führt zu einer mehr oder weniger starken Benetzung der Unterlage durch die Flüssigkeit, wie in Bild 2.3 an verschiedenen Beispielen erläutert wird. Die Flüssigkeit bildet dabei mit der Unterlage den Randwinkel θ .

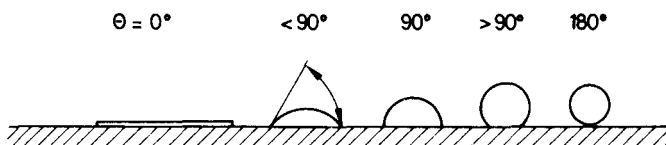


Bild 2.3: Verschiedene Benetzungsgrade ($\theta = 0-180^\circ$)

Die Größe des Randwinkels und damit die Benetzung hängt außer vom Verhältnis der Adhäsions- zur Kohäsionsarbeit auch von den Polaritätseigenschaften der Moleküle ab. So werden stark polare Unterlagen wie anorganische Salzkristalle, Glas und Metalle sehr viel besser benetzt als unpolare Substanzen wie Paraffin und Kunstharze.

Verunreinigungen der festen Oberfläche können die Benetzung stark beeinträchtigen, weil sie die freie Oberflächenenergie herabsetzen. Damit wird eine Schwierigkeit beim Verkleben von Stoffen mit hoher Oberflächenenergie deutlich, weil diese Stoffe, wie beispielsweise Metalle, Bestandteile

der umgebenden Atmosphäre begierig anziehen.

Durch Aufrauen der Oberfläche kann die Benetzung verbessert werden. Bei rauhen Oberflächen gilt nach /53/ nämlich:

$$\cos \theta_{\text{rauh}} = r \cdot \cos \theta_{\text{glatt}}, \quad (2.2)$$

darin ist r größer 1 der Rauigkeitsfaktor. Wenn θ_{glatt} kleiner 90° ist, was für moderne Klebstoffe gegeben ist, bewirkt eine raue Oberfläche demnach eine bessere Benetzung.

Mit der Gleichung von Young-Dupré (2.3) ist es möglich, mit den gemessenen Werten von θ und $W_{\text{oflüssig}}$ die Adhäsionsarbeit $W_{\text{Afest/flüssig}}$ zu berechnen:

$$W_{\text{Afest flüssig}} = W_{\text{oflüssig}} (1 + \cos \theta) \quad (2.3)$$

Beim Kleben auf Beton ist zu überlegen, wie die Porosität eines festen Körpers die Benetzung beeinflusst. Besteht ein fester Körper aus einer Mischung der Substanzen a und b, so setzt sich seine Oberfläche aus den Flächenanteilen f_a und f_b zusammen ($f_a + f_b = 1$). Für plane Flächen leitet Baumann /2/ aus der Young-Dupré-Gleichung (2.3) die Beziehung (2.4) ab:

$$\cos \theta_{\text{ab}} = f_a \cos \theta_a + f_b \cos \theta_b \quad (2.4)$$

(θ_a und θ_b : Randwinkel der Substanzen a und b)

Bei einem porösen Werkstoff ist Luft die Komponente b mit einem Randwinkel $\theta_b = 180^\circ$ und Gleichung 2.4 erhält die Form:

$$\cos \theta_{\text{ab}} = f_a \cos \theta_a - f_b. \quad (2.5)$$

Danach erhöhen luftgefüllte Poren den Randwinkel der benetzenden Flüssigkeit. Andererseits kann sich nach Gleichung (2.2) auch ein kleinerer Randwinkel einstellen, wenn der Klebstoff in die Poren eindringen und die Luft verdrängen kann.

2.2.3 Die Grenzfläche fest/fest

In Abschnitt 2.1 wurde dargelegt, daß die Oberflächen aller festen Körper freie Bindungskräfte besitzen. Man fragt sich daher, ob nicht bereits bei ausreichend gutem Paßsitz eine direkte Verbindung möglich ist. Hierbei ist zu bedenken, daß die besten technisch planen Oberflächen Unebenheiten in der Größenordnung von 10^{-6} cm besitzen und somit nach Bowden und Tabor /5/ die wirkliche Kontaktfläche bei einem Anpreßdruck von $0,5 \text{ N/mm}^2$ nur $0,05 \%$ der Gesamtfläche beträgt (s. Bild 2.4). Berücksichtigt man, daß der

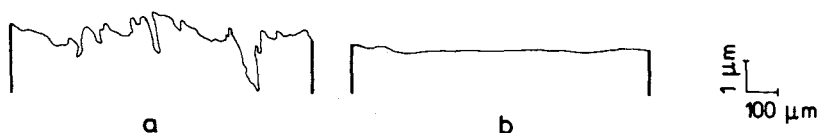


Bild 2.4: Oberflächenprofilkurven von a) feingeschliffenen, b) hochglanzpolierten Stahlflächen (nach /5/)

Molekülabstand in der Größenordnung von 10^{-8} cm liegt und daß die molekularen Anziehungskräfte umgekehrt proportional zum Quadrat des Abstands abnehmen, wird verständlich, daß bei diesen Verhältnissen keine spürbaren Bindungskräfte auftreten können.

Bei weich deformierbaren Substanzen, die örtliche Spannungsspitzen irreversibel ausgleichen können, wie z. B. stahlgebürstetes Aluminium, ist durch hohen Anpreßdruck schon eine gute Verbindung gelungen /39/. Dieses Kaltschweißen wird jedoch auf Sonderfälle beschränkt bleiben.

Haftung ohne flüssige Zwischenschicht kann auch bei Reibung von Metalloberflächen im ultrahohen Vakuum, wie es im Weltraum herrscht, eintreten. Diese Erscheinung stellte Konstrukteure von Raumfahrzeugen vor neuartige, unerwünschte Probleme /47/.

Der Regelfall für die Verbindung von zwei festen Körpern ist die Verwendung einer zeitweise flüssigen Zwischenschicht, dem Kleber. Der flüssige Aggregatzustand ermöglicht eine vollständige Benetzung der zu verbindenden Oberflächen und eine Verdrängung von Verunreinigungen, die an den festen Oberflächen adsorbiert sind und die die Adhäsion ungünstig beeinflussen würden.

Durch das Erhärten des Klebers gehen die Adhäsionsbindungen fest/flüssig in fest/fest über. Die Art der Bindungskräfte ändert sich dadurch nicht. Man ist sich heute darüber einig, daß die Oberflächenkräfte die wichtigste Rolle bei der Bildung einer Klebverbindung spielen. Mechanische Theorien, die den Haftvorgang ausschließlich durch eine Verankerung des Klebers in den Poren und Spalten der Oberfläche zu erklären versuchten, stammen aus Zeiten, in denen die allgemeine Natur der Oberflächenkräfte noch nicht genügend klar erkannt wurde; sie werden dadurch widerlegt, daß z. B. auch porenfreies, poliertes Glas sehr gut verklebt werden kann /2/. Mechanische Verzahnung kann jedoch als wichtiger, verstärkender Faktor auftreten und insbesondere auch die Langzeitfestigkeit der Haftung verbessern. Neben zwischen-molekularer und mechanischer Bindung kommt noch chemische Bindung (Chemosorption) hinzu (s. Abschn. 2.3.1).

Die Kraftübertragung in einer erhärteten Klebverbindung erfolgt also über zwei Adhäsionsschichten und die Kohäsion der beiden Fügeiteile und der Klebschicht. Bikerman /3/ hat aufgrund der Molekülattraktionskonstanten nachgewiesen, daß die Adhäsionsarbeit in der Regel größer ist als die Kohäsionsarbeit des schwächeren Partners.

Für die van-der-Waalschen Attraktionskonstanten von Gasen gilt nämlich

$$\frac{(a_{12})^2}{a_{11} a_{22}} = 1 \quad \rightarrow \quad a_{12} = \sqrt{a_{11} a_{22}} \quad (2.6)$$

a_{11} und a_{22} = Konstanten der reinen Substanzen
 a_{12} = Konstante der Mischung

Nach Bikerman ist die Beziehung (2.6) auch auf die Adhäsionsarbeit W_{12} und die Kohäsionsarbeiten W_{11} und W_{22} anwendbar.

Ist $W_{11} > W_{22}$, gilt daher:

$$W_{11} > W_{12} > W_{22} \quad (2.7)$$

Demnach erfolgt der Bruch entweder im Fügeteil oder in der Klebschicht, nicht aber in der Grenzfläche. Diese Aussage scheint in gewissem Widerspruch zu häufigen Beobachtungen in der Praxis zu stehen, wonach eine Klebung oft durch glattes Ablösen der Klebschicht von der Unterlage versagt. Genauere Untersuchungen zeigen jedoch, daß oft nur ein scheinbarer Adhäsionsbruch erfolgt ist: Entweder erfolgte Kohäsionsbruch, wobei die zurückgebliebene Schicht so dünn war, daß sie vom unbewaffneten Auge nicht wahrgenommen wurde oder die Adhäsion war von Anfang an durch Verschmutzung oder unvollständige Benetzung unvollkommen.

Nach /12/ sind Schwachstellen der kohäsiven Festigkeit im oberflächennahen Bereich der Klebschicht vorstellbar, in der die Vernetzungsfähigkeit durch die Primärreaktionen der Klebstoffmoleküle mit der Metalloberfläche herabgesetzt ist, weil die reaktiven Gruppen durch die Bindung mit dem Metall verbraucht sind.

Den Praktiker wird die Unterscheidung zwischen wahren und scheinbarem Adhäsionsbruch häufig unbefriedigt lassen, weil auch ein scheinbarer Adhäsionsbruch in der Praxis oft ein Hinweis auf eine schlechte Verklebung ist. Man spricht deshalb von "technischer" Adhäsion, womit letztlich der Widerstand der Fuge gegen äußere Beanspruchung gemeint ist.

Eine zufriedenstellende technische Adhäsion ist allgemein dann erreicht, wenn die Fügung fester als die Fügeteile ist. Beim Verkleben von Stahl mit Beton heißt das Ziel daher Bruch im Beton, dem Fügeteil mit geringerer Festigkeit.

Dazu muß der Klebende die Oberflächen so vorbehandeln, daß ausreichende Adhäsionskräfte zustande kommen. Die Kohäsionsarbeit des erhärteten Klebers muß größer sein als die des Betons. Während der Erhärtung müssen die Volumenänderungen der Klebschicht so klein bleiben, daß die daraus resultierenden Eigenspannungen die Adhäsion nicht sprengen.

2.3 Chemische Phänomene

2.3.1 Chemosorption

Brockmann /11/ hat durch Versuche festgestellt, daß sich die Haftkräfte zwischen Klebstoffen und Metallen nicht allein durch die molekularen Oberflächenkräfte erklären lassen. In der Grenzschicht werden zusätzlich chemische Verbindungen aus Fügeteilwerkstoff und Kleber gebildet. Die Ursache hierfür ist das Phänomen der Adsorption von Gasen und Flüssigkeiten an Feststoffen. Dieser Vorgang ist nicht reversibel, was als Beweis für eine chemische Bindung anzusehen ist. Deshalb wurde für die chemische Oberflächenreaktion der Name Chemosorption gebildet. In einigen Fällen ließ sich mit direkten Meßmethoden beweisen, daß zwischen artfremden Adsorptionspartnern chemische Kräfte wirken. Nach Brockmann hat die Bindungsenergie chemisorbierter

Schichten gegenüber den nur physikalisch gebundenen Adsorptionsschichten hinsichtlich einer technisch nutzbaren Adhäsion entscheidende Bedeutung, da zum Lösen einer chemischen Bindung (homöopolar) die fünffache Energie im Vergleich zur physikalischen Bindung (van-der-Waalsche Kräfte) erforderlich ist.

Auch zwischen Beton und bestimmten Kunstharzen sind chemische Reaktionen möglich. Maier /37/ wies nach, daß zwischen den SiO_2 -Gruppen des Quarzes und den NH_2 -Gruppen von Härtern für Epoxidharze eine chemische Verbindung in der Grenzschicht ausgebildet wird, die der Salzbildung ähnlich ist. Vermutlich deshalb sind Quarzmehle als Füllstoffe für Epoxidharzkleber besonders gut geeignet.

Die Tatsache der Chemosorption führt zu einer wichtigen Folgerung, nämlich daß der Adhäsionsbruch zumindest theoretisch unmöglich ist. Dies ist deshalb nahezu ausgeschlossen, weil der Klebstoff selbst wegen seiner begrenzten Molekülgröße in erster Linie durch physikalische Bindungen zusammengehalten wird. Problematisch erscheint jedoch die Tatsache, daß einige der infrage kommenden chemischen Verbindungen gegenüber Wasser nicht absolut stabil sind. Versuche von Brockmann /10/ ergaben, daß sich Festigkeitsverluste in der Grenzschicht um so schneller einstellen, je höher die Temperatur und der Dampfdruck liegen, da bei höheren Temperaturen (ca. $50\text{ }^\circ\text{C}$) die Diffusionsgeschwindigkeit des Wassers im Klebstoff ansteigt. Da die Festigkeitsverluste stark von der Art des Klebstoffes und der Vorbehandlung abhängen, bieten sich Zeitstandsuntersuchungen an.

2.3.2 Bildung von Makromolekülen

Hohe Fugenfestigkeiten sind gleichbedeutend mit guter Adhäsion und Kohäsion. Die theoretische Kohäsion aufgrund der Molekularkräfte (s. Abschn. 2.1.1) wird im Zerreißversuch praktisch nie erreicht. Der Unterschied kommt im wesentlichen durch Fehlerstellen im Kristallgitter oder Molekülaufbau zustande. Hochpolymere Substanzen, die aus dreidimensionalen Makromolekülen oder langen, vernetzten Fadenmolekülen bestehen, bilden verhältnismäßig große fehlerfreie Bereiche. Sowohl die Leime aus tierischen und pflanzlichen Rohstoffen als auch die modernen synthetischen Klebstoffe bestehen aus großen Molekülen mit einem Molekulargewicht von mindestens 10^4 .

Die Verbindung der vernetzten Fadenmoleküle des Klebstoffs mit dem Untergrund kommt über bevorzugte Haftstellen zustande, an denen Bestandteile der Makromoleküle adsorbieren. Somit kann eine Verankerung in der Tiefe der Klebschicht erfolgen. Bei geeigneten Klebstoffen wird dadurch eine Schwächung der Festigkeit im oberflächennahen Bereich vermieden.

Von einem Klebstoff wird gefordert, daß er im flüssigen Zustand aufgetragen wird und anschließend möglichst schwundarm aushärtet. Das Abbinden erfolgt entweder durch das Verdunsten eines Lösungsmittels, durch das Erstarren einer Schmelze oder durch eine chemische Reaktion zwischen zwei oder mehreren Komponenten.

Diese Reaktionsklebstoffe stellen die jüngste Entwicklung dar. Sie bestehen in der Regel aus zwei Komponenten, dem niedermolekularen Harz und dem Härter. Durch das Vermischen der beiden Komponenten wird die chemische Reaktion zur Bildung von Makromolekülen in Gang gesetzt. Der Härter wirkt dabei als Katalysator oder als Reaktionspartner.

Für eine kraftschlüssige Verbindung von Stahl mit Beton kommen aus folgenden Gründen nur die Reaktionsharzklebstoffe infrage:

- sie spalten wenige oder keine flüchtigen Bestandteile ab und erhärten daher schwundarm.
- Ein Anpreßdruck ist nicht erforderlich.
- Sie härten auch bei Raumtemperatur aus.
- Ihr hoher Vernetzungsgrad garantiert hohe Festigkeiten.
- Sie sind lösungsmittelfrei und belasten daher die Umwelt nicht durch Verdunstungsstoffe.

Die wichtigsten Ausgangsstoffe für Reaktionsharzklebstoffe sind:

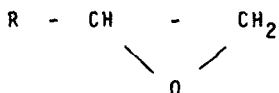
- Epoxidharze
- ungesättigte Polyester
- Isocyanate
- Methylmethacrylate
- Polyurethane
- Cyanacrylate
- Polychloroprene

Sie werden im Bauwesen z. T. schon seit Jahrzehnten für Anstriche, Beschichtungen, Estriche, Imprägnierungen, Injektionsharze, Dichtungsmassen, Bindemittel für Kunstharzbetone u. a. eingesetzt.

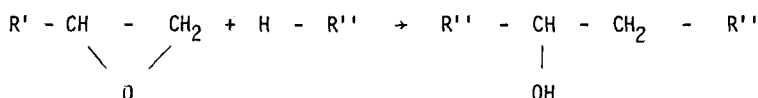
Für die Verklebung von Stahl mit Beton haben sich jedoch die Epoxidharze den anderen Harzen als überlegen erwiesen /22/,/32/,/37/,/40/ und /42/ weil sie gegenüber Feuchtigkeit, Temperaturwechseln und Betonalkalien besonders resistent sind.

2.3.3 Klebstoffe auf der Basis von Epoxidharzen

Das erste Patent zur Herstellung härthbarer Kunstharze auf Epoxidbasis wurde 1940 dem Schweizer Chemiker Castan erteilt. Der Name leitet sich von der äußerst reaktionsfreudigen Epoxidgruppe ab:



Es gibt viele Möglichkeiten, hochvernetzte Harze mit verschiedenartigen Epoxidgruppen aufzubauen. Deshalb bilden die Epoxidharzklebstoffe die größte Gruppe unter den Reaktionsklebstoffen. Dazu kommt, daß die Vernetzung oder "Härtung" durch Polyaddition erfolgt. Diese Reaktion beruht auf der Sprengung des Oxiron-Rings unter Ausbildung einer Hydroxylgruppe und ihrer Verbindung mit dem Wasserstoff liefernden Härter:



Der Härtungsvorgang ist exotherm. Die entstehende Reaktionswärme entspricht größenordnungsmäßig derjenigen der Zemente. Trotz dieser Reaktionswärme kann die Aushärtung der Epoxidharzklebstoffe im Bauwesen oftmals noch Schwierigkeiten bereiten. Die Additionsreaktionen kommen nämlich selbst bei sogenannten Tieftemperatur-Systemen im allgemeinen unter + 5 °C praktisch zum Stillstand.

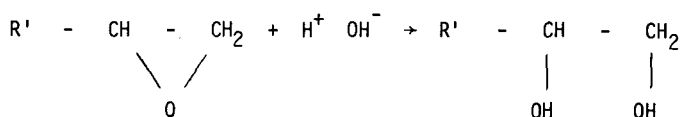
Ein Nachteil der exothermen Reaktion besteht darin, daß die Topfzeit bei höheren Temperaturen insbesondere von größeren Gebinden stark reduziert wird.

Der große Vorteil der Epoxidharze resultiert aus der Tatsache, daß bei der Polyaddition keine flüchtigen Bestandteile frei werden und die Aushärtung somit nahezu schwund-

frei abläuft.

Ein Nachteil der Epoxidharze besteht darin, daß die Anwesenheit von Wasser den Härtungsvorgang auf zweierlei Art ungünstig beeinflussen kann:

- 1.) Da die Vernetzung durch Anlagerung eines beweglichen Wasserstoffatoms des Härterers an den Epoxidring erfolgt, lassen sich in Einzelfällen auch durch Wasser die Epoxidringe spalten:



- 2.) Von größerem Einfluß sind jedoch die Wasserlöslichkeit und die hygroskopischen Eigenschaften der meisten Aminhärter. Bei der Wasseranlagerung an die Härtermoleküle bilden sich Hydrathüllen, welche die Vernetzung stark behindern.

Die für Klebstoffe verwendeten Epoxidharze sind meistens Kondensationsprodukte aus Epichlorhydrin und Bisphenol A (beides Produkte der Petrochemie). Als Härter für Baustellentemperaturen haben sich hauptsächlich Polyamine und Polyamide bewährt. Die gebrauchsfertigen Produkte enthalten neben Harz und Härter noch Füllstoffe, Pigmente, flüssige und feste Additive.

Die Härtungsgeschwindigkeit wird im wesentlichen durch den Härter bestimmt. Die Füllstoffe und Additive beeinflussen dagegen die physikalischen Eigenschaften der Klebstoffe.

Die besondere Eignung der Epoxidharze zum Verkleben von Stahl mit Beton ergibt sich wegen folgender Eigenschaften:

- sehr gute Haftung auf unterschiedlichen Materialien
- hohe Festigkeit
- hohe Beständigkeit gegenüber Wasser und Betonalkalien

(im erhärteten Zustand)

- für verschiedenartige Baustellenerfordernisse einstellbar.

2.4 Folgerungen

Eine allgemeingültige Theorie der Adhäsion kann noch nicht angegeben werden. Eine Vorausberechnung der Haftkräfte aus molekularen Grundgrößen oder Baustoffkennwerten ist deswegen z. Z. ausgeschlossen. Es lassen sich jedoch einige Grundsätze für das Zustandekommen einer ausreichenden Adhäsion angeben. Durch eine geeignete Oberflächenbehandlung muß eine Aktivierung des Haftgrundes erzielt werden. Dies geschieht am wirksamsten durch eine submikroskopische Aufräuhung. Die damit verbundene Oberflächenvergrößerung ist von untergeordneter Bedeutung. Wegen seiner niedrigen Oberflächenspannung benetzt der viskose Klebstoff die Füge-teile, wobei er unvermeidbare Verunreinigungen und Luftblasen verdrängt oder feinverteilt in sich aufnimmt. Mit der Adsorption ist der Adhäsionsvorgang im wesentlichen abgeschlossen. Die Erhärtung des Klebstoffes liefert nur noch einen geringen Energiebeitrag, ist aber zur Kraftübertragung unerläßlich. Bei richtiger Oberflächenvorbehandlung reicht die Adhäsion aus, um die Kräfte zu übertragen, die die Kohäsion der Klebschicht zuläßt. Die Festigkeit neuzeitlicher Reaktionsharzklebstoffe ist wegen ihrer großen Makromoleküle und ihres hohen Vernetzungsgrades wesentlich höher als die von hydraulisch gebundenen Baustoffen. Insbesondere Epoxidharze sind aufgrund ihrer chemischen Zusammensetzung für die Verklebung von so unterschiedlichen Baustoffen wie Metallen und Beton geeignet und besitzen gegenüber den im Bauwesen auftretenden Beanspruchungen (Last, Alterung und Umwelteinflüsse) einen ausreichenden Widerstand.

3 Stand der Kenntnisse

3.1 Allgemeines

Äußere Kräfte erzeugen selbst in einem homogenen Körper selten ein einheitliches Spannungsfeld. Deshalb sind erst recht in einem Verbundwerkstoff, wie er durch eine Klebverbindung entsteht, aufgrund der großen physikalischen und geometrischen Unterschiede der einzelnen Partner Spannungsverdichtungen zu erwarten. Deren Vernachlässigung hat in der Vergangenheit bei der Dimensionierung von Holzverleimungen zu Problemen geführt, weil sich die Bruchspannungen in unerwarteter Weise von den Abmessungen als scheinbar abhängig erwiesen.

Der Anstoß für theoretische und experimentelle Untersuchungen der Spannungsverteilung in Klebfugen kam von der Flugzeug-Industrie, als man dort aus Gründen der Gewichtsersparung dazu überging, genietetete Verbindungen durch Klebungen zu ersetzen. Die umfassenden Forschungsergebnisse ermöglichen zwar eine ingenieurmäßige Dimensionierung einfacher Metallverklebungen, eine Vorausberechnung der Bruchlast ist für beliebige Abmessungen und Baustoffe jedoch noch nicht möglich. Man muß von Versuchsergebnissen ausgehen.

Die meisten Untersuchungen wurden an ein-, seltener an zweischnittigen Überlappungen durchgeführt. Entsprechend den Anforderungen des Flugzeugbaus konzentrierte man sich auf die Verklebung von Aluminiumlegierungen von wenigen Millimetern Dicke. Dabei ergaben sich erforderliche Überlappungslängen von wenigen Zentimetern.

Bei der Verstärkung von Stahlbeton durch angeklebte Stahllaschen haben wir es nicht nur mit andersartigen Baustoffen, sondern auch mit erheblich größeren Dicken zu tun. Daraus ergeben sich z. T. andersartige Gesetzmäßigkeiten, Ausführungstechniken und Anforderungen. Im folgenden werden die allgemeingültigen Erkenntnisse über die Spannungsverteilung in geklebten Überlappungen aufgezeigt.

Weiter werden unsere Kenntnisse über die Faktoren, die die Festigkeit einer Verklebung von Beton mit Beton und Beton mit Stahl beeinflussen, dargestellt. Schließlich wird über ausländische Labor- und Baustellenversuche mit geklebter Bewehrung berichtet.

3.2 Spannungen in einer geklebten Überlappung bei Kurzzeitbelastung

Die theoretischen Betrachtungen zur Spannungsverteilung unterscheiden sich

- a) im angenommenen Spannungs-Verformungsverhalten der Klebschicht
 - linear-elastisch
 - nichtlinear-elastisch
 - elastisch-plastisch
 - linear-viskoelastisch
- b) in der Berücksichtigung der Füge teilbiegung
- c) in der Berücksichtigung der Klebschicht bei der Füge teilbiegung.

3.2.1 Spannungsverteilung bei linearem Kraft-Verformungsverhalten der Bindschicht

3.2.1.1 Die Theorie von Volkersen

Nachdem die ungleichmäßige Verteilung der Nietkräfte bereits 1924 von Bleich /4/ berechnet worden waren, wurde darauf aufbauend eine der wegweisenden Arbeiten auf dem Gebiet der theoretischen Spannungsermittlung in geklebten Verbindungen 1938 von Volkersen /51/ veröffentlicht. Unter den Voraussetzungen

- linear-elastisches Werkstoffverhalten,
- Isotropie der Verbundpartner,
- homogener Werkstoffaufbau und
- Vernachlässigung der Fügeteilbiegung

ergeben sich in einer einschnittigen Überlappung die in Bild 3.1 gezeigten Verformungen.

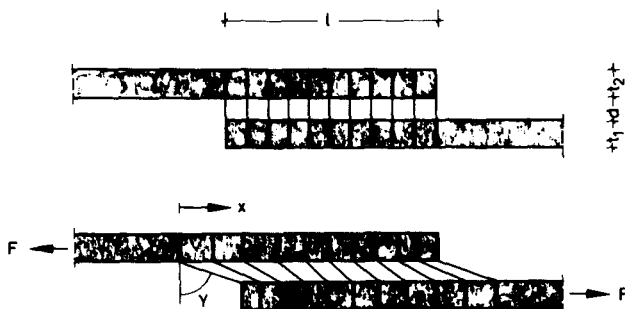


Bild 3.1: Verformungen einer einschnittigen Überlappung bei Vernachlässigung der Fügeteilbiegung

Die Gleitung γ an der Stelle x ergibt sich dann aus der Summe der Dehnungen ϵ der Fügeteile zu

$$\gamma(x) = \gamma_0 + \frac{1}{d} \int_0^x \varepsilon_2 dx - \frac{1}{d} \int_0^x \varepsilon_1 dx \quad (3.1)$$

Die Dehnungen können durch die Schubspannungen τ substituiert werden:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_1 t_1 b} \left[F - b \int_0^x \tau(x) dx \right] \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E_2 t_2} \int_0^x \tau(x) dx \quad (3.3)$$

Durch zweimaliges Differenzieren erhält man die Differentialgleichung 2. Ordnung

$$\gamma'' - \lambda^2 \gamma = 0 \quad (3.4)$$

mit

$$\lambda^2 = \frac{G(t_1 + t_2)}{E_2 t_1 t_2 d} \quad (3.5)$$

Die allgemeine Lösung dieser Gleichung lautet:

$$\gamma(x) = A \sinh(\lambda x) + B \cosh(\lambda x) \quad (3.6)$$

Nach Bestimmung von A und B mit Hilfe der Randbedingungen ergibt sich die Schubspannung in der Klebschicht zu

$$\tau(x) = \tau_m \frac{\sqrt{\frac{\Delta}{\omega}}}{\sinh(\sqrt{\Delta \omega})} \left\{ (\omega - 1) \cosh \left[\sqrt{\Delta \omega} \frac{x}{l} \right] + \cosh \left[\sqrt{\Delta \omega} \left(1 - \frac{x}{l} \right) \right] \right\} \quad (3.7)$$

mit

$$\Delta = \frac{G l^2}{E_2 t_2 d} \quad (3.8)$$

$$\omega = \frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{E_1 A_1} \quad (3.9)$$

Die Schubspannungsverteilung nach Gleichung (3.7) ist durch

Spannungsspitzen an den Laschenenden gekennzeichnet, welche mit zunehmender Laschenlänge ein Vielfaches der mittleren Schubspannung τ_m betragen können (s. Bild 3.2).

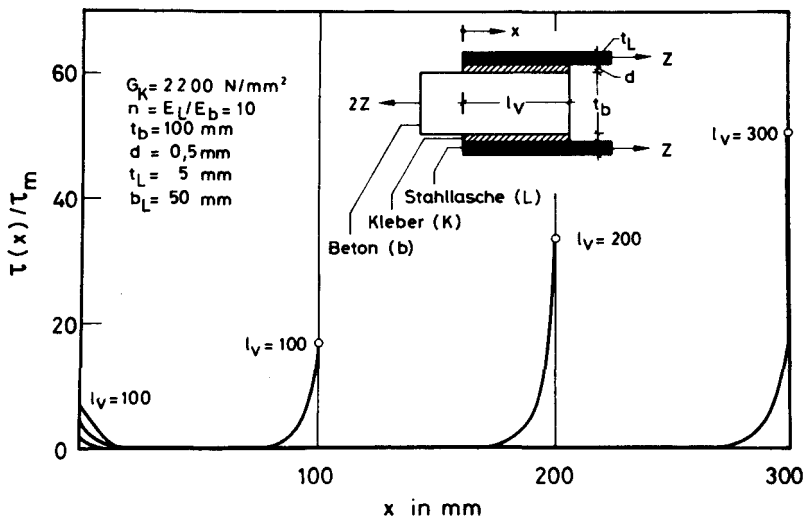


Bild 3.2: Schubspannungsverteilung in der Klebschicht nach Volkersen /51/

3.2.1.2 Spannungsverteilung nach Goland/Reissner

Im Gegensatz zu Volkersen berücksichtigen Goland und Reissner /19/ außer dem Kräftegleichgewicht in Beanspruchungsrichtung auch das Kräftegleichgewicht senkrecht dazu sowie das Momentengleichgewicht. Dem Ansatz liegen folgende Annahmen zugrunde:

- linear-elastisches Werkstoffverhalten
- isotroper und homogener Aufbau der Verbundpartner
- einheitliche Dicke und E-Modul der Füge­teile (punktsymmetrische Verbindung)
- keine Beeinflussung des Biegemoments durch die Klebschicht (Klebschichtdicke \ll Füge­teildicke)

Den Einfluß des Biegemoments auf die Spannungsverteilung berücksichtigen sie durch den Exzentrizitätsfaktor k_{GR} . Zur Herleitung der mathematischen Beziehungen gehen Goland/Reissner vom Gleichgewicht der in Bild 3.3 skizzierten Elemente aus.

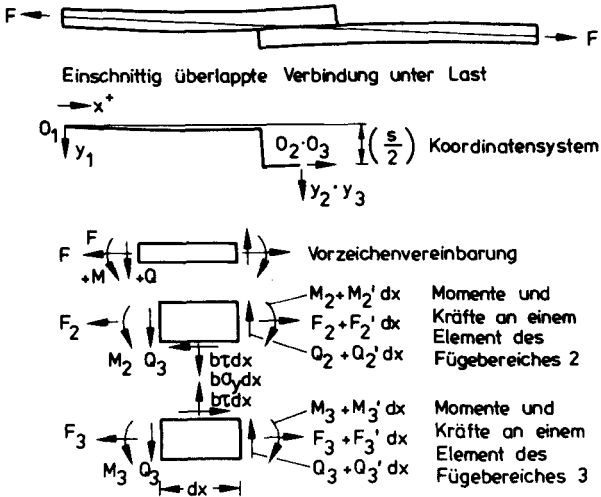


Bild 3.3: Fügebereich nach Goland/Reissner /19/

Unter Berücksichtigung der Plattenbiegung erhalten sie für die Schubspannung τ und die Normalspannung σ_y zwei voneinander unabhängige Differentialgleichungen 3. bzw. 4. Ordnung:

$$\tau''' - \frac{8G}{E_F t d} \tau' = 0 \quad (3.10)$$

$$\sigma_y'' + \frac{24 E_k}{E_F^* t^3 d} \sigma_y = 0 \quad (3.11)$$

mit

$$E_F^* = \frac{E_F}{1-\mu^2} \quad (3.12)$$

Nach Einführung der Randbedingungen (Spannungen und Verformungen an den Enden der Überlappung) lauten die Lösungen:

$$\tau(x) = -\frac{F}{4lb} \left\{ \frac{\lambda l}{2t} (1 + 3k_{GR}) \frac{\cosh \frac{\lambda x}{t}}{\sinh \frac{\lambda l}{2t}} + 3(1 - k_{GR}) \right\} \quad (3.13)$$

$$\begin{aligned} \sigma_y(x) = \frac{4Ft}{bl^2\theta_3} & \left[\left(\theta_2 \phi^2 \frac{k_{GR}}{2} + \phi \Psi \cosh \phi \cos \phi \right) \cosh \left(\phi \frac{2x}{l} \right) \cos \left(\phi \frac{2x}{l} \right) \right. \\ & \left. \left(\theta_1 \phi^2 \frac{k_{GR}}{2} + \phi \Psi \sinh \phi \sin \phi \right) \sinh \left(\phi \frac{2x}{l} \right) \sin \left(\phi \frac{2x}{l} \right) \right] \quad (3.14) \end{aligned}$$

$$\text{mit } \lambda = \sqrt{\frac{8Gt}{E_F d}} \quad (3.15)$$

$$k_{GR} = \frac{\cosh \mu}{\cosh \mu + 2\sqrt{2} \sinh \mu} \quad \text{mit } \mu = \frac{l}{2t} \sqrt{\frac{3F}{2E_F t b}} \quad (3.16)$$

$$\phi = \frac{l}{2t} \sqrt{b \frac{E_k t}{E_F d}} \quad (3.17)$$

$$\theta_1 = \cosh \phi \sin \phi + \cosh \phi \cos \phi \quad (3.18)$$

$$\theta_2 = \sinh \phi \cos \phi - \cosh \phi \sin \phi \quad (3.19)$$

$$\theta_3 = \frac{1}{2} (\sinh 2\phi + \sin 2\phi) \quad (3.20)$$

$$\Psi = \frac{Q_0 l}{2Ft} \quad (3.21)$$

Die Ergebnisse von Goland/Reissner machen die wesentliche Schwierigkeit der theoretischen Spannungsbetrachtungen deutlich: Eine Verbesserung der Anpassung an die tatsächlichen Verhältnisse führt schnell zu komplizierten Gleichungssystemen, welche für eine praxisbezogene Auswertung kaum geeignet sind.

3.2.1.3 Spannungsverteilung nach Hart-Smith

Die bisher wohl umfassendste Abhandlung über die Spannungsverteilung in überlappten Klebungen hat Hart-Smith /23/ 1973 veröffentlicht. Der wesentliche Unterschied zwischen seinem Ansatz und dem von Goland/Reissner besteht darin, daß er den Einfluß der Klebschicht auf die Fügeteilbiegung berücksichtigt und auch anisotrope Fügeteilwerkstoffe wie z. B. GFK, in seine Betrachtungen mit einschließt.

Die maximalen Spannungswerte am Überlappungsende lassen sich nach Hart-Smith über folgende Gleichungen berechnen:

$$\tau_{\max} = \frac{F}{bl} \left[1 + \left(1 + \frac{3(1-\nu_F^2)k_{HS}}{k_b} \left(1 + \frac{d}{t} \right) \left(\frac{\lambda^2}{4\lambda'^2} \right) \left(\frac{\lambda' l}{\tanh(\lambda' l)} - 1 \right) \right) \right] \quad (3.22)$$

$$\sigma_{y\max} = \frac{F}{tb} \left[k_{HS} \left(1 + \frac{d}{t} \right) \sqrt{\frac{3E_k^* t}{2k_b E_F^* d}} \right] \quad (3.23)$$

$$\text{mit} \quad \lambda^2 = \frac{2G_k}{E_F t d} \quad (3.24)$$

$$\lambda' = \sqrt{\frac{1 + 3(1-\nu_F^2)/k_b}{4}} \lambda \quad (3.25)$$

und dem Exzentrizitätsfaktor k_{HS} zur Berücksichtigung der Fügeteilbiegung

$$k_{HS} = \frac{1}{1 + \xi \frac{l}{2} + \frac{\xi^2 l^2}{24}} \quad (3.26)$$

$$\text{mit} \quad \xi^2 = \frac{12F}{k_b E_F^* t^3 b} \quad (3.27)$$

Der Faktor k_b kennzeichnet den Grad der Anisotropie.

Vergleicht man die von Hart-Smith und Goland/Reissner gefundenen Beziehungen miteinander, so stellt man fest, daß sie sich nur für sehr lange Überlappungen unterscheiden, weil die Exzentrizitätsfaktoren sich unterschiedlichen Grenzwerten nähern:

$$k_{GR} = 0,261 \quad k_{HS} = 0$$

Die genauere Spannungsanalyse von Hart-Smith erlaubt daher den Schluß, daß bei sehr langen Überlappungen der Einfluß der Fügeteilbiegung bedeutungslos wird.

3.2.2 Nichtlineares Spannungs-Verformungsverhalten

Moderne Konstruktionsklebstoffe besitzen zum Teil ein deutlich nichtlineares Spannungs-Verformungsverhalten. Die viskoelastischen Verformungsreserven führen zu einem Spannungsausgleich und dadurch zu einem Anstieg der Tragfähigkeit. Eine wirklichkeitsnahe Berücksichtigung des Klebstoffverhaltens wäre jedoch mit sehr großem mathematischen Aufwand verbunden, so daß geeignete Vereinfachungen zu treffen sind.

3.2.2.1 Ansatz mit quadratischem Kraft-Verformungsgesetz

Als erster hat Braig /6/ versucht, den Einfluß eines nichtlinearen Kraft-Verformungsverhaltens der Klebschicht auf die Spannungsverteilung im Fügebereich von Metallklebungen und auf deren Tragfähigkeit zu ermitteln. Für den Zusammenhang zwischen Spannung und Verformung der Klebschicht wählt er einen quadratischen Ansatz der Form

$$\tau = A_1 \gamma - A_2 \gamma^2 \quad (3.28)$$

Dieses Verformungsgesetz führte Braig in den Ansatz von Volkersen /51/ ein und erhielt damit die folgende Differentialgleichung 2. Ordnung:

$$\gamma'' + \frac{2}{E_F t d} A_1 \gamma^2 - \frac{2}{E_F t d} A_2 \gamma = 0 \quad (3.29)$$

mit der Lösung

$$\frac{x}{\sqrt{E_F t d}} = \int \frac{d\gamma}{\sqrt{-\frac{4}{3} A_1 \gamma^3 + 2A_2 \gamma^2 + C_1}} + C_2 \quad (3.30)$$

Für das Integral existiert keine geschlossene Lösung. Eine Formulierung der Randbedingungen ist nur für punktsymmetrische Überlappungen möglich. Zusätzlich hat Braig die Verformungen γ an den Laschenenden in Abhängigkeit von der Belastung vorgeben müssen. Die Rechnung ergab, daß die übertragbare Last bei nichtlinearem Verformungsverhalten und bei gleicher maximaler Schubspannung wie bei der linearen Rechnung deutlich ansteigt. Der Einfluß der Nichtlinearität nimmt mit der Überlappungslänge zu. Für den Grenzfall $l_V = \infty$ gibt Braig eine theoretische Tragfähigkeitssteigerung von 40 % für seine Füge teil-Klebstoff-Kombination gegenüber einem linearen Verformungsgesetz an.

3.2.2.2 Ansatz mit bilinearem Spannungs-Verformungsgesetz

Moderne Konstruktionsklebstoffe speziell für den Flugzeugbau besitzen z. T. sehr hohe Verformungsreserven über 100 %. Dieses Verformungsverhalten läßt sich mit hinreichender Genauigkeit durch ein bilineares, idealelastisch-idealplastisches Spannungs-Verformungsgesetz nach Bild 3.4 beschreiben. Harth-Smith hat in seinen Berechnungen dazu das Verhältnis der beiden Verformungsanteile γ_{pl}/γ_{el} eingeführt /23/.

Die Ansätze gelten nur für punktsymmetrische Überlappungen und müssen iterativ ausgewertet werden. Zur Dimensionierung von geklebten Verbindungen hat sich das Verfahren nicht durchgesetzt, weil einerseits der mathematische Aufwand sehr groß ist und andererseits der Unterschied zu den im Versuch ermittelten Bruchlasten oft beträchtlich ist.

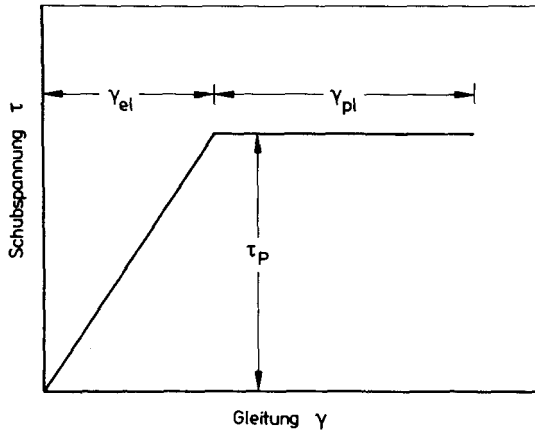


Bild 3.4: Bilineares Spannungs-Verformungsgesetz nach /23/

3.2.2.3 Iterationsverfahren für beliebige Schubspannungs-Gleitungsverhalten des Klebstoffes

Dieses Verfahren wurde von der Deutschen Forschungs- und Versuchsanstalt für Luft- und Raumfahrt e.V. (DFVLR) entwickelt und von Althof /1/ vorgestellt. Das Verfahren ist für ein- und zweiseitige Überlappungen mit konstanter und veränderlicher Klebschicht- und Fügeteildicke anwendbar. Folgende Vereinfachungen wurden - ähnlich wie bei Volkersen /51/ getroffen:

- der exzentrische Kraftangriff bleibt unberücksichtigt;
- die Fügeteile verhalten sich linear-elastisch und schubstarr;
- die Normalspannungen in der Klebschicht bleiben unberücksichtigt;
- die Schubspannungen sind über die Klebschicht hin konstant;
- die Breite der Klebung und der Fügeteile ist unendlich (ebener Formänderungszustand).

Der Klebbereich wird, wie in Bild 3.5 dargestellt, in n -Abschnitte unterteilt, in denen die Klebschichtdicke und der Gleitmodul G konstant seien:

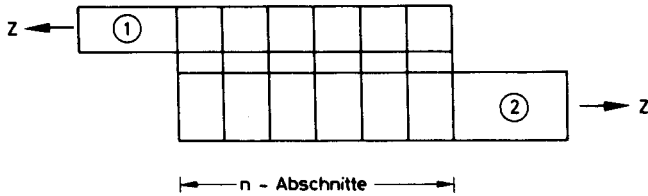
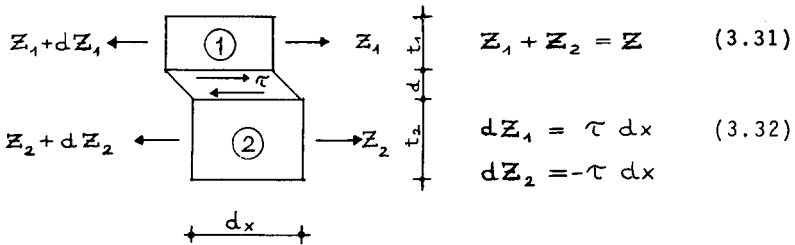


Bild 3.5: Abschnittswise Aufteilung des Fügebereiches bei /1/

Für die einzelnen Abschnitte lassen sich die Gleichgewichtsbedingungen und kinematischen Beziehungen anschreiben (s. Bild 3.5):



$$Z_1 + Z_2 = Z \quad (3.31)$$

$$dZ_1 = \tau dx \quad (3.32)$$

$$dZ_2 = -\tau dx$$

$$\epsilon_1 = \frac{Z_1}{E_1 t_1} \quad (3.33)$$

$$\epsilon_2 = \frac{Z_2}{E_2 t_2} \quad (3.34)$$

$$\frac{d\gamma}{dx} = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{d} \quad (3.35)$$

Für τ gilt grundsätzlich

$$\tau = \gamma G \quad (3.36)$$

Bei nichtlinearem Spannungs-Gleitungsverhalten ist der Gleitmodul G eine Funktion von τ : $G = G(\tau)$.

Aus den Beziehungen am Element ergeben sich zwei Differentialgleichungen

$$\frac{dZ_1}{dx} = \gamma G \quad (3.37)$$

$$\frac{d\gamma}{dx} = Z \frac{E_1 t_1 + E_2 t_2}{d E_1 t_1 E_2 t_2} \left(\frac{Z_1}{Z_2} - \frac{E_1 t_1}{E_1 t_1 + E_2 t_2} \right) \quad (3.38)$$

mit den Lösungen

$$P_1(x) = P_1(x_n) \cosh \lambda (x-x_n) + \gamma(x_n) \frac{G}{\lambda} \sinh \lambda (x-x_n) + \int [1 - \cosh \lambda (x-x_n)] \quad (3.39)$$

$$\gamma(x) = P_1(x_n) \frac{\lambda}{G} \sinh \lambda (x-x_n) + \gamma(x_n) \cosh \lambda (x-x_n) - \int \frac{\lambda}{G} \sinh \lambda (x-x_n) \quad (3.40)$$

$$\text{mit} \quad \lambda^2 = \frac{G(E_1 t_1 + E_2 t_2)}{d E_1 t_1 E_2 t_2} \quad (3.41)$$

$$\int = Z \frac{E_1 t_1}{E_1 t_1 + E_2 t_2} \quad (3.42)$$

Die Lösung gilt jeweils für einen Abschnitt und hängt linear von den Variablen $P_1(x_n)$ und $\gamma_1(x_n)$ ab. Die gesamte Lösung ist bekannt, wenn die Werte P_1 und γ_1 für alle Abschnitte bekannt sind. Zur Bestimmung dieser Unbekannten wird ein Übertragungsalgorithmus benutzt.

Das nichtlineare Schubspannungs-Gleitungsverhalten des Klebstoffs wird in die Rechnung durch zahlreiche Wertepaare der Schubspannung τ_i und dem dazugehörigen Sekantenmodul G_{sfi} eingeführt. Diese Wertepaare können nach DIN 54 451 "Zugscherversuch zur Ermittlung des Schubspannungs-Gleitungs-Diagramms eines Klebstoffs in einer Klebschicht" bestimmt werden. Durch Iteration läßt sich mit Hilfe einer elektronischen Großrechenanlage der Gleitmodul für jeden Abschnitt den vorgegebenen Wertepaaren anpassen.

Die Übereinstimmung der so berechneten Gleitungen längs der Überlappungslänge (s. Abschn. 3.2.3) mit den gemessenen Werten ist recht gut. Dennoch ermöglicht das Verfahren noch keine zuverlässige Vorausberechnung der Bruchlast. Die Gründe hierfür sind:

- Die Wirkungen der Fügeteilbiegung werden nicht berücksichtigt.
- Es existiert noch keine brauchbare Bruchhypothese für das Zusammenwirken von Schubspannung und Normalspannung senkrecht zur Klebschicht.
- Der Zeiteinfluß spielt im plastischen Bereich der Klebschicht eine sehr große Rolle und wird von der Rechnung nicht berücksichtigt.

3.2.3 Ergebnisse der bisherigen Theorien

Obwohl die geschilderten mathematischen Lösungen im Rahmen der vorgegebenen Grenzen die Spannungsverteilung in einer Klebfuge hinreichend genau beschreiben können, ist es bisher nicht gelungen, daraus ein praktikables Dimensionierungsverfahren zu entwickeln. Die Gründe hierfür liegen einerseits in den komplizierten mathematischen Beziehungen und andererseits in der Schwierigkeit, das temperatur- und zeitabhängige Werkstoffverhalten hinreichend genau zu berücksichtigen. Bei Vernachlässigung des letztgenannten Gesichtspunktes erlauben die Formeln jedoch eine qualitative Beurteilung der verschiedenen Einflußfaktoren und deren Einfluß auf die Tragfähigkeit.

Als wichtigstes Ergebnis zeigen alle Berechnungen die bekannte Tatsache auf, daß der für das Versagen kritische Beanspruchungszustand an den Überlappungsenden vorliegt, wo sowohl die Schubspannung als auch die Normalspannung ein Maximum aufweisen (s. Bild 3.6).

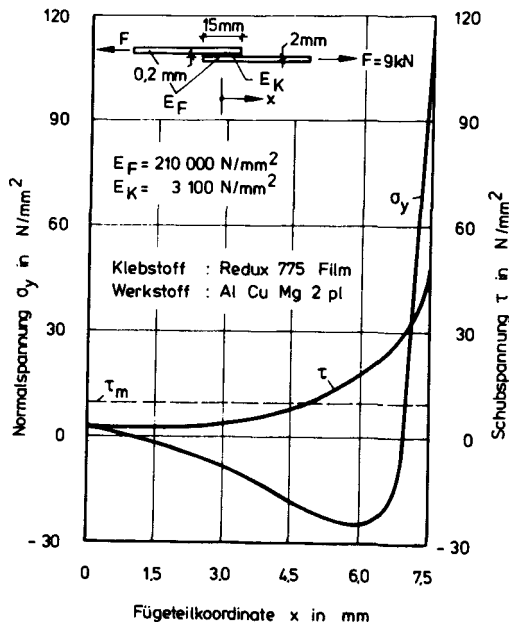


Bild 3.6: Schub- und Normalspannungsverteilung im Fügebereich einer symmetrischen, einschnittig überlappten Metallverklebung nach Matting /38/

Das bedeutet, daß die mittlere Schubspannung, wie sie allgemein zur Charakterisierung der Festigkeit einer geklebten Verbindung dient, nicht in direkten Zusammenhang zur Versagensursache gesetzt werden kann. Maßgebend für das Versagen ist vielmehr der örtliche Spannungszustand im Füge teil und in der Klebschicht am Überlappungsende.

Im folgenden werden die Wirkungen einzelner Einflußfaktoren auf diese Spannungspitzen gezeigt, die Hahn /21/ nach den Theorien von Volkersen, Goland/Reissner und Hart-Smith für typische, einschnittige Metallklebverbindungen berechnet hat. Da Volkersen die Füge teilbiegung nicht berücksichtigte, ergeben sich mit seinem Ansatz keine Normalspannungen σ_y senkrecht zur Klebschicht.

Da bei Goland/Reissner die Wahl des Klebstoff-Elastizitätsmoduls E_K das Ergebnis stark beeinflusst, sind zusätzlich die Kurven für Querkontraktionsbehinderung der Klebschicht mit dem Kompressionsmodul E_K eingetragen. Man erkennt daran die besondere Bedeutung des Werkstoffverhaltens auf die Spannungsverteilung.

3.2.3.1 Einfluß der Überlappungslänge

Den Einfluß der Überlappungslänge zeigt Bild 3.7. Man sieht, daß die Schubspannungsspitze nahezu linear mit der Überlappungslänge ansteigt während die Normalspannung parabolisch abnimmt. Bei langen Überlappungen hat die Normalspannung aus der Fügteilbiegung praktisch keine Bedeutung mehr. Die Schubspannungsverteilung wird dann jedoch so ungleichmäßig, daß die Verlängerung der Überlappung keine Zunahme der Tragfähigkeit mehr bewirkt, weil sich der mittlere Bereich nicht an der Kraftaufnahme beteiligt. Der Absolutbetrag der Verbundspannungsspitze wird von der Überlappungslänge kaum beeinflusst.

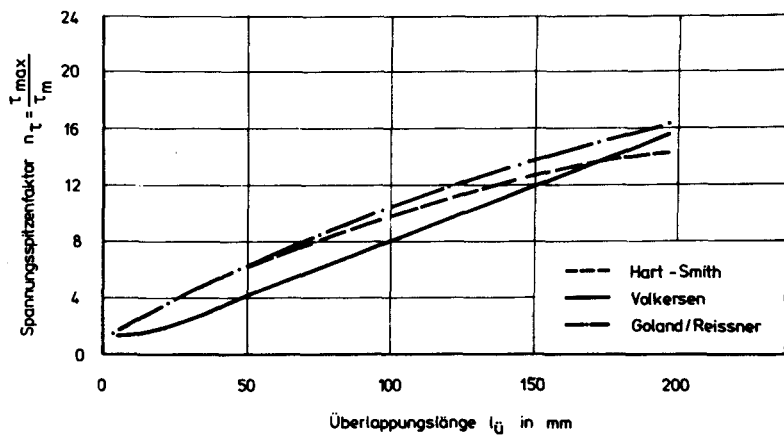
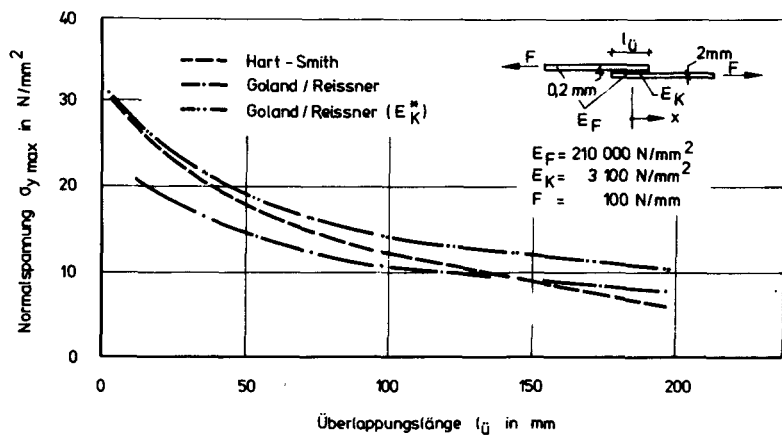


Bild 3.7: Einfluß der Überlappungslänge auf den Spannungszustand am Überlappungsende

3.2.3.2 Einfluß der Klebschichtdicke

Den Einfluß der Klebschichtdicke zeigt Bild 3.8

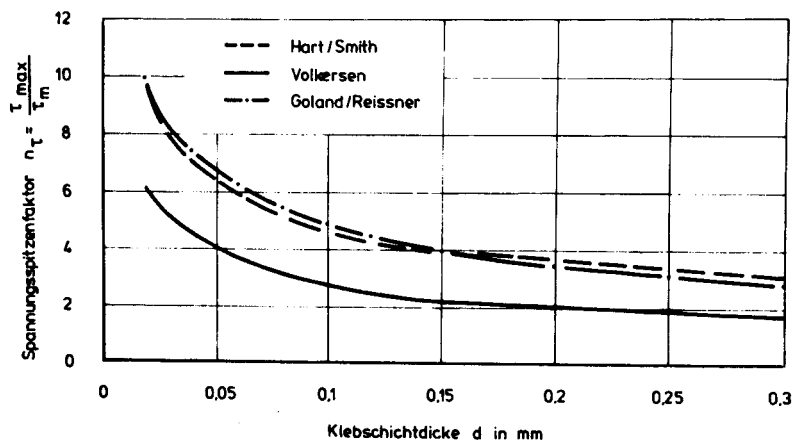
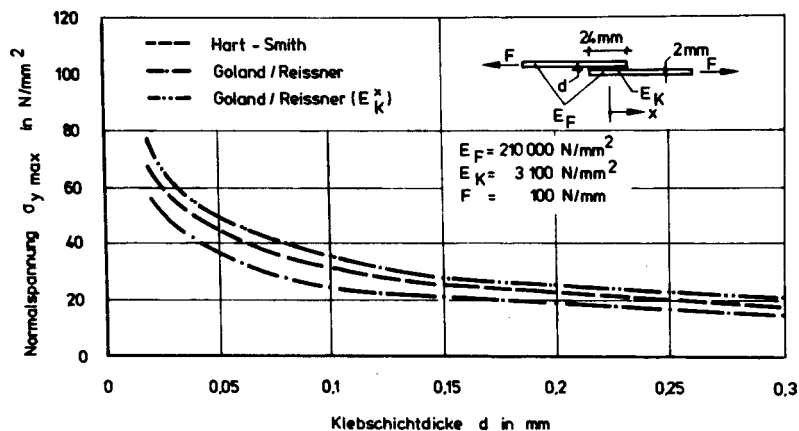


Bild 3.8: Einfluß der Klebschichtdicke auf den Spannungszustand am Überlappungsende einer einschnittig-überlappten Metallklebverbindung

Den Theorien entsprechend müßte eine Zunahme der Klebschichtdicke einen Anstieg der Tragfähigkeit bewirken. Das ließ sich durch Versuche nicht bestätigen. Dafür werden folgende Gründe genannt:

- 1.) Die Scherfestigkeit der Klebschicht nimmt infolge geringerer Querkontraktionsbehinderung ab.
- 2.) Bei dicken Klebschichten steigt die Wahrscheinlichkeit von Fehlerstellen in der Klebung an, die als Inhomogenitäten zu Spannungskonzentrationen führen.
- 3.) Durch Schrumpfung und Temperatureinwirkung entstehen von der Schichtdicke abhängige Eigenspannungen.

3.2.3.3 Einfluß der Elastizitätsmoduln

Eine Zunahme des E-Moduls der Fügeteile bewirkt in ähnlicher Weise wie die Klebschichtdicke einen Ausgleich der Spannungsspitzen und damit einen Anstieg der Tragfähigkeit. Demnach müßten Stahlklebungen mehr tragen als Aluminiumklebungen mit gleichen Abmessungen. Nach /21/ trifft das nicht immer zu. Die Ursachen dafür sind noch nicht bekannt.

Den Einfluß des E-Moduls des Klebstoffs zeigt Bild 3.9. Demnach nimmt insbesondere die Normalspannung, aber auch die Schubspannung mit dem E-Modul zu. Versuche zeigen tatsächlich, daß mit steiferen Klebstoffen geringe Bindefestigkeiten erzielt werden. Der Ausnutzung dieser Gesetzmäßigkeit steht jedoch die grundsätzliche Schwierigkeit entgegen, daß Klebstoffe mit niedrigem E-Modul in der Regel eine geringe Festigkeit besitzen.

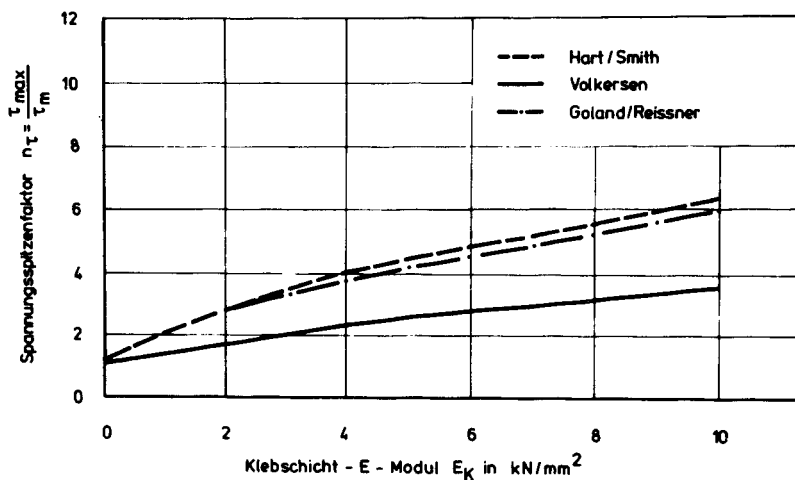
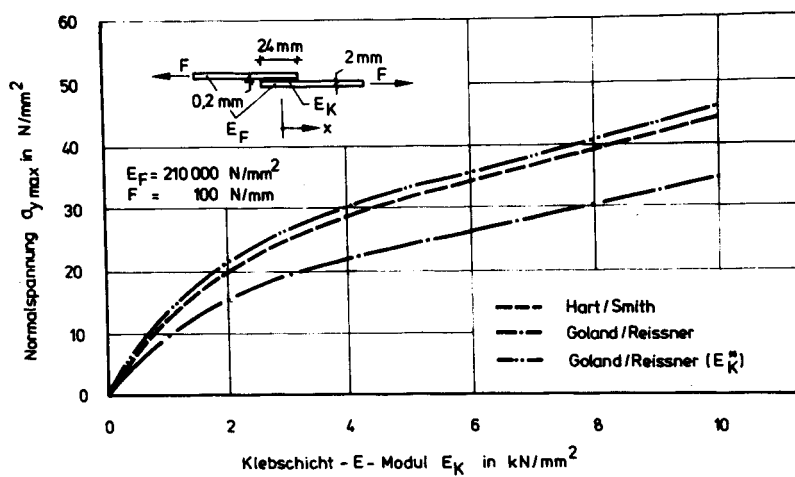


Bild 3.9: Einfluß der Klebstoffelastizität auf den Spannungszustand am Überlappungsende

3.2.3.4 Einfluß der Fügeteildicke

Eine Zunahme der Fügeteildicke reduziert in ähnlicher Weise wie die Zunahme des E-Moduls die Fügeteildehnung und bewirkt dadurch einen Spannungsausgleich und somit eine Traglaststeigerung. Für Dicken bis 10 mm steht das in Einklang zur praktischen Erfahrung. Für größere Dicken liegen noch keine ausreichenden Versuchsergebnisse vor.

3.2.3.5 Einfluß der Nichtlinearität des Klebers

Die vorher gezeigten Ergebnisse der linear-elastischen Rechnung liefern in der Regel Spannungsspitzen, die weit

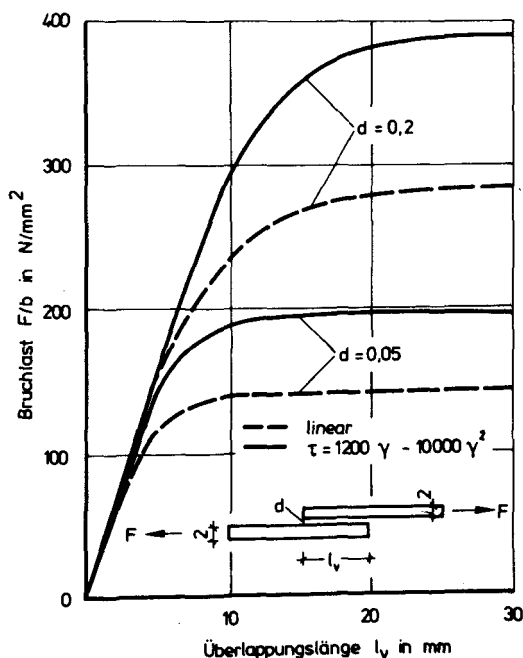


Bild 3.10: Spannungs- und Verformungsverlauf in der Überlappung bei linearem und nichtlinearem Spannungs-Verformungs-Gesetz nach Braig /6/

oberhalb der vom Klebstoff ertragbaren liegen. Die Ansätze mit nichtlinearem Schubspannungs-Gleitgesetz versuchen diesen Mangel zu vermeiden. Wie auf Bild 3.10 zu sehen ist, ergeben sich mit dem Ansatz von Braig /6/ für gleiche maximale Verbundspannungen mit quadratischem Verformungsgesetz erheblich höhere Bruchlasten als bei linearem Verformungsgesetz. Der Unterschied nimmt mit der Überlappungslänge und der Klebschichtdicke zu.

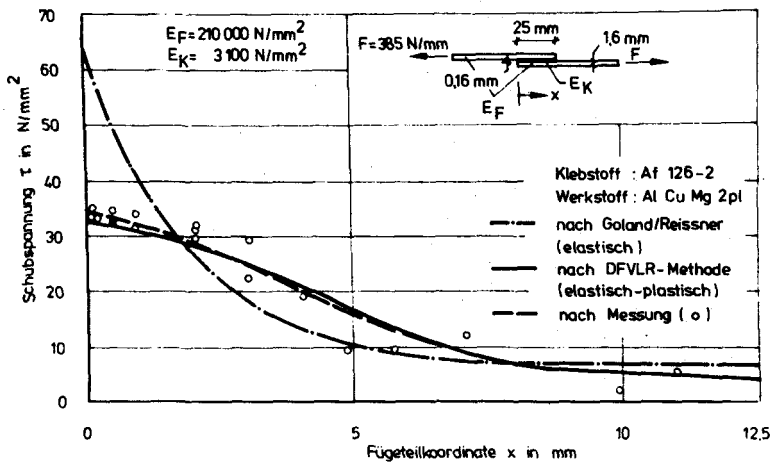


Bild 3.11: Schubspannungsverteilung in einer einschnittigen Überlappung /1/

Eine sehr gute Annäherung an die tatsächliche Schubspannungsverteilung erscheint mit dem Iterationsverfahren der DFVLR /1/ möglich (s. Bild 3.11).

3.3 Bisherige Versuche zum kraftschlüssigen Kleben von Beton

Die Klebbarkeit von Metallen kann als gesichert gelten. Bei Ausführung nach der VDI-Richtlinie VDI 2229 /49/ tritt entweder Kohäsionsbruch in der Klebschicht oder im Fügeiteil

außerhalb der Überlappung ein. Bei richtiger Vorbehandlung der Klebfläche tritt der Adhäsionsbruch nicht ein, wie in Abschn. 2 erläutert wurde. Diese Bruchart ist beim Kleben von Beton nicht zu erwarten, da die Klebstoffe eine höhere Festigkeit als Beton besitzen. Ausreichende Adhäsion vorausgesetzt, wird hier der Bruch durch das Überschreiten der Scherfestigkeit des Betons im Bereich der Überlappung eintreten. Die Scherfestigkeit des Betons ist naturgemäß niedrig, stark streuend und vom Prüfverfahren abhängig. Die Angabe einer mittleren Bruchverbundspannung von Betonverklebungen ist deshalb wenig aussagekräftig. Wichtig ist es nämlich, die Scherfestigkeit des Betons auszunutzen. Das kann immer dann als erreicht gelten, wenn die Bruchfläche in der Tiefe des Betons und zum Teil durch das Zuschlagkorn hindurch verläuft (Betonbruch). Damit stellten sich zwei Fragen für die experimentelle Forschung:

1. Unter welchen Gegebenheiten tritt Betonbruch ein?
2. Wovon hängt die Kraft ab, die bis zum Betonbruch übertragen werden kann?

Der ersten Frage ist in zahlreichen Untersuchungen im Zusammenhang mit Kunststoffbeschichtungen und Betonverklebungen nachgegangen worden. Die Ergebnisse sind allgemein bekannt und sollen hier nur kurzgefaßt wiedergegeben werden. Eine ausführliche Darstellung des heutigen Kenntnisstandes findet sich in /42/.

Die Forderung "Betonbruch" ist am zuverlässigsten mit Epoxidharzen zu erreichen. Auf feuchten Betonuntergründen werden geringere Haftfestigkeiten erreicht. Es gibt zwar Epoxidharze, die speziell für feuchte Betonflächen bzw. sogar für Unterwasserverwendung entwickelt worden sind; bei Verwendung dieser Harze müssen jedoch andere Nachteile in Kauf genommen werden, wie z. B. verminderte Langzeit- und Temperaturbeständigkeit. Die Betonflächen müssen vorbehandelt werden, weil geschalte und freie Betonflächen an der

Oberfläche eine sandreiche Schicht geringerer Festigkeit besitzen. Diese gilt es zu entfernen. Geeignete Verfahren und Geräte hierzu sind: Sandstrahlen, Schleifen, Fräsen, steinmetzartiges Spitzen und druckluftgetriebene Nadelentroster.

Ein wichtiger Parameter bei der Verwendung von Kunstharzen ist grundsätzlich die Temperatur - sowohl bei der Applikation als auch während der Beanspruchung.

Je nach Harztyp sind oberhalb von 60° bis 95° keine Betonbrüche mehr zu erwarten.

Die Verwendung von Epoxidharzen für Klebschichten zwischen Beton und Stahl mit planmäßiger Schubkraftübertragung stellt eine jüngere Entwicklung im Stahlbetonbau dar. Die Verbundfestigkeit wird dabei von folgenden Parametern beeinflusst:

Festigkeit des Betons	}	Beton
Oberflächenfeuchte		
Oberflächenkarbonatisierung		
Ebenheit		
Vorbehandlung		
Oberflächenbeschaffenheit	}	Lasche
Ebenheit		
Streckgrenze		
E-Modul		
Art des Klebers	}	Kleber
Dicke der Klebschicht		
Umgebungsbedingungen		
Art und Dauer der Beanspruchung	}	Belastung und Umwelt
Feuchte		
Temperatur		

Geometrieparameter, wie
Laschengeometrie in bezug
zu den Betonabmessungen,
Laschenquerschnitt

} Geometrie

Die wichtigsten Untersuchungen (Verbundversuche) hierzu werden im folgenden dargestellt und in Hinblick auf die Ausführung und Bemessung solcher Klebungen analysiert.

3.3.1 Einfluß der Fügeiteilgeometrie

Obwohl die theoretischen Spannungsberechnungen den großen Einfluß der Fügeiteilgeometrie deutlich machen, ist bisher nur wenig über Versuche mit Betonklebungen, die dem Studium dieser Parameter gewidmet waren, bekannt geworden. Bresson /9/ berichtet über Untersuchungen zum Einfluß der Dicke von auf Beton geklebten Stahllaschen auf die Verbundfestigkeit. Er verwendete dazu den in Bild 3.12 schematisch dargestellten Versuchsaufbau. Variiert wurde die Dicke der aufgeklebten Bleche von 1 bis 5 mm.

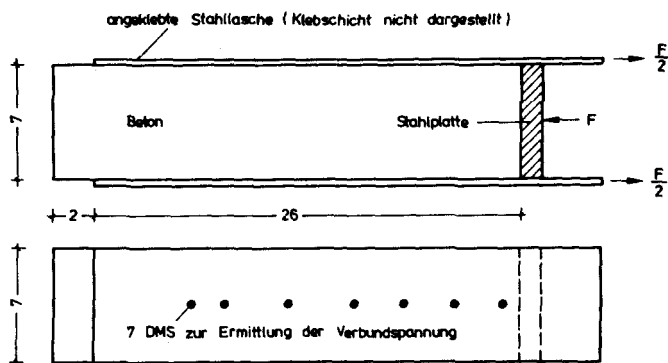


Bild 3.12: Betonkörper mit 2 aufgeklebten Stahllaschen /9/

Die Versuchsergebnisse sind in Bild 3.13 wiedergegeben. Man sieht, daß die mittlere Bruchverbundspannung mit der Blechdicke ansteigt, allerdings in geringerem Maße als der

Blechquerschnitt, so daß die erreichbare Stahlspannung und damit die Ausnutzbarkeit der aufgeklebten Laschen abnimmt.

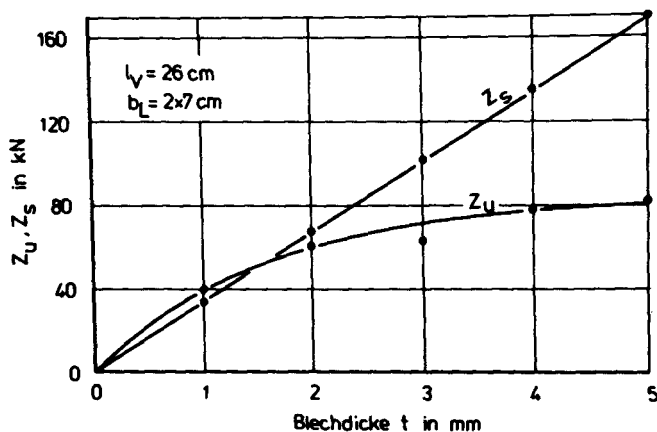


Bild 3.13: Einfluß der Blechedicke auf die Bruchlast Z_u und auf die Strecklast Z_s nach /9/

Bresson vergleicht die aus den Stahldehnungen ermittelten Verbundspannungen mit theoretischen Werten, die er mit einem vereinfachten Ansatz analog zu Volkersen berechnet hat. Er stellt fest, daß die Verbundspannungsspitzen im Versuch etwa halb so groß sind wie berechnet.

Den Einfluß der Verbundlänge hat Bresson später untersucht und in /7/ veröffentlicht. Ausgehend von einer mittleren Bruchlast von 4500 N pro cm Laschenbreite gibt er den in Bild 3.14 dargestellten Zusammenhang zwischen Verbundlänge l_v und der mittleren Bruchverbundspannung τ_{mu} (obere Kurve) an. Die untere Kurve zeigt die von ihm empfohlenen zulässigen Verbundspannungen.

Die vorgeschlagene Begrenzung der Verbundlänge auf 20 cm stellt allerdings eine Beschränkung der Anwendbarkeit des Verfahrens dar, die nicht vertretbar ist.

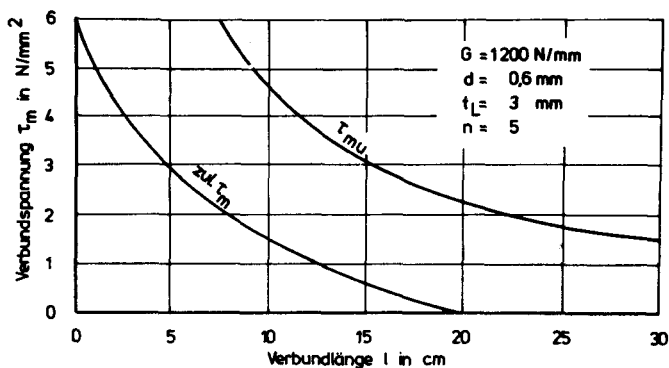


Bild 3.14: Einfluß der Laschenlänge auf die mittlere Verbundspannung nach /7/

Ladner und Weder /33/ untersuchten den Einfluß der Laschengeometrie auf die übertragbare Schubkraft und auf die Verbundspannungsverteilung in der Klebfuge an Stahlbetonbalken, die eine Länge von 3,70 m und einen Querschnitt von $25 \times 15 \text{ cm}^2$ besaßen und die mit einer angeklebten Flachstahllasche von $3,00 \text{ cm}^2$ Querschnitt bewehrt waren (s. Bild 3.15). Die Lasche wurde nur außerhalb der Auflager mit dem Beton verklebt. In den Versuchen wurden die Laschenbreite, -dicke und die Verbundlänge derart variiert, daß der Laschenquerschnitt mit 3 cm^2 und die Klebfläche mit 480 cm^2 konstant blieben (s. Bild 3.15). Ähnlich wie bei Bresson /9/ ist hier der Beton im Klebbereich auf Druck und die Lasche auf Zug beansprucht.

Die Laschendehnungen im Verankerungsbereich wurden mit DMS gemessen, die in der Längsachse der Laschen aufgeklebt waren. Aus den Dehnungsdifferenzen benachbarter Meßstellen ließen sich dann die örtlichen Verbundspannungen und daraus die Verbundspannungsverteilung berechnen. Die Bilder 3.16a und 3.16b zeigen die Verbundspannungsverteilung bei verschiedenen Laststufen am Beispiel der kleinen Verankerungslänge $l_V = 320 \text{ mm}$ und der großen Verankerungslänge $l_V = 800 \text{ mm}$.

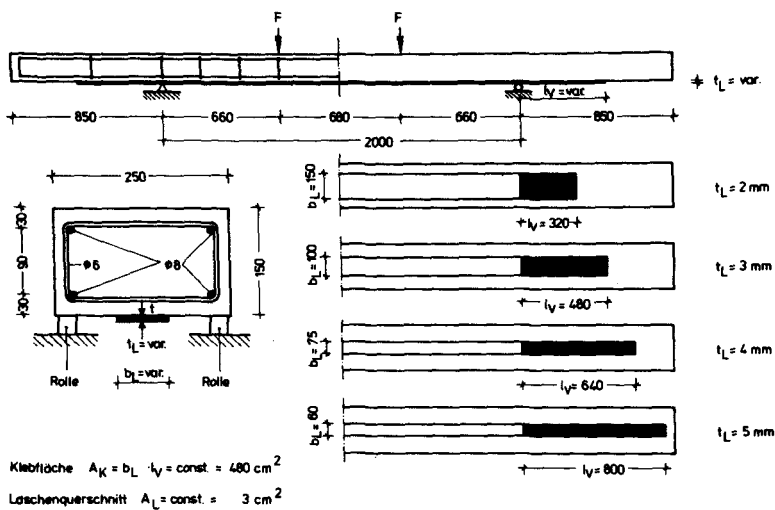


Bild 3.15: Abmessungen, Bewehrung und Belastungsanordnung der Versuchsbalken nach /33/

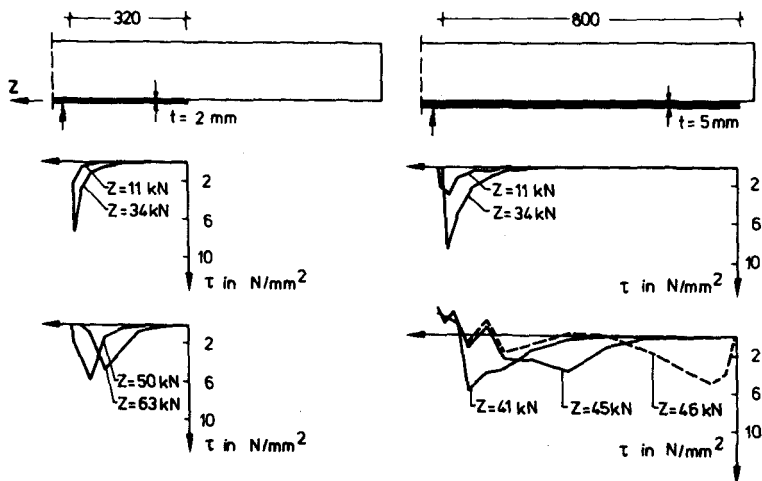


Bild 3.16a:

Bild 3.16b:

Verbundspannungsverteilungen nach /33/

Der Verlauf der Verbundspannungen war für Laschenkräfte unterhalb der halben Bruchlast für alle untersuchten Laschenabmessungen ähnlich; die Verbundspannungen sind nach weniger als der halben Verbundlänge auf Null abgeklungen, und der Spitzenwert am Laschenanfang liegt zwischen 7 und 13 N/mm². Wird die Laschenkraft weiter erhöht, so wandert der Spitzenwert allmählich gegen das Laschenende (s. besonders Bild 3.16b, unten). Das bedeutet nach Ansicht der Forscher, daß bei Laschenkräften oberhalb der halben Bruchlast der Verbund am Laschenanfang bereits zerstört ist. Dennoch müssen in diesem Bereich noch Kräfte übertragen werden, weil sonst eine weitere Laststeigerung nicht möglich wäre.

Aus den erreichten Bruchlasten leiten Ladner und Weder folgenden Zusammenhang zwischen der auf die Strecklast Z_S bezogenen Verbundbruchlast der Lasche Z_U und der Laschengeometrie ab:

$$\frac{Z_U}{Z_S} = 0,042 \left(\frac{\sqrt{l_V b}}{t} \right)^{2/3} \quad (3.43)$$

Zur Verankerung der Strecklast des Laschenstahls muß das Verhältnis

$$\frac{\sqrt{l_V b}}{t} \geq 116 \quad (3.44)$$

gewählt werden.

Dieser Zusammenhang gilt vermutlich nur für die dort vorhandenen Materialeigenschaften und im Rahmen der untersuchten Abmessungen. Denn zur Verankerung der Strecklast einer Lasche $t/b = 6/100$ würde sich nach (3.44) schon eine sehr große Verankerungslänge von knapp 5 m ergeben. Ob sich dann noch eine Verbundspannungsverteilung analog zu Bild 3.16b einstellt, erscheint eingedenk der Erkenntnisse aus Abschn. 3.2 fraglich. Im übrigen erscheint die Schlußfolgerung, daß dünne breite Laschen kürzere Verankerungslängen erfordern als dicke schmale, trivial.

3.3.2 Einfluß der Betonfestigkeit

Da die Festigkeit der Epoxidharzkleber höher ist als die des Betons, ist die Betonfestigkeit auch von großem Einfluß auf die Festigkeit einer Verklebung von Beton und Stahl. Da der reine Schubspannungszustand gleich große Hauptzug- und Hauptdruckspannungen erzeugt, ist mit der zentralen Zugfestigkeit des Betons auch näherungsweise ein Minimalwert der Scherfestigkeit gegeben. Damit ergibt sich nach /24/

$$\min \tau_b \approx \beta_{bZ} = 0,26 \beta_W^{2/3} \quad (3.45)$$

Ein reiner Schubspannungszustand ist versuchstechnisch schwierig zu erzeugen. So wirkt z. B. beim Druckscherversuch gleichzeitig eine Betondruckspannung, welche wegen der bekannten zweiachsigen Festigkeitscharakteristik des Betons einen höheren Wert für die resultierende Scherfestigkeit liefern wird.

So bestimmten Ladner und Flüeler /35/ die Scherfestigkeit an Bohrkernen von 5,5 cm Durchmesser mit aufgeklebten Stahlblechen im Druckscherversuch zu

$$\tau_{bV} = (0,35 + 0,45) \beta_W^{2/3} \quad (3.46)$$

3.3.3 Einfluß der Temperatur

Die ersten Untersuchungen zum Einfluß einer Erwärmung auf die Festigkeit von Epoxidharzklebern zum Verkleben von Beton mit Stahl wurden von Cirodde /15/ durchgeführt. Er verwendete dazu die in Bild 3.17 dargestellten einschnittigen Überlappungen aus Stahlblech mit 5 verschiedenen Epoxidharzen.

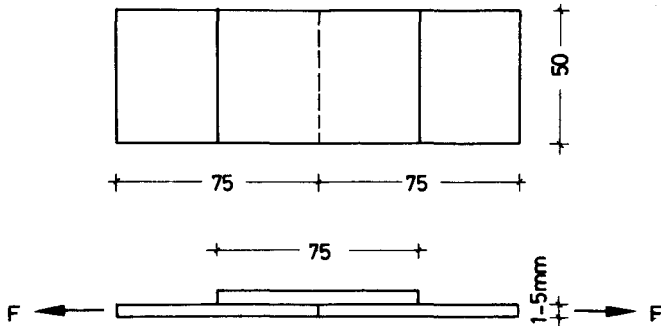


Bild 3.17: Einschnittige Überlappung für Temperaturversuche /15/

Die von ihm gewählten Temperaturbeanspruchungen vor der Belastung zeigt Bild 3.18 und die erreichten Verbundspannungen zeigt Tabelle 3.19. Die Temperatur bei der Belastung ist nicht angegeben. Bei den Versuchen 1 - 7 heißt es, daß die Belastung ohne vorherige Abkühlung erfolgte.

Die Versuche von Cirodde zeigen, daß Epoxidharze auf eine Wärmebehandlung sehr unterschiedlich reagieren. In der Tendenz bewirkt eine Temperaturerhöhung bis 105 °C jedoch einen deutlichen Festigkeitsanstieg durch Nachvernetzung.

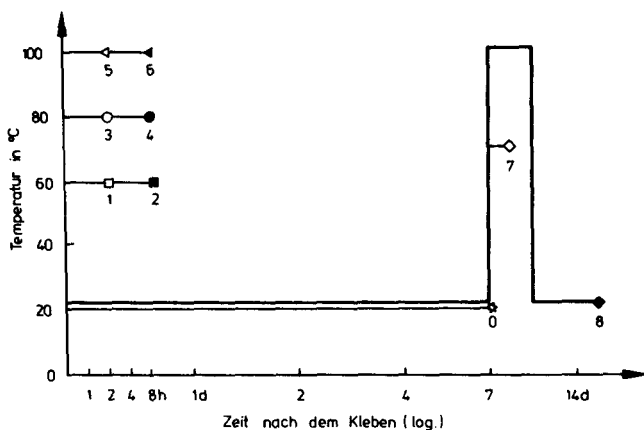


Bild 3.18: Temperaturbeanspruchung von Stahlverklebungen /15/

	Versuch Nr.									
	☆ 0	□ 1	■ 2	○ 3	● 4	◁ 5	◀ 6	◇ 7	◆ 8	
min τ_m	3,3	0,2	5,7	2,0	2,2	4,8	3,0	5,0	6,5	
max τ_m	7,5	10,3	12,6	15,2	12,7	13,3	13,6	9,5	14,7	

Tabelle 3.19: Bruchverbundspannungen in N/mm^2 von verschiedenen Epoxidharzklebern nach Temperaturbeanspruchung /15/

Andererseits existiert für solche Klebstoffe eine Temperatur, bei deren Überschreitung entweder keine Kraftübertragung mehr möglich ist oder unzulässig große Verformungen auftreten, weil diese kalt gehärteten Reaktionsharze bei höheren Temperaturen erweichen. Für die Bestimmung dieser von der Art des Klebstoffs abhängigen, kritischen Temperatur T_k haben sich Druckversuche an Zementmörtelkeilen nach Bild 3.20 bewährt. Nach Hugenschmidt /27/ liefert das Ver-

fahren differenzierte, aussagekräftige Ergebnisse und entspricht in Handhabung und Genauigkeit den baupraktischen Belangen.

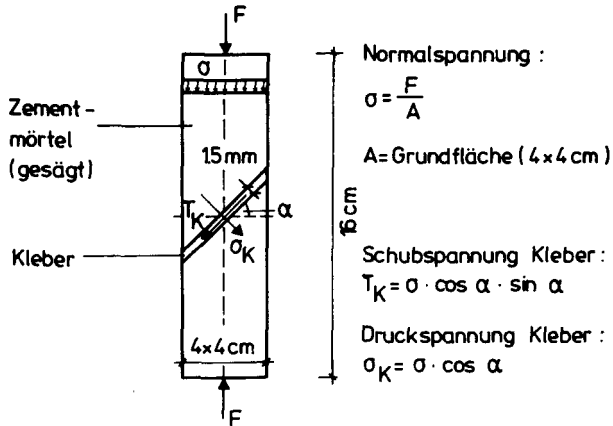


Bild 3.20: Versuchskörper zur Bestimmung der kritischen Temperatur T_K von Epoxidharzklebern für Beton und Stahl nach /27/

Die Temperaturbeständigkeit dieser schräg-verklebten Zementmörtelprismen wird durch die Ermittlung der Bruchtemperatur und durch Zeitstandsversuche geprüft. Zur Ermittlung der Bruchtemperatur werden die Prismen unter einer Spannung von $\sigma = 10 \text{ N/mm}^2$ in einem Wärmeschrank mit einer Temperatursteigerung von $0,2 \text{ }^\circ\text{C/min}$ erwärmt bis ein Abgleiten der Keile erfolgt. Die dabei erreichte Temperatur ist die Kurzzeit-Bruchtemperatur $T_{K_{t_0}}$.

Bei den Zeitstandsversuchen werden die Prüfkörper unter gleicher Last wiederum mit $0,2 \text{ }^\circ\text{C/min}$ bis zu einer Temperatur unterhalb $T_{K_{t_0}}$ erwärmt und dieser Wert dann konstant gehalten. Gemessen wird dann die Zeit bis zum Abgleiten der Keile. Durch Variation der Temperatur erhält man die in Bild 3.21 gezeigte Temperatur-Zeit-Kurve, die sich in der Regel nach weniger als 100 Stunden asymptotisch einem Grenzwert, der kritischen Zeitstandstemperatur $T_{K_{t_{100}}}$, nähert. Die Last entspricht etwa 25 % der Kurzzeitbruchlast für Betonbruch bei $23 \text{ }^\circ\text{C}$.

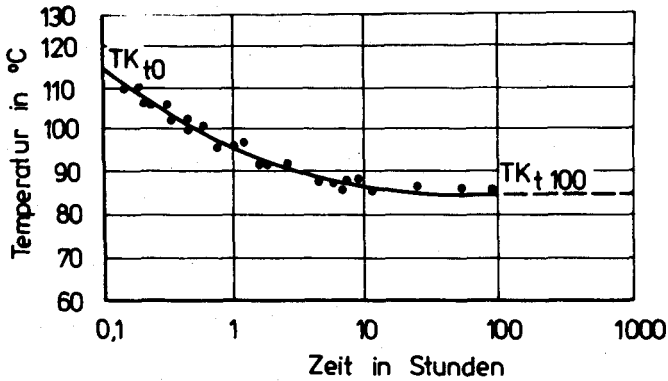


Bild 3.21: Temperatur-Zeit-Kurve eines Epoxidharz-Bauklebers

Die Versuche ergaben, daß sich die dünnen Klebschichten gegenüber Wärmeeinfluß wesentlich günstiger als Epoxidharz-mörtel verhalten, wie die Tabelle 3.22 zeigt. Der Unterschied zwischen verschiedenen Harzsystemen ist allerdings erwartungsgemäß hoch.

3.3.4 Einfluß von Feuchtigkeit

Bei der Untersuchung des Feuchtigkeitseinflusses auf die Verbundfestigkeit von Klebungen Stahl auf Beton sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Der Betonuntergrund ist feucht. Hierunter fallen auch die Auswirkungen von hoher Luftfeuchtigkeit während des Klebvorganges (Kondenswasserbildung).
2. Auf die erhärtete Klebung wirkt Wasser in dampfförmiger oder flüssiger Form ein.



	EP-Mörtel Füllgrad 1:3,5/1:4,3 Kritische Temperatur TK ₁	Klebmörtel Füllgrad 1:1,8 Bruch bei TK ₂
I sehr reaktives System Härtung bei tiefen Temperaturen höchste Temperaturfestigkeit	54° C	103° C
IV Sehr reaktives System Härtung bis 0° C möglich, gute Haftung auf feuchtem Beton	47° C	62° C
V System mittlerer Reaktivität zur Verarbeitung bei höheren Temperaturen	44° C	103° C
a) Epoxidharzmörtelprisma 4 cm x 4 cm x 16 cm b) schräg verklebtes Zementmörtel- prisma (4 cm x 4 cm x 16 cm) c) Einschnittig verklebte Stahlbleche Blecbreite 25 mm, Überlappung 10 mm, Blechdicke 1 mm		
	(a)	(b) (c)

Tabelle 3.22: Verhalten von Epoxidharzmörteln und -klebern bei erhöhter Temperatur nach /27/

3.3.4.1 Einfluß der Betonoberflächenfeuchte

Die Haftung von Epoxidharzen auf feuchten Betonuntergründen ist aus chemischen Gründen schlecht (s. Abschn. 2.2.3). Nach Hugenschmidt /28/ gibt es jedoch Epoxidharzsysteme, die es erlauben, wassergesättigte Zementprismen so zu verkleben, daß noch nach anschließender einwöchiger Wasserlagerung im Zugversuch ein vollständiger Betonbruch entsteht. Aus Tab. 3.22 ist jedoch zu ersehen, daß die Temperaturbeständigkeit dieser Systeme beeinträchtigt ist. Außerdem sind diese Harze vor der Erhärtung z. T. gesundheitsschädlich (karzinogen), so daß gegen ihren Einsatz starke Bedenken geltend gemacht wurden.

Fleming und King /18/ stellten fest, daß die Haftung auf feuchten Betonuntergründen um so besser ist, je höher der Anteil von freigelegtem Grobzuschlag in der Oberfläche ist. Das leuchtet insofern ein, weil die Oberflächen des Grobzuschlags unmittelbar nach dem Freilegen schnell abtrocknen.

3.3.4.2 Wasserbeständigkeit von Klebungen

Die Wasserbeständigkeit von Epoxidharz-Bauklebern wird nach /28/ an verklebten Zementmörtelprismen im Biegezugversuch nach Wasserlagerung geprüft. Nach zweijähriger Wasserlagerung nahm bei hochvernetzten Klebesystemen der Betonbruchanteil von 100 % (vor der Wasserlagerung) auf 90 % ab.

Werse /54/ stellte an verklebten Betonbalken $10 \times 15 \times 70 \text{ cm}^3$ nach Wasserlagerung je nach Harztyp große Unterschiede in der Biegezugfestigkeit fest. Nach 182 Tagen Wasserlagerung streute die Biegezugfestigkeit von 30 - 100 %. Der Anteil von Betonbrüchen betrug 0 - 57 %.

Poschet und Götze /40/ untersuchten ebenfalls die Wasserbeständigkeit von verklebten Betonbalken $10 \times 15 \times 70 \text{ cm}^3$. Sie wählten zwei verschiedene Lagerungsbedingungen (Lagerungsdauer 3 Wochen bzw. 3 Monate):

- a) Die verklebten Betonbalken wurden nach der Erhärtung senkrecht in Wasser gestellt, so daß die Klebfuge 10 mm über dem Wasserspiegel lag. Damit sollte der Einfluß des im Beton aufsteigenden Wassers untersucht werden.
- b) Lagerung in feuchter Wärme ($40 \text{ }^\circ\text{C}/90 \text{ \% r.F.}$)

Die Versuche wurden mit den Epoxidharzen nach Tab. 3.23 durchgeführt.

Bezeichnung	Härter	Mischungsverhältnis Harz/Härter	Dichte (g/cm ³)	anorganische Bestandteile (Gew.-%)	Füllstoffe
EP 1	Amin	100/ 6	1,5	37	Asbestfaser Asbestmehl
EP 2	Amin	100/14	1,9	57	Schwerspat Quarzmehl Titanoxid
EP 3	Amid	100/50	1,4	34	Asbestfaser Asbestmehl

Tabelle 3.23: Verwendete Epoxidharze für die Versuche von Poschet und Götze /40/

Nach der Alterung wurden die Balken im Biegezugversuch nach DIN 1048 geprüft. In allen Fällen trat reiner Betonbruch ein. Biegeversuche nach DIN 53 452 an Normstäben aus den Kunstharzmassen ergaben jedoch eine deutliche Abnahme der Biegefestigkeit durch die gewählten Lagerungsbedingungen. Das Klima 40/90 hatte gegenüber der Wasserlagerung eine zeittraffende Wirkung. Die Amidhärtung lieferte eine feuchtigkeitsempfindlichere Klebeschicht.

3.3.5 Einfluß einer Temperaturwechselbeanspruchung

Poschet und Götze /40/ führten an verklebten Betonbalken 10 x15 x70 cm³ mit den Harzen von Tabelle 3.23 auch Temperaturwechselversuche durch. Dazu wurden die Balken 3 Tage lang auf -30 °C abgekühlt und dann 3 Tage lang in +20 °C gelagert. Die Temperaturwechsel wurden 3 Wochen bzw. 3 Monate lang durchgeführt. Anschließend erfolgte die Prüfung der Biegezugfestigkeit nach DIN 1048. In allen Fällen trat reiner Betonbruch ein. Die Prüfung der Kunstharzmassen nach DIN 53 452 ergab einen Abfall der Biegezugfestigkeit, der jedoch geringer ausfiel als nach Wasserlagerung. Hier lieferte die Amidhärtung günstigere Werte.

3.3.6 Einfluß der Belastungsart

Die werkstoffmechanischen Eigenschaften der Kunststoffe allgemein sind in besonders starkem Maße zeitabhängig. Analysiert man die umfangreichen Untersuchungen, die bisher auf dem Gebiet des Metallklebens durchgeführt worden sind /21/,/38/, so erkennt man, daß der Zusammenhang zwischen den werkstoffmechanischen Eigenschaften des Klebers und denen der gesamten Verbindung bei schwingender und Langzeitbeanspruchung besonders deutlich wird. Außer den in Abschn. 3.2.3 genannten Einflußgrößen gewinnt hier die Vorbehandlung der Oberflächen ganz besondere Bedeutung.

An Betonverklebungen und Klebung von Stahl auf Beton sind bisher nur tastende Versuche zum Studium dieser Einflußgrößen durchgeführt worden.

3.3.6.1 Langzeitverhalten

Als erster berichtete Cirotte /15/ über Langzeitversuche an Klebeverbindungen zwischen Zementmörtel und Stahlblechen. Der Versuchskörper besteht aus 2 Mörtelprismen $4 \times 4 \times 7 \text{ cm}^3$, die durch ein Paar aufgeklebte Stahlbleche der Dicke 5 mm miteinander verbunden sind. Die Klebfläche beträgt 4 mal $4 \times 4 \text{ cm}^2$. Die Versuchskörper wurden auf Druck belastet, so daß sich eine mittlere Schubspannung in der Klebfuge von $2,5 \text{ N/mm}^2$ ergab. Die Ergebnisse von 4 Epoxidharzen sind auf Bild 3.24 dargestellt. Man sieht, daß die Relativverschiebungen in der Fuge stark vom Harztyp abhängen und nach 60 Wochen praktisch nicht mehr zunehmen.

Im Auftrag des Deutschen Beton-Vereins und des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau wird am Otto-Graf-Institut in Stuttgart ein umfangreiches Forschungsprogramm zur Untersuchung des Langzeitverhaltens unter verschiedenen Umweltbedingungen von epoxidharzverklebten Zementmörtelprismen durchgeführt. Die Belastungszeit soll

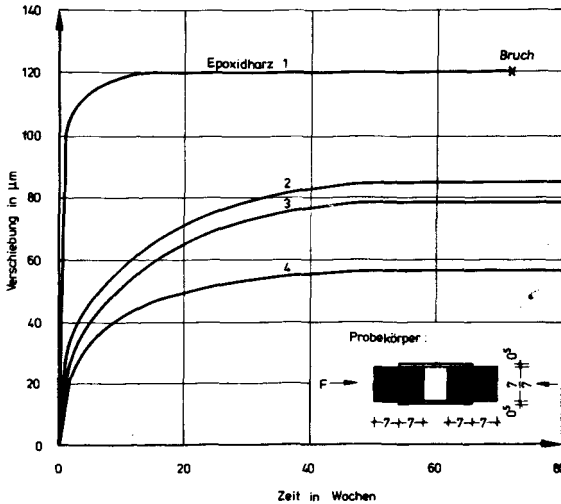


Bild 3.24: Ergebnisse von Kriechversuchen an geklebten La-schenstößen mit 4 verschiedenen Epoxidharzklebern /15/

bis zu 16 Jahre betragen. Über die Ergebnisse der ersten vier Jahre berichtet Jagfeld /30/.

Die Prüfkörper bestehen aus gerade duchsägten Zementmörtelprismen $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$, die in der Schnittfuge wieder miteinander verklebt worden sind. Die Belastung erfolgt auf Abscheren. Folgende Lagerungsbedingungen jeweils ohne und mit Dauerlast in Höhe von 25 % der Kurzzeitbruchlast wurden gewählt:

- a) Normklima 23/50
- b) Luft 40°
- c) Wasser 23°
- d) Freibewitterung

Als Kleber wurde das sog. Standard Epoxidharz (Rütapox) des Deutschen Beton-Vereins, gefüllt mit Normsand I nach DIN 1164 (Größtkorn 0,2 mm) im Mischungsverhältnis Harz/Härter:Zuschlag von 1:2, verwendet.

Die Ergebnisse der Restscherfestigkeitsuntersuchungen nach Lagerungszeiten bis zu 4 Jahren deuten darauf hin, daß die untersuchten Parameter keinen signifikanten Einfluß auf die Größe der Restfestigkeit ausübten. In der Regel trat 100%iger Betonbruch auf. Bei den freibewitterten und den wassergelagerten Proben wurden Adhäsionsbruchanteile bis zu im Mittel 15 % der Gesamtbruchfläche festgestellt.

3.3.6.2 Dynamisches Verhalten

Über Dauerschwingversuche an Verklebungen von Beton mit Stahl berichtet Hänsch /22/. Seine Versuchsanordnung zeigt Bild 3.25.

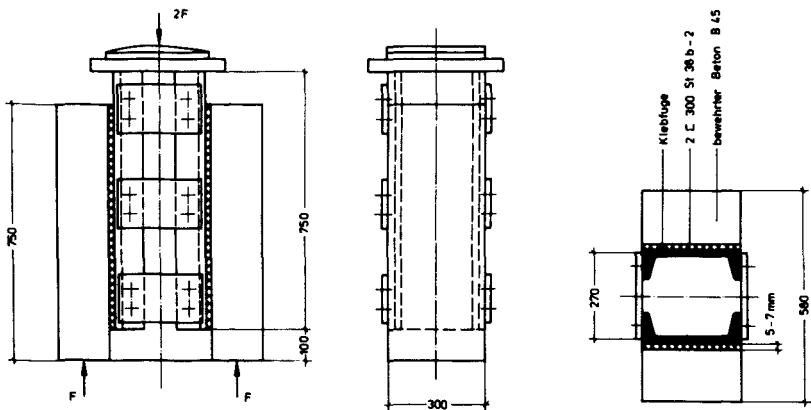


Bild 3.25: Versuchsanordnung zur Bestimmung der Scherfestigkeit von Kunststoffmörtelfugen /22/

Die Scherfläche betrug $2 \times 2000 \text{ cm}^2$. Als Kleber verwendete er verschiedene Epoxidharzmörtel. Die statische Scherfestigkeit betrug je nach Mörteltyp 1,3 - 4,0 N/mm². Die Zeitfestigkeit im Bereich von $2 \cdot 10^6$ Lastspielen ($\kappa = 0,1$)

betrug für alle Mörtel 53 ± 55 % der statischen Festigkeit (Betonbruch). Dieser Wert entspricht der Zeitfestigkeit von Beton unter Zugbeanspruchung.

3.3.7 Schlußfolgerungen aus den bisherigen Verbundversuchen

Die Versuchsergebnisse zeigen insgesamt, daß mit Klebverbindungen zwischen Beton und Beton oder Stahl die Schubfestigkeit des Betons unter normalen klimatischen Bedingungen ausgenutzt werden kann. Eine systematische Untersuchung der verschiedenen Einflußgrößen und deren gegenseitige Beeinflussung ist bisher nicht durchgeführt worden, so daß ein Zusammenhang zwischen den werkstoffmechanischen Eigenschaften der Verbundpartner und deren geometrischen Abmessungen und der übertragbaren Kraft noch nicht angegeben werden kann.

Die überwiegende Anzahl der Versuchsdaten wurden durch Druckversuche gewonnen. Inwieweit sich diese Ergebnisse überhaupt auf den Zugscherbereich mit Ribbildung im Beton übertragen lassen, muß noch geklärt werden.

Die Langzeitfestigkeit der Klebverbindungen bedarf insbesondere noch der Klärung. Hierbei wird die Art des Klebers und die Klebflächenvorbehandlung von besonderer Bedeutung sein.

3.4 Bisherige Bauteilversuche mit geklebter Bewehrung

In der Literatur wird über Laborversuche mit geklebter Bewehrung in Frankreich, Großbritannien und der Schweiz berichtet. Die Vorgehensweise in den einzelnen Ländern war unterschiedlich, so daß ein Vergleich der Ergebnisse kaum möglich erscheint. Im folgenden werden die aussagekräftigsten Versuche der drei Länder beschrieben.

3.4.1 Laborversuche in Frankreich

Die ersten Versuche mit geklebter Bewehrung wurden seit 1964 am Centre Experimental du Bâtiment et des Travaux Publics in Paris durchgeführt /15/ und /26/.

L'Hermite /26/ berichtete über zwei vergleichende Biegeversuche an 2,80 m langen Betonbalken, die zum einen mit herkömmlichem Rippenstahl und zum anderen mit angeklebtem Flachstahl gleichen Querschnitts bewehrt waren. Bewehrung und Flachstahl besaßen die gleiche Stahlgüte (s. Bild 3.26). Der Bruch trat in beiden Fällen durch Fließen der Bewehrung ein. Die Bruchlast der geklebten Balken lag um rd 10 % über der Bruchlast der herkömmlichen Balken, vermutlich infolge ihrer größeren Nutzhöhe. Deutliche Unterschiede zeigten sich bei der Ribbildung. Während bei den herkömmlichen Stahlbetonbalken schon bei einer Last von 50 % der Bruchlast die Ribbildung begann und sich mit steigender Last verstärkte und nahezu über den ganzen Zugbereich erstreckte, traten bei den geklebten Balken erst in Bruchnähe deutlich wahrnehmbare Risse - und zwar nur im Bereich der Lasteintragung - auf (s. Bild 3.26).

Später führt L'Hermite /25/ an gleichartigen Balken auch dynamische Biegeversuche durch. Dabei zeigte sich, daß mit steigender Lastspielzahl die Durchbiegung abnahm. Vermutlich führt die dynamische Beanspruchung über eine Erwärmung der Klebschicht zu einer festigkeitssteigernden Nachvernetzung. Es wurden 1 Million Lastwechsel mit einer Oberlast von 50 % der Bruchlast ohne Bruch und ohne Beeinträchtigung der Biegetragfähigkeit, die anschließend geprüft wurde, ertragen.

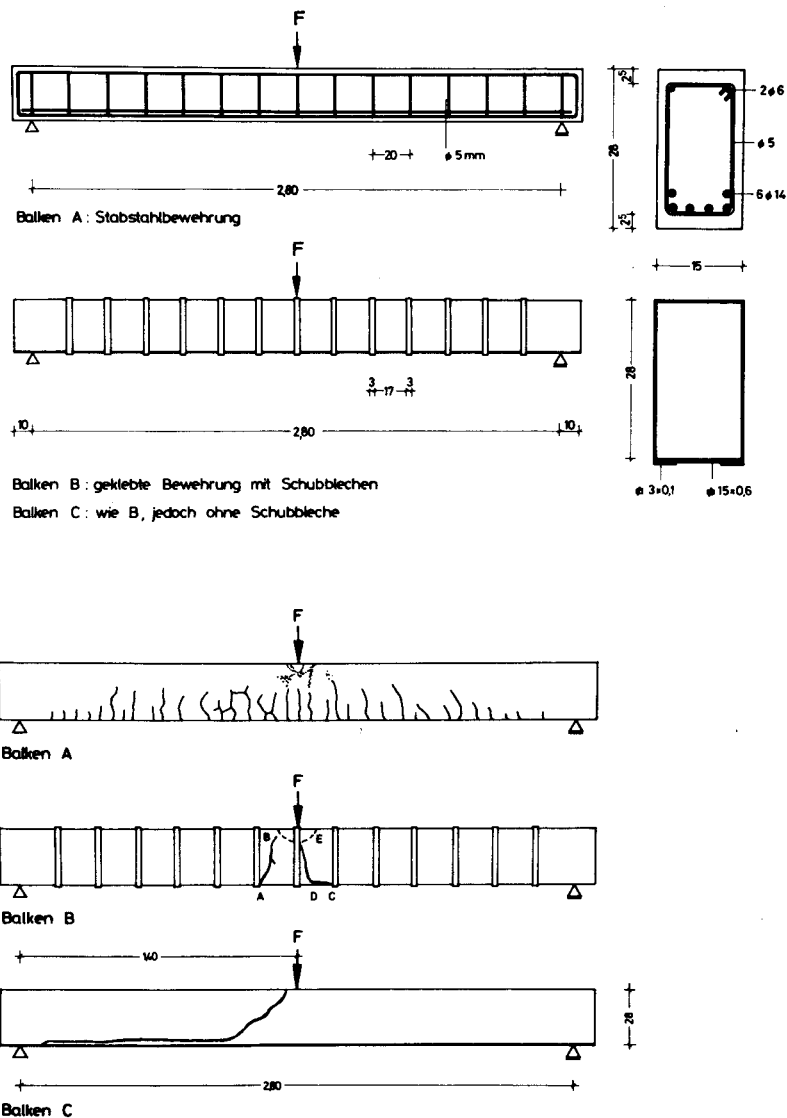


Bild 3.26: Versuchsbalken für die französischen Versuche mit dazugehörigen Rißbildern

Anhand dieser Balkenversuche stellte L'Hermite fest, daß die erforderliche Schubbewehrung ebenfalls angeklebt werden kann. Eine obere Grenze für die anklebbaren Stahlquerschnitte gibt L'Hermite nicht an. Er empfiehlt jedoch, den erforderlichen Stahlquerschnitt lamellenartig anzukleben, wobei die einzelne Lamelle nicht dicker als 4 mm sein soll. Die Bemessung kann nach Bresson /7/ nach dem Superpositionsgesetz der Spannungen erfolgen (n-gebundene Bemessung für die Gebrauchslast, also mit zulässigen Spannungen).

Cirodde /15/ berichtet über Biegeversuche an 0,96 m langen Betonbalken mit angeklebter Flachstahlbewehrung. Er untersuchte dabei folgende Parameter:

- verschiedene Epoxidharzkleber
- Laschendicken von 0,5 bis 3 mm, mit $\mu_L = 1,25 \pm 7,5 \%$
- Streckgrenze des Laschenstahls

Bei niedriger Streckgrenze trat der Bruch infolge Stahlfließens, bei hoher Streckgrenze hingegen durch Verbundbruch im Beton parallel zur Klebfläche ein. Die Verwendung von Flachstählen mit höherer Streckgrenze hatte auch eine Steigerung der Bruchlast zur Folge. Die Durchbiegung nahm mit zunehmender Laschendicke bzw. -querschnitt ab. Die Art des Klebstoffs übte keinen signifikanten Einfluß auf die Bruchlast oder die Durchbiegung aus.

3.4.2 Laborversuche in Großbritannien

3.4.2.1 Kurzzeitversuche

In der Zeit von 1975 - 1978 wurden am Transport and Road Research Laboratory (TRRL) in Crowthorne/Berkshire Biegeversuche an 4,60 m langen Stahlbetonbalken mit zusätzlich angeklebter Zugbewehrung durchgeführt, über die Irvin /29/ und Macdonald /36/ berichten. Ihren Versuchsaufbau zeigt

schematisch das Bild 3.27, die Versuchsvariablen die Tabelle 3.28.

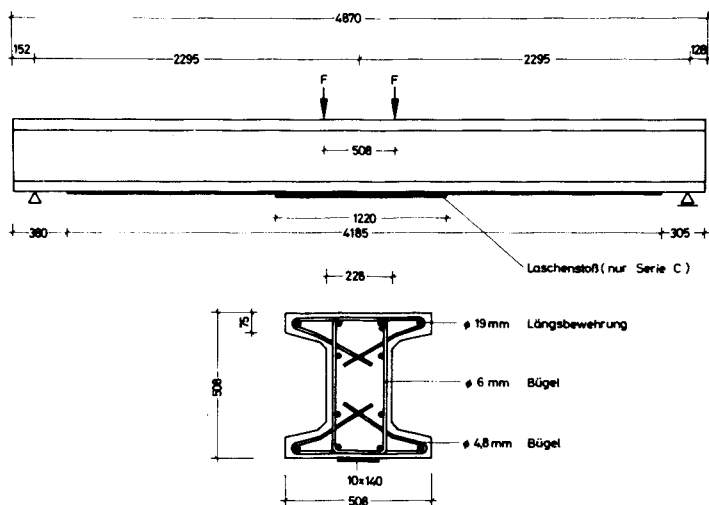


Bild 3.27: Stahlbetonbalken mit zusätzlicher aufgeklebter Bewehrung nach /29/ und /36/

Vers. Nr.	Laschenquerschnitt	Versuchsparameter	Bruchlast
-	mm ²	-	kN
1	keine	unverst. Balken	183
2	10 x 140	Kleber "A"	216
3	10 x 140	Kleber "B"	230
4	10 x 140	Laschenstoß	220
5	6,5 x 140	dünne Lasche	200
6	10 x 140	dyn. Belastung	208

Tabelle 3.28: Versuchsparameter und Bruchlasten der britischen Versuche

Versuchsergebnisse:

1. Der Bruch erfolgte in allen Fällen durch Ablösen eines Laschenendes vom Beton. Die Bruchfläche verlief horizontal im Beton in der Nähe der Klebschicht.
2. Nach dem Ablösen der Lasche trat Betonbruch in Balkenmitte auf. Die Bruchlasten waren geringfügig höher als beim unverstärkten Balken.
3. Das Ablösen der Lasche erfolgte zwar schlagartig; es kündigte sich jedoch kurz vorher durch verzweigende Risse im Klebbereich an. Dabei zeigten die Laschenenden eine Tendenz sich abzuheben.
4. Der Vorteil der aufgeklebten Laschen bestand hier in der verbesserten Rißbildung und der erhöhten Biegesteifigkeit. Die Rißbreite war bei den verstärkten Balken etwa halb so groß wie bei dem unverstärkten.
5. Die Versuchsvariablen übten auf die Last zum Ablösen der Laschen nur geringen Einfluß aus.
6. Der Laschenstoß im Versuch 4 bewirkte hohe Spannungsspitzen im Laschenstahl.
7. Die "mittlere Verbundspannung" kurz vor dem Bruch lag zwischen 0,9 und 2,9 N/mm². Da die Zugscherfestigkeit des Betons 5 N/mm² betrug, ist anzunehmen, daß die Spannungsverteilung sehr ungleichmäßig ist und die örtlichen Spannungsspitzen bruchauslösend sind.
8. Die dynamische Beanspruchung bewirkte einen zusätzlichen Steifigkeitsgewinn.

Umfangreiche Balkenversuche wurden auch an der Universität Sheffield, England, durchgeführt, worüber Jones, Swamy, Bloxham und Bouderbalah /31/,/48/ berichten. Eine Übersicht über die Versuche und die untersuchten Parameter gibt Tabelle 3.29.

Versuchs- serie	Anzahl d. Balken	Abmessungen [cm ³]	Stützweite [cm]	Stabstahl- bewehrung	Laschen- bewehrung [mm ³]	Versuchsparameter
A	8	15x15x71	61	z.T. Schub- bewehrung	1x100x500	Klebstoffart Klebschichtdicke
B	10	10x15x120	110	Schub- bewehrung	1x75x1000	Klebstoffart Klebschichtdicke Laschenstoß
C	16	10x15x120	110	2 \emptyset 8	1,6x80x1000	Klebschichtdicke Laschenstoß 2 Laschen Laststellung
D	4	10x15x200	184	2 \emptyset 10	1x100x1800	Dynamische Bela- stung in der Er- härtungsphase des Klebers

Tabelle 3.29: Balkenversuche mit geklebter Bewehrung nach /31/ und /48/

Die Autoren ziehen aus den Versuchsergebnissen die folgenden Schlüsse, wobei sie betonen, daß sie nur für die vorliegenden Versuchsbedingungen gelten können. Dort hatte die angeklebte Flachstahl-Zugbewehrung folgende Wirkungen:

- a) Sie vergrößerte den elastischen Bereich des Verformungsverhaltens.
- b) Für eine gegebene Last verringerte sie die mittleren Betondehnungen in der Zugzone infolge der Verbundwirkung von Beton, Klebstoff und Stahlplatte im Vergleich zu unverstärkten Balken.
- c) Sie verzögerte das Auftreten von sichtbaren Rissen, woraus ein Anstieg der Gebrauchslast resultierte.
- d) Sie erhöhte die Biegesteifigkeit.
- e) Sie erhöhte die Biegebruchlast.
- f) Sie erhöhte die Sprödigkeit beim Biegebruch.

Die Biegesteifigkeit stieg mit dem Laschenquerschnitt und der Klebschichtdicke an. Beim Verstärken eines bereits gerissenen Balkens fällt die Biegesteifigkeit etwas geringer aus. Ein überlappter Laschenstoß bewirkt zunächst eine Zunahme der Steifigkeit, welche jedoch mit zunehmender Ribbildung wieder verloren geht. Die Dehnungsverteilung über den Betonquerschnitt ist ähnlich wie bei herkömmlichem Stahlbeton.

Bei den gewählten Abmessungen erfolgte der Bruch durch das Überschreiten der Streckgrenze des Laschenstahls mit anschließendem Versagen der Betondruckzone. Nur bei niedriger Streckgrenze übt die Klebschichtdicke einen deutlichen Einfluß auf die Höhe der Bruchlast aus.

Die Verdoppelung des Laschenquerschnitts ergab auch einen proportionalen Anstieg der Bruchlast. Jedoch wechselte die Bruchart von Biegebruch in Schubbruch. Die Schubtragfähigkeit wird durch die angeklebten Laschen nicht verbessert.

Allgemein zeigten die Versuche, daß - sorgfältige Arbeitsweise vorausgesetzt - mit aufgeklebten Stahllaschen eine Erhöhung der Steifigkeit und der Tragfähigkeit von bestehenden Betontragwerken zuverlässig durchgeführt werden kann. Die Verkehrslasten brauchen während der Arbeiten nicht ferngehalten zu werden, da eine dynamische Beanspruchung in der Erhärtungsphase in den Versuchen der Serie D ohne Einfluß blieb.

3.4.2.2 Langzeitversuche

Über Auslagerungsversuche von Betonbalken mit angeklebter Bewehrung, die vom TRRL durchgeführt worden sind, berichtet Calder /14/. Die Balkenabmessungen betragen $b/d/l = 102 \times 102 \times 508 \text{ mm}^3$. Die Bewehrung bestand aus einer angeklebten Stahllasche $t \times b \times l = 3 \times 38 \times 508 \text{ mm}^3$. Die Balken wurden bei einer Stützweite von 458 mm mit zwei Einzelasten in den Drittelpunkten belastet.

Die Versuchskörper wurden zu gleicher Anzahl im Normklima 20/65 und im Freien gelagert. Die Auslagerung erfolgte an drei Orten mit deutlich unterschiedlichen klimatischen Bedingungen. Außerdem waren die Versuchskörper zum Teil belastet und zum Teil unbelastet. Nach einer Lagerungsdauer von 1 bis 2 Jahren wurde die Bruchlast bestimmt. Bei den belasteten Balken betrug die Dauerlast 75 % der Kurzzeitrißlast.

Folgerungen aus den Versuchsergebnissen:

- 1.) Bei den ausgelagerten Versuchsbalken wurden an der Klebfläche des Stahls deutliche Rostspuren festgestellt. Dies führte bei diesen Balken im Vergleich zu den im Normklima gelagerten (ohne Rost) zu einer geringfügig kleineren Biegetragfähigkeit.
- 2.) Die Flächenanteile mit Rostspuren steigen mit der Zeit progressiv an.

- 3.) Die Verbundfestigkeit des Klebers nahm bei den ausgelagerten Balken ab, war jedoch immer noch größer als die Schubfestigkeit des Betons (Folge: Stets Bruch im Beton).
- 4.) Die klimatischen Bedingungen und der Belastungszustand übten einen signifikanten Einfluß auf die Bruchlast aus. Der Einfluß der Auslagerungszeit (1 oder 2 Jahre) war weniger auffällig.

Die Ursache der Stahlkorrosion scheinen Feuchtigkeitsbewegungen in der Klebschicht zu sein, welche auch bei unbelasteten Balken durch Mikrorisse im Kunstharz und Beton begünstigt wurden.

3.4.3 Laborversuche in der Schweiz

3.4.3.1 Kurzzeitversuche

An der Eidgenössischen Materialprüfanstalt EMPA in Zürich werden seit 1972 umfangreiche Untersuchungen an Betontraggliedern mit geklebter Bewehrung durchgeführt. Es ist das Ziel der Versuche, in systematischer Weise jene technischen Grundlagen zu erarbeiten, die benötigt werden, um eine bestehende Stahlbetonkonstruktion nachträglich zu verstärken. Über einen der ersten Biegeversuche an einem Plattenbalken berichteten Ladner und Flüeler /35/. Im Jahre 1978 konnte sich der Verfasser an Ort und Stelle über die Forschungsschwerpunkte informieren. 1981 veröffentlichten Ladner und Weder /33/ eine Zusammenfassung der bisherigen Versuchsergebnisse.

Durch Versuche sollte die Wirksamkeit einer Verstärkung durch aufgeklebte Bewehrung an einem wirklichkeitsnahen Bauelement überprüft werden. Dazu wählte man Balken von 6 m Stützweite mit Plattenbalkenquerschnitt, der sowohl durch eine Zuglamelle als auch durch Schubleche verstärkt worden

war.

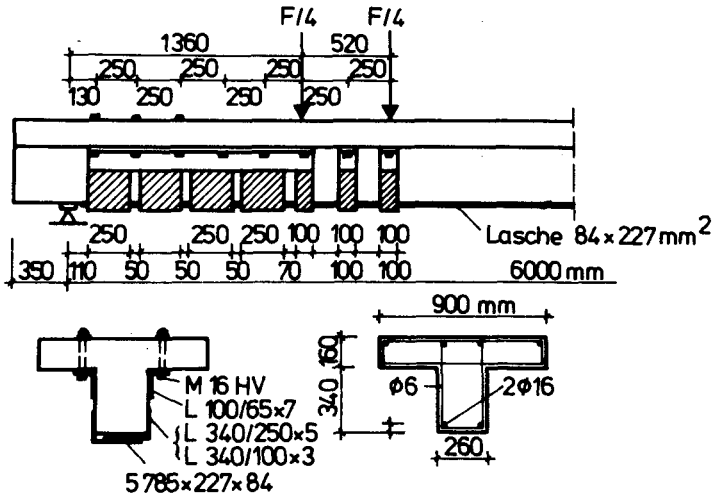


Bild 3.30: Plattenbalken mit angeklebter Zug- und Schubbewehrung nach /33/

Folgende Einflußgrößen wurden variiert (s. Bild 3.30):

- 1.) Querschnitt der inneren Bewehrung
- 2.) Querschnitt und Stahlgüte der äußeren Bewehrung
- 3.) Endverankerung der Zuglamelle:
 - a) mit auf Zug beanspruchten Bolzen
 - b) mit auf Scherung beanspruchten Bolzen
 - c) ohne Endverankerung (Lamelle endet vor dem Auflager)
- 4.) Ausbildung der Schubbleche:
 - a) einfache Winkel
 - b) überlappend geklebte Winkel mit zusätzlicher Heftschweißung oder mit geklebtem Eckwinkelprofil
- 5.) Verankerung der Schubbleche in der Druckzone des Betons
 - a) mit angeklebten und angeschweißten Winkelprofilen und durchgehenden HV-Schrauben
 - b) mit angeschweißten Bolzen, die in expansivem Kunstharzmörtel verankert wurden
- 6.) Belastungsart: statisch oder dynamisch

Über die Ergebnisse dieser Parameterstudien wird in den Veröffentlichungen nicht im einzelnen berichtet. Es wird angenommen, daß der in /33/ beschriebene Versuchsbalken (s. Bild 3.30) hinsichtlich seines Tragvermögens ein gewisses Optimum repräsentierte.

Das Aufkleben der Bewehrung erfolgte, während der Balken mit der Gebrauchslast des unverstärkten Querschnitts belastet war. Als Kleber wurden Epoxidharzklebstoffe unterschiedlicher Reaktivität verwendet, die von der CIBA-GEIGY AG speziell für die Verklebung von Stahl und Beton formuliert wurden (s. Abs. 3.5.3). Beim Beton wurde die Schlemeschicht mit einem pneumatischen Nadelentrostler entfernt; die Stahlflächen wurden gestrahlt und z. T. gepriert.

Bei den verschiedenen Balken sind die folgenden Brucharten (z. T. auch miteinander verknüpft) aufgetreten:

- a) Verbundbruch der Zuglamelle im Verankerungsbereich
- b) Verbundbruch der Schubbleche
- c) Versagen der Schubblechüberlappung an der Balkenunterseite
- d) Schubbruch in Auflagernähe
- e) Stahlfließen in der Zuglasche mit anschließendem Versagen der eingeschnürten Betondruckzone
- f) Ermüdungsbruch der inneren Bewehrung zwischen dem Auflager und dem Ende der Zuglasche

Für das Entstehen von Verbundbrüchen am Zuglaschenende haben sich die Art und die Anordnung der Schubbleche als von entscheidender Bedeutung erwiesen, weil der Verbundbruch in der Regel von einem breiten Schubriß ausging, der sich zwischen den Schubblechen öffnete. Der Querschnitt der Schubbleche muß deshalb größer gewählt werden als der Querschnitt einer konventionellen Bügelbewehrung.

Bei dem in Bild 3.30 dargestellten Balken trat bei einem Moment von 536 kNm ein klassischer Biegebruch durch Versagen der Betondruckzone nach starkem Fließen der Zuglamelle ein. Während des Bruchvorgangs versagte plötzlich auch der bis dahin noch intakte Verbund zwischen der Klebschicht der Zuglamelle und dem Beton, so daß die Zuglamelle zur Balkenmitte hin gezogen wurde. Die Bruchlast lag 8 % über dem theoretischen Wert, berechnet nach konventioneller Stahlbetontheorie (Schweizer Stahlbetonnorm) unter der Annahme, daß sich die angeklebte Bewehrung wie Stabstahl verhält. Die Durchbiegung im elastischen Bereich war kleiner als bei vergleichbaren konventionell bewehrten Balken. Erst mit dem Erreichen der Streckgrenze ergaben sich große Verformungen, die bis zum Bruch einen Wert entsprechend 1/26 der Spannweite erreichten. Die Stahldehnungen kurz vor dem Bruch betrugen 7,3 mm/m.

Ein ähnlich ausgebildeter Plattenbalken ertrug eine dynamische Beanspruchung von $8 \cdot 10^6$ Lastwechseln auf 4 Spannungsniveaus σ_0 (Lasche) = 240 bis 400 N/mm² mit $\sigma_u = \sigma_0/2$ ohne Bruch und ohne Abfall der statischen Bruchlast, die anschließend geprüft wurde.

3.4.3.2 Langzeitversuche

Langzeitversuche mit geklebter Bewehrung werden bei der EMPA an Stahlbetonbalken nach Bild 3.31 durchgeführt. Über erste Ergebnisse nach einer Belastungszeit von einem Jahr berichten Ladner und Weder /34/.

Versuchsdurchführung:

Die zu klebenden Betonflächen wurden mit einem pneumatischen Nadelentrostler aufgeraut. Das Ergebnis dieser Behandlung ist dem Sandstrahlen ähnlich. Die Vorbehandlung der Stahlflächen erfolgte durch Strahlen mit Stahlgranulat SA-3mm Korn. Anschließend wurden die Laschen zweimal mit einem

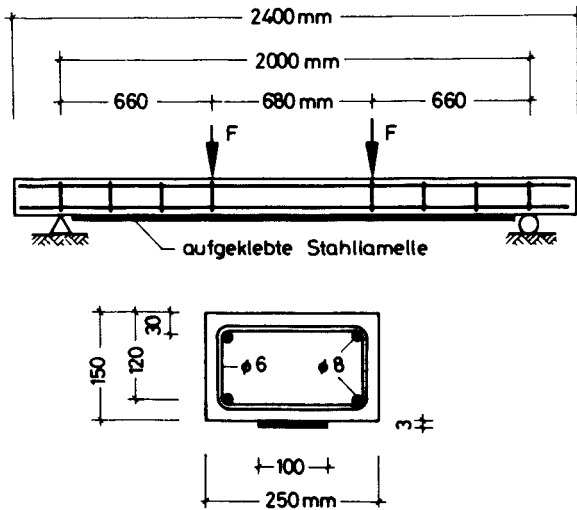


Bild 3.31: Versuchsbalken für Langzeitversuche nach /34/

Zinkchromat-Epoxid-Primer gestrichen. Um den Einfluß dieser Primerung zu untersuchen, wurde bei einigen Laschen nur ein 10 mm breiter Randstreifen geprimert. Zum Kleben verwendete man dasselbe Epoxidharz wie für die Kurzzeitversuche.

Die Belastung in den Drittelpunkten erfolgte durch angehängte Gewichte. Die Dauerlast betrug mit $2 F = 20 \text{ kN}$ nur rd 28 % der Kurzzeitbruchlast des verstärkten bzw. 75 % des unverstärkten Balkens, so daß der Klebverbund relativ gering beansprucht war. Die rechnerische Bruchlast nach konventioneller Stahlbetontheorie beträgt unter der Annahme, daß sich die angeklebte Stahllamelle wie Stabstahl verhält, 62,6 kN.

Von insgesamt 60 Balken befanden sich 30 belastete und 10 unbelastete Balken unter freier Bewitterung im Freigelände der EMPA und 11 belastete und 8 unbelastete Balken in der Prüfhalle. Nach 1,3,5,10 und 15 Jahren sollen statische Bruchversuche durchgeführt werden. Da sich die Laschen an der Balkenunterseite befinden, sind sie nicht dem Niederschlag ausgesetzt.

Vorläufige Versuchsergebnisse:

Es liegen die Ergebnisse von 6 Referenzbalken (ohne Dauerlast, unbewittert, Alter der Klebung zum Prüfetermin: 67 Tage) und 12 einjährige Balken (8 bewittert, 4 unbewittert) vor. Danach übten die variierten Parameter (Dauerlast, Bewitterung, Alterung und Primerung) keinen signifikanten Einfluß auf die Bruchlast und -art, die Durchbiegung und die Ribbildung aus.

Die mittlere Bruchlast lag um 6 % über der rechnerischen. Der Bruch erfolgte durch Fließen des Stabstahls und der angeklebten Bewehrung im Bereich des konstanten Moments. Dort lösten sich auch die Laschen infolge der großen Fließdehnungen vom Beton. Diese Ablösung erfolgte bei den geprimerten Laschen in der Primerung und sonst durch Trennung der Laschen von der Klebschicht. Im Verankerungsbereich war der Klebverbund ungestört.

Im Bereich des konstanten Moments entstand ein mittlerer Endrißabstand von 93 mm mit einer maximalen Ribbreite kurz vor dem Bruch von 1,5 mm.

Die vollständig geprimerten Laschen zeigten nach der Bewitterung in einem Fall einen ca. 25 mm² großen Rostfleck. Die nur randgeprimerten Laschen zeigten dagegen alle geringe Rostspuren auf der Klebseite. Die Korrosion ging offenbar vom Laschenrand aus und befand sich oft in der Nähe eines Risses, der schon vor der Verstärkung vorhanden war.

3.4.4 Schlußfolgerungen aus den Bauteilversuchen

3.4.4.1 Kurzzeitverhalten

Durch das Ankleben von Flachstahlprofilen an die Zugseite von Stahlbetonbalken ist eine Verstärkung möglich. Diese Maßnahme bewirkt eine Erhöhung der Bruchlast und der Biegesteifigkeit und eine Verminderung der Ribbreite.

Bei biegebeanspruchten Betonbalken mit angeklebter Bewehrung sind die folgenden drei Brucharten aufgetreten:

- Verbundbruch im Verankerungsbereich der Laschen (Bruchfuge im Beton in Klebschichtnähe)
- Schubbruch
- Stahlfließen mit anschließendem Versagen der eingeschnürten Betondruckzone

Welche dieser Versagensarten eintritt, hängt in erster Linie von den geometrischen und baustoffkundlichen Verhältnissen und dem Momenten-Schub-Verhältnis und erst in zweiter Linie von den Eigenschaften der Klebung (Klebstoffart, Schichtdicke, Vorbehandlung, Erhärtungsbedingungen usw.) ab. Aus den veröffentlichten Versuchsergebnissen scheint sich abzuzeichnen, daß sich die angeklebte Stahllasche in gewissen Grenzen wie Stabstahlbewehrung verhält. Wo diese Grenzen liegen, ist z. Z. jedoch noch nicht bekannt.

Insbesondere ist es noch ungeklärt, wie eine Laschenverstärkung zu bemessen und auszuführen ist, damit eine hinreichende Sicherheit gegen Verbundbruch im Verankerungsbereich der Laschen gegeben ist.

Durch Ankleben von Stahlblechwinkeln ist eine Steigerung der Schubtragfähigkeit von Balken möglich. Eine Bemessung und die zuverlässige Ausführung ist anhand der vorliegenden Veröffentlichungen noch nicht möglich.

3.4.4.2 Langzeitverhalten

Während man den Klebeeigenschaften, die bei den Kurzzeitversuchen beobachtet wurden, eine untergeordnete Bedeutung beimaß, kann dies für die Langzeitversuche nicht gelten: Es deutet sich nämlich an, daß die Adhäsion zwischen Klebstoff und Stahl, welche im Kurzzeitversuch niemals überwunden wurde, bei langandauernder Belastung und Bewitterung kritisch werden könnte. Die Ursache hierfür ist das Eindringen von Feuchtigkeit in die Klebschicht. Dadurch kommt es einerseits zu Korrosion an der Grenzschicht und andererseits verändern sich die werkstoffmechanischen Eigenschaften der Klebschicht. Beides beeinflußt die Adhäsion negativ.

Das Eindringen von Feuchtigkeit in die Klebschicht kann grundsätzlich nicht verhindert sondern lediglich durch geeignete Abdichtungsmaßnahmen verzögert werden. Die Diffusionsgeschwindigkeit ist bei Lagerung in hoher Luftfeuchtigkeit höher als bei Wasserlagerung. Bei Betonverklebungen liegen darüber hinaus ungünstigere Bedingungen als bei Metallklebungen vor, weil die Feuchtigkeit nicht nur vom Rand her sondern auch durch Risse und Kapillaren vom Beton her eindringen kann.

Die vorliegenden Untersuchungsberichte aus Großbritannien und der Schweiz deuten darauf hin, daß die Dauerhaftigkeit der Klebung stark vom Klebstoff und der Vorbehandlung, aber auch von den klimatischen Bedingungen abhängt. Hier ist noch viel Forschungsarbeit zu leisten.

3.5 Erste Baustellenerfahrungen im Ausland mit geklebter Bewehrung

3.5.1 Vorbemerkungen

Biegebeanspruchte Stahlbetontragwerke sind bereits in Frankreich, Großbritannien, Japan, Südafrika und der Schweiz durch angeklebte Bewehrung verstärkt worden /44/. Die erste Baustellenanwendung erfolgte 1966 bei einer Kranbahn in Airvault /26/. Ende der 60er Jahre wurden in Tokio mehrere Kilometer städtischer Hochstraßen auf diese Weise nachträglich verstärkt. Leider liegen über den heutigen Zustand dieser ersten Anwendung keine Berichte vor. Ausführlichere Beschreibungen über erste Baustellenerfahrungen liegen je aus Frankreich, Großbritannien und der Schweiz vor. Darüber sei im folgenden kurz berichtet.

3.5.2 Verstärkung der Brücke P.I.C.D. 126 in Frankreich

Es handelt sich hier um eine schiefwinklige, sechsstellige Plattenbalkenbrücke aus Stahlbeton von 27,94 m Stützweite und 13,20 m Breite. Sie wurde 1960 dem Verkehr übergeben. Dald danach zeigten sich an einem Randträger ungewöhnlich große Durchbiegungen und breite Risse, die eine Materialermüdung befürchten ließen. Man nahm an, daß die Querverteilung in der Statik zu günstig angenommen worden war. Da außerdem die Zahl der Fahrspuren von 3 auf 4 erhöht werden sollte, war eine Verstärkung für erforderlich gehalten worden /8/.

Die Verstärkung erfolgte durch angeklebte Schub- und Zugbleche, deren Querschnitte nach dem Superpositionsgesetz dimensioniert worden waren (s. Abs. 3.4.1). Die Zugbleche wurden lamellenartig übereinandergeklebt und nach der Zugkraftlinie abgestuft (s. Bild 3.32). Die Klebflächen wurden gestrahlt; bei den Lamellen wurden sie zusätzlich mit

Trichloräthylen entfettet und dann mit einem Lösungsmittelhaltigen Epoxidharzprimer gestrichen. Über die Art und die Eigenschaften des verwendeten Klebers liegen keine Angaben vor.

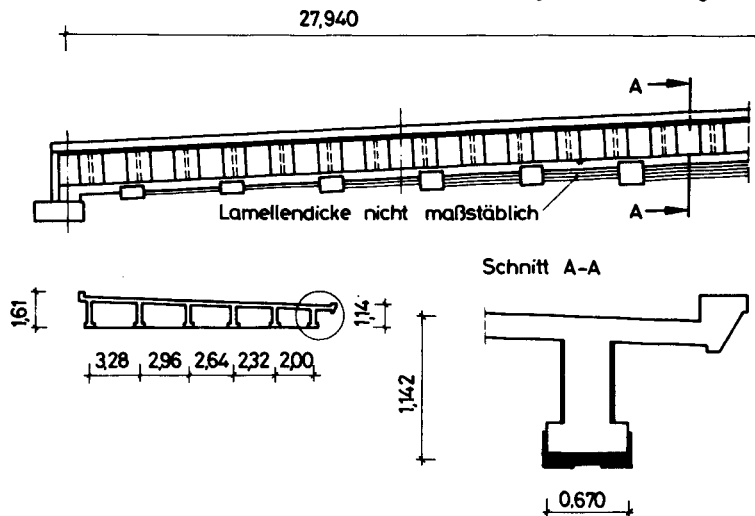


Bild 3.32: Schub- und Zugbleche am Randträger der Brücke P.I.C.D 126

Nach der Verstärkung wurden Belastungsversuche durchgeführt. Dabei wurden die Durchbiegung und an wenigen Stellen die Beton- und Stahldehnungen gemessen.

Meßergebnisse und Folgerungen:

Die gemessene Durchbiegung war kleiner als berechnet. Hieraus wird auf eine deutliche Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen Biegerissen geschlossen. Die gemessenen Laschendehnungen waren kleiner als berechnet. Als mögliche Ursachen hierfür werden genannt:

- zu ungünstig angesetzte Querverteilung und
- Dehnungssprünge in den einzelnen Lamellen (es wurde nur auf den äußeren Lamellen gemessen).

Die Querkraftaufnahme der Schubbleche war geringer als berechnet.

Die Lamellen, die einer direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt sind, wurden weiß gestrichen. Dadurch blieb ihre Maximaltemperatur unter 35 °C. Auf diese Weise konnte die theoretische Schubspannung infolge unterschiedlicher Wärme- dehnung von Stahl und Beton zusammen mit den lastabhängigen Schubspannungen noch im zulässigen Bereich gehalten werden. Insgesamt wird die Verstärkungsmaßnahme als gelungen beurteilt, obwohl sich die angeklebten Laschen nicht im erwarteten Maße an der Lastaufnahme beteiligt haben.

3.5.3 Verstärkung des Telefongebäudes Füsslistraße in Zürich

Im 1927 errichteten Telefongebäude Füsslistraße sollten in den Jahren 1970 - 1975 neue Wählautomaten installiert werden. Dadurch erhöhte sich die Gesamtlast der Decke über dem 1. Stock um rd 49 %, die jedoch von der vorhandenen Konstruktion nicht mehr aufgenommen werden konnte. Ausgehend von den Forschungsergebnissen von Ladner /35/, L'Hermite /26/ und Bresson /9/ entschloß man sich zu einer Verstärkung durch angeklebte Zug- und Schubbewehrung. Für die Anwendung dieser neuen Methode waren folgende Vorteile ausschlaggebend:

- minimale Beeinträchtigung der Raumhöhe
- geringes Stückgewicht der Einzelteile
- Bestehen eines weitgehenden Brandverhütungsdienstes

Der Bemessung lagen die unveröffentlichten Versuchsergebnisse der EMPA zugrunde. Die Mitwirkung der vorhandenen geringen schlaffen Bewehrung wurde dabei vernachlässigt. Gerade aus dieser Vernachlässigung wurden zum Teil sehr aufwendige stahlbauartige Endverankerungs- und Verbindungselemente in Form von Paßstücken, dreidimensionalen Knotenblechen mit Kopfblechen und geschweißten Konsolen erforderlich. Die an-

geklebten Laschenquerschnitte erscheinen auch im Vergleich zu herkömmlicher Bewehrung ziemlich groß.

Zur Auswahl des Epoxidharzklebers sind umfangreiche Untersuchungen durchgeführt worden, über die aber nicht im einzelnen berichtet worden ist. Das Ergebnis war ein baustellengerecht abgepackter Zwei-Komponenten-Kleber mit folgenden Eigenschaften:

1. Die Reaktivität des Klebers kann auf die Baustellentemperatur abgestimmt werden.
2. Die mechanische Festigkeit unter statischer und dynamischer Last ist deutlich höher als die des Betons.
3. Die Kriechverformungen unter Dauerlast sind im Vergleich zu anderen Epoxidharzen klein.
4. Die Wasser- und Alkalibeständigkeit war durch mehrjährige Wasserlagerung von verklebten Zementmörtelprismen geprüft worden.
5. Fehl dosierung von $\pm 50\%$ sind als stille Reserve eingeplant.
6. Die Beständigkeit des Klebers gegen erhöhte Temperaturen stellte das wichtigste Auswahlkriterium dar. Der gewählte Kleber erträgt 25 % der Kurzzeitbruchlast bis zu einer Temperatur von 95 °C.
7. Durch kontrastreiche Pigmentierung der einzelnen Komponenten ist die Durchmischung gut zu kontrollieren.

Zur Durchführung der Arbeiten:

Nach dem Entfernen des Putzes wurde die äußere Zementschicht im Bereich der Klebflächen vorsichtig abgespitzt. Die Stahlteile wurden gestrahlt und anschließend im Spritzverfahren geprimert. Der Zwei-Komponenten-Primer sollte in erster Linie einen Korrosionsschutz der nicht verklebten Stahlflächen bilden. Die im vorgeschriebenen Mischungsverhältnis abgepackten Klebstoffkomponenten wurden mit einem elektrischen Rührwerk vermischt. Danach betrug die Topfzeit je nach Temperatur 1 bis 2 Stunden. In dieser Zeit mußte

der ziemlich hochviskose Klebstoff mit einem Spachtel auf die Stahlteile aufgetragen und die Laschen montiert werden. Bei der Montage ist ein Anpreßdruck erforderlich, der den überschüssigen Klebstoff allseitig austreten läßt. Dadurch können hohle Stellen in der Klebschicht vermieden werden. Der erforderliche Anpreßdruck konnte mit Schraubzwingen und Bauspindeln aufgebracht werden.

Die verwendeten Epoxidharze sind zwar nicht ausgesprochen giftig. Sie können jedoch bei Berührung allergische Hautreaktionen und bei ungenügender Belüftung Übelkeit auslösen. Deshalb sind entsprechende Arbeitsschutzmaßnahmen zu beachten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß bei der Verstärkung der Züricher Telefonzentrale eine relativ schwierige Aufgabe durch eine neuartige Methode zur Zufriedenheit des Bauherrn gelöst wurde. Die großen Querschnitte und die aufwendigen Verbindungselemente lassen jedoch auf einen hohen Sicherheitszuschlag und auf erhebliche Kosten für Lohn- und Material schließen.

3.5.4 Verstärkung von Brücken am Autobahnanschluß Quinton (Großbritannien) /41/

Bei den vier verstärkten Brücken handelt es sich um dreifeldrige Stahlbetonbrücken mit ungleicher Stützweite. Die Überbauten bestehen aus schlaff bewehrten Platten mit Hohlkörpern (s. Bild 3.33).

Nach Freigabe der Brücken im Jahre 1970 wurden sie relativ häufig von Schwertransportern mit Achslasten bis zu 450 kN befahren. Bei einer Überprüfung im Jahre 1973 bemerkte man an der Unterseite der Überbauten Risse an kritischen Stellen. Eine Nachrechnung ergab eine Überlastung durch die Schwertransporte.

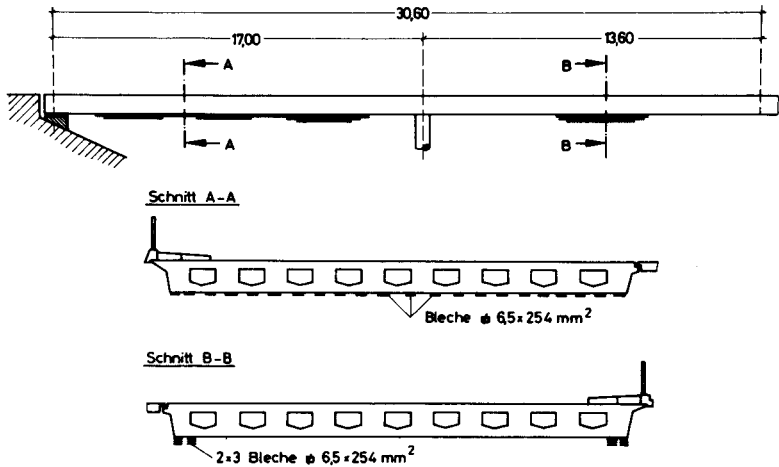


Bild 3.33: Straßenbrücken bei Quinton mit angeklebter Bewehrung (schematisch)

Nach vorbereitenden Laborversuchen im Transport and Road Research Laboratory /29/ erfolgten die Verstärkungsarbeiten im Sommer 1975. Insgesamt wurden 1376 Stahllaschen mit einem Querschnitt von $254 \times 6 \text{ mm}^2$ in Längen bis zu 3,60 m geklebt. Die Klebflächen wurden kurz vor dem Kleben gestrahlt. Während der Arbeiten standen die Brücken unter normalem Verkehr.

Nach Abschluß der Verstärkungsarbeiten erfolgte ein Belastungsversuch mit einem Spezialfahrzeug mit einer maximalen Einzelachslast von 400 kN. Dabei ergab sich aufgrund von Betondehnungsmessungen eine Zunahme der Biegesteifigkeit um 11 %. Diese Zunahme war doppelt so groß wie berechnet. Die Rißweite verringerte sich um 35 - 40 %.

3.5.5 Schlußfolgerungen aus den genannten Anwendungsbeispielen

Verstärkungen durch angeklebte Bewehrung sind erfolgreich sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau bereits durchgeführt worden. Die vorliegenden Veröffentlichungen erlauben jedoch noch keine Beurteilung darüber, wie sich diese Bauweise langfristig verhält.

Kurzfristig betrachtet schienen sich die verstärkten Bauteile hinsichtlich Durchbiegung und Ribbildung besser als herkömmlicher Stahlbeton zu verhalten. Über das Bemessungsverfahren für die angeklebte Bewehrung sind in den Veröffentlichungen nur skizzenhafte Andeutungen enthalten. Es scheint jedoch, daß hierbei in den einzelnen Ländern unterschiedlich vorgegangen wurde, wie die verschiedenartigen Ausführungen erkennen lassen. Ebenso bestehen unterschiedliche Auffassungen über den erforderlichen Korrosionsschutz. Die Vorbehandlung der Klebflächen erfolgte i.d.R. gleichartig:

- Entfernen der Feinmörtelschicht der Betonoberflächen durch Strahlen oder Spitzen.
- Strahlen und Entfetten der Stahlflächen.

In Frankreich und der Schweiz wurden Primer zum Korrosionsschutz angewandt.

Als Kleber kamen stets Epoxidharze verschiedener Hersteller zur Anwendung. Über die Eigenschaften der Kleber liegen keine vergleichbaren Angaben vor.

Insgesamt muß aus den vorliegenden Veröffentlichungen geschlossen werden, daß vor einer allgemeinen Anwendung der geklebten Bewehrung folgende offene Fragen der Klärung bedürfen:

1. Einflußgrößen der Haftfestigkeit
2. Langzeitverhalten
3. Zusammenwirken von innerer und äußerer Bewehrung
4. Bemessungsgrundsätze
oder: In welchen Grenzen ist die äußere Bewehrung
der inneren gleichwertig?

Diesen Fragen ist in eigenen Forschungsarbeiten nachgegangen worden, die in dankenswerter Weise vom Bundesminister für Verkehr und durch Forschungsmittel des Landes Niedersachsen gefördert wurden. Hierüber wird im folgenden berichtet.

4 Eigene Versuche zum Verbundverhalten von Klebungen von Stahl auf Beton

4.1 Vorbemerkungen

Betonbauteile mit äußerer, angeklebter Bewehrung stellen einen Sonderfall des Verbundwerkstoffs Stahlbeton dar. Die Eigenschaften dieses Verbundwerkstoffs werden bekanntlich durch den Verbund zwischen Stahl und Beton stark beeinflusst. Unterschiedliche Verbundqualitäten werden da augenfällig, wo ein Kraftfluß zwischen Stahl und Beton stattfindet. Beim Stahlbeton ist dies vor allem im Ribbereich und an Endverankerungen der Fall. Die wichtigsten Einflußgrößen der Klebverbundfestigkeit als Quintessenz der vorgestellten Literatur sind:

- a) die geometrischen Abmessungen und Verhältnisse
- b) die werkstoffmechanischen Eigenschaften
- c) die Oberflächeneigenschaften
- d) die Belastungsart
- e) die Umgebungsbedingungen

Zur Erweiterung der bestehenden Kenntnisse und in Hinblick auf eine Risikobegrenzung für den gewünschten baldigen Einsatz dieser neuen Technik wurden schwerpunktartig die folgenden Parameter studiert:

- zu a) die Laschenabmessungen
- zu b) die Betondruckfestigkeit (solange die aufnehmbaren Laschenkräfte deutlich unter der Strecklast bleiben, sind die mechanischen Eigenschaften des Laschenstahls ohne Einfluß)
- zu c) die Feuchtigkeit

Folgende Parameter wurden stichprobenartig untersucht:

- das Verhältnis Beton- zu Laschenquerschnitt
- die Klebstoffart
- die Klebschichtdicke
- die Ebenheit des Betonuntergrundes (längsgeneigte Klebflächen)
- die Karbonatisierung der Betonoberfläche und
- die Belastungsart.

4.2 Der Versuchskörper

Auf Bild 4.1 sind die in der Literatur (s. Abschn. 3.3) beschriebenen und der eigene Versuchskörper mit den kennzeichnenden Spannungszuständen im Beton schematisch dargestellt. Außerdem sind die entsprechenden Elemente für den Verankerungsbereich einer Klebelasche als Zugbewehrung eines Biegebalkens eingezeichnet. Man sieht, daß die kritische Verbundspannungsspitze am Laschenanfang nur beim eigenen Versuchskörper (Zug-Scherkörper) mit der kleinen Betonzugspannung $\Delta\sigma$ in gleicher Weise wie im Verankerungsbereich der Zuglasche zusammenfällt.

Bei Metallklebungen liefern zwar Zug- und Druckscherversuche gleiche Ergebnisse; wegen der unterschiedlichen Zug- und Druckfestigkeit des Betons kann das hier (Fall A) nicht erwartet werden.

Bei Druck-Zug-Scherkörpern (Fall B) fällt außerdem die Verbundspannungsspitze mit der maximalen Betondruckspannung zusammen. Der resultierende zweifachsige Druck-Spannungszustand dürfte hier eine Erhöhung der zu prüfenden Verbundfestigkeit bewirken; auf die versuchstechnischen Vorteile der Betondruckbelastung andererseits wird hier nicht weiter eingegangen.

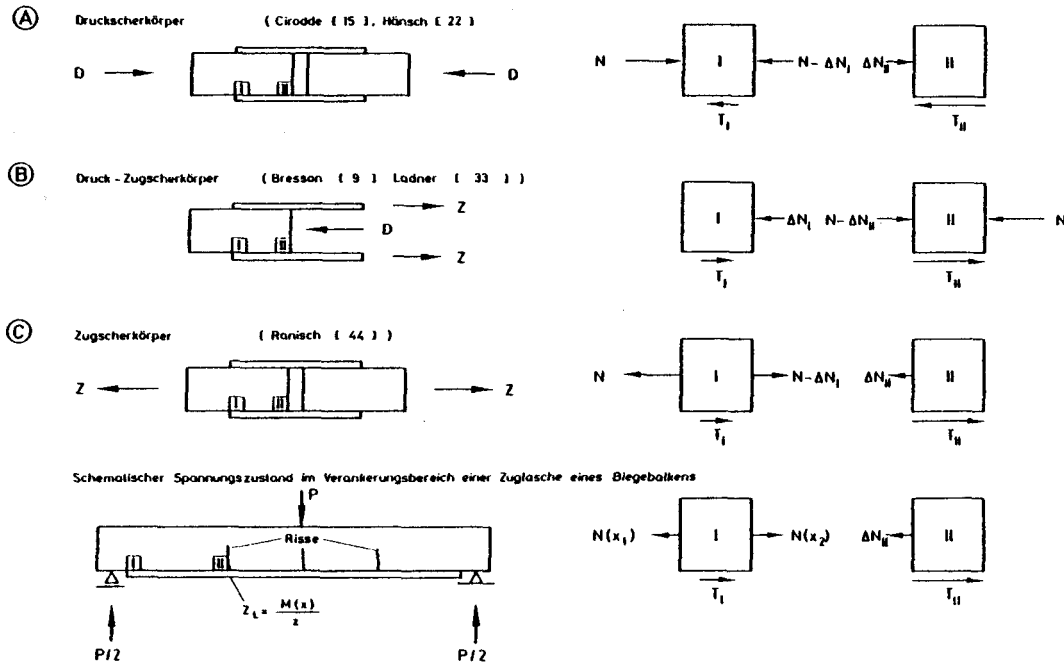


Bild 4.1: Schematischer Spannungszustand bei verschiedenen Versuchskörpertypen

Der Nachteil des eigenen Versuchskörpers liegt in der Notwendigkeit einer Bewehrung. Die Bewehrung wird über die Ribbildung im Beton das Versuchsergebnis beeinflussen. Der in Bild 4.1 schematisierte Spannungszustand gilt nur im Zustand I (ungerissener Beton). Bei den anderen Versuchskörpern - nicht jedoch im Verankerungsbereich der Zuglasche - ist eine Ribbildung ausgeschlossen.

Der eigene Versuchskörper ist auf Bild 4.2 dargestellt. Die Vorbehandlung der Klebflächen erfolgte einheitlich durch Strahlen mit einem tragbaren Vacuumstrahlgerät mit Strahlkorund Nr. 24 und anschließendem Entfetten mit Trichloräthylen. Für die Laschen wurde St 37 verwendet, dessen Streckgrenze bei den einzelnen Profilen zwischen 225 und 350 N/mm² streute. Diese Streuung ist deshalb bedeutungslos, weil die Streckgrenze im Versuch nicht erreicht wurde.

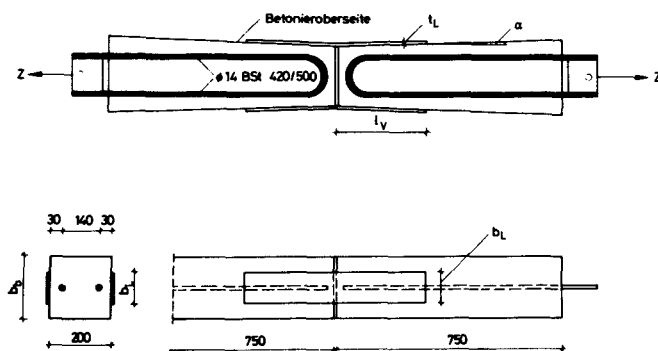


Bild 4.2: Versuchskörper für die Variablen b_b , b_L , t_L , d , l_V , α , B_W

Die Baustoffeigenschaften von Beton und Kleber zeigen die Tabellen 4.3 und 4.4. Auf Bild 4.5 sind die Schubspannungs-Gleitungs-Diagramme der Kleber bei Prüfung nach DIN 54 451 dargestellt.

Betongüte	B 25	B 55
Zementart	PZ 35 F	PZ 45 F
Zementmenge	250 kg/m ³	340 kg/m ³
Wasserzementwert	0,95	0,50
Sand 0/1 mm	25 %	-
Sand 0/2 mm	10 %	35 %
Kies 2/8 mm	42 %	15 %
Kies 8/16 mm	23 %	25 %
Kies 16/32 mm	-	25 %
Ausbreitmaß	40 cm	32,5 cm
Frischbetonrohddichte	2,37 kg/dm ³	2,43 kg/dm ³
Druckfestigkeit am Versuchstag	33 N/mm ²	70 N/mm ²

Tabelle 4.3: Eigenschaften der Betone

	Einheit	Kleber A	Kleber B
Topfzeit bei 20 ^o C	Min	30 *)	30 - 80 *)
Druckfestigkeit DIN 53 454	N/mm ²	75 *)	98 *)
DIN 1164	N/mm ²	80	80 **)
Zugfestigkeit DIN 53 455	N/mm ²	19 *)	17 **)
E-Modul DIN 53 457	N/mm ²	5780 *)	4280 **)
G-Modul DIN 53 445	N/mm ²	~2500 *)	2800 **)
DIN 54 451	N/mm ²	~ 770	~ 830
Aushärtend ab	°C	15 *)	2 *)

*) nach Angabe des Herstellers

**) nach /13/

Tabelle 4.4: Eigenschaften der Klebstoffe

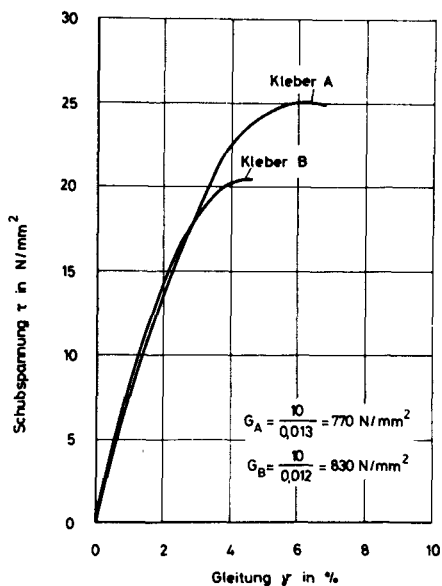


Bild 4.5: Schubspannungs-Gleitungs-Diagramme der Kleber bei Prüfung nach DIN 54 451

4.3 Versuchsergebnisse

4.3.1 Das Bruchverhalten

Der Bruch einer Laschenverbindung tritt schlagartig ohne Vorankündigung ein. Die typische Bruchfuge ist auf Bild 4.6 zu sehen. Am belasteten Laschenanfang bildet sich im Beton ein Bruchkeil aus. Die Gleitfuge bildet dabei einen Winkel von ca. $30 - 45^\circ$ zur Längsachse und tangiert den Halbkreisbogen der Bewehrung. Bei den vorliegenden Beton- und Laschenabmessungen ($b_b = 15 \times 30 \text{ cm}$, $b_L = 5 \times 15 \text{ cm}$) war die Breite des Betonkeils gleich der Versuchskörperbreite b_b .

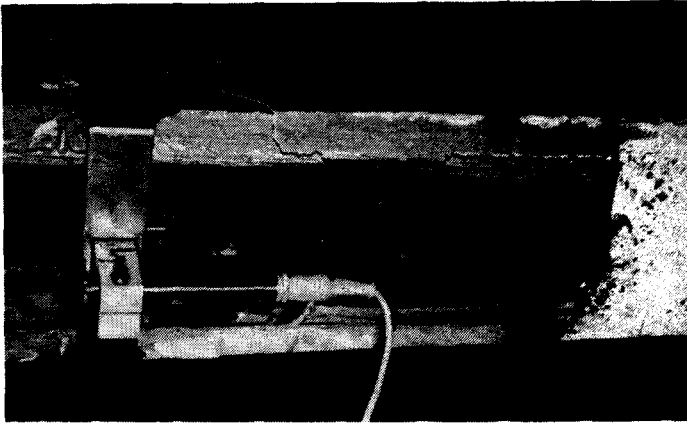


Bild 4.6: Typisches Bruchbild eines Laschenkörpers

Bibl. d. TU.
Braunschweig

Am hinteren Teil der Lasche verläuft die Bruchfläche parallel zur Klebschicht im Beton und hat dort auch die Breite der Lasche b_L . In diesem Bereich bleibt eine Betonschicht an der Lasche haften, die eine Dicke von bis zu mehreren Millimetern haben kann (s. Bild 4.7). Diese Betonschicht besteht auch aus einzelnen Grobzuschlagkörnern, die z. T. als Ganzes aus der Zementmörtelmatrix herausgerissen oder abgeschert worden sind. Vereinzelt wird auch der Zuschlag aus der Klebschicht herausgebrochen.

Die Verteilung der Normalspannungen in Lasche, Beton und Bewehrung läßt sich nach Bild 4.8 in drei Phasen einteilen. Daran ist auch die Ursache für das Entstehen des Bruchkeils zu erkennen.

Phase 1: Solange durch die angelegte Zugkraft die Betonzugfestigkeit nicht erreicht wird, wird in der Überlappung die Betonzugspannung über Verbundspannungen in der Klebschicht auf die Lasche übertragen.

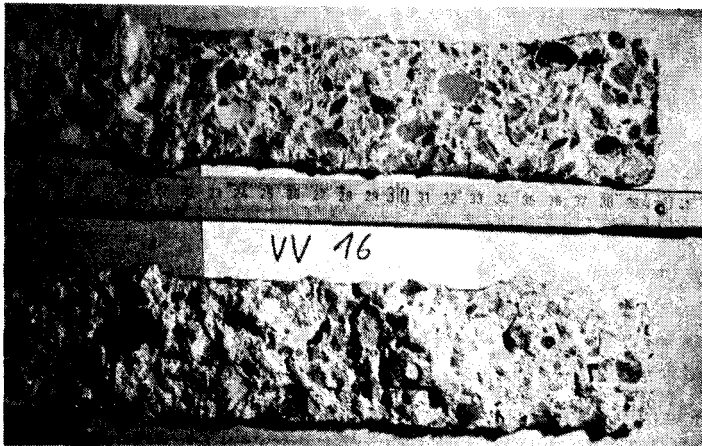


Bild 4.7: Unterseite einer Lasche nach dem Bruch

Phase 2: Bei Steigerung der Belastung über die Betonzugfestigkeit hinaus wird zwischen dem Einleitungsbereich und der Überlappung wegen des dort vorhandenen Betonspannungsmaximums ein Riß entstehen. Die Folge ist, daß ein neuer Einleitungsbereich (d. h. Einleitung der Bewehrungszugkraft in den Beton) mit der Überlappung zusammenfällt. Dadurch kommt es zu einer Kraftübertragung von der Bewehrung zur Lasche über Verbundspannungen im Beton und in der Klebschicht.

Phase 3: Bei weiterer Laststeigerung wird der Verbund zwischen der Bewehrung und dem Beton zunehmend zerstört. Die Zugkraft in der Bewehrung wird dann schließlich über Umlenkräfte im Bereich des Halbkreisbogens auf den Beton übertragen. Der Beton innerhalb des Bogens gerät dann unter Druckspannungen, während der Beton außerhalb des Bogens durch die angeklebte Lasche schräggerichtete Zugspannungen erhält. Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit des hier unbewehrten Betons tritt sofort spröder Bruch ein, weil die verbleibende Klebfläche nicht ausreicht, die erhöhten Schubkräfte aufzunehmen.

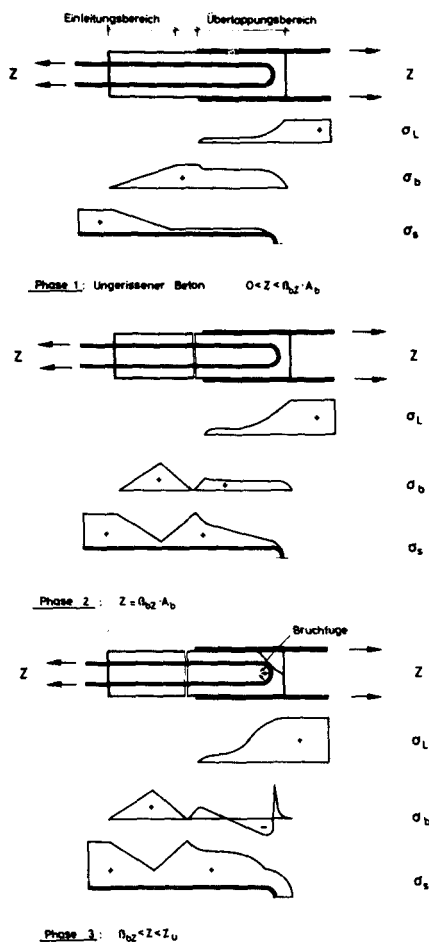


Bild 4.8: Verteilung der Normalspannungen in Lasche, Beton und Bewehrung (schematisch)

Bemerkenswert ist die Tatsache, daß die Breite des Bruchkeils selbst noch bei einem Verhältnis von $b_L/b_b = 1/3$ gleich der Versuchskörperbreite b_b ist. Das läßt auf eine rasche Ausbreitung der über den Klebverbund eingeleiteten Kräfte schließen.

Zusammenfassend muß jedoch festgestellt werden, daß das beschriebene Bruchverhalten mit Bruchkeilbildung nicht typisch für den Verankerungsbereich von Stahllaschen, die als Zugbewehrung dienen, sein kann, sondern es wird vielmehr durch die Bewehrungsführung des Versuchskörpers provoziert. Dies haben Zusatzversuche an zwei abgewandelten Versuchskörpern bestätigt:

1. Abwandlung: Klebt man die Laschen auf die Betonflächen, die senkrecht zu den ursprünglichen Klebflächen liegen, dann verläuft die Gleitfläche des Bruchkeils an den beiden Bewehrungsstäben entlang (s. Bild 4.9). Es ist somit eigentlich ein Verbundbruch der inneren Bewehrung erfolgt. Die hier erreichten Bruchlasten sind niedriger als beim ursprünglichen Versuchskörper.

2. Abwandlung: Klebt man die Laschen zwar auf die ursprünglich vorgesehenen Betonseiten, begrenzt aber die Klebfläche auf den hinteren Bereich (s. Bild 4.10), so verläuft die Bruchfläche unterhalb der Klebschicht und parallel dazu im Beton in gleicher Weise wie beim hinteren Laschenteil des ursprünglichen Versuchskörpers. Ein Bruchkeil entsteht nicht. Die Bruchlasten liegen hier höher als beim ursprünglichen Versuchskörper. Das liegt daran, daß in Bruchnähe die über die Bewehrung eingeleiteten Zugkräfte auch hier im wesentlichen durch Umlenkkräfte dem Beton zugewiesen werden. Der Beton im Bereich der Überlappung ist dann auf Druck und auf Scherung beansprucht.



Bild 4.9: Bruchbild eines Laschenkörpers bei Klebung der Laschen parallel zur Ebene der inneren Bewehrung (1. Abwandlung)

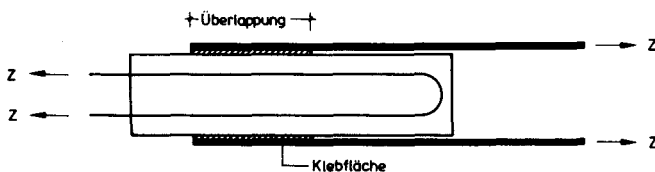


Bild 4.10: Versuchskörper mit begrenzter Klebfläche

Schlußfolgerungen: Der Spannungszustand, der im Verankerungsbereich einer als Zugbewehrung dienenden Lasche besteht, läßt sich durch einen gelaschten Zugkörper nur unvollkommen nachbilden. Dennoch erscheint der gewählte Versuchskörper zum Studium der Einflußgrößen auf die Verbundfestigkeit gut geeignet, weil er auf die Variation der Versuchsparameter ausreichend empfindlich reagiert.

4.3.2 Die Verbundspannungsverteilung

Bei einigen Versuchen wurden die Dehnungen der Lasche durch aufgeklebte Dehnmeßstreifen gemessen /44/. Die Messungen ergaben im Gegensatz zu den Versuchen von Ladner (s. Abschn. 3.3.1), daß die Laschen auch bei kleinen Lasten bereits über die ganze Verbundlänge gedehnt werden. Dieser Unterschied unterstreicht die Bedeutung der Randbedingungen, wie sie in Bild 4.1 schematisch dargestellt sind.

Um aus der Dehnungsverteilung die Verbundspannungen zwischen der Lasche und dem Beton berechnen zu können, müssen den gemessenen Dehnungen mit Hilfe der Spannungs-Dehnungslinie des Stahls die entsprechenden Stahlspannungen zugeordnet werden. Dann können die an der jeweiligen Meßstelle wirksamen Laschenzugkräfte Z_n berechnet werden. Die Differenz der Zugkräfte zweier benachbarter Schnitte wird als Schubkraft T_n in den Beton eingeleitet. Nach Division durch die dazugehörige Haftfläche $b_L \cdot \Delta l_V$ erhält man die Schubspannungsverteilung in Form einer Treppenlinie. Die Bilder 4.11 und 4.12 zeigen zwei typische Beispiele. Die Summe der einzelnen Schubkräfte beträgt hier nur 60 - 70 % der aufgetragenen Laschenzugkraft. Die ermittelte Verbundspannungsverteilung ist entsprechend ungenau. Der Grund hierfür ist die exzentrische Krafteinleitung, die zu einer ungleichmäßigen Dehnungsverteilung über die Laschendicke führt.

Die so ermittelte Verbundspannungsverteilung ist durch einen Spitzenwert am Laschenanfang mit steilem Abfall zum Laschenende hin gekennzeichnet. In Bruchnähe lag dieser Spitzenwert zwischen 5 und 10 N/mm², in Einzelfällen bis 20 N/mm² und war damit von gleicher Größenordnung wie bei den Versuchen von Ladner /33/. Das dort beobachtete Wandern der Verbundspannungsspitze konnte bei den eigenen Versuchen vermutlich wegen der Bruchkeilbildung nur vereinzelt andeutungsweise beobachtet werden.

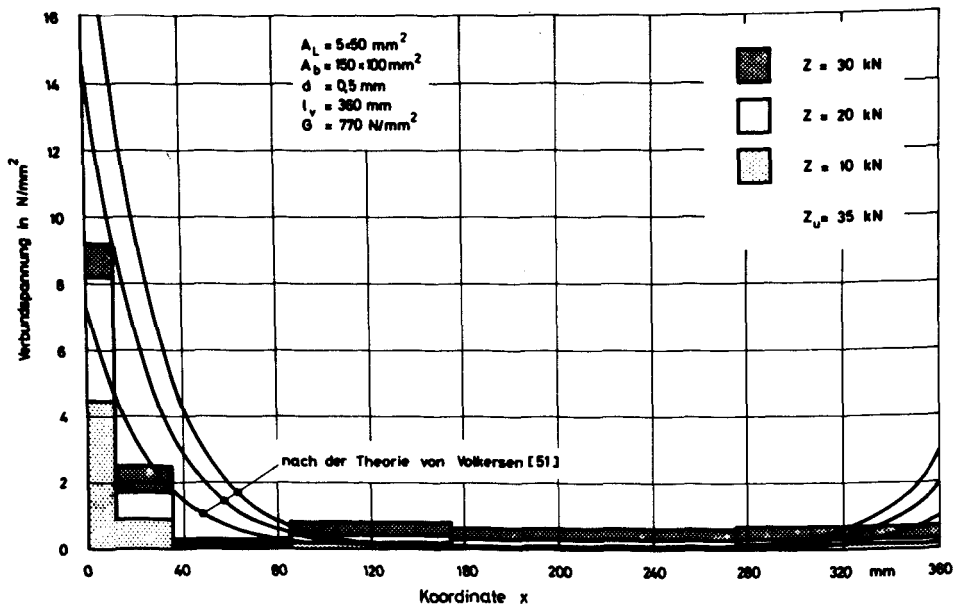
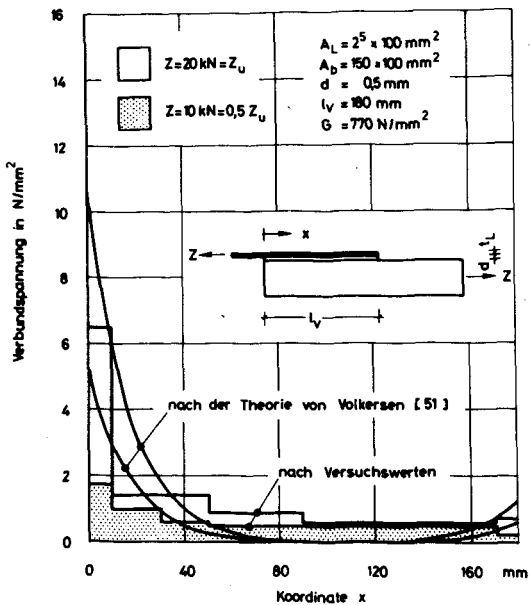


Bild 4.11 und 4.12: Gemessene und berechnete Verbundspannungen bei 18 und 36 cm langen Laschen

In den Bildern 4.11 und 4.12 sind außer den treppenlinienförmigen Versuchsergebnissen auch die theoretischen Verteilungskurven nach der Theorie von Volkersen /51/ eingezeichnet. Man sieht, daß nach der Theorie der mittlere Laschenbereich praktisch verbundspannungsfrei ist, was durch die Versuche nicht bestätigt wird. Die theoretische Verbundspannungsspitze am Laschenanfang $\max \tau$ ist der angelegten Last proportional. Im Versuch hingegen nähern sich die Spitzenwerte bei steigender Belastung rasch einem oberen Grenzwert von i. M. 8 N/mm^2 . Dafür kann nicht das viskoelastische Verformungsverhalten des Klebstoffs verantwortlich sein, weil sich dieser bis zu einer Verbundspannung von über 20 N/mm^2 noch angenähert linearelastisch verhält. Hier werden vielmehr Gleitungen und Verformungen des Betonuntergrundes einen Spannungsausgleich bewirken.

Die in den Versuchen ermittelten Spitzenwerte von bis zu 20 N/mm^2 , sind unerwartet hoch, weil sie weit größer sind als die Scherfestigkeit des Betons (s. Abschn 3.3.2). Eine ähnlich hohe Scherfestigkeit wurde jedoch auch von Rehm /43/ bei Ausziehversuchen an Rippenstäben beobachtet. Die dort gegebene Erklärung kann in abgewandelter Form auch hier herangezogen werden: Der reine Schubspannungszustand besteht in gleichgroßen Hauptzug- und Hauptdruckspannungen. Bei einem allseitig freien Körper ist infolgedessen nach dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit kein Gleichgewicht mehr möglich, und der Körper bricht (s. Bild 4.13a).

Bei Ausziehversuchen an Rippenstäben stützen sich die Rippen auf Betonkonsolen ab, die keiner reinen Scherbeanspruchung unterworfen sind. In den Scherflächen wirken zusätzliche Normalkräfte aus der Neigung der Druckkräfte und den Querpressungen infolge behinderter Querverformung (s. Bild 4.13b). Die Kraftzerlegung zeigt, wie nach der Zugrißbildung infolge der Querpressung und der Reibung ein neuer Gleichgewichtszustand und damit eine weitere Laststeigerung möglich ist.

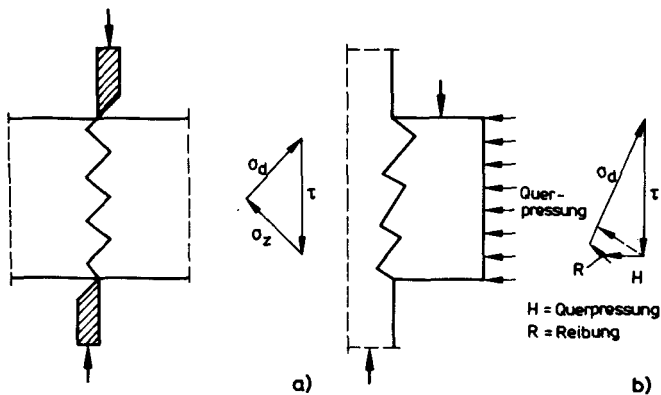


Bild 4.13: Kraftzerlegung beim reinen Schubspannungszustand (a) und bei Konsolen mit behinderter Querverformung (b)

Auch bei den angeklebten Stahllaschen findet eine Kraftübertragung durch konsolartige Betonelemente statt. Betrachtet man die Unterseite von abgerissenen Laschen (s. Bild 4.7), so sieht man deutlich, daß die einzelnen Zuschlagkörner, die durch die Vorbehandlung (Sandstrahlen) freigelegt worden waren, bis über die Bruchlast hinaus fest in die Klebschicht eingebettet sind. Diese Zuschlagkörner stützen sich nun in den entsprechenden Ausnehmungen des Betonuntergrundes ab.

Eine Querpressung, die eine Kraftzerlegung analog zu Bild 4.13b nach dem Entstehen von Zugrisen möglich macht, besteht bei angeklebten Stahllaschen ebenfalls. Sie kommt zustande, weil die Laschenzugkraft nicht unmittelbar an der Betonoberfläche angreift, sondern im Abstand der Klebschichtdicke d zuzüglich der halben Laschendicke $t_L/2$ (s. Bild 4.14). Das resultierende Moment $M = Z \cdot (d + t_L/2)$ bewirkt eine Laschenbiegung und damit am belasteten Laschenanfang Druckkräfte normal zur Klebschicht. Die Spannungsrechnungen von Goland/Reissner und Hart-Smith (s. Abschn. 3.2) ergaben, daß diese Spannungen von gleicher

Größenordnung und höher als die örtlichen Schubspannungen sein können (s. Bild 3.6).

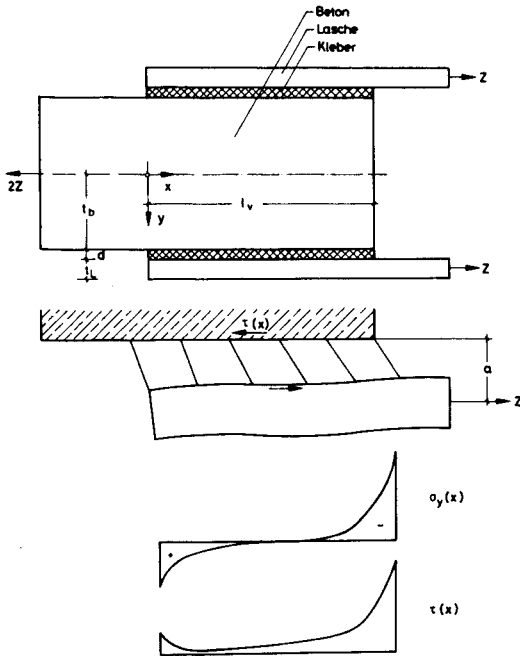


Bild 4.14: Erklärung der Querpressung σ_y aus der Laschenbiegung

Bild 4.15 zeigt die Verformungen eines Laschenkörpers, berechnet mit der Methode der finiten Elemente. Die Bereiche mit Druck senkrecht zur Klebschicht sind am Laschenanfang (rechts) gut zu erkennen.

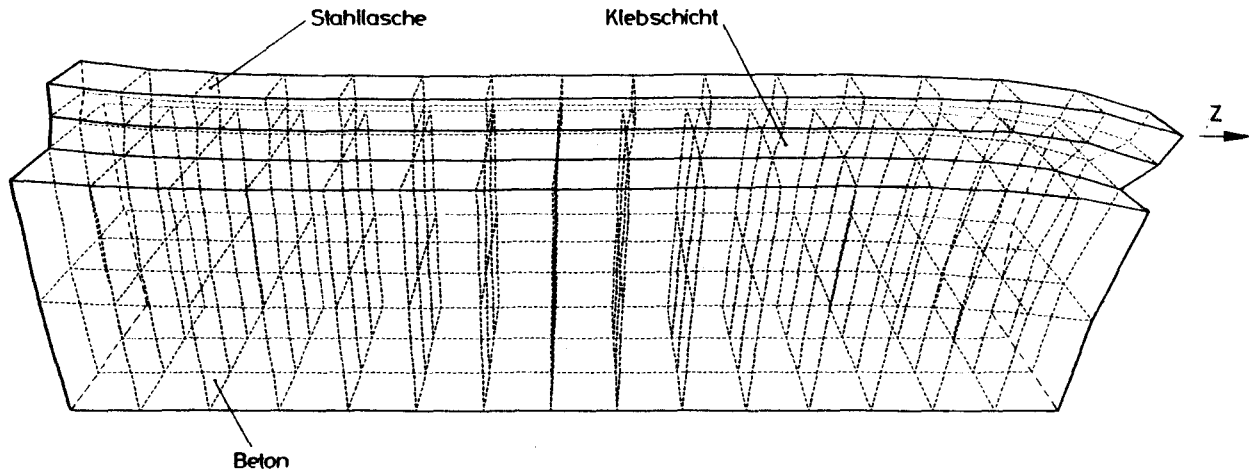


Bild 4.15: Verformungen eines Laschenstoßes, berechnet nach der Methode der finiten Elemente

4.3.3 Relativverschiebungen

Unter Relativverschiebungen werden die Verschiebungen des belasteten Laschenanfangs gegenüber dem Betonuntergrund verstanden /44/. Stichprobenartige Verschiebungsmessungen am unbelasteten Laschenende ergaben in Bruchnähe Werte von weniger als 0,001 mm.

Auf Bild 4.16 sind die Verschiebungen in Abhängigkeit von der Zugkraft von 3 Versuchen aufgetragen, die den gefundenen Streubereich für einen konstanten Laschenquerschnitt von $A_L = 250 \text{ mm}^2$ bei veränderlicher Laschenbreite und Verbundlänge begrenzen. Zusätzlich sind die dazugehörigen Verschiebungswege nach der Theorie von Volkersen /48/ eingezeichnet. Nach dieser Theorie sind die Verschiebungen unabhängig von der Laschenlänge.

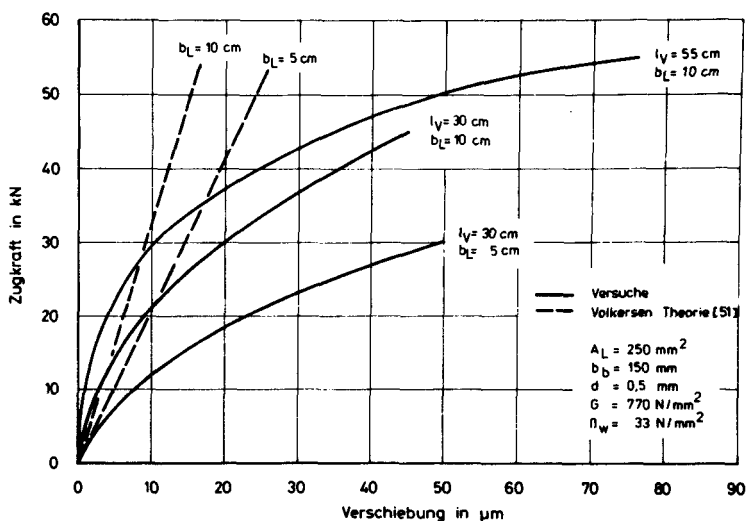


Bild 4.16: Relativverschiebungen der Lasche gegenüber dem Beton in Abhängigkeit von der Zugkraft

Die gemessenen Verschiebungswege sind durch einen annähernd linear-elastischen Anfangsbereich gekennzeichnet, der etwa bis zur halben Bruchlast reicht. In diesem Bereich stimmen die gemessenen Verschiebungen brauchbar mit der Theorie überein.

Bei weiterer Laststeigerung treten dann große, nicht reversible Verschiebungen auf. Dabei steigt die Gesamtverschiebung bis zum Bruch angenähert linear mit der Verbundlänge an (s. Bild 4.17).

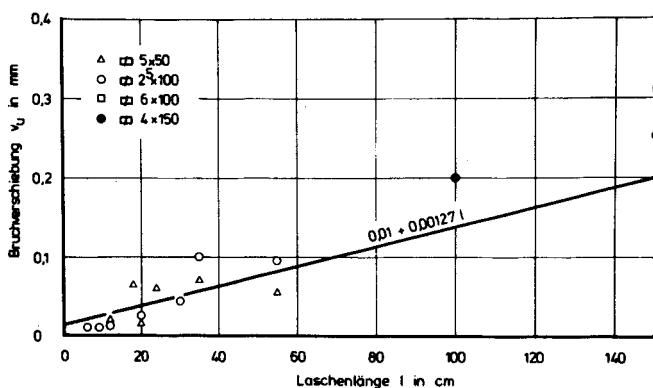


Bild 4.17: Verschiebungen im Bruchzustand in Abhängigkeit von der Laschenlänge

An den gefundenen Verschiebungslinien ist der Kraftübertragungsmechanismus der Klebung erkennbar: Im elastischen Anfangsbereich verformt sich im wesentlichen die Klebschicht. Die resultierenden Hauptzugspannungen im Beton können aufgenommen werden. Bei weiterer Belastung beginnt die Lasche im Bereich der Verbundspannungsspitze am Laschenanfang zu gleiten. Dabei ist die Gleitfuge zwischen den adhäsiv an die Klebschicht gebundenen Betonbestandteilen und dem Betonuntergrund anzunehmen. Dabei entsteht ein Scherwi-

derstand aus der Rauhgigkeit dieser Gleitfuge und einzelnen konsolenartigen Verzahnungen des Grobzuschlags. Der hintere Laschenteil bleibt wegen der ungleichmäßigen Verbundspannungsverteilung bis zum Bruch adhäsiv gebunden und erleidet deshalb, wenn überhaupt, nur sehr kleine Verschiebungen. Diese Erkenntnis ist bedeutsam, weil dadurch die Zwecklosigkeit von denkbaren, zusätzlichen Maßnahmen in Form von Schrauben und Dübeln zur Endverankerung der Laschen deutlich wird, denn Schrauben und Dübel aller Art sind sehr viel schubweicher als der adhäsive Verbund.

4.3.4 Einflußgrößen der Verbundfestigkeit

4.3.4.1 Laschengeometrie

Erwartungsgemäß ist die Verbundlänge von größtem Einfluß auf die Festigkeit einer Klebverbindung. Die Ergebnisse von Versuchen mit einem konstanten Laschenquerschnitt von 250 mm² und veränderlicher Verbundlänge sind auf Bild 4.18 wiedergegeben. Die Versuchsergebnisse ließen sich getrennt für die beiden Laschenbreiten von 5 und 10 cm recht gut durch Regressionskurven der Form $y = ax^b$ annähern. Außerdem sind die Kurven nach der Volkersen-Theorie eingezeichnet. Dabei lag die Annahme zugrunde, daß der Bruch eintritt, wenn die Verbundspannungsspitze den in Abschn. 4.3.2 experimentell bestimmten Maximalwert von 10 N/mm² überschreitet. Zwei Ergebnisse von Ladner /33/, im Druck-Zugscherversuch (s. Bild 4.1) an ähnlichen Laschenquerschnitten bestimmt, sind ebenfalls eingezeichnet. Diese Punkte liegen erwartungsgemäß deutlich über den Regressionskurven.

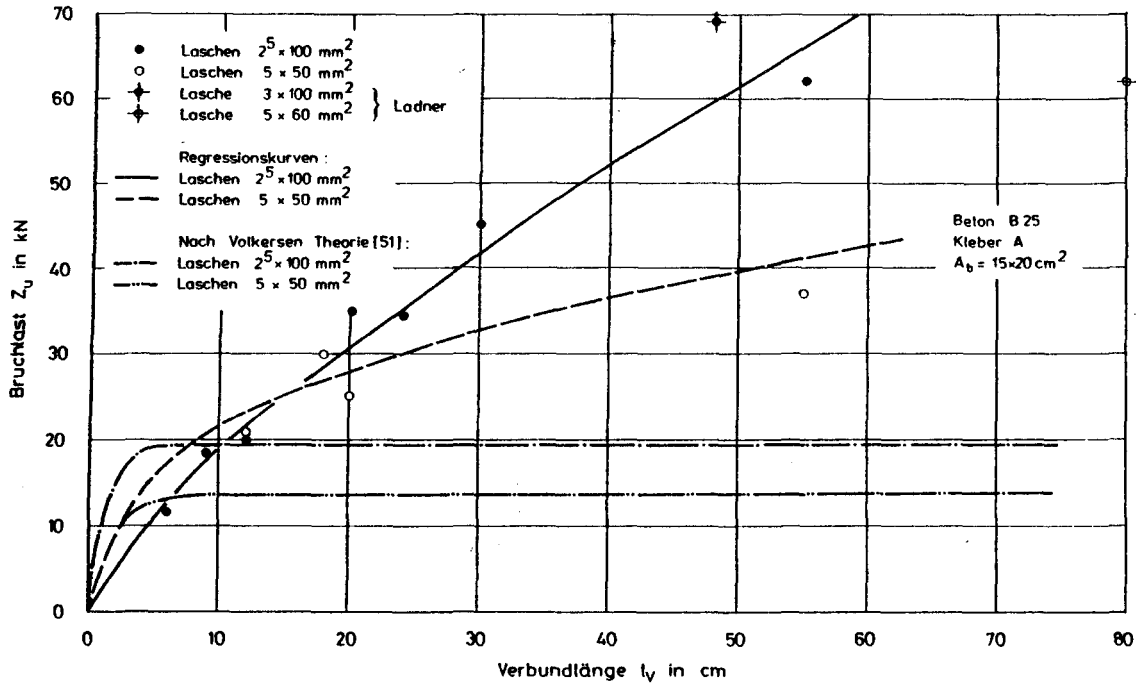


Bild 4.18: Die Bruchlast als Funktion der Verbundlänge

Die Volkersen-Theorie liefert bereits für eine Verbundlänge von weniger als 100 mm einen Grenzwert für die Bruchlast, der für 50 mm breite Laschen 13,7 kN und für 100 mm breite Laschen 19,4 kN beträgt. Die mittlere Verbundbruchspannung nähert sich also nach der Theorie asymptotisch dem Grenzwert 0. Bei Metallklebungen existiert dieser Grenzwert tatsächlich. Bei den Versuchen hingegen steigen die Bruchlasten monoton mit der Verbundlänge an.

Dieses Versuchsergebnis steht im Einklang zum beobachteten Bruchverhalten. Es bedeutet, daß die wirksame Scherfestigkeit der entstehenden, konsolenartigen Verzahnung im Beton erst bei großen, mit der Verbundlänge ansteigenden Verschiebungswegen überwunden wird. Eine mathematische Formulierung dieses Zusammenhangs wird in Abs. 5 gegeben. Die bisher vorliegenden Theorien liefern Bruchlasten, die mit den Versuchsergebnissen nicht übereinstimmen. Sie sind deshalb für eine Parameterstudie nicht brauchbar.

Die mit zunehmender Verbundlänge monoton ansteigenden Bruchlasten sind für die Anwendbarkeit des ganzen Verfahrens von größter Bedeutung. Dadurch wird es möglich, die äußere Bewehrung allein durch Verbund zu verankern.

4.3.4.2 Einfluß der Betonfestigkeit

Der Einfluß der Würfeldruckfestigkeit auf die übertragbare Laschenkraft wurde mit den Betongütern B 25 und B 55 studiert. Die Druckfestigkeit am Versuchstage betrug 33 und 70 N/mm² ± 1 N/mm². Die Verbundlänge und der Laschenquerschnitt wurden mit $l_V = 30$ cm und $A_L = 2 \times 300$ mm² konstant gehalten. Variiert wurde das Seitenverhältnis $b_L : t_L = 100 : 3$ und $50 : 6$. Die Kleber A und B kamen zur Anwendung. Die Tabelle 4.19 zeigt die erreichten Bruchlasten und das Verhältnis von τ_m zu $\beta_w^{2/3}$.

β_W in N/mm^2	33	33	70	70
b_L / t_L	100 : 3	50 : 6	100 : 3	50 : 6
Z_U in kN	55	46	71	58
$\tau_m / \beta_W^{2/3}$ in N/mm^2	0,18	0,30	0,14	0,23

Tabelle 4.19: Einfluß der Betondruckfestigkeit (Mittelwert aus 2 Versuchen)

Man erkennt, daß die Verbundfestigkeit einer Klebung deutlich von der Betondruckfestigkeit beeinflusst wird. Eine Proportionalität zwischen der mittleren Verbundbruchspannung τ_m und der Würfeldruckfestigkeit $\beta_W^{2/3}$, wie sie zwischen der Betonzugfestigkeit und der Betondruckfestigkeit nach /24/ besteht, ist hier nicht vorhanden. Bedenkt man, daß die geometrischen und elastischen Eigenschaften der Fügeile die Verbundspannungsverteilung stark beeinflussen, so verwundert dies nicht. Die vorliegenden 8 Versuchsergebnisse lassen sich statt dessen recht gut durch die folgende empirische Formel beschreiben:

$$Z_U(\beta_{W2}) = 0,60 Z_U(\beta_{W1}) \cdot \beta_{W2} / \beta_{W1}$$

$$\text{für } \beta_{W2} \gg \beta_{W1}.$$

4.3.4.3 Einfluß der Betonoberflächenfeuchte

Da nichtausgehärtete Epoxidharze feuchtigkeitsempfindlich sind (s. Abschn. 2.2.3), können sich beim Verkleben von Beton, der in der Praxis immer eine gewisse Wassermenge enthält, Probleme ergeben. Die verwendeten Kleber sollen nach Angaben der Hersteller für übliche Betonoberflächenfeuchten, d. h. nicht tropfnaß, geeignet sein. Um diese Behauptung zu überprüfen, wurden Klebungen auf getrocknetem Beton mit ei-

nem Wassergehalt $h_b < 1\%$ und auf Beton, der ab dem Entschalen unter Wasser gelagert wurde, ausgeführt. Die Klebflächen trockneten im 2. Falle 24 Stunden lang vor dem Kleben unter Prüfhallenbedingungen ab. Danach ergab sich eine Betonoberflächenfeuchte $h_{b,0}$ zwischen 6 und 7 %. Die Ergebnisse der Zugscherversuche mit diesen beiden Feuchtegehalten ergaben keine signifikanten Unterschiede /42/. Womit bestätigt wird, daß heute Epoxidharzkleber auf dem Markt sind, mit denen bei üblichen Betonfeuchten zuverlässig geklebt werden kann.

4.3.4.4 Einfluß von Betonunebenheiten

Konkave Bereiche des Betonuntergrundes haben Zugspannungen senkrecht zur Klebschicht zur Folge, welche die Tragfähigkeit der Klebung herabsetzen können, insbesondere deshalb, weil sie die Querpressung aus der Laschenbiegung (s. Abschn. 4.3.2) vermindern.

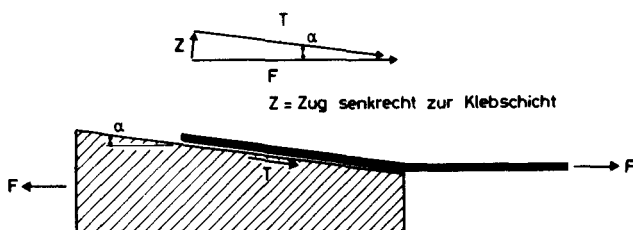


Bild 4.20: Kräfte in der Klebschicht bei konkaven Betonunebenheiten

Es wurden Versuche durchgeführt, bei denen die Laschen auf einen konkaven Betonuntergrund mit einer Neigung von $\alpha = 2^\circ$ aufgeklebt worden waren (s. Bild 4.20). Die Laschen waren dabei so angepreßt worden, daß sie auch nach dem Erhärten des Klebers dieselbe Neigung wie der Betonuntergrund besaßen. Bei einer Laschenlänge von $2 l_y = 60$ cm betrug die Pfeilhöhe somit 10 mm.

Die Bruchlast dieser Laschenverbindungen betrug i. M. von 8. Versuchen 65 % einer vergleichbaren ebenen Lasche. Das Seitenverhältnis der Lasche und die Betondruckfestigkeit waren ohne signifikanten Einfluß auf diesen Prozentsatz.

Bei zwei zusätzlichen Versuchen wurden die Laschen ohne Anpreßdruck außer dem Eigengewicht der Laschen aufgeklebt, wobei sich eine zur Mitte hin zunehmende Klebschichtdicke und eine Pfeilhöhe von 5 mm (Lasche 3 x 100 mm²) bzw. von 2 mm (Lasche 6 x 50 mm²) einstellte. Die Bruchlasten dieser Versuche waren gleich groß wie bei den ebenen Laschen.

Diese Versuchsergebnisse machen deutlich, daß bei der Montage von Klebelaschen stets biegesteife ebene Lastverteilungselemente verwendet werden müssen, so daß eine punktförmige Einleitung des Anpreßdruckes vermieden wird.

4.3.4.5 Einfluß der Klebstoffart

Obwohl das Angebot von Epoxidharzklebstoffen insgesamt groß ist /49/, gibt es z. Z. nur wenige, die die in /50/ gestellten Anforderungen im wesentlichen erfüllen. Da im Kurzzeitversuch der Bruch i. d. R. im Beton eintritt, sind hier kaum differenzierende Aussagen zu erwarten. Anderes gilt für Langzeitbeanspruchung und für das Verhalten bei erhöhten Temperaturen. Die Applikation verschiedener Klebstoffe für Kurzzeitversuche kann jedoch wichtige Auswahlkriterien hinsichtlich Handhabung und Verarbeitbarkeit in Hinblick auf Baustellenbedingungen liefern.

Deshalb wurden vergleichende Untersuchungen mit zwei Klebern verschiedener Hersteller durchgeführt (s. Tab. 4.4 und Bild 4.5). Der Kleber A wurde speziell für das Ankleben von Bewehrung entwickelt und wurde auch für die Schweizer Versuche /25/, /31/ bis /33/ verwendet. Der Kleber B wurde beim Bau der ersten deutschen Brücke aus Fertigteilen mit Fugen aus Epoxidharz /12/ verwendet. Wie aus Tabelle 4.4

und Bild 4.5 zu ersehen ist, unterscheiden sich die erhärteten Kleber nicht erheblich. Erwartungsgemäß zeigten deshalb die Bruchlasten und die Verformungen der damit geklebten Versuchskörper keine signifikanten Unterschiede. Nur bei den Körpern mit konkaver Klebfläche ergaben sich beim Kleber B geringfügig höhere Bruchlasten.

Der Kleber B besaß eine deutlich steifere Konsistenz. Er ließ sich deshalb schwieriger mischen und auftragen. Der Klebstoffverbrauch war deutlich höher als beim Kleber A.

4.3.4.6 Einfluß der Klebschichtdicke

Beim Aufkleben von Stahllaschen auf sandgestrahlten Beton stellt sich eine mittlere Klebschichtdicke ein, die vom Anpreßdruck, von der Klebstoffviskosität und von der Ebenheit und Oberflächenstruktur des Betons abhängt. Die Oberflächenstruktur des sandgestrahlten Betons hängt wiederum von der Kornzusammensetzung des Zuschlags und von der Intensität des Sandstrahlens ab. Unter optimalen Bedingungen (stetige Sieblinie, vorsichtig abgestrahlte Schlemmeschicht, gleichmäßig verteilter Anpreßdruck von ca. $0,1 \text{ N/mm}^2$) ergibt sich eine mittlere Klebschichtdicke von rd. $0,3 \text{ mm}$. Diese Dicke ist auch durch eine Erhöhung des Anpreßdrucks nicht mehr zu verringern. Unter praktischen Bedingungen ohne größere Betonunebenheiten stellt sich bei einem praktikablen Anpreßdruck von mindestens $0,03 \text{ N/mm}^2$ eine mittlere Schichtdicke von $0,5 - 1,0 \text{ mm}$ ein.

Um den Einfluß der Klebschichtdicke abschätzen zu können, wurden vergleichende Versuche mit einer Klebschichtdicke von weniger als $0,5 \text{ mm}$ und von 5 mm durchgeführt /44/. Es zeigte sich, daß die Klebschichtdicke einerseits ohne signifikanten Einfluß auf die Bruchlast ist. Andererseits steigen die Relativverschiebungen zwischen Lasche und Beton mit zunehmender Klebschichtdicke an (s. Bild 4.21).

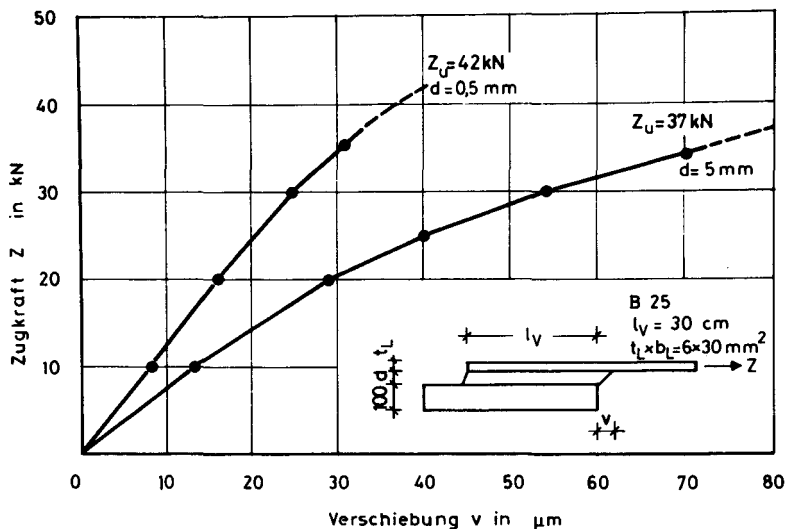


Bild 4.21: Einfluß der Klebschichtdicke auf die Verschiebung

4.3.5 Das Verhalten unter dynamischer Last

Ermüdungsversuche mit schwellender Beanspruchung wurden bisher nur stichprobenartig durchgeführt. Dabei betragen die aufgebrachten Lastspiele 10^5 bis 10^6 bei einer Oberlast von 50 und 90 % der statischen Bruchlast Z_u . Die Schwingbreite betrug 30 bis 45 % von Z_u .

In einem von elf Versuchen trat ein Dauerbruch nach 270 000 Lastspielen mit einer Oberlast von 90 % Z_u und einer Schwingbreite von 45 % Z_u nach einer dynamischen Vorbelastung über 10^6 Lastspiele mit einer Oberlast von 70 % Z_u und einer Schwingbreite von 30 % Z_u ein. In allen anderen Fällen lieferte die Verbindung im Anschluß an die schwellende Beanspruchung eine bis zu 40 % höhere statische Bruchlast.

Die Erklärung hierfür dürfte ein Abbau der Verbundspannungsspitzen und eine durch Erwärmung bedingte Nachvernetzung der Klebschicht sein.

Die gemessenen Verschiebungen während der Schwellastphase ließen keine nennenswerte Verweichung der Klebschicht erkennen.

4.3.6 Das Verhalten unter Dauerlast

Dauerstandsversuche im Normalklima wurden bisher nur stichprobenartig durchgeführt. Dabei betrug die Dauerlast 60 % der statischen Bruchlast, wodurch sich je nach den Laschenabmessungen mittlere Verbundspannungen τ_m von 1,5 bis 2,3 N/mm² einstellten. Bei den Versuchen mit τ_m 2,0 N/mm, trat in der Mehrzahl Bruch nach einer Belastungszeit zwischen 1 und 30 Tagen ein.

Die Kriechverformungen der Klebschicht nahmen in allen Fällen sehr schnell ab und erreichten bereits nach wenigen Tagen Werte unterhalb der Meßgenauigkeit.

5 Rechnerische Ermittlung der Verbundspannungsverteilung

5.1 Problemstellung

Die bekannten Rechenverfahren weisen bei der Anwendung auf eine Klebverbindung zwischen Beton und Stahl folgende Mängel auf:

- die Verwendung eines linearen Klebstoff-Verformungsgesetzes liefert viel zu große Spannungsspitzen an den Überlappungsenden,
- bei anderen Verformungsgesetzen wird der mathematische Aufwand zu groß,
- Schubverformungen und Versagen des Fügeteils Beton können nicht berücksichtigt werden,
- genauere Verfahren sind bei unterschiedlichen Füge-
teilwerkstoffen und -abmessungen nicht mehr anwendbar.

Im folgenden wird deshalb versucht, ein Rechenverfahren zu entwickeln, mit dem eine ingenieurmäßige Optimierung der Laschenabmessungen durchgeführt werden kann. Das Verfahren soll nur für Kurzzeitbelastung gelten. Von den Versuchsergebnissen sollen die Relativverschiebungen (Absatz 4.3.3), die Verbundspannungsverteilung nach Ladner /33/ und Absatz 4.3.2 sowie die Bruchlasten angenähert werden. Dann wird mit der Lösung eine Parameterstudie durchgeführt.

5.2 Wahl des Klebschichtverformungsgesetzes

Der klassische Weg zur Findung eines Stoffgesetzes auf experimentellem Wege betrachtet einen kleinen Flächen- oder Volumenausschnitt des Körpers und dessen Beanspruchungen. Beim Studium des Verbundverhaltens von Betonrippenstäben - ein im Grunde recht verwandtes Problem - konnte beispielsweise Rehm /43/ sogenannte Verbund-Grundgesetze durch Ausziehversuche an Stäben mit sehr kurzer Einbettungslänge ermitteln. Aber man muß sich darüber im klaren sein, daß die so entwickelten Beziehungen zwischen Schubspannung und Verschiebung nur verschmierte Stoffgesetze für sehr komplexe, nicht aufteilbare Zusammenhänge darstellen. Wegen der in Abschnitt 4.3.3 geschilderten Bedeutung der Laschenbiegung für das Verbundverhalten ist eine analoge Bestimmung des Klebschichtverformungsgesetzes nicht möglich. Hier müssen mit Hilfe der Versuchsergebnisse Annahmen getroffen werden.

Wie in Abschnitt 4.3.3 gezeigt wurde, setzen sich die Verformungen der Klebung insbesondere in der Nähe des Versagenszustandes aus einer elastischen Scherung der eigentlichen Klebschicht und aus nicht reversiblen Verschiebungen im Betonuntergrund zusammen. Entsprechend muß auch das Verformungsgesetz sowohl reversible als auch irreversible Verformungsbereiche besitzen.

Hierfür bestehen drei grundsätzliche Möglichkeiten, die auf Bild 5.1 in bilinear-idealisierte Form aufgetragen sind. Daneben sind qualitativ die dazugehörigen Verbundspannungsverteilungen für drei Zugkraftniveaus dargestellt.

Beim elastisch-plastischverfestigenden Verformungsgesetz steigt die Verbundspannungsspitze am belasteten Laschenanfang mit Zunahme der Zugkraft an. Im Versuch hingegen nähert sich das Verbundspannungsmaximum rasch einem Grenzwert, der auch bei weiterer Laststeigerung nicht mehr überschritten wird.

Beim elastisch-idealplastischen Verformungsgesetz stabilisiert sich das Verbundspannungsmaximum in Höhe dieses Grenzwertes mit der Folge, daß der mittlere Bereich der Verbindung im Gegensatz zum Versuch praktisch nicht zum Tragen herangezogen wird, weil der Schubkraftanteil am Laschenanfang so groß ist.

Nur beim elastisch-plastischentfestigenden Verformungsgesetz wandert die Verbundspannungsspitze zum unbelasteten Laschenende hin, wie es Ladner /33/ auch im Versuch beobachtet hat (s. Bild 3.17). Dadurch findet mit steigender Belastung ein Spannungsausgleich statt. Der mittlere Laschenbereich wird stärker zum Tragen herangezogen als bei den anderen Verformungsgesetzen.

Zur Erklärung der Entfestigung kann angenommen werden, daß der Reibungswiderstand in der Gleitfuge zwischen den adhäsiv an der Klebschicht gebundenen Betonbestandteilen und dem Betonuntergrund mit zunehmendem Verschiebungsweg abnimmt. Beim Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich besitzt die Reibung zunächst als Haftreibung ihren Größtwert, der jedoch nach einer sehr kleinen Verschiebung mit dem Übergang zur Gleitreibung stark abfällt. Diese ist wegen der ausgeprägten Rauigkeit in der Gleitfuge anfangs hoch. Mit zunehmender Verschiebung wird die Gleitfuge geglättet, wodurch der Reibwiderstand abnimmt und sich das im Bild 5.2 gestrichelt dargestellte Verformungsgesetz ergibt.

In diesem Zusammenhang wird auf Ergebnisse von Daschner und Kupfer /16/ hingewiesen, die sich mit der Übertragung von Schubkräften entlang der Ufer von Schub- und Biegerissen in Stahlbetonbauteilen befassen. Auch diese Versuche zeigen den Bereich der Entfestigung in der hier angenommenen Weise.

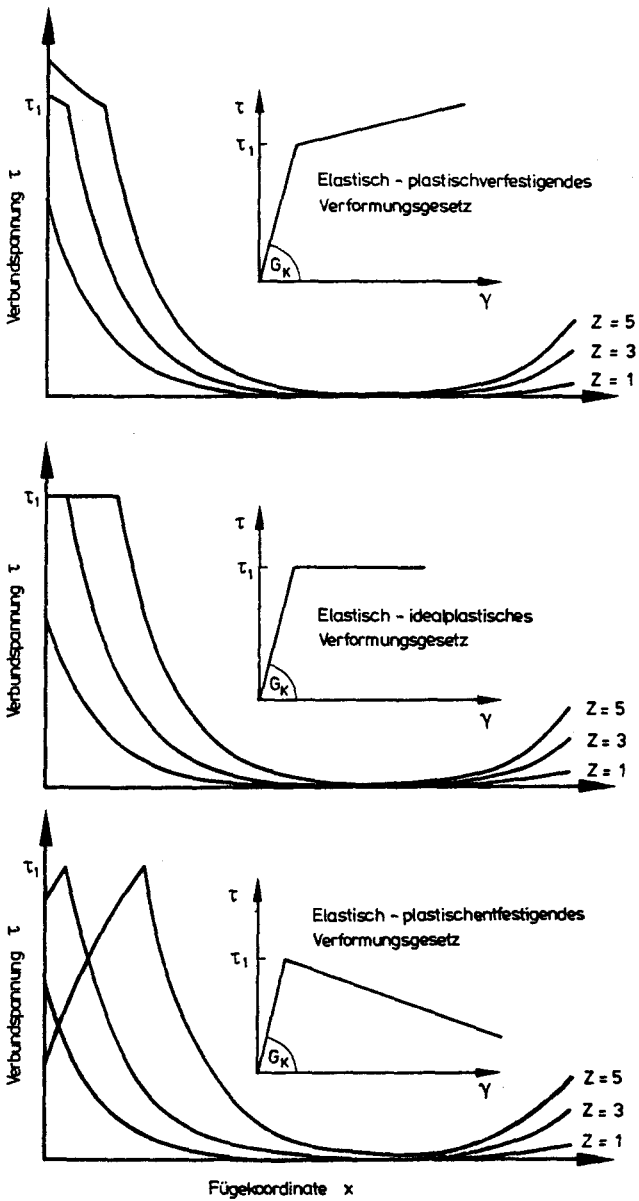


Bild 5.1: Schematische Darstellung der Verbundspannungen bei drei verschiedenen Klebschicht-Verformungsgesetzen

5.3 Formulierung des Verformungsgesetzes

Von den anderen Theorien (s. Abs. 3.2.2) her ist bekannt, daß zur Erlangung von praktikablen Berechnungsverfahren das Klebschicht-Verformungsgesetz stark vereinfacht werden muß. Hier wird ein bilineares elastisch-plastischentfestigendes Verformungsgesetz nach Bild 5.2 gewählt, weil damit die Versuchsergebnisse von den drei möglichen Formen am besten angenähert werden können.

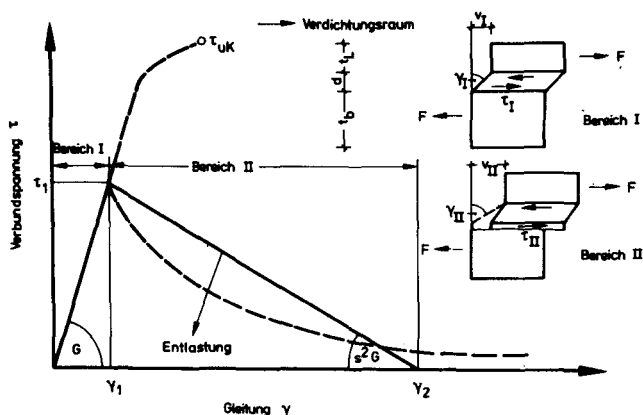


Bild 5.2: Bilineares Verformungsgesetz der Klebschicht bei Erstbelastung

Der Bereich I des Verformungsgesetzes beschreibt die elastischen Verformungen der Klebschicht. Hier kann ein konstanter Gleitmodul G angenommen werden, wie er sich als Sekantenmodul im Zug-Scherversuch nach DIN 54 451 ergibt. Dieser linear-elastische Bereich I soll bis zur Überwindung der Zugfestigkeit des Betons unter Querdruck gelten. Die dazugehörige maximale Verbundspannung τ_1 , die erheblich kleiner als die Klebfestigkeit τ_{uK} ist, läßt sich aus den Verbundversuchen bestimmen.

Der Bereich II beschreibt die nicht reversiblen Gleitungen in der Betonoberfläche. Näherungsweise soll angenommen werden, daß der Reibungswiderstand linear mit dem Verschiebungsweg abnimmt. Der in Wirklichkeit gekrümmt anzunehmende Entfestigungsast (gestrichelte Linie) wird durch eine Gerade ersetzt. Dann lautet das Verformungsgesetz im Bereich II:

$$\tau_{II} = -s^2 \sigma \gamma_{II} + s^2 \sigma \gamma_2 \quad (5.1)$$

mit

$$s^2 = \frac{\gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} \quad (5.2)$$

für

$$\gamma_1 < \gamma_{II} < \gamma_2.$$

Die Bruchgleitung γ_2 ergibt sich dabei aus der Verschiebung v_u im Bruchzustand

$$\gamma_2 = v_u / d, \quad (5.3)$$

während γ_I der Schiefstellung der Klebschicht in üblicher Weise entspricht, hat γ_{II} keine eigentliche geometrische Bedeutung mehr sondern wird analog definiert zu

$$\gamma_{II} = v_{II} / d.$$

Die "Gleitung" γ_{II} besteht aus einer elastischen Gleitung und einem Anteil irreversibler Verschiebungen. Damit kann die Bruchgleitung γ_2 aus der in den Versuchen gemessenen Verschiebung v_u im Bruchzustand ermittelt werden.

5.4 Aufstellung der Verteilungsfunktion

Zur Entwicklung des Rechenverfahrens werden folgende Annahmen getroffen:

1. Isotropie in beiden Verbundpartnern,
2. Homogener Werkstoffaufbau,
3. Vernachlässigung der Spannungen und Verformungen senkrecht zur Klebschicht, d. h. keine Berücksichtigung der Fügeteilbiegung,
4. Vernachlässigung der Normalspannungen σ_x in der Klebschicht,
5. Ebener Spannungszustand.

Die Vernachlässigung der Fügeteilbiegung erscheint hier aus zwei Gründen vertretbar:

- a) Die genaueren Theorien nach Abs. 3.2 zeigten, daß der Einfluß des exzentrischen Lastangriffs auf die Verbundspannungsverteilung mit der Verbundlänge abnimmt und damit bei den großen Verbundlängen im Bauwesen bedeutungslos wird.
- b) Bei der Verankerung von Laschen, die im Zugbereich von Stahlbetonbalken oder an Stahlbetonzugglieder angeklebt werden, kann die für einschnittige Metallklebungen typische (s. Bild 3.3) und bruchauslösende Fügeteilbiegung ebensowenig eintreten wie bei den Doppellaschen-Versuchskörpern für die Verbundversuche. Die exzentrische Lastabtragung durch die einseitige Klebung führt hier nach Abs. 4.3.2 zu Querpressungen im Beton, deren Wirkung durch den Wert τ_1 berücksichtigt wird.

Für das im Bild 5.3 dargestellte Element einer einschnittigen Überlappung lassen sich die nachstehenden Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen anschreiben. Die einschnittige Überlappung kann als die eine Hälfte einer Doppellaschenverbindung verstanden werden. Die in der Schnittfläche auftretenden Kräfte werden wegen der Vernachlässigung der Fügeteilbiegung nicht berücksichtigt.

Der Ursprung der Fügeteilkoordinate \bar{x} wird an jene, zunächst unbekannte Stelle \bar{x}_1 gelegt, die innerhalb der Verbundlänge die Bereiche I und II des bilinearen Verformungsgesetzes trennt.

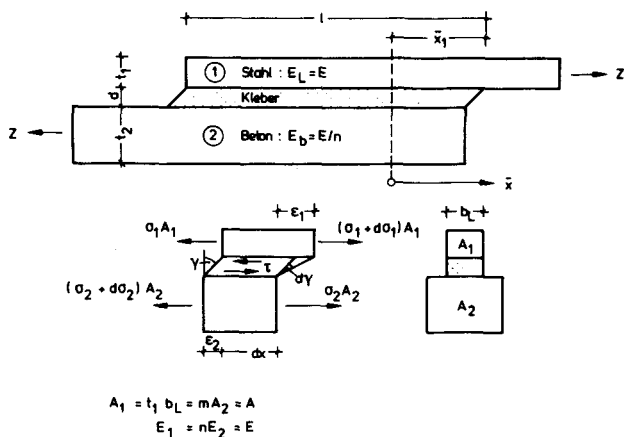


Bild 5.3: Bezeichnungen für die Rechnung

Für das im Bild 5.3 dargestellte Element lassen sich folgende Beziehungen anschreiben.

$$\tau b_L dx = A d\sigma_1 \quad (5.4)$$

$$\tau b_L dx = \frac{A}{m} d\sigma_2 \quad (5.5)$$

$$d dy = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) dx \quad (5.6)$$

$$y' = \frac{1}{d} \left(\frac{\sigma_1}{E} - \frac{n \sigma_2}{E} \right) \quad (5.7)$$

$$y'' = \frac{1}{Ed} \left(\frac{d\sigma_1}{dx} - \frac{n d\sigma_2}{dx} \right) \quad (5.8)$$

Nach Einsetzen von (5.4) und (5.5) in (5.8) ergibt sich:

$$y'' = \frac{b_L (1 - mn)}{d A E} \tau. \quad (5.9)$$

Für den Bereich I lautet dann mit $\tau = \gamma G$ die Differentialgleichung zweiter Ordnung:

$$\gamma_I' - \frac{b_L(1-mn)G}{AE d} \gamma_I = 0, \quad (5.10)$$

die mit

$$\lambda^2 = \frac{G b_L}{AE d} (1-mn) \quad (5.11)$$

die folgende allgemeine Lösung besitzt:

$$\gamma_I = A_I \operatorname{sh} \lambda \bar{x} + B_I \operatorname{ch} \lambda \bar{x}. \quad (5.12)$$

Für den Bereich II ergibt sich mit (5.1) aus (5.9):

$$\gamma_{II}'' + s^2 \lambda^2 \gamma_{II} = s^2 \lambda^2 \gamma_2. \quad (5.13)$$

Diese inhomogene DGL besitzt die allgemeine Lösung:

$$\gamma_{II} = A_{II} \sin s \lambda \bar{x} + B_{II} \cos s \lambda \bar{x} + \gamma_2 \quad (5.14)$$

Für die Bestimmung der vier Integrationskonstanten A_I , A_{II} , B_I und B_{II} sowie der Größe \bar{x}_1 stehen drei Übergangs- und zwei Randbedingungen zur Verfügung:

$$\bar{x} = 0 \quad \gamma_I = \gamma_1 \quad (5.15)$$

$$\bar{x} = 0 \quad \gamma_{II} = \gamma_1 \quad (5.16)$$

$$\bar{x} = 0 \quad \gamma_I' = \gamma_{II}' \quad (5.17)$$

$$\bar{x} = \bar{x}_1 \quad \sigma_1 = Z/A, \quad \sigma_2 = 0 \quad (5.18)$$

$$\bar{x} = \bar{x}_1 - l \quad \sigma_2 = mZ/A, \quad \sigma_1 = 0 \quad (5.19)$$

Aus (5.15) bis (5.17) ergibt sich sofort:

$$B_I = \gamma_1 \quad (5.20)$$

$$B_{II} = \gamma_1 - \gamma_2 \quad (5.21)$$

$$A_I = s A_{II} \quad (5.22)$$

Die Konstanten A_I und A_{II} sind durch den Wert \bar{x}_1 , welcher die Lage der Verbundspannungsspitze τ_1 angibt, miteinander verknüpft. Aus den Randbedingungen (5.18) und (5.19) ergibt sich für \bar{x}_1 eine transzendente Gleichung:

$$\begin{aligned} \frac{Z}{AE d} \operatorname{ch} \lambda (\bar{x}_1 - l) - \frac{nmZ}{AE d} \cos s \lambda \bar{x}_1 + \\ + (\gamma_1 - \gamma_2) s \lambda \sin s \lambda \bar{x}_1 \operatorname{ch} \lambda (x_1 - l) + \\ + \gamma_1 \lambda \operatorname{sh} \lambda (\bar{x}_1 - l) \cos s \lambda \bar{x}_1 = 0 \end{aligned} \quad (5.23)$$

Hieraus kann \bar{x}_1 nur als Näherungswert bestimmt werden. Deutlich ist zu sehen, daß \bar{x}_1 sowohl von den geometrischen und stofflichen Parametern (über λ) als auch von der Belastung Z abhängt. Der Einfluß der Verbundlänge l nimmt allerdings mit wachsendem l bis auf 0 ab, wie die folgende Untersuchung zeigt. Für große Argumente x gilt nämlich:

$$\operatorname{sh} x \approx \operatorname{ch} x \approx e^x \gg \cos x. \quad (5.24)$$

Deshalb kann man für große l für Gleichung (5.23) schreiben:

$$\begin{aligned} \frac{Z}{AE d} e^{\lambda(\bar{x}_1 - l)} + (\gamma_1 - \gamma_2) s \lambda \sin s \lambda \bar{x}_1 \cdot e^{\lambda(\bar{x}_1 - l)} \\ - \gamma_1 \lambda \cos s \lambda \bar{x}_1 \cdot e^{\lambda(\bar{x}_1 - l)} = 0 \end{aligned} \quad (5.25)$$

Durch Division durch $e^{\lambda(\bar{x}_1 - l)}$ läßt sich l eliminieren. Die numerische Auswertung zeigt, daß der Einfluß der Verbundlänge l auf die Größe \bar{x}_1 bereits für $l = 300 - 500$ mm verschwindet. Um dieses im Widerspruch zu Versuchsbeobachtungen stehende Rechenergebnis zu vermeiden, wird angenommen, daß die Bruchgleitung γ_2 linear mit der Verbundlänge ansteigt:

$$\gamma_2 = \gamma_1 + \alpha \frac{l}{d}, \quad (5.26)$$

Nach Bild 4.17 deuten die Versuchsergebnisse einen derartigen Zusammenhang an.

Die Berechnung von \bar{x}_1 aus Gleichung (5.23) und die anschließende Ermittlung der Integrationskonstanten A_I und A_{II} , die somit auch von den geometrischen und stofflichen Eigenschaften und von der Belastung Z abhängen, ist auf einer Tischrechenanlage möglich. Die Ergebnisse können für eine Parameterstudie benutzt werden.

5.5 Ergebnisse der Rechnung

5.5.1 Materialkennwerte

Die Rechnung soll mit den Materialkennwerten der eigenen Verbundversuche (s. Abs. 4) durchgeführt werden. Die Mittelwerte für Beton B 25 und Kleber A sind in der Tabelle 5.4 zusammengestellt.

Kennwert	Bezeichnung	Einheit	Größe
Streckgrenze der Laschen	β_S	N/mm ²	240
E-Modul der Laschen	E	N/mm ²	205000
E-Modul-Verhältnis	n	-	8
G-Modul des Klebst.	G	N/mm ²	770
Max. Verbundspannung	T_1	N/mm ²	8
Grenzgleitung	γ_1	-	0,0104
Klebschichtdicke	d	mm	1
Verschiebungsbeiwert	α	-	0,00127

Tabelle 5.4: Materialkennwerte für die Rechnung

5.5.2 Die Verbundspannungsverteilung

Die Rechnung liefert zunächst die Gleitung γ als Funktion der Koordinate \bar{x} . Die Verbundspannung erhält man durch Multiplikation mit den jeweiligen Gleitmodulen G bzw. $-s^2G$.

Als ein Beispiel ist auf Bild 5.5 die berechnete Verbundspannungsverteilung für die im Bild 4.10 behandelte Verbindung dargestellt. Der besseren Übersichtlichkeit wegen ist die Koordinate \bar{x} der Rechnung durch die Fügekoordinate x ersetzt worden, so daß der Koordinatenursprung wie üblich am belasteten Laschenanfang liegt. Man erkennt deutlich das von Ladner /33/ auch im Versuch beobachtete Wandern der Verbundspannungsspitze bei steigender Belastung, wobei das Verhältnis $\max \tau / \tau_m$ abnimmt.

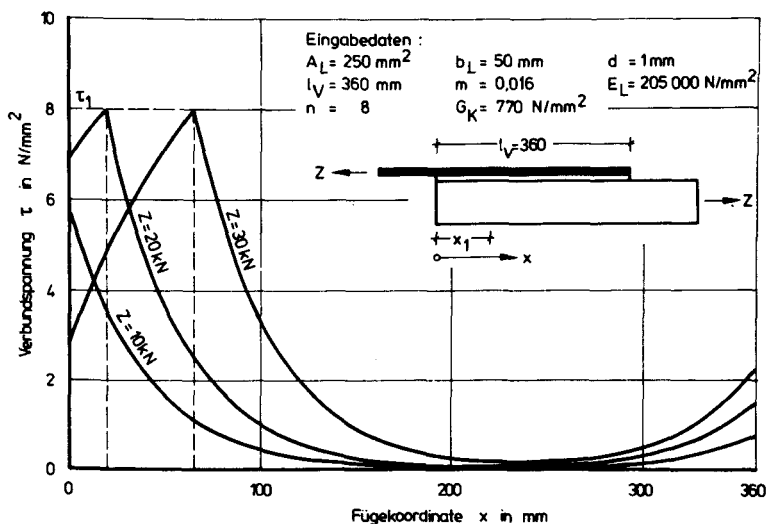


Bild 5.5: Berechnete Verbundspannungsverteilung bei bili-nearer Klebschichtverformungsgesetz

Da die Größe γ_2 als Gleitung im Bruchzustand definiert wurde, ist damit auch eine Verformungsbedingung als Bruchkriterium gegeben. Als Bruchlast ergibt sich damit diejenige Last, bei der die Gleitung $\gamma(x)$ am belasteten Laschenan-

fang gleich γ_2 ist:

$$\gamma(Z_u) = \gamma_{II}(x=0) = \gamma_{II}(\bar{x} = \bar{x}_1) = \gamma_2 \quad (5.27)$$

Hieraus ergibt sich zugleich, daß $\tau(x)$ größer Null sein muß für alle Werte von x . Die Verbundspannungsspitze wandert also nur soweit vom belasteten Laschenende gesehen ins Innere, solange die Verbundspannung noch positiv ist.

Die Rechnung bestätigt die Brauchbarkeit dieses Bruchkriteriums: Für $Z > Z_u$ wird $\bar{x}_1 > 1$, was mechanisch unsinnig ist. Die Rechnung zeigt weiter, daß für praxismgerechte Laschenbewehrungsgrade m die Verbundspannungen am unbelasteten Laschenende kleiner als τ_1 bleiben.

5.5.3 Einfluß der Verbundlänge auf die Bruchlast

Im Bild 5.6 sind für zwei verschiedene Laschenbreiten b_L die rechnerischen Bruchlasten als Funktion der Verbundlänge l_V und die entsprechenden Versuchswerte eingezeichnet. Die Bruchlasten streuen bei derartigen Versuchen unter anderem wegen ihrer Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit in der Regel beträchtlich. Die berechneten Kurven verlaufen etwa in der Mitte der Streubereiche der beiden Laschenbreiten. Bei diesen Versuchen sind innerhalb der Verbundlänge keine Risse aufgetreten.

Bei einem Vergleich der Bruchlasten aller 30 eigenen Verbundversuche mit Verbundlängen von 6 bis 150 cm mit den dazugehörigen rechnerischen Bruchlasten beträgt die mittlere Abweichung 5 %.

Die berechneten Bruchlasten steigen monoton mit der Verbundlänge l_V an und nähern sich asymptotisch der Funktion $Z_u = a\sqrt{b l_V}$, wobei die Beiwerte a und b von den übrigen geometrischen und stofflichen Parametern abhängen (s. Abs. 5.6). Im folgenden wird der Einfluß der übrigen

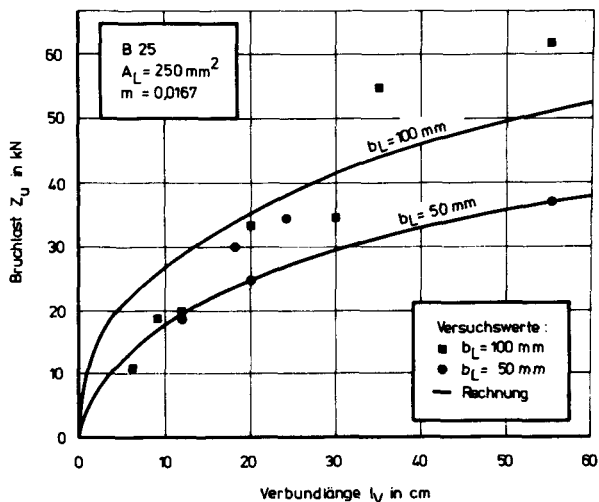


Bild 5.6: Einfluß der Verbundlänge auf die Bruchlast

geometrischen Parameter untersucht, wobei in der Regel die Verbundlänge mit $l_v = 500$ mm und der Betonquerschnitt mit $A_b = 150$ cm² konstant gehalten werden. Eine Änderung der Verbundlänge bewirkt im wesentlichen eine Parallelverschiebung der Kurven. Der Einfluß des Betonquerschnitts wird in Abs. 5.5.7 untersucht. Die Einflüsse der Werkstoffe werden in Abs. 5.6 diskutiert.

5.5.4 Einfluß der Laschenbreite auf die Bruchlast

Die auf die Strecklast der Stahllasche St 37 bezogene Bruchlast steigt mit der Laschenbreite an, wie aus Bild 5.7 ersichtlich ist. Dabei nimmt die Steigung der Kurven mit zunehmendem Laschenquerschnitt ab.

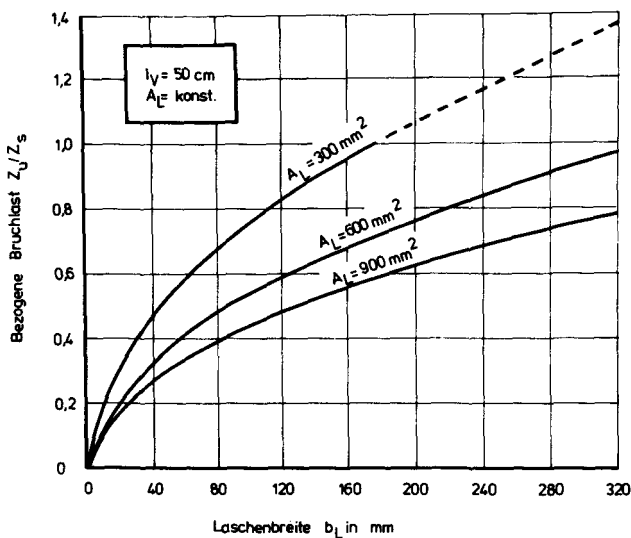


Bild 5.7: Einfluß der Laschenbreite auf die Bruchlast

5.5.5 Einfluß der Laschendicke auf die Bruchlast

Mit zunehmender Laschendicke nimmt die bezogene Bruchlast hyperbelförmig ab und nähert sich asymptotisch dem Grenzwert Null (s. Bild 5.8). Damit erweisen sich gedrungene Laschenquerschnitte oder Stahlprofile als ungünstig.

Bei konstantem Betonquerschnitt ist dabei der Laschenquerschnitt von relativ geringem, jedoch ungünstigem Einfluß. Bei konstantem Laschenbewehrungsgrad m ist der Laschenquerschnitt ohne Einfluß.

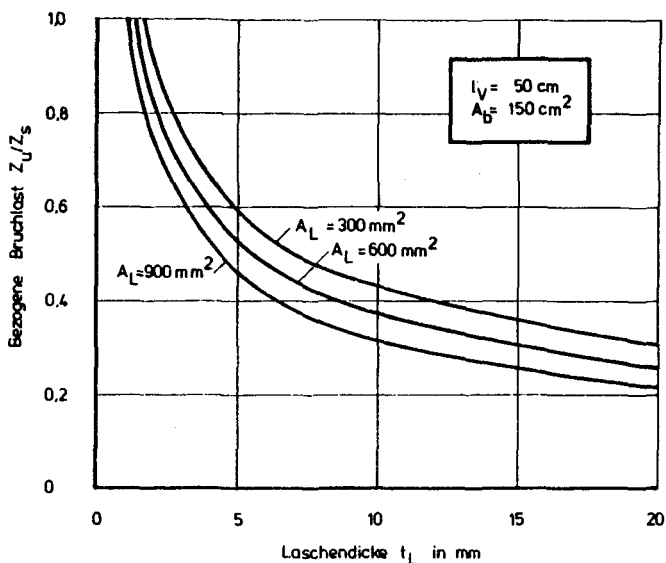


Bild 5.8: Einfluß der Laschendicke auf die bezogene Bruchlast

5.5.6 Einfluß des Laschenquerschnitts auf die Bruchlast

Auf den Bildern 5.9 und 5.10 ist der Einfluß des Laschenquerschnitts auf die bezogene Bruchlast getrennt für konstant gehaltene Laschenbreite b_L bzw. Laschendicke t_L dargestellt. Bei konstantem Betonquerschnitt steigt mit dem Laschenquerschnitt auch der Laschenbewehrungsgrad m an. Bei konstantem Laschenbewehrungsgrad verlaufen die Linien für $t_L = \text{konst.}$ (Bild 5.10) horizontal. Dann ist die bezogene Bruchlast der Laschenbreite direkt proportional.

Ein Vergleich von Bild 5.9 und 5.10 zeigt deutlich, daß eine Erhöhung des Laschenquerschnitts zweckmäßigerweise durch eine Verbreiterung der Laschen durchzuführen ist. Die aufnehmbare bezogene Bruchlast nimmt dann allerdings progressiv ab.

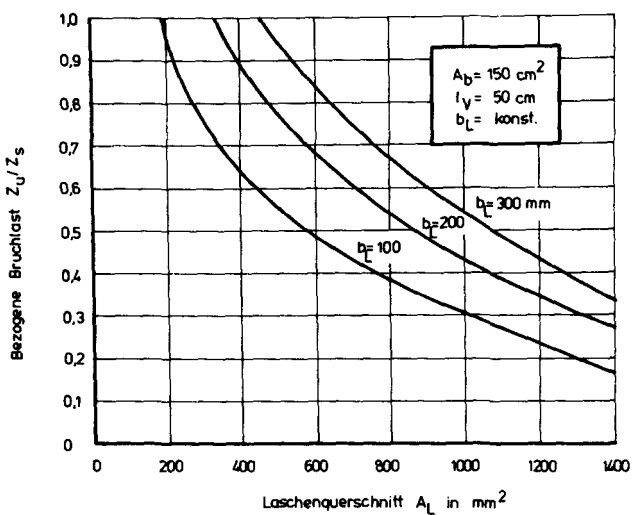


Bild 5.9: Einfluß des Laschenquerschnitts auf die bezogene Bruchlast bei konstanter Laschenbreite

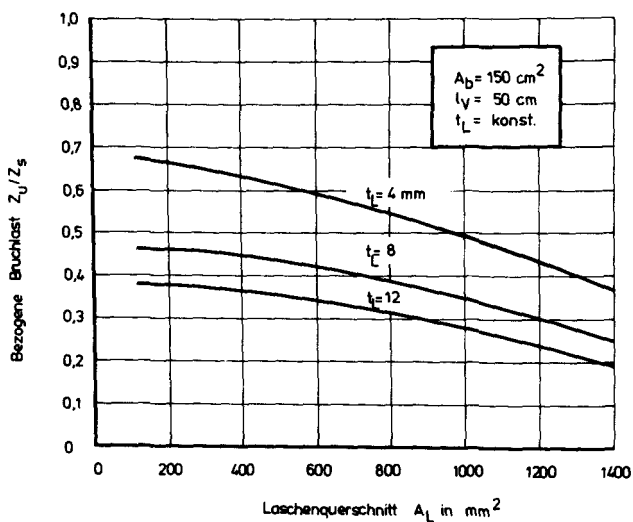


Bild 5.10: Einfluß des Laschenquerschnitts auf die bezogene Bruchlast bei konstanter Laschendicke

Den Zusammenhang zwischen der Bruchlast, der Verbundlänge l_v und der dazugehörigen Klebfläche A_K für gebräuchliche Laschenquerschnitte mit 10 und 15 cm Breite zeigen die Bilder 5.11 und 5.12. Mit dem Laschenquerschnitt steigt auch der Laschenbewehrungsgrad m an. Die Bilder gelten streng genommen nur für einen Betonquerschnitt von 300 cm^2 aus Beton B 25. Der Einfluß der Betonabmessungen auf die Bruchlast ist jedoch relativ gering.

Mit steigender Laschendicke nähern sich die Bruchlasten einem Grenzwert $\max Z_u$ (gestrichelte Linie), der näherungsweise nach Abs. 5.6.2 berechnet werden kann.

Die in die Bilder eingezeichneten Geraden der mittleren Bruchverbundspannungen τ_{mu} sollen verdeutlichen, daß bei gleicher Verbundlänge bei unterschiedlichen Laschenprofilen auch unterschiedliche mittlere Verbundspannungen entstehen können. Eine Bemessung nach der mittleren Verbundspannung ist deshalb nicht möglich, ja sogar unsinnig.

Die Kurven wurden an der Geraden $\tau_{mu} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ gekappt, weil höhere mittlere Verbundspannungen von Beton B 25 nicht aufgenommen werden können. Die Bilder 5.11 und 5.12 zeigen, daß man bei einer vorgegebenen Bruchlast mit dickeren Laschen kürzere Verbundlängen benötigt und kleinere Klebflächen erhält. Ein Vergleich der beiden Bilder zeigt, daß sich bei gleichdicken Laschen die Klebflächen angenähert reziprokproportional zu den Laschenbreiten verhalten.

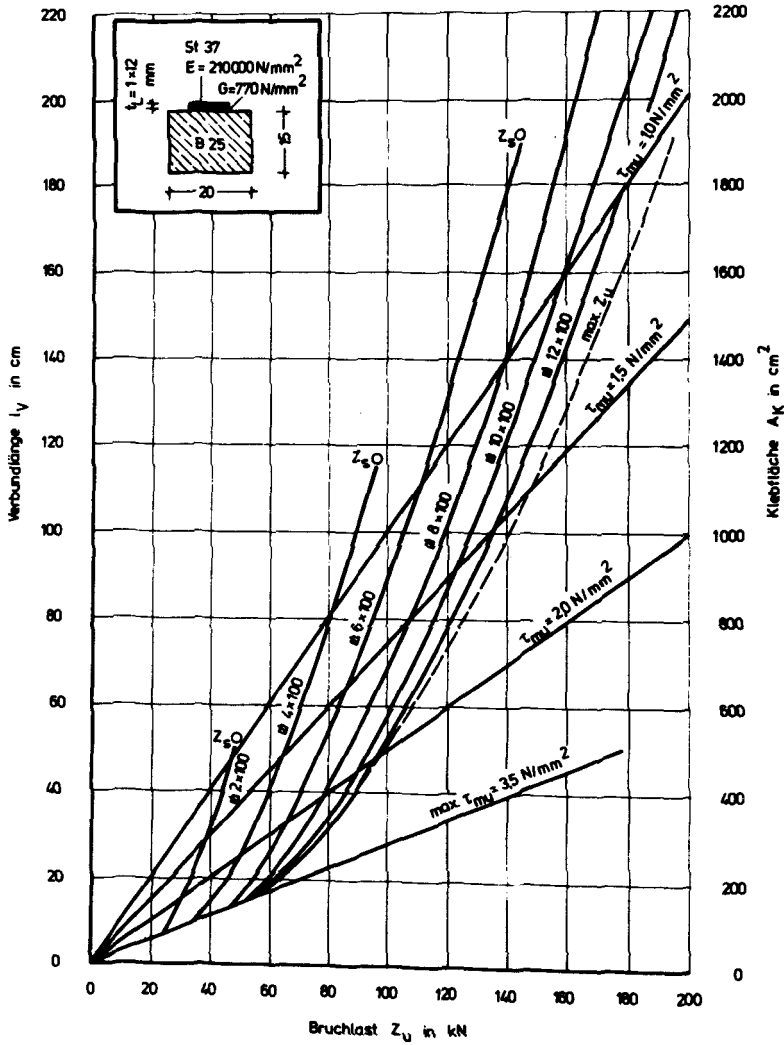


Bild 5.11: Zusammenhang zwischen Bruchlast und Verbundlänge bei 10 cm breiten Laschen

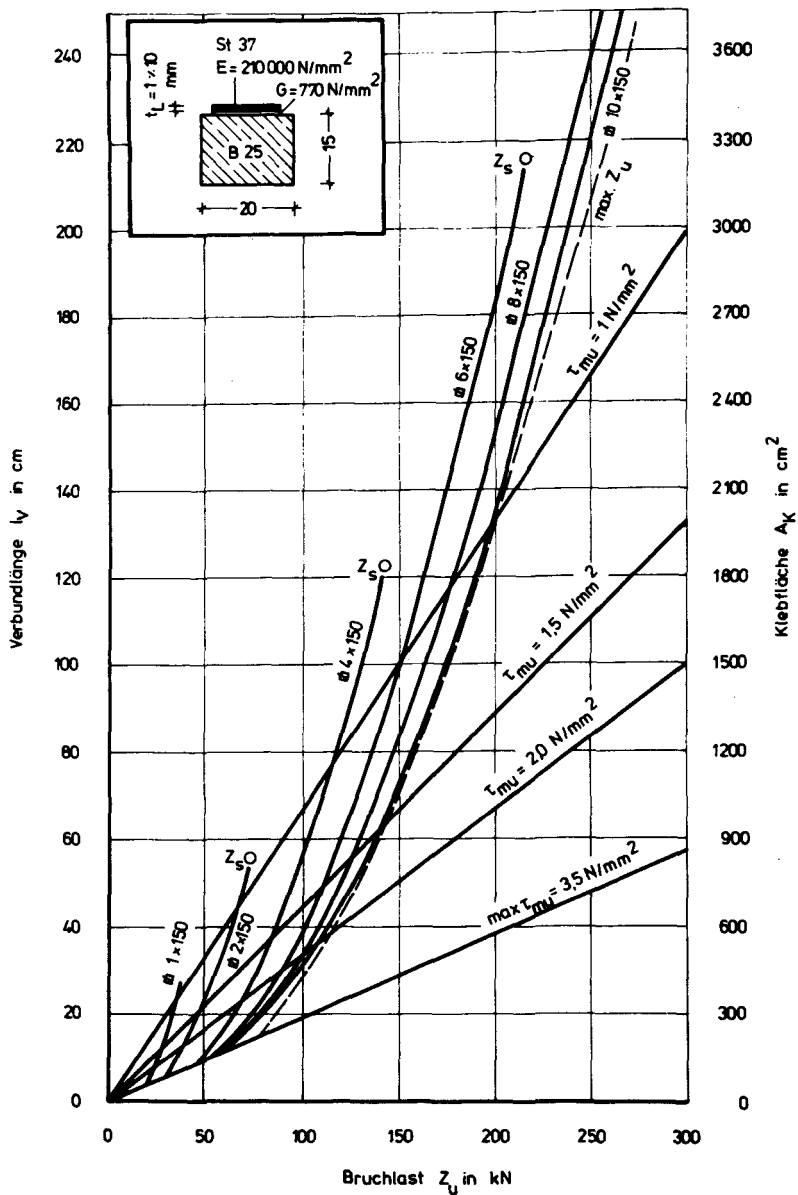


Bild 5.12: Zusammenhang zwischen Bruchlast und Verbundlänge bei 15 cm breiten Laschen

5.5.7 Einfluß des Laschenbewehrungsgrades auf die bezogene Bruchlast

Die Größe des Betonquerschnitts geht in die Rechnung durch den Laschenbewehrungsgrad $m = A_L/A_b$ ein. Wie aus Bild 5.13 zu ersehen ist, nimmt die bezogene Bruchlast mit steigendem Bewehrungsgrad m progressiv ab und erreicht für $m = 1/n$ den Wert Null, weil dann $\lambda = 0$ ist (s. Gleichung 5.11). Wie später gezeigt wird, sind Laschenbewehrungsgrade $m \geq 1/2n$ unwirtschaftlich (s. Abs. 5.6.2).

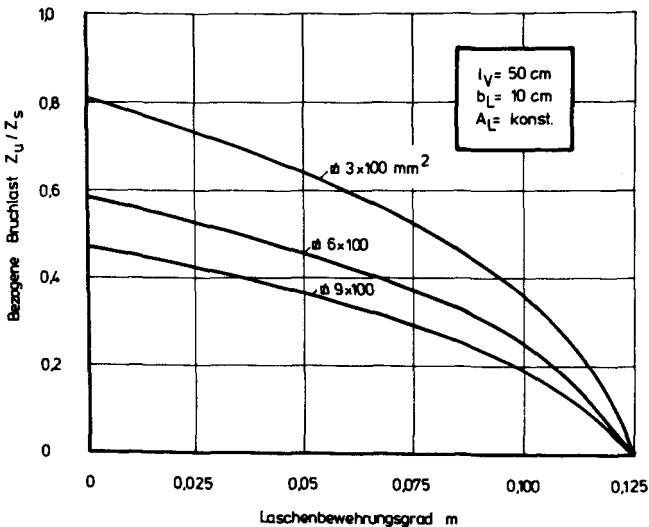


Bild 5.13: Einfluß des Laschenbewehrungsgrades auf die bezogene Bruchlast

5.5.8 Verschiebungsverhalten

Auf Bild 5.14 sind die Verschiebungen nach Rechnung und Versuch für zwei Klebschichtdicken gegenübergestellt (s. auch Bild 4.21). Die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch ist recht gut. Die Rechnung zeigt allerdings eine deutliche Abhängigkeit der Bruchlast von der Klebschichtdicke, die in diesem Ausmaß von den Versuchen nicht bestätigt

wird. Die Gründe hierfür wurden bereits in Abs. 3.2.3.2 im Zusammenhang mit anderen Berechnungsverfahren diskutiert. Unter praktischen Bedingungen kann eine mittlere Klebschichtdicke von $d = 1 \text{ mm}$ angenommen werden (s. Abs. 4.3.4.6). Mit $d = 1 \text{ mm}$ erhält man auch hinsichtlich Bruchlast und Verschiebungsverhalten die beste Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch.

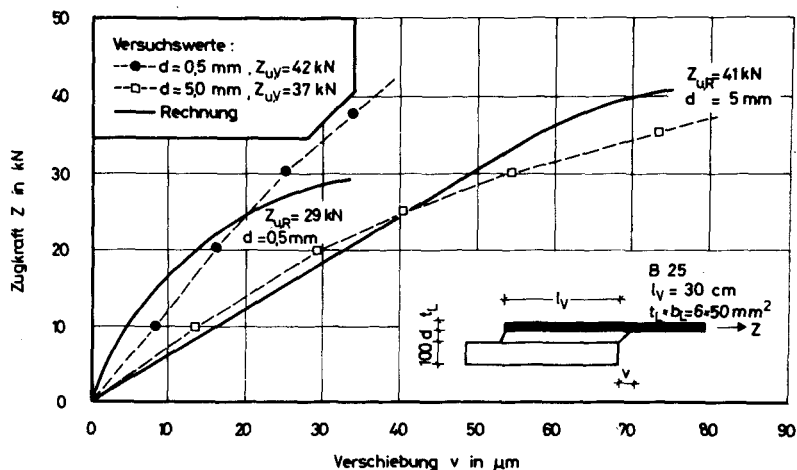


Bild 5.14: Gemessene und berechnete Verschiebungen

5.5.9 Einfluß von Rissen im Verankerungsbereich auf die Verbundspannungen

Im Regelfall werden die Stahllaschen an Stahlbetonteile als zusätzliche Bewehrung angeklebt. Im Verankerungsbereich ist deshalb mit Rissen zu rechnen, die bereits vor dem Ankleben vorhanden sein oder auch danach bei höherer Belastung entstehen können. In beiden Fällen entstehen beidseitig der Risse zusätzliche Verbundspannungen in der Klebung, die von der Rechnung nicht erfaßt werden können. Es ist deshalb zu überlegen, inwieweit Risse innerhalb der Verbundlänge die Bruchlast beeinflussen können. Auf Bild 5.15 sind die im

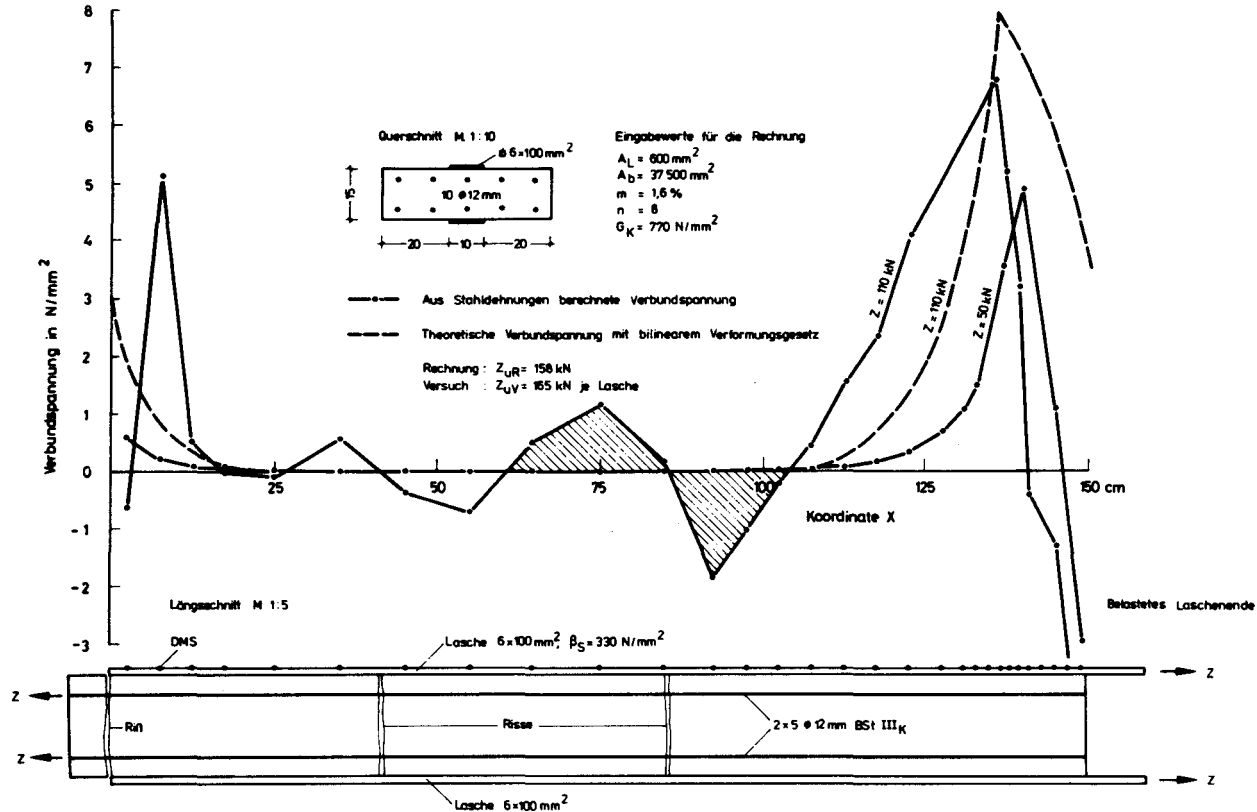


Bild 5.15: Gemessene und berechnete Verbundspannungen bei einer 150 cm langen Lasche

Versuch an einer relativ langen Überlappung von 150 cm nach Abs. 4.3.2 ermittelten Verbundspannungen aufgetragen. Die Laschenzugkraft $Z = 50 \text{ kN}$ wurde hier gerade noch rißfrei ertragen. Es entsteht eine der Theorie entsprechende Verbundspannungsverteilung mit Spannungsspitzen an den Laschenenden. Die negativen Verbundspannungen an den Laschenenden sind fehlerhaft. Sie resultieren aus der Laschenbiegung (s. Bild 4.12). Bei der Laschenzugkraft $Z = 110 \text{ kN}$ haben sich zwei Trennrisse im Beton gebildet. Beidseitig des Risses entstehen Verbundspannungen mit entgegengesetztem Vorzeichen (schraffierte Flächen). Da für die Zugkraft gilt

$$Z = \int_0^l \tau b_L dx \quad (5.28)$$

beeinflußt die Rißbildung dann die Bruchlast nicht, wenn die Teilschubkräfte beiderseits eines Risses gleichgroß sind und nicht mit den Verbundspannungsspitzen an den Laschenenden zusammenfallen. Beides ist in der Regel der Fall.

Hinzu kommt, daß die Verbundspannungsspitzenwerte an den Rissen in allen Fällen erheblich unterhalb des Grenzwertes $\tau_1 = 8 \text{ N/mm}^2$ lagen.

Das liegt im wesentlichen daran, daß wegen der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von geklebten Laschen und Rippenstäben hier im Riß keine Kraftaufteilung im Verhältnis der Stahlquerschnitte stattfindet. Im rechten Riß auf Bild 5.5 beispielsweise betragen $Z_L = 42 \text{ kN}$ und $Z_S = 68 \text{ kN}$, obwohl die Querschnitte A_L und A_S etwa gleich groß waren.

An den Laschenenden ist die Übereinstimmung zwischen den berechneten und gemessenen Verbundspannungen recht gut, wobei zu bedenken ist, daß die im Versuch aus den Dehnungen der Laschenoberseite ermittelten Verbundspannungen durch die Laschenbiegung verfälscht werden.

5.6 Vereinfachter Ansatz zur Berechnung der Bruchlast bei großen Verbundlängen

5.6.1 Näherungslösung für die Bruchlast

Für große Verbundlängen $l_V > 500$ mm ist ausgehend von Gleichung (5.25) eine vereinfachte Berechnung von \bar{x}_1 (Lage der Verbundspannungsspitze) möglich, die zu einer geschlossenen Lösung für die Bruchlast Z_u führt. Nach Division durch $e^{\lambda(\bar{x}_1-1)}$ erhält man aus (5.25)

$$\frac{Z}{AE d} + (\gamma_1 - \gamma_2) s \lambda \sin s \lambda \bar{x}_1 - \gamma_1 \lambda \cos s \lambda \bar{x}_1 = 0 \quad (5.29)$$

mit

$$\gamma_2 = \frac{\gamma_1 (1+s^2)}{s^2} \quad (5.30)$$

ergibt sich

$$\frac{Z}{AE d \gamma_1 \lambda} - \frac{1}{s} \sin s \lambda \bar{x}_1 - \cos s \lambda \bar{x}_1 = 0 \quad (5.31)$$

Zur Lösung führt man folgende Substitution ein:

$$\sin s \lambda \bar{x}_1 = y \quad (5.32)$$

und erhält

$$\frac{Z}{AE d \gamma_1 \lambda} - \frac{1}{s} y = \sqrt{1-y^2} \quad (5.33), (5.34)$$

$$y^2 \left(\frac{1}{s^2} + 1 \right) - \frac{2Z}{AE d s \gamma_1 \lambda} y + \left(\frac{Z}{AE d \gamma_1 \lambda} \right)^2 - 1 = 0$$

Diese quadratische Gleichung für y hat die Lösungen:

$$y_{1,2} = \frac{\frac{Z}{AE d s \gamma_1 \lambda} \pm \sqrt{\left(\frac{Z}{AE d s \gamma_1 \lambda} \right)^2 - \left(\frac{1}{s^2} + 1 \right) \left[\left(\frac{Z}{AE d \gamma_1 \lambda} \right)^2 - 1 \right]}}{\frac{1}{s^2} + 1} \quad (5.35)$$

Die positive Wurzel stellt hier eine überzählige Lösung dar, die durch das Quadrieren von Gleichung (5.33) entstanden ist.

Zur Bruchlast Z_u gehört ein Maximalwert von \bar{x}_1 . Diesen Maximalwert erhält man durch Nullsetzen des Radikanden in Gleichung (5.35) und Auflösung nach $Z = Z_u$. Man erhält:

$$Z_u = A E d y_1 \lambda \sqrt{1 + \frac{1}{s^2}} \quad (5.36)$$

oder

$$Z_u = \sqrt{A E G b d (1 - mn) y_1 y_2} \quad (5.37)$$

Mit

$$A = b t, \quad G = \tau_1 / y_1 \quad \text{und} \quad y_2 = y_1 + \alpha \frac{l}{d}$$

ergibt sich

$$Z_u = b \sqrt{E d t \tau_1 (1 - mn) \left(y_1 + \alpha \frac{l}{d} \right)} \quad (5.38)$$

Für große Laschenlängen l gilt näherungsweise

$$y_2 \approx \alpha \frac{l}{d} \quad (5.39)$$

und man erhält schließlich

$$Z_u = b_l \sqrt{E_l t_l \tau_1 (1 - mn) \alpha l_v} \quad (5.40)$$

Bei Berechnung der Bruchlast Z_u mit dem vereinfachten Ansatz nach Gleichung (5.40) beträgt die Abweichung gegenüber der genaueren Rechnung nach Absatz 5.5 für Verbundlängen $l_v > 70$ cm weniger als 5 %. Die Näherungsrechnung liefert kleinere Bruchlasten und liegt somit auf der sicheren Seite. Außerdem verschwindet der von den Versuchen nicht bestätigte günstige Einfluß der Klebschichtdicke d auf Z_u (s. Abs. 4.7).

5.6.2 Grenzwert der Bruchlast

Bei einem vorgegebenen Betonquerschnitt $A_b = b_b t_b$ verändert sich in der Gleichung (5.40) mit der Laschendicke t_L auch der Laschenbewehrungsgrad m . Führt man anstelle von m das Breitenverhältnis

$$\beta = \frac{b_L}{b_b} \quad (5.41)$$

ein, so wird aus Gleichung (5.40)

$$Z_u = \beta b_b \sqrt{\frac{E \tau_1 \alpha l_v}{t_b} (t_L t_b - n \beta t_L^2)} \quad (5.42)$$

Durch Nullsetzen der Ableitung dZ_u/dt_L erhält man für die Blechdicke das Maximum $\max t_L$:

$$\max t_L = \frac{t_b}{2 n \beta} \quad (5.43)$$

Da für $t_L > \max t_L$ die Bruchlast wieder kleiner wird gehört zu $\max t_L$ ein Grenzwert der Bruchlast $\max Z_u$, der von den Eigenschaften und Abmessungen des Betons, dem Breitenverhältnis β und der Verbundlänge l_v abhängt:

$$\max Z_u = \frac{b_b}{2} \sqrt{E_b t_b \tau_1 \alpha \beta l_v} \quad (5.44)$$

Zu $\max Z_u$ gehört der Laschenbewehrungsgrad m :

$$m^* = \frac{1}{2 n} \quad (5.45)$$

Die Linie $\max Z_u$ als Funktion von l_v ist in die Bilder 5.11 und 5.12 eingezeichnet.

5.7 Folgerungen

5.7.1 Bemessung der Laschen

Die Rechnung zeigt deutlich, daß die aufnehmbare Laschenzugkraft stark vom Laschenquerschnitt beeinflußt wird. Deshalb empfiehlt es sich nicht, die Laschen nach der Stahlspannung wie etwa der Streckgrenze zu bemessen, weil das zu großen Klebflächen führen kann. Kleinere Klebflächen im Verankerungsbereich erhält man mit größeren Laschenquerschnitten (s. Bilder 5.11 und 5.12). Die Berechnung der erforderlichen Verankerungslänge l_v kann mit der umgeformten Gleichung (5.40) für die jeweilige rechnerische Zugkraft Z_u im Bruchzustand durchgeführt werden:

$$\text{erf } l_v = \frac{Z_u^2}{E b_L^2 t_L \tau_1 \alpha (1 - mn)} \quad (5.46)$$

Wegen des spröden Bruchverhaltens der angeklebten Laschen sollte die Gebrauchslast Z_L der Laschen

$$Z_L = \frac{Z_u}{2,1} \quad (5.47)$$

betragen.

Der Rechnung nach sollten die Laschen dabei möglichst breit sein. In der Praxis findet diese Forderung durch die mit zunehmender Breite schwieriger werdende Montage der Laschen eine Begrenzung, die bei $b_L = 15 - 20$ cm anzunehmen ist. Auch sollten die Laschen wenigstens 5 mm dick sein, damit eine geradlinige Laschenführung sichergestellt wird.

5.7.2 Einfluß des Laschenmaterials

Die aufnehmbare Laschenzugkraft ist der Quadratwurzel ihres E-Moduls proportional. Andere Theorien liefern ähnliche Zusammenhänge. Sie haben sich jedoch nicht grundsätzlich durch Versuche bestätigen lassen. Die Folgerung, daß z. B. Aluminumblech oder Kunststofflaschen (GFK) ungünstig sind, müßte also noch experimentell überprüft werden.

Die Verwendung von hochfesten Stählen ist jedoch sicher unzweckmäßig. Statt dessen sind größere Laschenquerschnitte günstiger.

5.7.3 Einfluß des Klebers

Wie in Absatz 5.6.1 gezeigt wurde, hängt die Bruchlast letztlich nicht mehr vom Gleitmodul G des Klebers sondern von der maximalen Verbundspannung τ_1 und von dem Verschiebungsbeiwert α ab.

Die Versuche haben bereits gezeigt, daß diese beiden Größen auch von der Festigkeit des Betons abhängt. Da die beiden verwendeten Klebstoffe annähernd gleiche Gleitmodule hatten, liegen zum Einfluß des Klebers auf τ_1 und α noch keine verwertbaren Versuchsergebnisse vor. Der Rechnung nach bewirkt ein Anstieg von τ_1 und α auch eine Zunahme der Bruchlast.

5.7.4 Einfluß des Betons

Die Eigenschaften des Betons gehen in die Rechnung mit den Parametern τ_1 , α und $n = E_L/E_b$ ein. Der Elastizitätsmodul des Betons E_b ist nach CEB proportional der Quadratwurzel aus der Würfeldruckfestigkeit. Für die beiden anderen Parameter τ_1 und α ist der Zusammenhang mit der Betondruckfestigkeit noch nicht bekannt. Der Verschiebungsbeiwert α ,

durch den der Reibungswiderstand des Betons beschrieben wird, dürfte außerdem auch noch von der Betonzusammensetzung und der Oberflächenstruktur abhängen.

6 Eigene Bauteilversuche

6.1 Allgemeines

Aus den im bisherigen Teil der Arbeit dargelegten Versuchsergebnissen und den darauf aufbauenden Theorien kann zusammenfassend geschlossen werden, daß Festigkeit und Verformungsverhalten des Klebverbunds von gleicher Größenordnung und besser als die des Verbunds einbetonierten Betonrippenstahls sind. Abschließend mußte deshalb zur Kontrolle der Rechnung in Bauteilversuchen geprüft werden, wie sich Stahlbeton mit zusätzlich angeklebter Bewehrung unter Zugbeanspruchung verhält. In einer Forschungsarbeit, die vom Bundesminister für Verkehr gefördert worden war, war zu untersuchen, ob eine Verstärkung der Koppelbereiche feldweise hergestellter Spannbetonbrücken möglich ist. Der gewählte und in Bild 6.1 dargestellte Versuchskörper stellt einen Ausschnitt aus der Bodenplatte einer älteren Hohlkastenbrücke im Bereich der Koppelfuge dar. Die dünne Bodenplatte wird bei positivem Moment i. w. zentrisch gezogen, sofern unten Zug auftritt. Die Versuchskörper waren mit 4 Ø 10 III bewehrt und weisen einen für ältere Brücken typischen und niedrigen Bewehrungsgrad $\mu_s = 0,42\%$ auf.

Da die Verbundversuche und die Theorie gezeigt haben, daß der Laschenquerschnitt A_L von großem Einfluß auf das Verbundverhalten ist, wurden zwei Querschnittsflächen A_L untersucht, die durch den Verstärkungsgrad $\eta = A_L/A_s$ beschrieben werden. Variiert wurden die Laschenbreite b_L und die Laschendicke t_L .

Zusätzlich wurde ein Nullversuch HV 0 durchgeführt. Hier war der Gesamtstahlquerschnitt A_s entsprechend einem Verstärkungsgrad von $\eta = 4$ als Stabstahlbewehrung

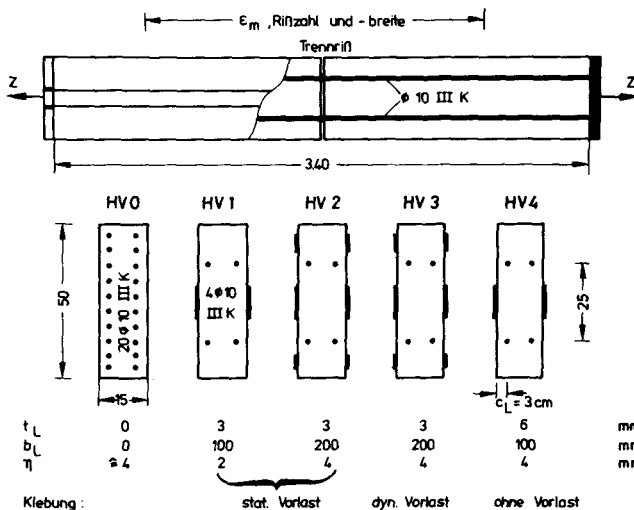


Bild 6.1: Versuchskörper für Bauteilversuche nach /44/

(20 ϕ 10 III K) eingelegt worden. Die Länge des Versuchskörpers betrug 3,40 m. Die Laschen und die Bewehrungsstäbe waren mit den stählernen Kopfplatten verschweißt, wodurch ein unendlich langes Zugglied simuliert wurde.

Die Belastung erfolgte statisch und dynamisch durch zentrischen Zug. Da in der Praxis bei der Sanierung unterschiedliche Belastungszustände vorliegen können, wurde die Klebung mit und ohne Vorlast durchgeführt. Der Einfluß rollenden Verkehrs wurde durch eine schwingende Vorlast während der Erhärtung des Klebers simuliert.

Gemessen wurden die mittlere Dehnung ϵ_m über die Risse hinweg sowie die Ribbreiten und -abstände. Die Aufteilung der Gesamtzugkraft zwischen Laschen und Bewehrungsstahl konnte durch Messung der Stahldehnungen an Lasche und Bewehrungsstahl

rung in einem mittigen künstlichen Trennriß ermittelt werden.

Nach der Erhärtung des Klebers (mindestens 24 Stunden) wurde dem Versuchskörper eine mittlere Dehnung von 0,6 mm/m aufgezwungen, um zum einen hohe Zwangdehnung zu simulieren und zum anderen mehrere Trennrisse zu erzeugen, die sich möglicherweise nach Verstärkung infolge erneuter hoher Temperaturzwängung bilden könnten. Dabei stellte sich als Reaktion i. M. eine Normalkraft in Höhe von 60 % der Gesamtfließkraft ein. Diese Kraft war dann die Oberlast einer schwellenden Beanspruchung über ca. 300 000 Lastspiele. Die Schwingbreite betrug rd. 30 % der Fließkraft. Der Schwellbelastung folgte eine statische Laststeigerung bis zum Bruch. Die ausführliche Versuchsbeschreibung findet sich in /44/.

6.2 Versuchsergebnisse

6.2.1 Verformungsverhalten

Auf Bild 6.2 sind die mittleren Dehnungen eines Laschenkörpers (HV 3) im Vergleich zum Nullversuch in Abhängigkeit von der auf den Gesamtstahlquerschnitt bezogenen Normalkraft dargestellt. Zusätzlich ist die Arbeitslinie des Stahls (Lasche plus Bewehrung nach Additionsprinzip) allein eingezeichnet. Die Knickpunkte sind dort durch die unterschiedlich hohen Fließgrenzen entstanden. Die Normalkraft-Dehnungslinien stellen die äußere Umhüllende für die Mittelwerte aus zwei gegenüberliegenden Meßstrecken von 2,50 m Länge dar.

Bis zum Entstehen des 1. Risses nehmen die Dehnungen bei beiden Versuchen etwa gleichmäßig und annähernd geradlinig zu.

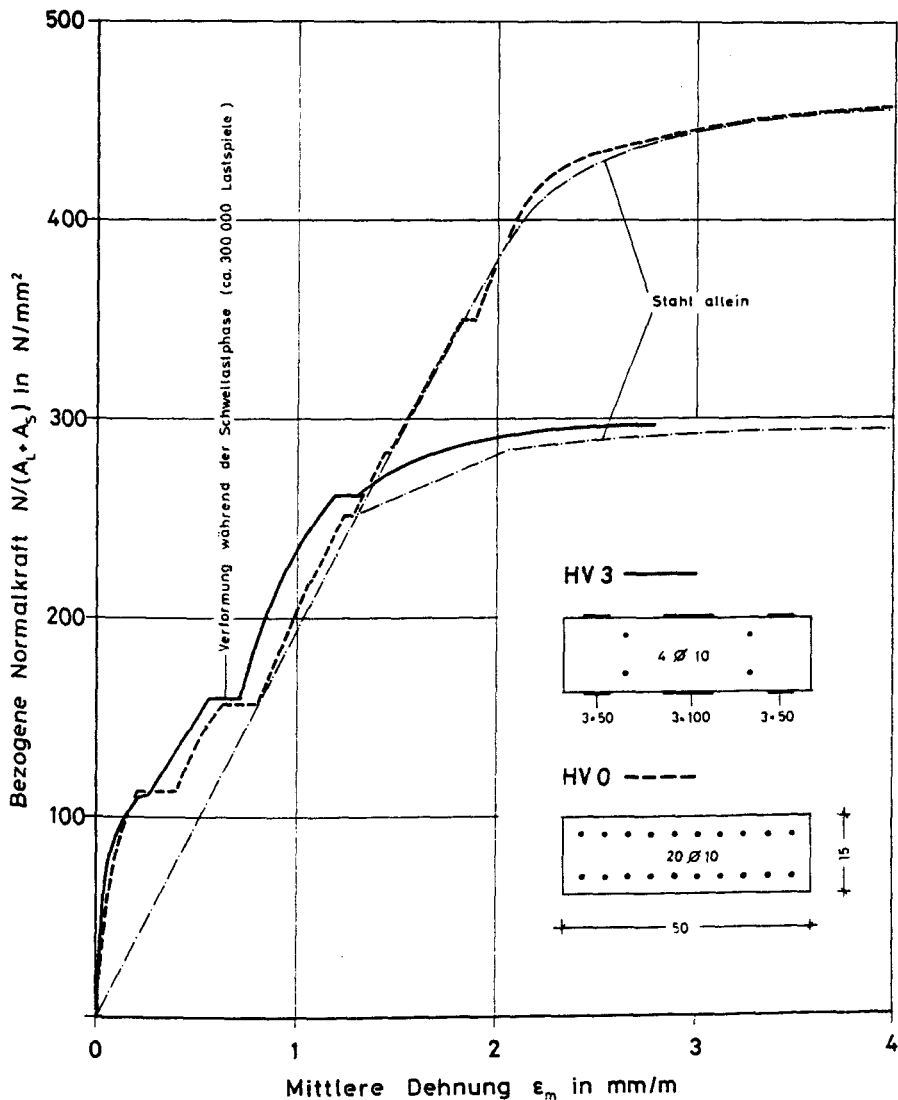


Bild 6.2: Das Normalkraft-Dehnungsverhalten von laschenverstärktem Stahlbeton (HV 3) und von konventionell bewehrtem Beton (HV 0)

Mit Zunahme der Ribbildung nimmt die Krümmung der Dehnungslinien zu und geht in Höhe der (unterschiedlich hohen) Fließgrenzen in eine Horizontale über. Aus der Differenz zwischen der Arbeitslinie des Stahls und den Dehnungslinien ist die Mitwirkung des Betons auf Zug ablesbar. Diese ist beim Laschenkörper deutlich größer als beim Nullversuch. Daraus ist auf eine gute Verbundqualität der geklebten Bewehrung zu schließen, weil die Stahlspannungen vom Rib weg rascher über Verbund abgebaut werden. Damit geht auch ein rascher Aufbau der Betonzugspannungen und ein häufiges Reißen des Betons einher.

6.2.2 Dehnsteifigkeit des Verbundquerschnitts

Die Dehnsteifigkeit beträgt

$$\text{im Zustand I: } K_{D_i} = E_{bZ} A_b + (n-1) (A_s + A_L) \quad (6.1)$$

$$\text{im Zustand II: } K_D = N : \epsilon_m \quad (6.2)$$

Der Abfall der Dehnsteifigkeit durch Ribbildung wird durch die bezogene Dehnsteifigkeit

$$k_D = K_D : K_{D_i} \quad (6.3)$$

ausgedrückt. Nach Rostásy /43/ kann die bezogene Dehnsteifigkeit für Rippenstahlbewehrung bei zentrischem Zug mit folgendem Ansatz berechnet werden:

$$k_D = \frac{K_D}{K_{D_i}} = \frac{n\mu}{2(1+n\mu)} \left[1 + \sqrt{1 + \left[\frac{2\beta b_Z}{\epsilon_m E_e \mu} \right]^2} (1+n\mu) \right] \quad (6.4)$$

Auf Bild 6.3 sind die Versuchswerte für den Versuch HV 3, dessen Normalkraft-Dehnungslinie auf Bild 6.2 dargestellt war, und die nach Gleichung (6.4) ermittelte Kurve aufgetragen.

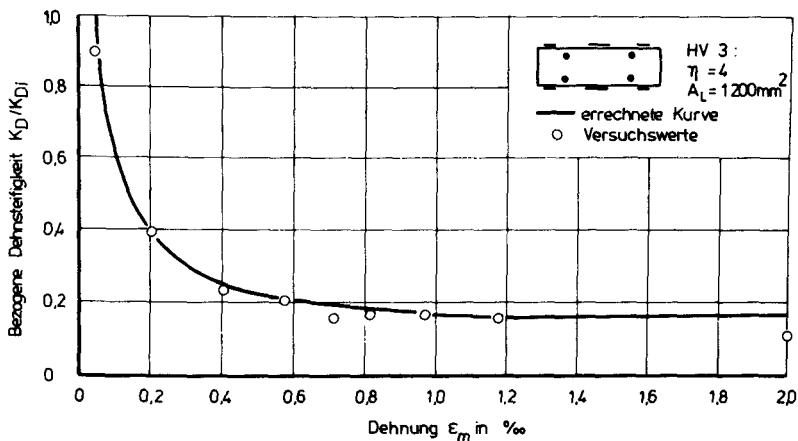


Bild 6.3: Bezugene Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit von der Dehnung beim Versuch HV 3

Für μ wurde $\text{ges } \mu = (A_L + A_S)/A_b$ eingesetzt. Die Übereinstimmung von Versuch und Rechnung ist recht gut. Daraus ist zu schließen, daß sich Rippenstahlbewehrung und angeklebte Bewehrung hinsichtlich der Verbundeigenschaften ähnlich verhalten.

6.2.3 Wirkungsgrad der Laschenverstärkung

Wie sich Laschen und Bewehrung an der Kraftaufnahme beteiligen, zeigt Bild 6.4 am Beispiel des Versuchs HV 3. Bei diesem Versuch wurden die Laschen unter einer schwingenden Vorlast aufgeklebt. Auf dem Bild 6.4 ist auf der Abszisse die aufgebrauchte Gesamtzugkraft, und auf der Ordinate sind die Teilzugkräfte in den Laschen und in der Bewehrung aufgetragen. Die Summe der beiden Ordinatenwerte ergibt die dazugehörige Gesamtzugkraft auf der Abszisse.

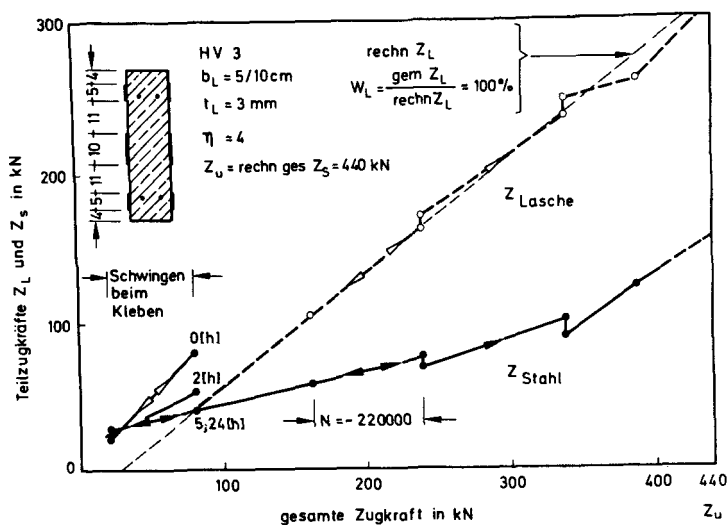


Bild 6.4: Kraftanteile in Laschen und Bewehrung

Man erkennt wie die Bewehrung (Z_{Stahl} -Linie) synchron zur Erhärtung des Klebers entlastet wird. Anschließend erfolgt bis in Bruchnähe eine Kraftaufteilung im Verhältnis der Querschnittsflächen. Damit ist hier der Wirkungsgrad der Laschen definitionsgemäß 100 %. Der senkrechte Sprung beider Linien bei ges $Z = 240 \text{ kN}$ zeigt an, daß im Zuge der Dauerschwellbelastung eine Kraftumlagerung von der Bewehrung auf die Laschen stattgefunden hat. Das bedeutet, daß sich der Klebverbund unter der Dauerschwellbelastung steifer als der Verbund der Rippenstäbe verhalten hat.

Die schwingende Beanspruchung während der Erhärtungszeit des Klebers hatte keine Festigkeitsverluste zur Folge. Dieses Versuchsergebnis ist baupraktisch bedeutsam, weil dadurch beispielsweise eine Verkehrssperrung bei der Verstärkung von Brücken vermieden werden kann.

6.2.4 Das Rißverhalten

Die größten Rißbreiten der laschenverstärkten Zugbalken im Vergleich zum Nullversuch sind im Bild 6.5 dargestellt.

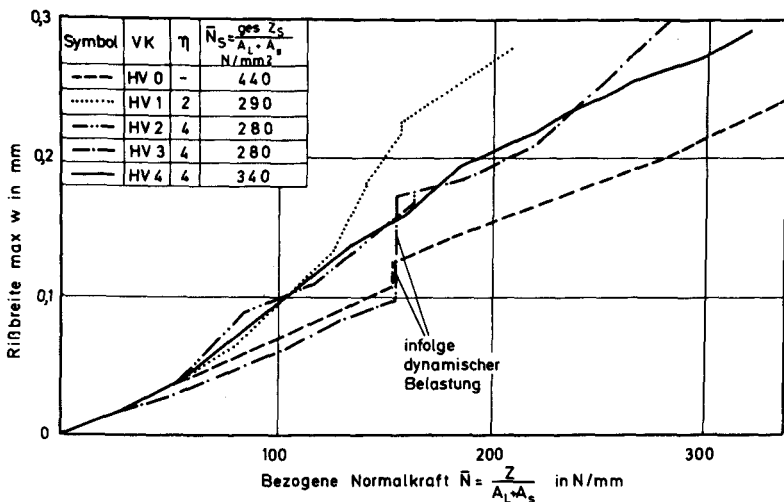


Bild 6.5: Breite des größten Trennrisses abhängig von der Beanspruchung

Man sieht, daß sich die Körper gleicher Gesamtbewehrung etwa ähnlich verhalten. Dabei ist anzumerken, daß die Rißbreite bei Stabstahlbewehrung bekanntermaßen mit der Betonüberdeckung und bei geklebter Bewehrung offensichtlich statt dessen mit der seitlichen Entfernung von der Lasche zunimmt. Da bei allen Versuchen die Rißbreite über der Bewehrung gemessen wurde (s. Bild 6.1) war der seitliche Abstand mit 7,5 cm deutlich größer als die Betonüberdeckung von 3 cm.

Mit steigendem Verstärkungsgrad n nimmt die Ribbreite bei höheren Lasten geringfügig ab. Die Laschenbreite und -dicke sind dabei von weniger signifikantem Einfluß.

Bei steigender Belastung treten erst in der Nähe der Laschenstahlstreckgrenze vereinzelt sichtbare Verschiebungen im Klebverbund ein (s. Bild 6.6). Es handelt sich dabei um örtlich begrenzte Gleitungen in der Betonoberfläche, die für den Klebverbund bei hohen Verbundspannungen typisch sind und noch kein Versagen bedeuten, weil weiterhin Kräfte durch Reibung übertragen werden (s. Abs. 4.3.2).

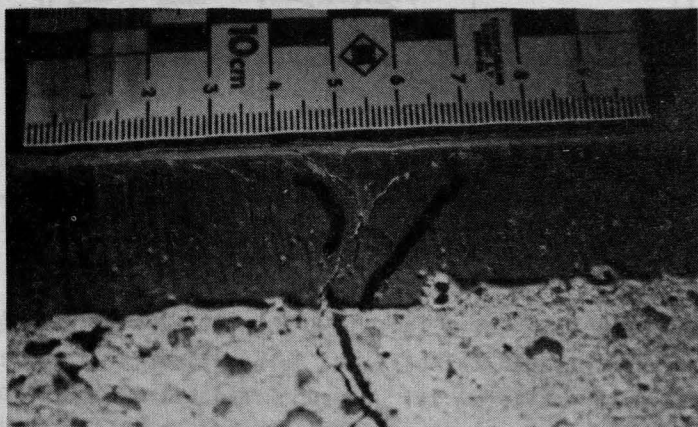


Bild 6.6: Örtliche Gleitungen im Klebverbund

Auch nach Erreichen der Gesamtstrecklast ist der Klebverbund überwiegend noch intakt. Die Laschen fallen nicht ab.

Durch den steifen Klebverbund wird eine verschiebungsarme Ankopplung der Lasche erzielt. Dies wirkt sich günstig aus: Es bilden sich mehr Risse von geringerer Breite, der Endrißabstand nimmt ab (s. Bild 6.7).

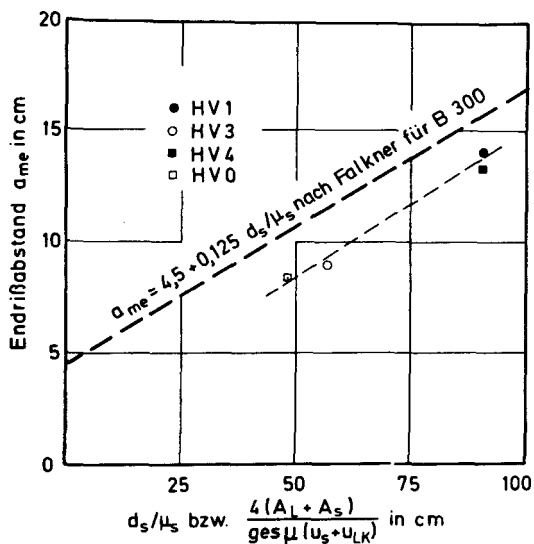


Bild 6.7: Endrißabstand in Abhängigkeit von der Laschengemetrie bzw. vom Gesamtstahlquerschnitt

Bei Stabstahlbewehrung hängt der Endrißabstand vom Verhältnis d_s/μ_s ab. Bei angeklebter Bewehrung ergibt sich statt dessen durch Koeffizientenvergleich der Ausdruck $4(A_L + A_S)/\text{ges } \mu(u_S + u_{LK})$. Darin bedeuten u_S der Umfang der Stäbe bzw. u_{LK} die Klebflächenbreite der Laschen. Der Endrißabstand lag bei allen Versuchen unterhalb der Werte, die sich nach der Falknerschen Rechnung /15/ ergeben hätten.

6.3 Folgerungen aus den eigenen Bauteilversuchen

Insgesamt haben die Versuche gezeigt, daß sich Betonzugglieder mit angeklebter Bewehrung ähnlich wie konventioneller Stahlbeton verhalten. Ein Versagen des Verbundes tritt nur örtlich begrenzt beim Erreichen der Streckgrenze des Laschenstahls (St 37) ein. Die innere und äußere Bewehrung beteiligen sich im Verhältnis ihrer Querschnittsflächen an der Kraftaufnahme.

Eine Bemessung für Ribbreitenbeschränkung bei zentrischem Zwang kann deshalb beispielsweise nach Rostásy /43/ erfolgen. Hinsichtlich der Ribbreitenbeschränkung haben sich breite Laschen in engem Abstand als günstig erwiesen. Dadurch werden die Rechenergebnisse vom Absatz 5 bestätigt.

Die insgesamt positiven Versuchsergebnisse ermöglichten im Jahre 1981 eine erste Baustellenanwendung unter Aufsicht des Verfassers. Dabei wurden die Koppelfugenrisse einer siebenfeldrigen Autobahntalbrücke mit Hohlkastenquerschnitt im Sauerland saniert.

7 Offene Probleme

Tragwerke aus Stahlbeton werden heute in der Regel nach DIN 1045 bemessen und ausgeführt. Diese Vorschrift gibt für den Verbund zwischen dem Beton und den einbetonierten Stäben zulässige mittlere Verbundspannungen an. Die Ergebnisse umfangreicher Forschungsarbeiten hatten diese Vereinfachung erlaubt. Bei der Verwendung von angeklebten Baustahllaschen als Bewehrung gelten andersartige Verbundgesetze. Der Geltungsbereich der DIN 1045 "Beton- und Stahlbetonbau" wird verlassen. In vorliegenden Arbeiten konnten einige Probleme einer Klärung zugeführt werden. Darüber hinaus bleiben eine Reihe von Problemen offen. Sie können folgenden Gebieten zugeordnet werden.

- a) Grundlagenprobleme der Verbundfestigkeit,
- b) Tragwerksverhalten von Betonkonstruktionen mit innerer und äußerer Bewehrung,
- c) Eigenschaften des Verbundwerkstoffes bestehend aus Beton-Klebschicht-Stahl

Zu a) Grundlagenprobleme der Verbundfestigkeit

Die Grundlagenforschung befaßt sich mit dem dreischichtigen Verbundsystem aus Beton, Klebschicht und Lasche. Hier sind eine Reihe von Problemen bislang nicht oder nur stichprobenartig erforscht worden. Ihre Klärung zur gezielten Beeinflussung der Werkstoffe und des Verbundes ist wichtig. Die bedeutsamsten Probleme lauten in Stichworten:

- 1.) Einfluß von Last, Zeit und Umgebungsbedingungen (Temperatur, Feuchtigkeit, aggressive Gase und Flüssigkeiten) auf die adhäsiven und kohäsiven Eigenschaften des Verbundes.
- 2.) Einfluß der Eigenschaften des erhärteten Betons,

des Oberflächenzustandes und der erforderlichen Vorbehandlung der Betonoberfläche auf die Verbundfestigkeit.

- 3.) Einfluß der physikalischen, chemischen und mechanischen Eigenschaften des Klebstoffs auf die Verbundfestigkeit (Vorhersage des mechanischen und des thermisch-hygrischen Verhaltens; Lösung des Identifikationsproblems; Schaffung von Anforderungskriterien, Prüfrichtlinien und Überwachungsregeln).
- 4.) Einflüsse des Laschenmaterials wie Festigkeit, E-Modul, Oberflächenzustand einschließlich temporärer und permanenter Korrosionsschutzmaßnahmen auf die Verbundfestigkeit.
- 5.) Einfluß mehrachsiger Spannungszustände in der Klebschicht auf die Verbundfestigkeit, Entwicklung von Bruchhypothesen.

Zu b) Tragwerksverhalten

Alle bisherigen Untersuchungen beschränkten sich auf Einfeldbalken mit zusätzlich angeklebter Biegezugbewehrung, vereinzelt auch mit angeklebter Schubbewehrung und auf Zugglieder. Die Versuchsergebnisse sind auf andere Konstruktionen wie z. B. Durchlaufträger oder Rahmen ja selbst auf andere Größenverhältnisse nur bedingt übertragbar. Deshalb kann ein allgemeingültiges Bemessungs- und Konstruktionsverfahren noch nicht angegeben werden.

Hinzu kommt, daß über das Zusammenwirken von äußerer und innerer Bewehrung mit in der Regel unterschiedlichen Werkstoffeigenschaften erst wenig bekannt ist.

Das vorgeschlagene Bemessungsverfahren für den Verankerungsbereich muß noch durch entsprechende Versuche auf eventuelle Gültigkeitsgrenzen hin überprüft werden.

Zu c) Eigenschaften des Verbundwerkstoffs

Zahlreiche offene Probleme existieren noch im konstruktiven Bereich analog zum § 18 von DIN 1045, die mit der Kraftüberleitung von der Lasche zum Beton zusammenhängen.

Die durchgeführten Versuche deuten zwar auf ein ähnliches Verhalten von herkömmlich und laschenbewehrtem Beton zumindest im Kurzzeitbereich hin. Hier gilt es eventuelle Grenzen der Übereinstimmung zu finden.

Weiterhin ist die Entwicklung von Leitlinien für die technische Vergabe und die Bauüberwachung wichtig.

Mit der Verstärkung von Konstruktionen durch außen angeklebte Stahllaschen wird sich im Regelfall die Frage nach dem Brandverhalten bzw. nach der Feuerwiderstandsdauer stellen, die bis jetzt noch nicht beantwortet werden kann. Die Möglichkeiten zum Schutz durch Brandschutzbeschichtungen sind prinzipiell unerforscht.

8 Zusammenfassung

Eine planmäßige Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton mittels Klebung stellt eine Neuheit im Stahlbetonbau dar. Vor ihrer Anwendung sind deshalb weltweit umfangreiche Forschungen durchgeführt worden. Die vorliegende Arbeit umreißt den derzeitigen Kenntnisstand und beschreibt anhand eigener Versuche das Trag- und Verformungsverhalten von Verklebungen zwischen Baustahllaschen und Beton. Für allein durch Klebverbund zu verankernde, zugbeanspruchte Stahllaschen wurde ein Bemessungsverfahren entwickelt. Kenntnisstand und Versuchsergebnisse könne wie folgt zusammengefaßt werden:

Die Adhäsion zwischen Klebschicht und Beton einerseits und Klebschicht und Stahl andererseits kommt im wesentlichen durch physikalische und chemische Wechselwirkungen zustande, die z. Z. noch nicht aus Baustoffkennwerten vorausberechnet werden können. Die Art der Bindungskräfte erfordert eine sorgfältige Vorbehandlung der Klebflächen.

Die Verbundspannungen in der Klebschicht sind sehr ungleichmäßig verteilt. Ausgehend von den Erfordernissen im Flugzeugbau, wo zur Zeit die umfassendsten Kenntnisse vorliegen, hat sich eine mathematische Erfassung als sehr aufwendig und nur begrenzt durchführbar erwiesen. Ein anerkanntes, praxisgerechtes Bemessungsverfahren existiert noch nicht.

Vorliegende Versuchsergebnisse deuten darauf hin, daß mit Epoxidharzklebern zumindest für Kurzzeit- und Dauer-schwellbeanspruchung zuverlässige Klebverbindungen zwischen Baustahl und Beton hergestellt werden können. Bei fachgerechter Vorbehandlung der Klebflächen von Stahl und Beton, bei sorgfältiger Klebung u. a. tritt im Regelfall weder ein

Adhäsionsbruch noch ein Kohäsionsbruch in der Klebschicht ein: Das Versagen erfolgt im Betonuntergrund durch Überwindung der Schubdruckfestigkeit des Betons.

Beim Langzeitverhalten sind die derzeitigen Kenntnisse noch lückenhaft. Zwanzig Jahre alten positiven Baustellen- erfahrungen stehen Laborversuchsergebnisse gegenüber, bei denen Feuchtigkeitswanderungen in der Klebschicht zu Stahl- korrosion und zu Adhäsionsverlusten geführt haben.

Im Kurzzeitversuch hängt die Festigkeit einer Klebver- bindung zwischen Beton und Stahl von zahlreichen Einflußfak- toren ab. Sie lassen sich in fünf Gruppen zusammenfassen:

- A. Oberflächeneigenschaften
- B. Festigkeitseigenschaften
- C. Eigenschaften der Klebschicht
- D. Geometrie der Verbindung
- E. Belastung und Umwelt.

In allen Gruppen sind von den verschiedenen Forschern zu- meist nur stichprobenartige Untersuchungen sowohl in Grundlagen- als auch in Bauteilversuchen durchgeführt wor- den. Danach lassen sich die wichtigsten Einflußgrößen ihrer Bedeutung nach etwa wie folgt ordnen:

1. Laschengeometrie
2. Oberflächeneigenschaften des Betons
3. Betonfestigkeit
4. Temperatur
5. Eigenschaften der Klebschicht.

Die eigenen Versuche konzentrierten sich auf den Punkt 1: Laschengeometrie. Zu den anderen Punkten mit Ausnahme der Temperatur werden stichprobenartige Untersuchungen durchge- führt.

Die Versuche ergaben, daß dem Klebverbund zwischen Beton und Stahl ein plastisch-entfestigendes Kraft-Verformungsgesetz zugrunde liegt. Durch bi-lineare Annäherung des Verformungsgesetzes konnten auf mathematischem Wege die Verbundspannungen und Bruchlasten der Versuche brauchbar angenähert und daraus ein Bemessungsverfahren entwickelt werden. Danach führt eine Vergrößerung der folgenden Parameter auch zu einer Erhöhung der Kurzzeitbruchlast einer schubbeanspruchten Verklebung zwischen Baustahl und Beton (ohne wertende Reihung):

- Betonquerschnittsfläche
- Betonelastizitätsmodul
- Betonfestigkeit
- Laschenelastizitätsmodul
- Laschenlänge
- Verhältnis von Laschenbreite zur Betonbreite.

Mit Sicherheit sind auch die Betonzusammensetzung und die Oberflächeneigenschaften des Betons von signifikantem Einfluß. Ein quantitativer Zusammenhang ist z. Z. noch nicht angebbar.

Mit ausländischen und eigenen Bauteilversuchen konnte schließlich gezeigt werden, daß sich zug- bzw. biegezugbeanspruchte Stahlbetonbauteile mit angeklebten Stahllaschen hinsichtlich Ribbildung und Verformungseigenschaften ähnlich wie herkömmlicher Stahlbeton verhalten. Die Ausführung der Klebearbeiten bei Bauteilversuchen lassen sich auch auf Baustellenbedingungen übertragen, wie einige erfolgreich ausgeführte Beispiele gezeigt haben.

9 Literaturverzeichnis

Aufstellung in alphabetischer Reihenfolge nach DIN 1505 Teil 2, Entwurf April 1981.

- / 1/ Althof, W.: Neue Möglichkeiten zur Berechnung der Belastbarkeit von Klebverbindungen. - Vortrag am Lehrgang Klebstoffe, Klebverfahren und Konstruktionshinweise ... - Techn. Akad. Esslingen 1978
- / 2/ Baumann, H.: Leime und Kontaktkleber. - Berlin: Springer, 1967
- / 3/ Bikermaun, J.J.: The science of adhesive joints.- New York: 1968
- / 4/ Bleich, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücke. Berlin: Springer, 1924
- / 5/ Bowden, F.P.; Tabor, D.: Friction and Lubrication. - London: 1960
- / 6/ Braig, W.: Festigkeit von Metallklebern und Metallklebverbindungen ... - 1964. - (Diss. TH Stuttgart 1964)
- / 7/ Bresson, J.: L'application du béton plaqué. In: Ann. Inst. Tech. Bât. Trav. Pub. Nr. 349. 1977, S. 42 - 47
- / 8/ Bresson, J.: Renforcement par collage d'armatures du passage inferieur CD 126 ... In: AITBTP Nr. 279. 1972, S. 1 - 25
- / 9/ Bresson, J.: Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. In: AITBTP Nr. 278. 1971, S. 22 - 55
- /10/ Brockmann, W.: Grundlagen und Voraussetzungen für zuverlässiges Kleben. In: VDI-Berichte 258. 1976
- /11/ Brockmann, W.: Untersuchungen von Adhäsionsvorgängen zwischen Kunststoffen und Metallen. In: Adhäsion 1975
- /12/ Brockmann, W.: Über Haftvorgänge beim Metallkle-

- ben. - 1969. - (Diss. TU Hannover 1969)
- /13/ Büchting, F.; Moosbrugger, P.: Brücke über den Europakanal aus Fertigteilen mit Verbindungsfugen aus Epoxidharz. In: Bauingenieur 51 (1976), S. 137 - 143
- /14/ Calder, A.J.J.: Exposure tests on externally reinforced concrete beams - first two years. Crowthorne/Berks.: TRRL, 1979 (Report 529)
- /15/ Cirodde, R.: Techniques d'assemblages par collage. - In: Bull. RILEM No. 37, 1967, S. 253 - 261
- /16/ Daschner, F.; Kupfer, H.: Versuche zur Schubkraftübertragung in Rissen. In: Bauingenieur 57 (1982), S. 57 - 60
- /17/ Falkner, H.: Zur Frage der Ribbegrenzung durch Eigen- und Zwangsspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. - Berlin: DAfStb, Heft 208 (1969)
- /18/ Fleming, C.J.; King, G.E.M.: The development of structural adhesives for three original uses in South Africa. In: Bull. RILEM No. 37, 1967
- /19/ Goland, M.; Reissner, E.: The stresses in cemented joints. - In: Journal of Applied Mechanics 1944
- /20/ Hahn, O.; Otto, G.; Stepanski, H.: Methoden zum Bestimmen der Schubspannungsverteilung in überlappten Metallverbindungen mit kraftübertragender Zwischenschicht. In: Schweißen und Schneiden 28 (1976)
- /21/ Hahn, O.: Festigkeitsverhalten und ingenieurmäßige Berechnung von einschnittig-überlappten Metallklebverbindungen. - 1975. - (Hab. TH Aachen 1975)
- /22/ Hänsch, H.; Krämer, W.: Versuche mit geklebten Verbundkonstruktionen. In: Straße 8 (1968)
- /23/ Hart-Smith, L.J.: Adhesive bonded single-lap joints. - NASA 1973 (Tech. Rep. CR 112236)
- /24/ Heilmann, H.G.; Hilsdorf, H.; Finsterwalder, K.: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen. - Berlin: DAfStb, Heft 203 (1969)
- /25/ L'Hermite, R.: Le collage structural et le renforcement par résines des structures de la construction. In: AITBTP No. 349, 1977, S. 18 - 23
- /26/ L'Hermite, R.: L'application des colles et des rési-

- nes dans la construction. In: AITBTP No. 239, 1967, S. 1482 - 1497
- /27/ Hugenschmidt, F.: Epoxidharzkleber für Beton und Stahl. In: VDI-Berichte 225, 1980, S. 21 - 33
- /28/ Hugenschmidt, F.: Die Verwendung von Epoxidharzen im Hoch- und Tiefbau. Hinweise zur Technologie. CIBA-GEIGY 1978
- /29/ Irving, C.A.K.: The strengthening of concrete beams by bonded steel plates. Crowthorne/Berks.: TRRL, 1979 (Report 160 VC)
- /30/ Jagfeld, P.: Langzeitverhalten von Epoxidharz-Klebe-
mörtel an Betonproben. - Berlin: DAFStb, Heft 309, 1980
- /31/ Jones, R.; Swamy, R.N.; Bloxham, J.: Composite beha-
viour of concrete beams with epoxy bonded external
reinforcement. - In: Int. Journ. Cem.Comp. 2 (1980),
S. 91 - 107
- /32/ Kordina, K.; Blume, F.: Dauerhaftigkeit von Kunsthar-
zen und Kunstharzmörteln für die Sanierung von Mas-
sivbrücken. TU Braunschweig, Inst. für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz, 1979
- /33/ Ladner, M.; Weder, Ch.: Geklebte Bewehrung im Stahl-
betonbau. Dübendorf : EMPA, 1981 (Bericht 206)
- /34/ Ladner, M.; Weder, Ch.: Langzeitversuche an Stahlbe-
tonbalken mit geklebter Bewehrung. Dübendorf : EMPA,
1980 (Festschrift)
- /35/ Ladner, M.; Flüeler, P.: Versuche an Stahlbetonbau-
teilen mit geklebter Armierung. In: Schweizerische
Bauzeitung 92 (1974)
- /36/ Macdonald, M.D.: The flexural behaviour of concrete
beams with bonded external reinforcement. Crow-
thorne/Berks.: TRRL, 1978 (Report 415)
- /37/ Maier, S.: Kurzzeitverhalten von Gießharzen verschie-
dener Modifikationen mit Füllstoffen im Hinblick auf
die Verwendungsfähigkeit im Bauwesen. - 1965. -
(Diss. TU Stuttgart 1965).
- /38/ Matting, A.: Metallkleben. - Berlin : Springer, 1969
- /39/ Noton, B.R.: In: Plastvärlden 13, Hälsingborg 1962

- /40/ Poschet, G.; Götze, H.: Untersuchung der Festigkeit von Klebstoffverbindungen aus Epoxidharz und Polyesterharzen mit Beton. In: Betonwerk + Fertigteiltechnik, 1973, S. 23 - 29
- /41/ Raithby, K.D.: External strengthening of concrete bridges with bonded steel plates. Crowthorne/Berks.: TRRL, 1980 (Rep. 612)
- /42/ Rehm, G.; Franke, L.: Kleben im konstruktiven Betonbau. - Berlin: DAfStb, Heft 331 (1982)
- /43/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. - Berlin: DAfStb, Heft 138 (1961)
- /44/ Rostásy, F.S.; Ranisch, E.H.; Alda, W.: Nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich durch angeklebte Stahllaschen. In: Forschung - Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 326. Bonn: BMV 1981
- /45/ Rostásy, F.S.; Ranisch, E.H.: Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch angeklebte Bewehrung. In: Betonwerk + Fertigteiltechnik, 1981
- /46/ Rostásy, F.S.; Alda, W.: Ribbreitenbeschränkung bei zentrischem Zwang von Stäben aus Stahlbeton und Stahlleichtbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau, 1977
- /47/ Salomon, G.: Adhesion of materials in space environment. Centr. Lab. TNO, Delft 1967
- /48/ Swamy, R.N.; Jones, R.: Behaviour of plated reinforced-concrete beams subjected to cyclic loading during glue hardening. In: Int. Journ. Cem. Comp. 2 (1980), S. 233
- /49/ VDI 2229: Metallkleben, Hinweise für Konstruktion und Fertigung. Fassung Juni 1979
- /50/ Verstärkung von Tragkonstruktionen mit geklebter Armierung. Telefongebäude Füsslistraße in Zürich / Tausky, R; Ladner, M. u.a. - In: Schweizer Bauzeitung 92 (1974)
- /51/ Volkersen, O.: Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten. In: Luftfahrtforschung 15 (1938)
- /52/ Wasburn, E.W.: In: Phys. Rev., Ser. 2, 17, 273. 1921

- /53/ Wenzel, R.N.: In: Ind. Eng. Chem., 28, 988. 1936
- /54/ Werse, H.P.: Epoxidharze. Anwendung im Beton- und Stahlbetonbau. -1975. - (Diss. TU Braunschweig 1975)
- /55/ Wuich, W.: Festigkeit von Metall-Klebeverbindungen
In: Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23 (1981)

In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, die im Selbstverlag herausgegeben wird, sind bisher erschienen:

- Heft 1: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. (1962)
von Rolf Deters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. (1963)
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. (1963)
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)
von Karl Kordina und Josef Eibl
- Heft 5: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. (1964)
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen. (1966)
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. (1967)
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. (1967)
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuer-
schutzmitteln. (1967)
von Axel Lämmke -vergriffen-
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger. (1968)
von Kamal Fouad Rafla -vergriffen-
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten - Brazier-Effekt -. (1968)
von György Ivanyi -vergriffen-
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2. (1969)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-

- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (1969)
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. (1970)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben. (1970)
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. (1970)
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -. (1971)
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken -. (1971)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerksrahmen aus Stahlbeton. (1972)
von Bela Janko
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. (1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (1972)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. (1973)
von Hassan Taha El-Arousy
- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. (1973)
von Günter Rieche

- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. (1974)
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. (1973)
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. (1974)
von Jürgen Neisecke
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. (1974)
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Brücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. (1974)
von Josef Eibl und György Ivanyi -vergriffen-
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. (1974)
von Karl Kordina und Bela Janko
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des hohen Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. (1976)
von Olaf Hjorth
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. (1976)
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. (1977)
von Farid Djamous -vergriffen-
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. (1977)
von Ataman Haksever -vergriffen-
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. (1977)
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. (1977)
von Rolf Bechtold
- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. (1978)
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. (1978)
von Rolf Weiß

- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (1969)
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. (1970)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben. (1970)
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. (1970)
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -. (1971)
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken -. (1971)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerksrahmen aus Stahlbeton. (1972)
von Bela Janko
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. (1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (1972)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. (1973)
von Hassan Taha El-Arousy
- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. (1973)
von Günter Rieche

- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. (1974)
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. (1973)
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. (1974)
von Jürgen Neisecke
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. (1974)
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Brücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. (1974)
von Josef Eibl und György Ivanyi -vergriffen-
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. (1974)
von Karl Kordina und Bela Janko
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des hohen Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. (1976)
von Olaf Hjorth
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. (1976)
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. (1977)
von Farid Djamous -vergriffen-
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. (1977)
von Ataman Haksever -vergriffen-
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. (1977)
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. (1977)
von Rolf Bechtold
- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. (1978)
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. (1978)
von Rolf Weiß

- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton. (1978)
von Willi Alda
- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton-
und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt
unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung,
Querkraft und Torsion. (1979)
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Rela-
xation von Beton unter hohen Temperaturen.
(1979)
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979.
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu ent-
wickelten Sonde. (1979)
von Karl Kordina und Helmut Fröning
- Heft 45: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter
Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwir-
kung. (1980)
von Volker Henke
- Heft 46: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unter-
schiedlichen Randbedingungen (Teil I). (1981)
von Ulrich Schneider und Aysen Haksever
- Heft 47: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Be-
rechnung des inneren Zwanges mit einem Scheiben-
modell -. (1981)
von Robert Walter
- Heft 48: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbeton-
balken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons
auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit.
(1981)
von Björn Svensvik
- Heft 49: Veröffentlichungen 1967 - 1981.
- Heft 50: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von
Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinier-
ter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Quer-
kraft und Axialkraft. (1982)
von Surendra K. Ojha
- Heft 51: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Ver-
fahren bei der Stichprobenbeurteilung. (1982)
von Volker Henke
- Heft 52: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei
natürlichen Bränden. (1982)
von Ataman Hakasever
- Heft 53: Untersuchung des Riß- und Verformungsverhaltens
segmentärer Spannbetonbauteile. (1982)
von Viggo Weber

