Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 116 (1998)

Heft: 43

Artikel: Nachträgliche Schubverstärkung mit CFK-Winkeln: Anwendung bei Stahlbetontragwerken

Autor: Czaderski, Christoph

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-79585

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 26.12.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Christoph Czaderski, Dübendorf

Nachträgliche Schubverstärkung mit CFK-Winkeln

Anwendung bei Stahlbetontragwerken

Vorfabrizierte CFK-Winkel können als extern applizierte Schubbewehrung eingesetzt werden. Anhand von Versuchen an der Empa wird ihre Tauglichkeit nachgewiesen. Dabei wurden Träger ohne innenliegende Schubbewehrung mit CFK-Winkeln verstärkt. Aufgrund der vorliegenden Versuchsergebnisse wird ein Vorschlag für die Bemessung der Schubwinkel vorgestellt. Die beschriebenen Untersuchungen im vorliegenden Artikel beschränken sich auf statische Lasten, nicht vorgespannte Tragsysteme und statisch bestimmte Systeme.

An der Empa wurden Versuche durchgeführt, um die Tauglichkeit von neuartigen CFK-Schubwinkeln nachzuweisen. Insgesamt wurden drei statische Versuche an Stahlbetonträgern durchgeführt. Eine ausführliche Beschreibung dieser Versuche kann [1] entnommen werden.

Versuchsträger T1

Um aussagekräftige Resultate zu erzielen, wurde ein Empa-Referenzträger mit praxisnahen Dimensionen und Bewehrungen gewählt. Es wurde nahezu keine Schubbewehrung eingelegt. Einzig aus konstruktiven Gründen waren Bügel ∅6/400 angeordnet.

Die Anordnung der nachträglich aufgeklebten 4×7 CFK-Winkel ist aus Bild 1 ersichtlich. Der Abstand von 300 mm wurde aus konstruktiven Gründen gewählt. Der theoretisch maximale Abstand entspricht gemäss Fachwerkmodell dem inneren Hebelarm z (etwa 400 mm), der minimale Abstand (gleich Null), einem komplett «eingepackten» Querschnitt.

Versuchsdurchführung und -ergebnisse

Während des Bruchversuchs wurden Dehnungen mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen und Deformetern gemessen. In Balkenmitte wurde die Durchbiegung registriert. Die Belastung wurde mit zwei ölhydraulischen Zylindern mit einer Kapazität von je 1000 kN aufgebracht. Im quasielastischen Bereich erfolgte die Belastung kraftgesteuert, im plastischen Bereich hingegen weggesteuert.

Bild 2 stellt (für alle drei geprüften Träger) das Kraft-Durchbiegungs-Diagramm dar. Daraus wird ersichtlich, dass nach Fliessbeginn des Bewehrungsstahls in Feldmitte die Kraft und somit auch die Querkraft nicht mehr erhöht werden konnten. Als Vergleich sind die Kraft-Durchbiegungs-Kurven von zwei früheren Versuchen dargestellt. Es konnten die gleichen Lasten übertragen werden. Auch war die Steifigkeit etwa gleich gross. Die CFK-Winkel blieben unbeschädigt. Die entsprechenden Dehnungen sind aus Bild 3 ersichtlich. Bild 4 zeigt den Träger T1 nach dem Versuch; ein Ablösen der CFK-Winkel trat nur örtlich und vereinzelt auf.

Versuchsträger T2

Aufgrund der Erfahrungen aus dem ersten Versuch wurde eine andere Versuchsanordnung gewählt, um eine grössere Querkraft zu erreichen, so dass die CFK-Schubwinkel möglichst zum Bruch gebracht werden konnten. Beim Träger T1 konnte die Querkraft nämlich nicht mehr gesteigert werden, weil die Biegearmierung zum Fliessen gekommen war. Um das Fliess- bzw. Bruchmoment zu erhöhen, wurden einerseits CFK-Lamellen zur Biegeverstärkung angeordnet und andererseits der Abstand der Einzellast zum Auflager verkleinert. Der Querschnitt und die innenliegende Bewehrung wurde gleich wie beim Träger T1 gewählt. Die Schubwinkel wurden wiederum im Abstand von 300 mm angeordnet, wie aus Bild 5 ersichtlich ist.

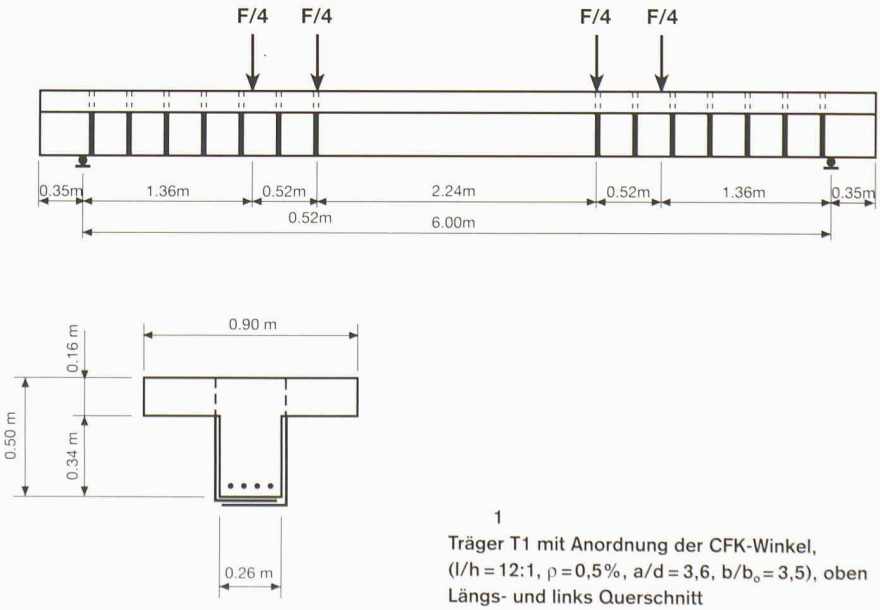
Versuchsdurchführung und -ergebnisse

Durch die Biegeverstärkung mit CFK-Lamellen trat kein ausgeprägtes Fliessplateau in der Stahlbewehrung auf (Bild 2). Die CFK-Winkel versagten, indem die überlappend verklebten Schenkel unter dem Steg auseinander klappten (Bild 6).

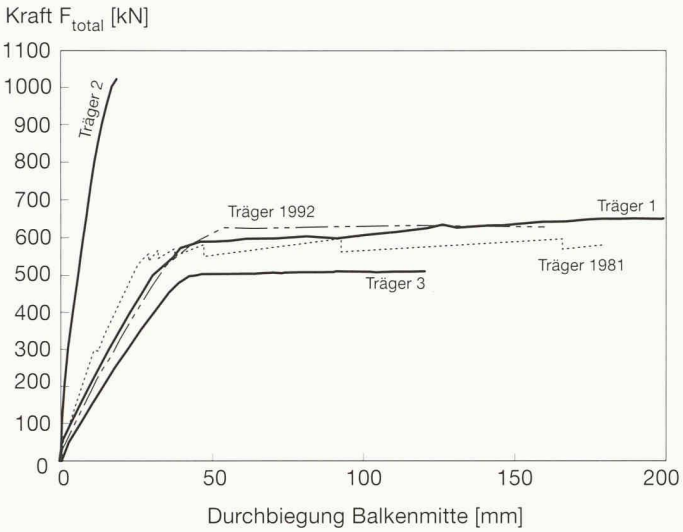
Die Bruchursache war ein Verankerungsbruch der innenliegenden Armierung. Kurz vor dem Schubbruch bildet sich ein Druckbogen mit Zugband. Die Kraft in der innenliegenden Armierung steigt schlagartig an, und der Verankerungsbruch wird ausgelöst.

Versuchsträger T3

Bei diesem Versuch sollte ein «schubschlanker» Träger geprüft werden. Deshalb wurde die Stegbreite von 26 auf 15 cm und die Flanschhöhe von 16 auf 12 cm verkleinert. Die Prüfeinrichtung sowie die Armierung blieben gleich wie beim Träger T1. Der Abstand der CFK-Winkel betrug wieder 300 mm. Aufgrund der Erfahrungen bei den ersten Versuchen wurden anstatt 4×7 nur 4×6 Stück eingesetzt (Bild 7).

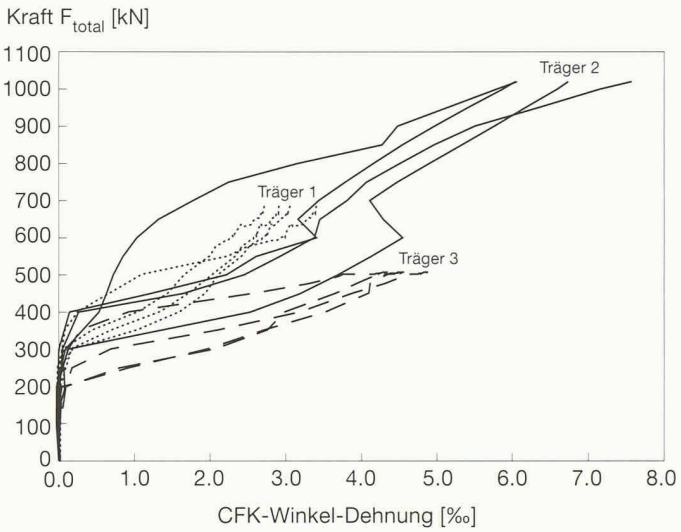


1
Träger T1 mit Anordnung der CFK-Winkel, ($l/h = 12:1$, $\rho = 0{,}5\%$, $a/d = 3{,}6$, $b/b_o = 3{,}5$), oben Längs- und links Querschnitt



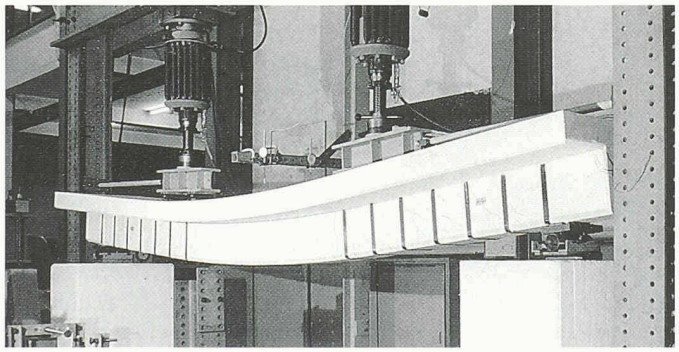
2

Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der Versuche, Empa-Balken 1981: Empa-Bericht Nr. 206; Nachträgliche Schubverstärkung mit Stahllaschen, Empa-Balken 1992: Empa-Prüfbericht Nr. 127 773; Konventionelle Schubbewehrung



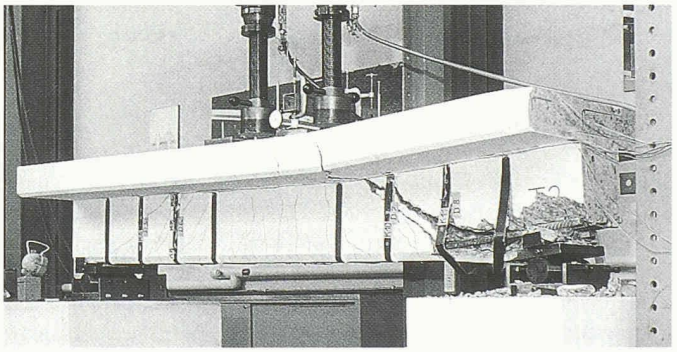
3

Kraft-Dehnungs-Diagramm der Versuche (Dehnung der CFK-Winkel in Stegmitte)



4

Träger T1 nach Versuch, ein Ablösen der CFK-Winkel vom Beton trat nur örtlich und vereinzelt auf



6

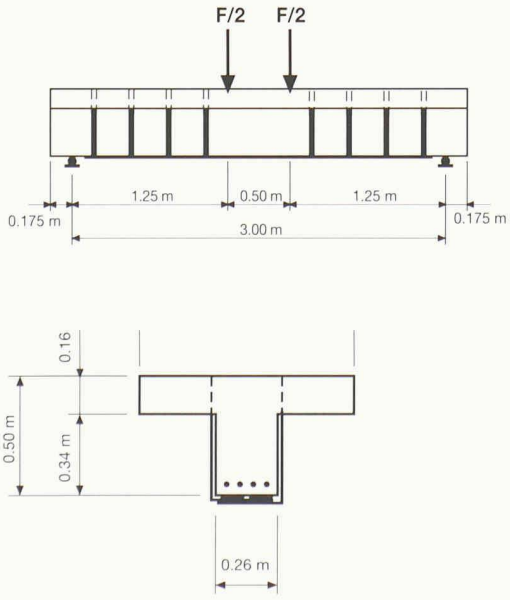
Träger T2 nach Versuch

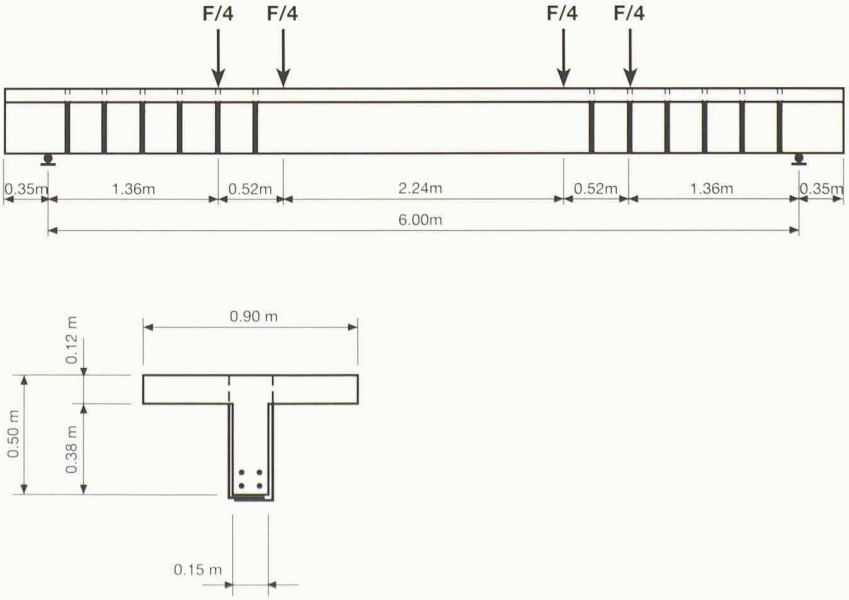
5

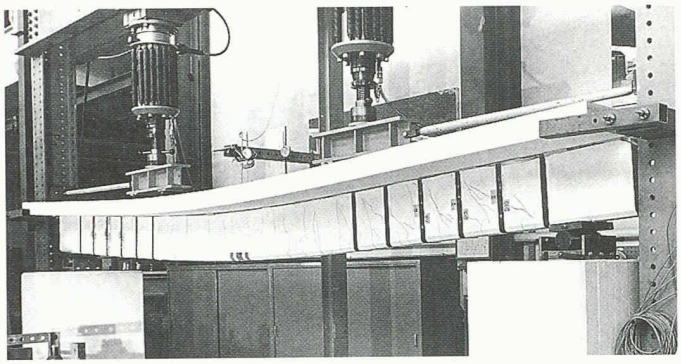
Träger T2 mit Anordnung der CFK-Winkel, (l/h = 6:1, ρ = 0,5%, a/d = 2,8, b/b$_o$ = 3,5), oben Längs- und unten Querschnitt

7

Träger T3 mit Anordnung der CFK-Winkel, (l/h = 12:1, ρ = 0,6%, a/d = 4,0, b/b$_0$ = 6,0), oben Längs- und unten Querschnitt







8
Träger T3 nach Versuch

Versuchsdurchführung und -ergebnisse

Bild 2 zeigt, dass nach dem Fliessbeginn des Bewehrungsstahls in Feldmitte die Kraft und somit auch die Querkraft nicht mehr erhöht werden konnten. Die CFK-Winkel blieben unbeschädigt, lösten sich aber teilweise im mittleren Stegbereich vom Beton ab. Nach der Ablösung wirken die Schubwinkel somit wie Zugbänder zwischen der Verankerung im Flansch und der Umlenkung zur Stegunterseite.

Die Traglast war kleiner als bei den anderen Versuchen, weil der innere Hebelarm kleiner war. Wegen des schmalen Stegs mussten die Bewehrungseisen übereinander angeordnet werden, was eine Verringerung der statischen Höhe zur Folge hatte. Ausserdem war die Streckgrenze der Armierungsstähle tiefer als bei den vorherigen Versuchen. Bild 8 zeigt den verformten Träger nach dem Versuch.

Auswertung der Versuche

Aufgrund der gemessenen Dehnungen können die Kräfte in den CFK-Winkeln ermittelt werden. Bei Versuchsauswertungen ist es sinnvoll, mit dem effektiven Kohlenstofffaser-Querschnitt im CFK-Winkel zu rechnen. Der Elastizitätsmodul und der effektive Faserquerschnitt der bei den Versuchen verwendeten Winkel kann Bild 9 entnommen werden. Das Eigengewicht des Trägers wird vernachlässigt. Mit dem Fachwerkmodell (Annahme $\alpha = 45°$) kann der CFK-Winkel-Querkrafttraganteil wie folgt ermittelt werden:

$$V_{w,R} = A_L \cdot f_L \cdot \frac{z}{s} \qquad (1)$$

Bild 9 zeigt eine Zusammenstellung der Versuchsresultate und die Berechnung des CFK-Winkel-Querkrafttraganteils, Bild 10 die Aufteilung des CFK-Winkel- bzw. Betontraganteils der Querkraft. Die Tatsache, dass die Schubwinkel nur etwa 20 bis 30% der Querkraft aufnehmen, darf nicht als Nachteil angesehen werden. Richtigerweise muss umgekehrt argumentiert werden: Durch die Anordnung von CFK-Schubwinkeln konnte der Beton einen grossen Anteil der Querkraft aufnehmen. Ohne die Anordnung von CFK-Winkeln wäre der Bruch früher eingetreten.

Vorschlag für die Bemessung

Im Rahmen eines dreijährigen KTI-Forschungsprojekts wird die Empa einige weitere Versuche durchführen, um die Wirkungsweise der CFK-Winkel besser zu verstehen. Der folgende vorläufige Bemessungsvorschlag basiert auf den drei bisherigen Versuchen und kann daher nicht abschliessend sein. Er sollte umsichtig eingesetzt werden unter Berücksichtigung folgender Einflussfaktoren auf das Schubtragverhalten von Stahlbetontragwerken:

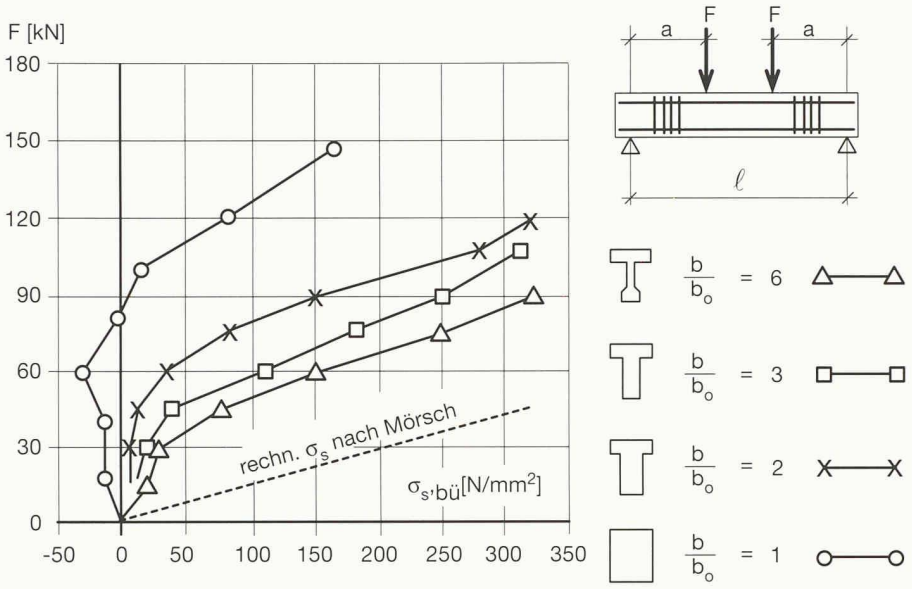
- Momenten-Schubverhältnis a/d (Einzellasten) bzw. $l/4d$ (verteilte Lasten): Schubbrüche treten nur im Bereich $1<a/d<7$ auf, wobei eine maximale Schubbeanspruchung bei etwa $a/d = 3$ erreicht wird [2]. Dies kann mit der Vorstellung erklärt werden, dass bei $a/d<1$ der Balken als Scheibe wirkt und bei $a/d>7$ ein Fliessen der Bewehrung immer vor dem Schubbruch auftritt. Bezeichnungen siehe Bild 11.
- Längsbewehrungsgehalt: Je steifer der Zuggurt ist, desto kleinere Dehnungen und Schubrissweiten treten auf, was eine grössere Schubtragfähigkeit zur Folge hat. Die Längsbewehrung sollte auf mehrere Bewehrungsstähle mit kleineren Durchmessern aufgeteilt werden, da dadurch der Verbund erhöht wird und somit der Zuggurt steifer wird. Die Dübelwirkung der Bewehrung und somit die Schubtragfähigkeit nimmt mit zunehmendem Bewehrungsgrad zu.
- Verankerungslänge der Längsbewehrung nach dem Auflager: Kurz vor dem Schubbruch bildet sich ein Druckbogen mit Zugband aus. Deshalb muss die Längsbewehrung nach dem Auflager genügend verankert sein.

9
Zusammenstellung der Versuchsresultate und Berechnung des CFK-Winkel-Querkrafttraganteils (C = Kohlenstoff)

	Bruchlast	CFK-Winkel dehnung	E-Modul	Zugspannung in C-Fasern	C-Faser-querschnitt	Abstand CFK-Winkel	Innerer Hebelarm	Querkraft-traganteil
Träger	F_{total} [kN]	ε_L [‰]	E_L [kN/mm²]	f_L [N/mm²]	$A_{L,eff}$ [mm²]	s [mm]	z [mm]	$V_{w,R}$ [kN]
	gemessene Werte			gerechnet: $\varepsilon_L \cdot E_L$	CFK-Winkel beidseitig			gemäss Gl. (2)
T1	~650	~3	238	714	60	300	405	58
T2	~1040	~7	238	1666	54	300	405	121
T3	~507	~4,5	238	1071	54	300	369	71

10
Zusammenstellung CFK-Winkel- bzw. Betontraganteil der Querkraft

Träger	Erreichte Querkraft	Gemessene max. CFK-Winkeldehnung	Anteil CFK-Winkel: $V_{w,R}$		Anteil Beton: $V_{c,R}$	
T1	325 kN	~3‰	58 kN	18%	267 kN	82%
T2	520 kN	~7‰	121 kN	23%	399 kN	77%
T3	254 kN	~4,5‰	71 kN	28%	183 kN	72%



11
Mittlere Bügelspannung in Trägern mit verschiedenen Querschnitten, aus [3]

- Betonqualität und Korngrösse: Die Schubtragfähigkeit hängt stark von der Betonzugfestigkeit ab und erhöht sich deshalb mit Zunahme der Betonqualität. Die Grösse der Betonzuschlagstoffe hat ebenfalls einen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit: je grösser die Korngrösse, desto grösser die Kornverzahnung und somit die Schubtragfähigkeit.
- Massstabeffekt: Bei Versuchen [3] mit Betonträgern mit gleichem Korndurchmesser der Zuschlagstoffe konnte eine Abnahme der Schubtragfähigkeit bei Zunahme der Trägerhöhen festgestellt werden.
- Art der Belastung: Bei Tragwerken mit Einzellasten ist die Schubtragfähigkeit kleiner als bei Trägern mit verteilten Lasten. Bei Versuchen [3] mit Balken ohne Schubbewehrung unter verteilten Lasten wurde eine um 20 bis 30% höhere Schubtragfähigkeit als unter Einzellasten ermittelt.
- Querschnittsform: Die Querschnittsform eines Trägers hat einen starken Einfluss auf die Schubtragfähigkeit, siehe Bild 11. Die grösste Schubbeanspruchung hat ein Plattenbalkenquerschnitt, die kleinste Schubbeanspruchung hat der Rechteckquerschnitt. Deshalb benötigen Platten meistens keine Schubbewehrung.
- Art, Steifigkeit, Anordnung der Schubbewehrung: Bügel, die die Längsbewehrung umschliessen, verhalten sich in bezug auf die Schubtragfähigkeit besser als Aufbiegungen der Längsbewehrungen. Bei diesen besteht die Gefahr eines Spaltbruchs durch Einschneiden des abgebogenen Bewehrungsstahls in die Betondruckdiagonale. Ausserdem sind die Rissweiten grösser.

Die Anordnung von Schubbügeln beeinflusst die Rissbildung. So sollte darauf geachtet werden, dass der Bügelabstand und die Betonüberdeckung möglichst klein gewählt werden. Wegen der besseren Verbundeigenschaften kleinerer Bewehrungsdurchmesser sollten die Durchmesser der Schubbügel möglichst klein gewählt werden.

Die Steifigkeit (Bewehrungsgehalt, Elastizitätsmodul) der Schubbewehrung beeinflusst die Rissneigung. Je weicher, desto kleiner ist die Neigung der Betondruckdiagonale, d.h. die Betondruckdiagonalen und die Längsbewehrung müssen mehr Kraft übernehmen.

Wenn die Bügel im Druck- und Zugbereich nicht richtig verankert sind, kann der innere Hebelarm nicht mehr vollständig mobilisiert werden.

- Lastniveau: Das Tragverhalten im Zustand I (ungerissen) ist zum Tragverhalten im Zustand II (gerissen) grundsätzlich verschieden. Im ungerissenen Zustand entsprechen die Schubspannungen umgerechneten Hauptspannungen in das horizontale Koordinatensystem und kommen deshalb effektiv im Bauwerk gar nicht vor. Der Hilfswert τ hat sich aber, da sehr einfach berechenbar, als ein gutes Mass für die Schubbeanspruchung in der Praxis bewährt.

Für den gerissenen Zustand kann das vielfach in der Literatur verwendete «Betonzahnmodell» herangezogen werden. Die zu übertragende Querkraft wird somit in Dübelwirkung der Längsbewehrung, Kraftaufnahme der Schubbewehrung, Kornverzahnung an den Rissflächen, Einspannung der Biegezähne und Schubübertragung in Betondruckzone aufgeteilt.

Kurz vor dem Bruch entsteht ein Druckbogen mit Zugband. Somit wird klar, dass ein Stahlbetonträger ein stark nicht-lineares Verhalten aufweist.

Ähnlich wie bei den CFK-Lamellen zur Biegeverstärkung müssen für die CFK-Winkel folgende Nachweise durchgeführt werden:

- Tragsicherheitsnachweis
- Nachweis am unverstärkten Querschnitt (Sicherheit > 1)
- Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Alle aufgeführten Formeln beziehen sich auf vertikal angeordnete Bügel ($\beta = 90°$).

Tragsicherheit

Gemäss [4] gilt die Tragsicherheit als nachgewiesen, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_R} \qquad (2)$$

V_d Bemessungswert der Querkraft (wie beim konventionellen Stahlbeton)
V_R Schubwiderstand des Querschnittes
γ_R Widerstandsbeiwert

Der Schubwiderstand eines Querschnitts kann näherungsweise mit dem erweiterten Fachwerkmodell berechnet werden. Der Querkraftwiderstand eines Querschnitts kann somit aus der Summe des Beton- und des Bewehrungsanteils berechnet werden [5].

$$V_R = V_{c,R} + V_{w,R} \qquad (3)$$

$V_{c,R}$ Anteil am Schubwiderstand, der vom Beton aufgenommen wird
$V_{w,R}$ Anteil am Schubwiderstand, der von den Bügeln aufgenommen wird

$$V_{c,R} = \tau_{c,R} \cdot b_w \cdot z \qquad (4)$$

$\tau_{c,R}$ Schubspannung, muss gemäss [4] gleich 0 gesetzt werden.

12
Schubfestigkeit aus [6], Umrechnung für SIA-Betonbezeichnungen nach [7]

Betonbez. [2]	**B25/15**	**B30/20**	**B35/25**	**B40/30**	**B45/35**	**B50/40**	**B55/45**	**B60/50**
$\tau_{c,R;EC2}$ [N/mm²]	0,29	0,35	0,41	0,46	0,51	0,56	0,60	0,64

Träger	f_{cwm} [N/mm²]	$\tau_{c,R;EC2}$ [N/mm²]	k	ρ_l	b_w [mm]	d [mm]	$V_{c,R0}$ [kN]	F_{total} [kN]	erste CFK-Winkeldehnungen gemessen bei Laststufe [kN]
T1	50	0,56	1,15	0,0052	260	450	106	212	250
T2	56	0,61	1,15	0,0052	260	450	116	232	300
T3	46	0,52	1,19	0,0058	150	410	54	108	150

13
Vergleich der Berechnung nach [6] mit den Versuchsresultaten

$$V_{w,R} = A_s \cdot f_y \cdot \frac{z}{s} \cdot \cot\alpha + A_L \cdot f_L \cdot \frac{z}{s} \cdot \cot\alpha \quad (5)$$

A_s innenliegende Schubbewehrung
A_L CFK-Winkel

Zum Zusammenspiel zwischen innenliegender Schubbewehrung und CFK-Schubwinkeln sind keinerlei Erfahrungen vorhanden. Deshalb wird vorgeschlagen, dass die gesamte Querkraft durch die CFK-Winkel aufgenommen werden muss. Gleichung (5) wird somit:

$$V_{w,R} = A_L \cdot f_L \cdot \frac{z}{s} \cdot \cot\alpha \quad (6)$$

Wenn anstelle von Zugspannungen Kräfte eingesetzt werden, kann mit folgender Gleichung gerechnet werden:

$$V_{w,R} = F_{L,R} \cdot \frac{z}{s} \cdot \cot\alpha \quad (7)$$

$F_{L,R}$ Kraft pro CFK-Winkel, angeordnet im Abstand s
z Hebelarm der inneren Kräfte

Aufgrund der Versuchserfahrungen kann vorerst eine maximale CFK-Winkel-Dehnung von 7‰ angenommen werden. Somit ergibt sich mit einer Winkelbreite von 40 mm für $F_{L,R}$ ein Wert von 45 kN (gilt für die CFK-Winkel, die bei den Versuchen T2 und T3 verwendet wurden). Bei ungenügender Verankerung der CFK-Winkel in der Druckzone ist dieser Wert entsprechend zu reduzieren. Für den Widerstandsbeiwert γ_R kann ein Wert von 1,5 eingesetzt werden.

Die weiteren Nachweise (Versagen der Betondruckdiagonalen, Verschieben der Momentendeckungslinie, Krafteinleitungsbereiche, indirekte Auflagerungen usw.) sind wie beim konventionellen Stahlbeton zu führen.

Nachweis am unverstärkten Querschnitt

Um ein plötzliches Versagen des gesamten Tragwerks zu vermeiden, soll bei Ausfall der CFK-Winkel immer noch ein Sicherheitsfaktor von grösser 1 vorhanden sein.

$$V_d < \frac{V_{R0}}{\gamma_R} \quad (8)$$

V_d $V_{\gamma=1,0}$ (Querkraft auf Gebrauchsniveau, Lasten q_r wie bei Tragsicherheit, aber mit $\gamma_G = \gamma_Q = \psi = 1{,}0$)
V_{R0} Schubwiderstand des unverstärkten Querschnitts
γ_R Widerstandsbeiwert = 1

$$V_{R0} = V_{c,R0} + A_s \cdot f_y \cdot \frac{z}{s} \cdot \cot\alpha \text{ wobei } As \geq A_{s,min} \quad (9)$$

$V_{c,R0}$ Schubtragfähigkeit des Betonquerschnitts ohne Schubbewehrung
A_s Innenliegende Schubbewehrung
$A_{s,min}$ Mindestschubbewehrung gemäss [4]

Eine innenliegende Mindestschubbewehrung muss vorhanden sein, ansonsten ist von einer Verstärkungsmassnahme abzusehen! $V_{c,R0}$ kann z.B. nach [6] wie folgt ermittelt werden:

$$V_{c,R0} = (\tau_{c,R;EC2}\, k\,(1{,}2 + 40\rho_l) + 0{,}15\,\sigma_{cp})\, b_w\, d \quad (10)$$

$\tau_{c,R;EC2}$ gemäss Bild 12
k = 1 bei Bauteilen, bei denen mehr als 50% der Feldbewehrung gestaffelt ist, sonst
k = 1,6 - d ≥ 1
$\rho_l = A_{sl}/(b_w d)$ siehe [6]
$\sigma_{cp} = N_S/A_c$
N_S Längskraft im Querschnitt infolge Last oder Vorspannung (Druck positiv)
b_w Stegbreite
d statische Höhe

Bild 13 zeigt, dass die Versuchsresultate gut mit der Gleichung (10) übereinstimmen.

Gebrauchstauglichkeit

Im Gebrauchszustand soll ein grossflächiges Ablösen der CFK-Winkel im Stegbereich vermieden werden:

$$V_{ser} \leq V_{c,R0} + F_{L,ser} \cdot \frac{z}{s} \cdot \cot\alpha \quad (11)$$

V_{ser} $V_{ser,kurz}$ (Querkraft auf Gebrauchsniveau, wie beim konventionellen Stahlbeton)
$V_{c,R0}$ Schubtragfähigkeit eines Betonquerschnittes ohne Schubbewehrung
$F_{L,ser}$ Kraft pro CFK-Winkel auf Gebrauchsniveau, angeordnet im Abstand s

Wenn die Ungleichung (11) eingehalten wird, treten keine grösseren Schubrisse auf. Somit ist auch sichergestellt, dass die CFK-Winkel sich nicht grossflächig vom Beton ablösen.

Aufgrund der Versuchserfahrungen kann vorerst eine zulässige CFK-Winkel-Dehnung von 2‰ zugelassen werden. Somit ergibt sich mit einer Winkelbreite von 40 mm für $F_{L,ser}$ ein Wert von 13 kN (gilt für die CFK-Winkel, die bei den Versuchen T2 und T3 verwendet wurden).

Adresse des Verfassers:
Christoph Czaderski, dipl. Bauing. HTL/ETH/SIA, Eidg. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Überlandstrasse 129, 8600 Dübendorf

Literatur

[1]
Empa-Untersuchungsberichte Nr.169 219/1 und 169 219/2: Prüfung von CFK-Schublamellen an Stahlbetonbalken, Dübendorf 1998
[2]
Kani G.N.J.: Basic facts concerning shear failure. ACI Journal 63, No. 6, p. 675-692, 1966
[3]
Leonhard F.: Schub bei Stahlbeton und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau, 11/1977
[4]
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: Norm SIA 162, Betonbauten. Ausgabe 1989
[5]
Bachmann H.: Stahlbeton 1 und 2, Vorlesungsunterlagen ETHZ, 1991
[6]
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: SIA V162.001, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken nach Eurocode 2, Teil 1, Ausgabe 1992
[7]
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: SIA 460.020; NAD zu Eurocode 2. Nationales Anwendungsdokument, 1994