

Rationalisierung der Bewehrungstechnik im Stahlbetonbau, Teil 2

Vereinfachte Schubbewehrung in Balken

Rationalization of Reinforcement in Concrete Construction, part 2 – Simplified Shear Reinforcement in Beams

Von Prof. Dr.-Ing. G. Rehm, Dipl.-Ing. R. Elgehausen und Dipl.-Ing. B. Neubert, Universität Stuttgart

Fortsetzung

4.3. Erforderlicher Anteil der Umschließungsbügel

Die theoretischen Überlegungen wurden zu Beginn der Untersuchungen am Balken Rb I 1 überprüft. Er war so ausgebildet, daß eine möglichst große Beanspruchung in Balkenquerrichtung zu erwarten war. Dazu wurden eine gedrungene Querschnittsform ($b_0/d_0 = 45/60$ cm) sowie eine verhältnismäßig wenig wirksame Verankerung der SZ in der Zugzone (Typ D nach Bild 5) gewählt. Der Querschnitt der in Form von Kappenbügeln gestoßenen Bügel entsprach etwa der Mindestbügelbewehrung nach DIN 1045 [2] (= 20% der Gesamtschubbewehrung).

Bild 9 zeigt die mit Dehnungsmeßstreifen gemessene mittlere Dehnung der Schubbewehrung in Abhängigkeit von der Schubbeanspruchung. Diese ist bei den SZ deutlich geringer als bei den Bügeln. Daher mußten sich die Druckstreben hauptsächlich in den Querschnittsecken abstützen, was zu einer hohen Beanspruchung in Balkenquerrichtung führte. Die Querbewehrung war unter Gebrauchslast (τ_{02}) selbst nach 10^5 Lastwechseln nur gering beansprucht, die Zugkräfte wurden offenbar vom Beton aufgenommen. Erst nach Bildung eines Längsrisses wuchs die Dehnung stark an. Sie betrug beim Bruch des Balkens, der bei etwa der 2,2fachen

4.3 Required proportion of enclosing stirrups

At the start of the investigations the theoretical considerations were checked by testing beam Rb I 1. This beam was so designed as to produce the most unfavourable possible stress conditions in the transverse direction. For this purpose it was given a "stumpy" cross-sectional shape ($b_0/d_0 = 45$ cm/60 cm) and a relatively ineffective anchorage of the shear assemblies in the tensile zone (type D as shown in Fig. 5). The cross-sectional area of the stirrups, spliced in the form of "capping" stirrups, was approximately equal to the minimum quantity of stirrup steel required by DIN 1045 [2] (= 20% of the total shear reinforcement).

Fig. 9 shows the average strain of the shear reinforcement (measured with electrical resistance strain gauges) as a function of the shear stress. It is seen to be distinctly less for the shear assemblies than for the stirrups. For this reason the struts must be supported chiefly at the corners of the section, resulting in high force acting transversely in the beam. Under working load (τ_{02}) the transverse reinforcement was only slightly stressed even after 10^5 load cycles: the tensile forces were evidently resisted by the concrete. Only after a longitudinal crack had developed did the strain increase considerably. At failure of this beam, which occurred by failure of the stirrup splice at approximately 2.2 times the permissible load, the strain was about 0.18%. In other beams with higher shear strength the transverse reinforcement attained the yield point of the steel when the beam failed.

In nearly all the beams, longitudinal cracks were formed after the working load had been exceeded. The widths of these cracks measured in the vicinity of their intersections with transverse cracks are listed for the respective test series in Table 4. These values were determined at approximately twice the working load.

With the exception of beams Rs I 4 and Rb I 1 (right) and Rb II 1 (right), there were no significant differences in performance between the conventional and the simplified shear reinforcement. The more unfavourable behaviour of Rs I 4 is presumably attributable to the type of shear assemblies installed (type D) and to the larger number of load cycles to which it was subjected (10^5 as against only 30 for the other beams of this series). Rb I 1 (right) and Rb II 1 (right) had been provided with unsuitable shear assemblies which promoted longitudinal cracking.

In all the beams the anchorage of the longitudinal reinforcement, designed in accordance with DIN 1045 [2], was not significantly affected by this longitudinal cracking, despite the sometimes high steel stresses that developed at failure (max. $\sigma_s \sim 700$ N/mm², cf. Table 3).

The tensile forces acting vertically with respect to the bottom concrete cover to the steel gave rise in some cases to so-called dowel action cracks far above the working load (Fig. 7b). However, with the exception of Rb II 1 (right), where the end anchorage was shorter than specified in [2], the stirrups prevented spalling of the cover and thus prevented premature anchorage failure.

The results of the measurements therefore confirm the validity of the theoretical considerations indicating that, even where high shear stresses have to be catered for, it will suffice to design the stirrups only to resist about 20–25% of the shear force.

Tab. 4. Längsrißbreiten

	1 Balken	2 Schubspannung τ_0 (N/mm ²)	3 Längsrisse (mm) ¹⁾	
			w_{mittel}	w_{max}
1	Rs I 5	4,0	keine Längsrisse	
2	Rs I 1	4,0	0,05–0,10 (nur links)	
3	Rs I 2	4,0	0,05–0,10 (nur links)	
4	Rs I 3	4,0	0,05–0,10 (beidseitig)	
5	Rs I 4	4,0	0,15 0,20	0,20 0,22
6	Rb I 5	3,5	0,09 0,08	0,09 0,10
7	Rb I 1	3,5	0,10 0,24	0,15 0,55
8	Rb I 2	3,5	0,10	0,13 (nur links)
9	Rb II 5	3,15	0,14 0,10	0,16 0,11
10	Rb II 1	3,0	0,10 0,16	0,13 0,25
11	Rh II 5	2,65	0,17 0,18	0,25 0,30
12	Rh II 1	2,65	0,17 0,20	0,17 0,30
13	Rh I 1	6,3	0,05	0,12 (beidseitig)

1) obere Zahl: linke Balkenhälfte, untere Zahl: rechte Balkenhälfte

zulässigen Last durch Versagen des Bügelstoßes hervorgerufen wurde, ca. 1,8%. Bei anderen Balken mit einer höheren Querkrafttragfähigkeit erreichte die Querbewehrung im Bruchzustand die Streckgrenze.

Bei fast allen Balken bildeten sich in der Regel nach Überschreiten der Gebrauchslast Längsrisse auf der Balkenunterseite. Ihre in der Nähe der Kreuzungsstellen von Längs- und Querriß gemessenen Breiten sind für die einzelnen Versuchsreihen der Tabelle 4 zu entnehmen. Die angegebenen Werte wurden etwa bei der 2,0fachen Gebrauchslast ermittelt.

Danach sind mit Ausnahme bei Balken Rs I 4, Rb I 1, rechts, und Rb II 1, rechts, keine signifikanten Unterschiede zwischen der konventionellen und der vereinfachten Schubbewehrung zu erkennen. Das ungünstigere Verhalten von Balken Rs I 4 dürfte auf die Art der Schubzulagen (Typ D) sowie auf die höhere Anzahl von Lastwechseln (10^5 gegenüber 30 bei den restlichen Balken dieser Reihe) zurückzuführen sein. Rb I 1, rechts, und Rb II 1, rechts, waren mit weniger geeigneten Schubzulagen, die eine Längsrißbildung begünstigten, bewehrt.

Die Verankerung der Längsbewehrung, dimensioniert nach DIN 1045 [2], wurde bei allen Balken durch diese Längsrißbildung trotz der teilweise hohen Stahlspannungen im Bruchzustand ($\max. \sigma_s \sim 700 \text{ N/mm}^2$, vgl. Tabelle 3) nur unwesentlich beeinflusst.

Die Zugkräfte vertikal zur unteren Betondeckung führten in einigen Fällen weit oberhalb der Gebrauchslast zu sog. Verdübelungsrissen (Bild 7b). Die Bügel verhinderten jedoch mit Ausnahme bei Rb II 1, rechts, wo eine gegenüber [2] verkürzte Endverankerung der Längsbewehrung vorhanden war, ein Abplatzen der Betondeckung und damit einen vorzeitigen Verankerungsbruch.

Die Meßergebnisse bestätigen also die theoretischen Überlegungen, wonach es ausreicht, auch bei hohen Schubspannungen die Bügel nur für etwa 20 bis 25% der Querkraft zu dimensionieren.

4.4. Tragverhalten der Schubzulagen

Die Dehnung der Schubbewehrung wurde in der Mitte der Querkraftbereiche mit Dehnungsmeßstreifen gemessen. Bild 10 zeigt als Ergebnis die mittlere Stahldehnung der Bügel und Schubzulagen des Balkens Rb II 1 und diejenige der Bügel und Schrägstäbe des Vergleichsbalkens Rb I S. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Zugzone beim Balken Rb II 1 im schlechten Verbundbereich lag, für die Verankerung der Schubzulagen also ungünstige Verhältnisse vorlagen. Es ist zu erkennen, daß die Schubzulagen des Types A etwa die gleichen Dehnungen wie Schrägstäbe aufweisen. Die Dehnungen der innenliegenden Schubbewehrungselemente sind allerdings bei gleicher Beanspruchung geringer als diejenigen der außenliegenden Bügel. Diese Unterschiede traten auch bei anderen Versuchen auf, selbst bei vier-schnittigen Bügeln (Bild 11), und dürften hauptsächlich auf Steifigkeitsunterschiede über dem Balkenquerschnitt u. a. infolge einer ungleichen Verteilung der Längsstäbe zurückzuführen sein.

Demgegenüber ist die Lastaufnahme der Schubzulagen bei unzureichender Verankerung relativ gering (Bild 9). Dies geht auch aus Bild 11 hervor, wo das Verhältnis der mittleren Dehnungen der innenliegenden Schubbewehrungselemente (Innenbügel, Schrägstäbe, SZ) zu den entsprechenden Werten der Außenbügel kurz vor dem Bruch (Beanspruchung $\tau_0 \sim 0,8 \tau_{0u}$) dargestellt ist. In Verbindung mit Bügeln verhalten sich demnach Schubzulagen, verankert durch angeschweißte Querstäbe (Typen A und C nach Bild 5) bzw. durch einen Winkelhaken und einen angeschweißten Stab vor der Krümmung (Typ B), ähnlich wie eine konventionelle Schubbewehrung. Demgegenüber streute die anteilige Lastaufnahme der durch Abkrümmungen in Balkenlängsrichtung allein verankerten SZ stark und war zum Teil auch deutlich geringer (Typen D und E). Das schlechtere Tragverhalten dieser Schubzulagen dürfte auf deren ungünstigeres Schlußverhalten zurückzuführen sein und war nach den Ausziehversuchen [18] zu erwarten.

4.4 Loadbearing behaviour of the shear assemblies

The strain of the shear reinforcement was measured with electrical resistance strain gauges in the central part of the shear force region. Fig. 10 shows the average steel strain in the stirrups and shear assemblies of beam Rb II 1 and in the stirrups and inclined bars of the comparison beam Rb I S. It should be borne in mind that the tensile zone in beam Rb II 1 was in the unfavourable zone ("poor bond zone"), so that conditions for the anchorage of the shear assemblies were not good. It appears that the shear assemblies of type A developed approximately the same amounts of strain as the inclined bars did. The strains in the shear reinforcement elements located farther inwards are, for equal loading, smaller than those in the stirrups located near the outside of the beam, however. These differences occurred also in other tests, even in beams with four-leg stirrups (fig. 11), and are presumably due mainly to differences in stiffness across the beam section in consequence of, inter alia, unequal distribution of the longitudinal bars.

On the other hand, with inadequate anchorage the load absorbed by the shear assemblies is relatively small (Fig. 9). This is evident also from Fig. 11, where the ratio of the average strains of the inner shear reinforcement elements (inner stirrups, inclined bars, shear assemblies) to the corresponding values of the outer stirrups shortly before failure ($\tau_0 \sim 0,8 \tau_{0u}$) is presented. Hence, in combination with stirrups, shear assemblies anchored by means of welded-on cross-bars (types A and C, Fig. 5) or by means of an L-hook and a welded-on bar before the bend (type B) behave similarly to conventional shear reinforcement. On the other hand, the proportion of load absorbed by the shear assem-

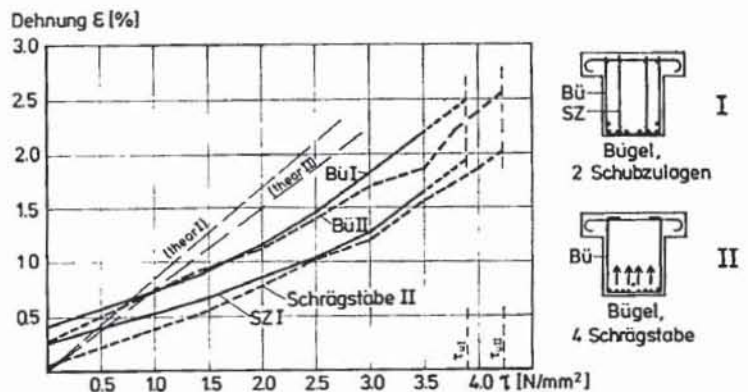


Bild 10. Mittlere Dehnung der Schubbewehrung nach 10^5 Lastwechseln in Abhängigkeit von τ_0 .

Fig. 10. Average strain of the shear reinforcement after 10^5 load cycles, plotted against τ_0 .

Fig. 10. L'allongement moyen de l'armature d'effort tranchant après 10^5 répétition de charge en fonction de τ_0 (Bezeichnung der Abszisse: τ_0 statt τ)

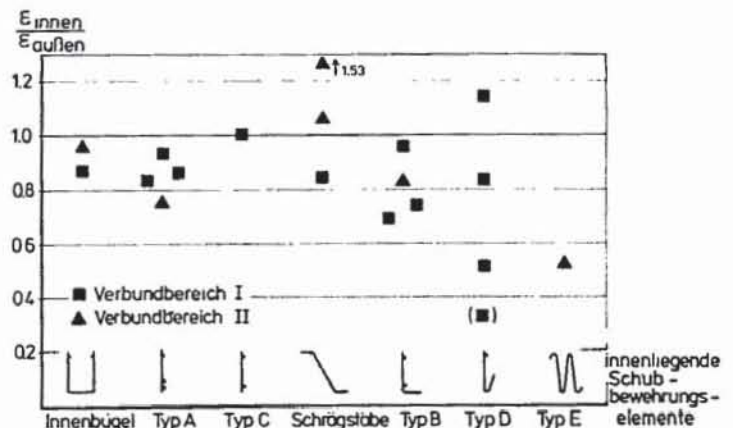


Bild 11. Vergleich der Dehnungen von Bügeln und innenliegenden Schubbewehrungselementen kurz vor dem Bruch ($\tau_0 \sim 0,8 \tau_{0u}$)

Fig. 11. Comparison of the strains of stirrups and inner shear reinforcing elements shortly before failure ($\tau_0 \sim 0,8 \tau_{0u}$)

Fig. 11. Comparaison de l'allongement des étriers et des élément d'armature d'effort tranchant situés à l'intérieur immédiatement avant rupture ($\tau_0 \sim 0,8 \tau_{0u}$)

Dieses Ergebnis steht im Widerspruch zu den Versuchen [6], nach denen girlandenförmige Schubleitern als brauchbar angesehen werden. Die unterschiedliche Beurteilung dürfte hauptsächlich auf die Ausbildung der Probekörper zurückzuführen sein. Bei den hier vorhandenen Plattenbalken stützen sich die schiefen Druckstreben nahe dem unteren Querschnittsrand ab, die Beanspruchung der Bügelstäbe ist also am Beginn der Krümmung am höchsten. Demgegenüber wurden in [6] I-Balken geprüft, bei denen der 10 cm hohe, stark bewehrte Zugflansch für die Abstützung der Druckstreben sorgt. Daher wird ein Teil der Bügelkräfte bereits vor der Krümmung über Verbund an den Beton abgegeben. Die Krümmung selbst wird also geringer belastet [20]. Weiterhin ist das Schlupfverhalten der dünneren Bügelstäbe ($d_s = 8$ mm gegenüber $d_s = 11,5$ mm) günstiger. Außerdem waren die Probekörper in [6] so dimensioniert, daß bei $v \sim 2,1$ ein Biegebruch auftrat, die Schubtragfähigkeit also nicht ermittelt wurde.

Eine Verbesserung des Tragverhaltens für Schubzulagen des Types D kann nach [18] bei Verlängerung des freien Schenkels nach der Krümmung auf $10 d_s$ erwartet werden.

4.5. Verteilung der Schubzulagen im Querschnitt

Die Frage der Verteilung der Schubzulagen im Querschnitt ist besonders bei breiten Stegen bedeutsam.

Zur Klärung diente der Versuch Rb I 1 mit Schubzulagen vom Typ D, die in einer Balkenhälfte gleichmäßig über den Querschnitt verteilt, in der anderen in der Querschnittsmitte konzentriert waren. Bild 12 zeigt die nach 10^5 Lastwechseln gemessenen Dehnungen. Bei gleichmäßiger Verteilung der Schubzulagen nimmt die auf der Ordinate aufgetragene Beanspruchung der Bügel und SZ bei Laststeigerung etwa gleichmäßig zu. Bei konzentrierter Anordnung steigt dagegen

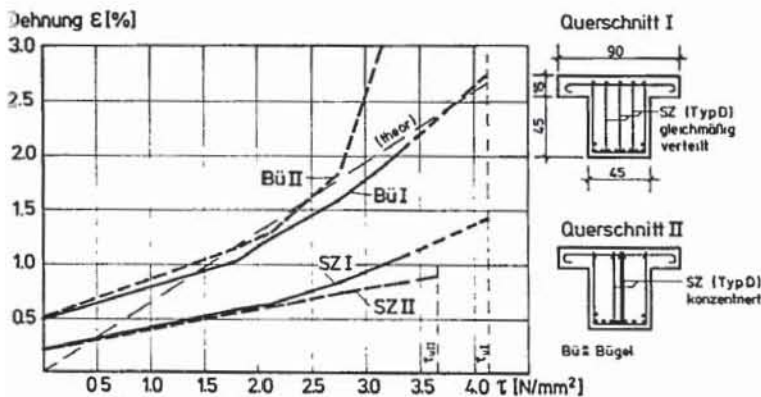


Bild 12. Einfluß der Querverteilung der Schubzulagen auf deren Lastaufnahme

Fig. 12. Effect of the transverse distribution of the shear assemblies upon their load-bearing performance

Fig. 12. Influence of the distribution transverse des raidisseurs sur leurs support de charges
(Bezeichnung der Abszisse: τ , statt τ)

die Lastaufnahme der Bügel oberhalb der Gebrauchslast überproportional an.

Abgesehen davon, daß in dem Versuch Schubzulagen mit weniger geeigneten Verankerungen verwendet wurden (vgl. Abschnitt 4.4), zeigt sich eindeutig, daß Schubzulagen gleichmäßig über den Querschnitt verteilt werden sollten, um Kraftkonzentrationen zu vermeiden und eine einwandfreie Verdichtung des Betons zu ermöglichen.

Allerdings sollten Schubzulagen nicht zu nahe am Querschnittsrand angeordnet werden, um die seitliche Betondeckung nicht zusätzlich auf Querzug zu beanspruchen. Dies ist in der Regel leicht einzuhalten, da man die SZ stets im Querschnittsinneren (z. B. neben die äußeren Längsstäbe) anordnen wird und somit deren seitliche Betondeckung mindestens etwa 5 cm beträgt. Daher wurde die Frage des geringstmöglichen Abstandes nicht speziell untersucht. Die in den Versuchen vorhandenen Werte (6 bis 12 cm entsprechend dem 5- bis 10fachen des Durchmessers der SZ) reichten jedoch aus, um Abplatzungen zu verhindern.

blies anchored only by curvature in the longitudinal direction of the beam varied greatly and was in some cases distinctly less (types D and E). The poorer loadbearing performance of these shear assemblies is probably attributable to their more unfavourable slip behaviour and was indeed to be expected on the evidence of the pull-out tests [18].

This result is at variance with those of the tests [6] indicating that festoon-shaped ladder-like assemblies are to be rated as serviceable shear reinforcement. The difference in assessment is probably due mainly to the design of the test specimens concerned. In the case of the T-beams under present consideration the inclined struts are supported close to the bottom edge of the cross-section, so that the stress in the stirrup bars is highest at the beginning of the bend. On the other hand, the tests reported in [6] were performed on I-beams in which the 10 cm deep and heavily reinforced tensile flange provides the support for the struts. Hence, part of the force in the stirrups is transmitted to the concrete through bond already before the bend. The bend itself is therefore less severely loaded [20]. Furthermore, the slip behaviour of the thinner stirrup bars ($d_s = 8$ mm as against $d_s = 11.5$ mm) is more favourable. In addition the specimens reported in [6] were so designed that flexural failure occurred at $v \sim 2.1$, so that their shear strength was not determined.

According to [18], an improvement in the loadbearing behaviour obtained with shear assemblies of type D can be expected if the free leg beyond the bend is increased in length to $10 d_s$.

4.5 Distribution of the shear assemblies in the cross-section

The question how to distribute the shear assemblies within the cross-section is important particularly for beams with wide webs.

To clarify this aspect, beam Rb I 1 with shear assemblies of type D was performed. In one half of the beam they were uniformly distributed in the section, whereas in the other they were concentrated in the middle of the section. The strains measured after 10^5 load cycles are shown in Fig. 12. With uniform distribution of the shear assemblies the stress in the stirrups and in the shear assemblies (marked on the vertical scale) undergoes an approximately uniform increase with increasing load. With concentrated arrangement, on the other hand, the load absorption by the stirrups above working load shows a more-than-proportional increase. Apart from the fact that shear assemblies with less suitable anchorages were used in the test (see Section 4.4), the test clearly emerges that shear assemblies should be uniformly distributed over the cross-section in order to prevent the occurrence of stress concentrations and to enable a compacting of concrete.

Shear assemblies should not, however, be disposed too close to the edge of the cross-section, so as not to induce additional transverse tension in the lateral concrete cover. This requirement is generally quite easy to fulfil, as they will always be installed within the inner part of the section (e.g., beside the outer longitudinal bars), so that the lateral concrete cover to them is at least about 5 cm. For this reason the question as to the closest possible spacing was not specially investigated. The values in the specimens actually tested (6–12 cm, corresponding to 5–10 times the diameter of the bars of the shear assemblies) were, however, sufficient not to promote spalling.

4.6 Location of anchorage in the tensile zone

If shear assemblies are anchored above the longitudinal reinforcement, the truss action can develop only if the concrete can be relied upon to resist tensile stresses. The conditions will then be similar to those in a composite beam comprising a precast tensile flange with a cast-on in-situ concrete web provided with shear reinforcement, but with no adequate reinforcement across the joint between the two concretes, transmission of shear at this joint being effected merely through bond between the in-situ and the roughened

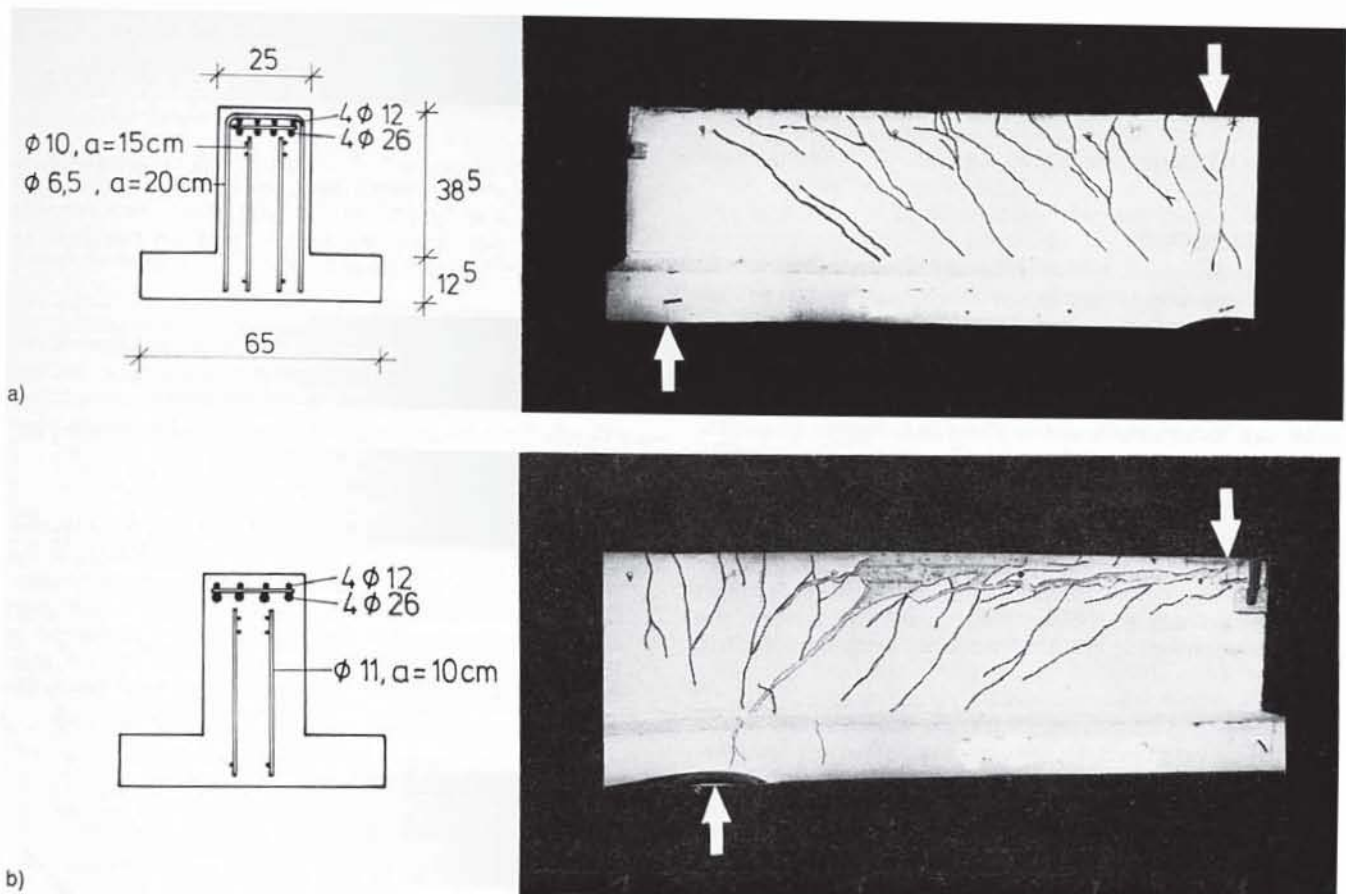


Bild 13. Balkenversuch Rs I 2, Ausbildung und Bruchbild
 a) linke Balkenhälfte
 b) rechte Balkenhälfte

Fig. 13. Essai avec poutre Rs I 2, configuration et fracture
 a) moitié gauche de la poutre
 b) moitié droite de la poutre

Fig. 13. Beam test Rs I 2, design features and failure pattern
 (a) left-hand half of beam
 (b) right-hand half of beam

4.6. Lage der Verankerung in der Zugzone

Werden Schubzulagen oberhalb der Längsbewehrung verankert, kann sich die Fachwerktragwirkung nur dann einstellen, wenn der Beton planmäßig Zugspannungen aufnimmt. Es liegen dann ähnliche Verhältnisse vor wie bei einem vorgefertigten, sehr rauen Zuggurt, der durch einen schubbewehrten Ortbetonsteg verstärkt wird, ohne daß die Fuge ausreichend durch Verbundbewehrungen vernäht ist. Dieses Problem wurde im Versuch Rs I 2 studiert, bei dem in einem Querkraftbereich Bügel und SZ, im anderen Querkraftbereich nur SZ angeordnet wurden (Bild 13). Die SZ wurden deutlich oberhalb der Längsbewehrung verankert. Während im Gebrauchszustand keine signifikanten Unterschiede zu den übrigen Balken beobachtet wurden, trat im Querkraftbereich ohne Bügel jedoch ein plötzlicher Bruch durch Aufreißen des Betons zwischen den Schubzulagen und der Biegezugbewehrung bei $\tau_{0u} \sim 3,1 \text{ N/mm}^2$ ($\sim 1,5$ zul τ_0) auf (Bild 13b).

Die andere, mit 17% Bügelanteil bewehrte Balkenhälfte versagte durch Fließen der Biegezugbewehrung bei einer Schubbruchsicherheit $\gamma = \tau_{0u}/\text{zul } \tau_0 \sim 2,0$. Auf Grund der Angaben in [21] und [22] sowie des im Rißbild zu erkennenden Beginns der horizontalen Verastelung der Schubrisse in Höhe der Biegezugbewehrung kann aber davon ausgegangen werden, daß die Beanspruchbarkeit des durch die Bügel verstärkten Betons zwischen der Längsbewehrung und den SZ nahezu erreicht war, also auch hier ein Verdübelungsbruch bevorstand.

Der Versuch zeigt, daß der Beton relativ hohe Schubkräfte in diesem kritischen Bereich übertragen kann. Trotzdem sind die Schubzulagen im Schwerpunkt der Längsbewehrung bzw. der Druckzone zu verankern, um eine planmäßige Ausnutzung der Betonzugfestigkeit auszuschließen. Da bei geringen

precast concrete surface. This problem was studied in the test Rs I 2, in which stirrups and shear assemblies were provided in one of the shear regions of this beam, while the other was provided with shear assemblies only (Fig. 13). The shear assemblies were anchored well above the longitudinal reinforcement.

Whereas under working load no significant differences in relation to the other beams were observed, in the shear region without stirrups, however, there occurred sudden failure due to cracking of the concrete between the shear assemblies and the flexural reinforcement at $\tau_{0u} \sim 3.1 \text{ N/mm}^2$ (corresponding approximately to $1.5 \times$ permissible load) (Fig. 13b).

The other half of the beam, containing 17% stirrup reinforcement, failed as a result of yielding of the flexural reinforcing bars, the safety against shear failure then being $\gamma = \tau_{0u}/\text{permissible } \tau_0 \sim 2.0$. On the evidence of the information published in [21] and [22] and having regard to the incipient horizontal ramification of the shear cracks at the level of the flexural reinforcement (as appears in the cracking pattern of the beam), however, it can be presumed that the load capacity of the stirrup-reinforced concrete between the longitudinal reinforcement and the shear assemblies had practically been reached, i.e. that here too a dowel action failure would soon occur.

The test shows that the concrete is able to transmit relatively large shear forces in this critical region. Nevertheless, the shear assemblies should be anchored at the centroid of the longitudinal reinforcement or of the compressive zone, in order to rule out the need to have to rely on the tensile strength of the concrete. Since any minor divergences from this requirement are unlikely to result in premature shear failure, the proposed shear reinforcement is sufficiently insensitive to unavoidable inaccuracies of workmanship.

Abweichungen von dieser Vorschrift kein vorzeitiger Schubbruch zu erwarten ist, ist die vorgeschlagene Schubbewehrung ausreichend unempfindlich gegen nicht zu vermeidende Ausführungsungenauigkeiten.

5. Schlußfolgerungen

Die Versuche und theoretischen Überlegungen lassen folgende Schlußfolgerungen zu:

- Die Zugbewehrung braucht nur von einem Teil der gesamten Schubbewehrung in Form von Bügeln umschlossen zu werden, der bei hohen Schubspannungen für 20% bis 25% der Querkraft zu dimensionieren ist.
- Die restliche Schubbewehrung kann als sogenannte Schubzulagen, bestehend aus leiter- oder korbartigen Elementen aus gerippten Stäben, zugelegt werden, die die Zugbewehrung nicht oder nur teilweise umschließen.
- Schubzulagen sind in der Druckzone nach DIN 1045 [2] wie Bügel zu verankern. In der Zugzone sollten als Verankerungselemente vorzugsweise die Typen A bis C nach Bild 5 verwendet werden. Verankerungen durch nach [2] ausgebildete Abkrümmungen allein gewährleisten zwar eine Schubbruchsicherheit $\gamma \geq 2,1$, jedoch kein einer konventionellen Schubbewehrung gleichwertiges Schubtragverhalten. Eine Verbesserung dürfte bei Vergrößerung des Biegerollendurchmessers d_b und/oder Verlängerung des freien Schenkels nach der Krümmung erzielt werden.
- Schubzulagen sind in der Zugzone möglichst nahe dem gezogenen Rand zu verankern und etwa gleichmäßig über die Querschnittsbreite zu verteilen, wobei jedoch ein ausreichender Abstand vom Querschnittsrand einzuhalten ist.

Die vorliegenden Versuchsergebnisse wurden bei der Neubearbeitung von Abschnitt 18 der DIN 1045 [3] berücksichtigt. Danach sind mindestens 25% der Querkraft durch Bügel abzudecken. In Bild 14 ist der erforderliche Schubbewehrungsgrad μ_s in Abhängigkeit von τ_0 dargestellt. Der Anteil der Bügel an der erforderlichen Gesamtschubbewehrung beträgt 60% im Schubbereich 1 und nimmt auf 25% für $\tau_0 > \tau_{02}$ (Schubbereich 3) kontinuierlich ab. Allerdings wird man bei geringen Schubspannungen (Schubbereich 1) eine Aufteilung in Bügel und SZ aus praktischen Erwägungen nicht vornehmen, sondern ausschließlich Bügel anordnen.

Weiterhin wurden Regeln für die Ausbildung und Anordnung der Schubzulagen angegeben. Zur Verbesserung des Schlupfverhaltens sind die freien Überstände von Haken oder Winkelhaken gegenüber [2] auf 5 d_e bzw. 10 d_e zu verlängern. Dies gilt natürlich auch für Bügel, die bei Plattenbalken durch die Querbewehrung einer anschließenden Platte geschlossen werden.

Im Schubbereich 1 ist die Schubbewehrung nur noch für 40% der Querkraft zu dimensionieren. Daher nimmt der Querschnitt der Schubbewehrung mit abnehmendem τ_0 ebenfalls ab. Da für Stabstähle und Betonstahlmatten in DIN 488 Mindestdurchmesser gefordert werden und der maximale Bügelabstand begrenzt ist, verbleibt in jedem Fall ein Mindestschubbewehrungsgrad μ_s .

Bei Beachtung der vorgenannten Konstruktionsregeln gewährleistet eine Schubbewehrung aus Bügeln und SZ ein zu einer konventionellen Schubbewehrung gleichartiges Schubtragverhalten. Dies gilt unabhängig davon, wie die Schubbewehrung bemessen wird; also auch bei der in [3] bereits aufgenommenen Erhöhung der zulässigen Stahlspannung für

5. Conclusions

The following conclusions can be drawn from the tests and theoretical considerations presented here:

- The tensile reinforcement need be enclosed in the form of stirrups only by part of the total shear reinforcement which, for high shear stresses, should be designed to resist 20–25% of the shear force.
- The rest of the shear reinforcement can be provided in the form of so-called shear assemblies, consisting of ladder-like or cage-like units which are composed of ribbed bars and which do not, or only partly, enclose the tensile reinforcement.
- Shear assemblies should be anchored in the compressive zone like stirrups, in accordance with DIN 1045 [2]. In the tensile zone the types A, B and C (Fig. 5) should preferably be employed as anchorage elements. Although anchorages with hooks or bends alone as envisaged in [2] provide a shear safety factor of at least $\gamma \geq 2,1$, they are nevertheless inferior to conventional shear reinforcement.

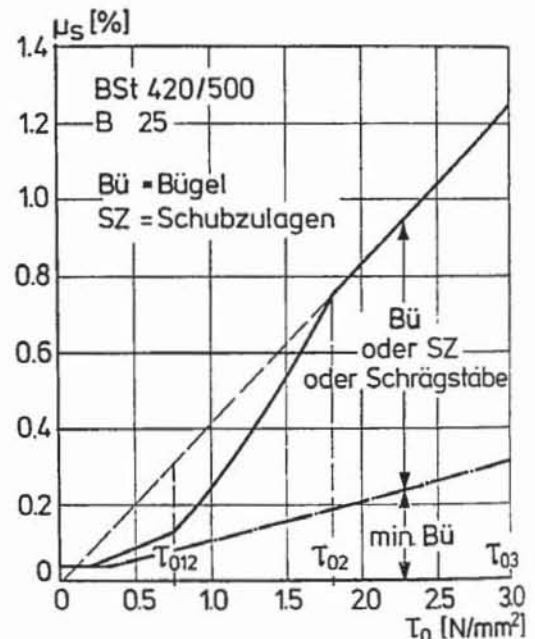


Bild 14. Erforderliche Schubbewehrung und Mindestbügelanteil nach [3]
Fig. 14. Required shear reinforcement and minimum proportion of stirrup steel according to [3]
Fig. 14. Armature d'effort tranchant requis et nombre minimum d'étriers

ment as regards their shear loadbearing behaviour. An improvement could presumably be achieved by increasing the diameter d_b of the bend and/or increasing the length of free leg beyond the bend.

- Shear assemblies should be anchored in the tensile zone as close to the tensile face of the beam as possible and be distributed in an approximately uniform manner over the width of the cross-section, provided that a sufficient distance to the edge of the section is maintained.

The experimental results here have been taken into account in the revision of clause 18 of DIN 1045 [3]. According to the modified version, at least 25% of the shear force should be catered for by stirrup reinforcement. In Fig 14 the required shear reinforcement percentage μ_s has been plotted against τ_0 . The proportion of stirrup steel in the required total shear reinforcement is 60% in shear stress range 1* ($\tau_0 \leq \tau_{012}$)

eine Schubbewehrung aus BSt 500/550 R auf $\sigma_s = 286 \text{ N/mm}^2$ oder bei der demnächst beabsichtigten Einführung der verminderten Schubdeckung im Schubbereich 3. Gleichzeitig ermöglicht die neue Bewehrung eine wesentliche Rationalisierung der Bewehrungsarbeiten [23].

Berichtigung: In Bild 8, Heft 3/78, Ordinatenbezeichnung $\gamma = \tau_{00}/\text{zul } \tau_0$ an Stelle $\gamma = \tau_{00}/\text{zul } \tau_0$

Literaturverzeichnis

- [1] Rehm, G., und Eligehausen, R.: Rationalisierung der Bewehrung im Stahlbetonbau. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 5, 1972, Seite 335 bis 345.
- [2] DIN 1045, Beton- und Stahlbetonbau, Fassung 1/1972, und Ergänzende Bestimmungen zur DIN 1045, Fassung 4/1975.
- [3] Neue Bewehrungsrichtlinien, Manuskript der Neufassung von DIN 1045, Abschnitt 18. Rehm, G., Eligehausen, R., und Neubert, B.: Erläuterung der Neubearbeitung. Beton-Verlag, Düsseldorf, August 1977. Der Weißdruck erscheint etwa Mitte 1978.
- [4] DIN 1045, Beton- und Stahlbetonbau, Fassung November 1959, abgedruckt in Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, 7. Auflage. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München, 1963.
- [5] Leonhardt, F., und Walther, R.: Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, 1962 bis Heft 9, 1963 (7 Folgen).
- [6] Kupfer, H., und Baumann, Th.: Mögliche Bügelformen bei hoher Schubbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, 1971, Seite 168-178.
- [7] Rehm, G., Eligehausen, R., und Neubert, B.: Rationalisierung der Bewehrungstechnik, Zwischenberichte über Balkenversuche a) Institut für Baustoffkunde der TU Braunschweig vom Februar 1973 und Juni 1973, b) Lehrstuhl für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart vom Februar 1974 und Januar 1975.
- [8] Rehm, G., und Neubert, B.: Zulässige Beanspruchung der Bügelbewehrung aus Baustahlgewebe in Balken. Bericht des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart vom Mai 1974.
- [9] Leonhardt, F., und Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 3, Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin 1974.
- [10] Sorensen, H. C.: Efficiency of Bent-up Bars as Shear Reinforcement, Publication SP-42, „Shear in Reinforced Concrete“, Band 1, Seite 267-284. American Concrete Institute, Detroit, 1974.
- [11] Leksukhum, K., and Smith, R. B. L.: Comparative Study of Bent-up Bars with other Forms of Secondary Reinforcement in Beams. ACI-Journal 68 (1971), Nr. 1, Seite 32-35.
- [12] Regan, P. E., and Khan, M. H.: Bent-up Bars as Shear Reinforcement, Publication SP-42, „Shear in Reinforced Concrete“, Band 1, Seite 249-266. American Concrete Institute, Detroit, 1974.
- [13] Taylor, H. P. I.: The Fundamental Behaviour of Reinforced Concrete Beams in Bending and Shear, Publication SP-42, „Shear in Reinforced Concrete“, Band 1, Seite 43-78. American Concrete Institute, Detroit, 1974.
- [14] Swamy, R. N., und Andriopoulos, A. D.: Contribution of Aggregate Interlock and Dowel Forces to the Shear Resistance of Reinforced Beams with Web Reinforcement. Publication SP-42, „Shear in Reinforced Concrete“, Band 1, Seite 129-168. American Concrete Institute, Detroit, 1974.
- [15] Placas, A., and Regan, P. E.: Shear Failure of Reinforced Concrete Beams. ACI-Journal, Band 68, Oktober 1971, Seite 763-773.
- [16] Kani, G.: Was wissen wir heute über die Schubbruchssicherheit? Der Bauingenieur, 43 (1968), Heft 5, Seite 167-174.
- [17] Rehm, G., und Eligehausen, R.: Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf das Verbundverhalten von Rippenstählen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6, 1977, Seite 295-299.
- [18] Rehm, G., Eligehausen, R. und Dieterle, H.: Das Tragverhalten verschiedener Verankerungselemente an Rissen. Rationalisierung der Bewehrungstechnik. Zwischenbericht vom März 1976, Otto-Graf-Institut der Universität Stuttgart.
- [19] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 4. Springer-Verlag, Berlin 1976.
- [20] Potucek, W.: Die Beanspruchung der Stege von Stahlbetonplattenbalken durch Querkraft und Biegung. Zement und Beton, Wien, 22. Jahrgang, Heft 3 (1977), Seite 88-98.
- [21] Basler, E., und Witta, E.: Verbindungen in der Vorfabrikation. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der schweizerischen Zementindustrie, Wildeg, 1966.
- [22] Rehm, G., und Neubert, B.: Über den Verbund zwischen einem Stahlbetonfertigteil und dem später aufgetragenen Ortbeton. Unveröffentlichtes Literaturstudium. Institut für Baustoffkunde der TU Braunschweig, August 1971.
- [23] Rehm, G., und Lehmann, R.: Demonstrativbauvorhaben „Einkaufszentrum Heilbronn“. Bericht des Lehrstuhls für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, Juli 1977.

and decreases steadily to 25% for $\tau_0 > \tau_{02}$ (range 3). However, for low shear stress values (range 1) it will, for practical reasons, not be advantageous to subdivide the reinforcement into stirrups and shear assemblies; here only stirrups will be provided.

Furthermore, rules for the design and arrangement of the shear assemblies are given. To improve the slip behaviour, the straight end portions of hooks and bends should be increased in length (as compared with the requirements of [2]) to $5 d_s$ respectively. This is of course also applicable to stirrups which, in T-beams, are closed by the transverse reinforcement of a connected slab.

In shear stress range 1 the shear reinforcement has to be designed only for 40% of the shear force. For this reason the cross-sectional area of the shear reinforcement decreases with decreasing τ_0 . Since certain minimum diameters are laid down for reinforcing bars and for the bars in fabric reinforcement in DIN 488, and since the maximum stirrup spacing is subject to limits, there will in any case remain a certain minimum shear steel percentage μ_s .

If the above-mentioned design rules are duly conformed to, a shear reinforcement consisting of stirrups and shear assemblies will ensure the same shear strength (shear load-bearing behaviour) as conventional shear reinforcement does. This is so, irrespective of just how the shear reinforcement is designed, i.e., it applies also in the case where, according to [3], the permissible steel stress for shear reinforcement consisting of steel grade BSt 500/550 R is raised to 286 N/mm^2 or in the case of "reduce shear coverage" in range 3 which is shortly to be introduced into the design code. Also, the new method of reinforcement enables the bar-bending and steel-fixing operations to be substantially rationalized [23].

* Three "shear stress ranges" are defined in clause 17.5.5 of DIN 1045 (1972) in connection with the conception of "shear coverage".

Rationalisation de la technique d'armaturage dans la construction en béton armé

Armaturage simplifié des poutres

Résumé: Dans le but de réduire la main d'oeuvre, les auteurs ont décrit dans le No. 5/1972 de BFT, une nouvelle façon de préparation et d'application des armatures des structures composées d'éléments linéaires. Cet article décrit les essais, dont on a tenu compte lors d'un nouvel établissement du paragraphe 18 des DIN 1045. Ces essais ainsi que les conclusions théoriques ont conduit aux conséquences suivantes:

En effet, les armatures de traction n'exigent pas d'être entourées de l'armature d'effort tranchant entière. Il suffit une partie de 20 à 25% de la force transversale.

L'armature encore manquante peut être ajoutée sous forme d'éléments en échelle ou corbeille ou encore de barres nervurées qui n'entourent pas — ou seulement en partie — l'armature de traction.

Ces éléments doivent être ancrés dans la zone de compression comme des étriers conformément aux DIN 1045. Dans la zone de traction devraient être utilisés comme éléments d'ancrage de préférence les modèles A jusqu'à C suivant fig. 5. Des ancrages avec crochets d'après [2] assurent bien une sécurité $\gamma = 2,1$ contre la rupture d'effort tranchant, mais ils n'atteignent pas la portance transversale d'un armature d'effort tranchant conventionnel. Une amélioration devrait être possible par l'augmentation du diamètre de la courbure d_B et/ou par une prolongation de la longueur du crochet au du coude.

Les éléments d'effort tranchant supplémentaires dans la zone de traction sont à ancrer le plus près possible du bord et à distribuer aussi régulièrement que possible sur la largeur de la section, tout en respectant cependant une distance suffisante du bord de la section.