Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 5 (1956)

Artikel: Der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen

Autor: Rüsch, H.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-6013

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: 02.10.2025

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

Va7

Der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen

Relação entre a fissuração e a aderência considerando tensões elevadas no aço

Rapport entre la fissuration et l'adhérence, compte tenu de contraintes elevées dans l'acier

Relation between crack formation and adhesion, taking into account highly stressed reinforcement bars

PROF. DR.-ING. H. RÜSCH
Technische Hochschule
München

Das allgemeine Bestreben, die Festigkeit der Werkstoffe besser auszunützen, hat auch im Stahlbetonbau zu dem Wunsch geführt, die zulässige Stahlspannung zu steigern. Sie war vor noch nicht allzulanger Zeit mit 1000 kg/cm² begrenzt, heute werden aber teilweise schon Stahlspannungen von 4000 kg/cm² zugelassen. Hohe Stahlspannungen führen zu einer hohen Stahldehnung und erhöhen damit die Gefahr des Entstehens von unzulässig breiten Rissen. Die bisherige Erfahrung hat gezeigt, dass nur bis zu Rissbreiten von etwa 0,2 — 0,3 mm ein zuverlässiger Rostschutz besteht.

Die Ausnützung der Festigkeit hochfester Stähle ist also nur möglich, wenn durch geeignete konstruktive Massnahmen das Entstehen von unzulässig breiten Rissen verhindert wird. Damit kommt man zu der Frage, von welchen Gesetzen das Rissbild abhängig ist. Die nachfolgenden Ausführungen sollen ihrer Klärung dienen. Sie beruhen auf der Auswertung einer grossen Versuchsreihe, die am Materialprüfungsamt der Techn. Hochschule München im Auftrag von Stahlerzeugern (1) durchgeführt wurde.

---

(1) Isteg-Stahlges. m. b. H. Nockenstahl G. m. b. H. Baustahlgewebe G. m. b. H. Hüttenwerke Phoenix. Felten u. Guilleaume. Entwicklungs-und Verwertungs-Gesellschaft Graz. v.Moos'sche Eisenwerke Lüzern.

Die Risstheorie.

Kuuskovski ([2]) gibt in seiner ausgezeichneten Arbeit eine Zusammenstellung der von verschiedenen Autoren aufgestellten Risstheorien. Da alle Autoren von der Vorstellung ausgehen, dass das Rissbild durch das Verhältnis zwischen dem Zugwiderstand des Betonquerschnittes und der Haftkraft der Bewehrung bestimmt wird, lassen sich ihre Theorien auf folgende Form zurückführen:

$$\text{Mittlerer Rissabstand: } a_m = c \frac{F_{bz} \cdot \sigma_{bz}}{\tau_1 \cdot \Sigma u} = C \frac{d \cdot \sigma_{bz}}{\tau_1 \cdot \mu} \qquad \text{Gl. 1}$$

$$\text{Mittlere Rissbreite: } w_m = k \frac{a_m \cdot \sigma_e}{E_e} \qquad \text{Gl. 2}$$

Dabei bedeuten:

a_m	mittlerer Rissabstand
F_{bz}	Querschnitt der Betonzugzone
σ_{bz}	Zugfestigkeit des Betons
τ_1	Haftfestigkeit
Σu	Summe der Stabumfänge
d	Durchmesser eines Rundstabes
$\mu = \frac{F_e}{F_{bz}} = \frac{d \Sigma u}{4 F_{bz}}$	Bewehrungsgehalt der Zugzone
w_m	mittlere Rissbreite
σ_e	Stahlspannung an der Risstelle
E_e	Elastizitätsmodul des Stahles
c, C, k	Konstante

Für den Koeffizienten C werden auf Grund von Versuchsauswertungen sehr unterschiedliche Werte etwa zwischen 0,25 und 0,75 angegeben. Dies ist verständlich, da die einzelnen Autoren auch von sehr verschiedenen Zahlen für die Haftfestigkeit des Stahles und die Zugfestigkeit des Betons ausgehen.

Es wurde bisher nicht genügend erkannt, dass diese Formeln nur begrenzte Gültigkeit haben können. Sie machen den Rissabstand allein davon abhängig, auf welche kürzeste Entfernung von der vorhergehenden Risstelle der Stahl mit Hilfe der grössten aufnehmbaren Haftspannung soviel Zugkraft an den Beton abgeben kann, dass seine Zugfestigkeit überwunden wird. In Wirklichkeit hängt es aber ganz von den konstruktiven Gegebenheiten ab, ob die Haftfestigkeit überhaupt erreicht wird und welche Verteilung die Haftspannungen annehmen. Die angeschriebenen Rissformeln berücksichtigen nicht in genügendem Masse die Tatsache, dass Grösse und Verteilung der auftretenden Haftspannungen von den Verformungsgesetzen abhängen, und dass die in vielen Fällen unvermeid-

---

([2]) Kuuskovski: «Über die Haftung zwischen Beton und Stahl» Helsinki 1950.

baren Gleitbewegungen des Stahles die Spannungsverteilung in der Betonzugzone stark beeinflussen.

Nach dem Auftreten des ersten Risses entsteht in seiner näheren Umgebung eine starke Störung des ursprünglichen Spannungszustandes (St. Venant'scher Störungsbereich). Die Längszügspannung des Betons fällt an der Risstelle auf Null ab und erreicht erst in einigem Abstand wieder den ursprünglichen Wert. Erst von dieser Stelle an kann sich bei unveränderter Last ein zweiter Riss ausbilden. Er führt zu einer zusätzlichen Störung des Spannungsbildes, die in der Regel mit einem Abfall des Grösstwertes der zwischen den Rissen auftretenden Zugspannung verbunden ist. Dieser Abfall geht oft so weit, dass bei Laststeigerung bis zum Bruch keine weitere Unterteilung der Rissabstände mehr erfolgt.

Nur wenn der zweite Riss zufällig in einer grösseren Entfernung vom ersten Riss entsteht — z. B. weil dort eine Stelle mit geringerer Betonzugfestigkeit vorliegt — wird zwischen den beiden Rissen ein neuer Riss auftreten können. Je nachdem, wie gross die zufällig auftretende Entfernung zwischen den beiden ersten Rissen war, wird dieser dritte Riss früher oder später entstehen und der endgültige Rissabstand örtlich etwas grösser oder kleiner ausfallen.

Der kleinste Rissabstand tritt wahrscheinlich dann auf, wenn vollkommener Verbund vorliegt, also die Verbundeigenschaften des verwendeten Stahles so gut sind, dass kein Gleiten des Stahles im Beton möglich ist. Wie gross die unter dieser Voraussetzung entstehenden Haftspannungen sind, hängt von der Querschnittsausbildung und der Art der Beanspruchung ab. Vor allem wird die in der unmittelbaren Nähe der Risstelle zu erwartende Haftspannungsspitze den Verbund gefährden. Wenn in einem gegebenen Fall schon ein Stahl mit niedrigen Verbundeigenschaften zur Aufnahme der auftretenden Haftspannungen und damit zur Gewährleistung des vollkommenen Verbundes genügt, kann der Rissabstand durch eine Steigerung der Haftfestigkeit selbstverständlich nicht mehr verkleinert werden.

In den meisten Fällen wird aber ein örtlich begrenztes Gleiten nicht ganz vermeidbar sein. Wie gross der Gleitbereich wird, hängt im einzelnen Falle wiederum von den Konstruktionseinzelheiten ab. Vor allem wird hier von grosser Bedeutung sein, ob der Gleitwiderstand mit wachsender Bewegung zu- oder abnimmt. Durch das Gleiten wird das Spannungsbild im St. Venant'schen Störungsbereich stark verändert. Der Stahl kann seine Zugspannung nur langsamer an den Beton abgeben. Dies hat zur Folge, dass die Entfernung bis zu jener Stelle, an der im Beton die zum Riss führende Zugspannung wieder erreicht ist, vergrössert wird. Deshalb ist der Rissabstand in umso stärkerem Masse von der Haftfestigkeit und dem Gleitwiderstand abhängig, als eine Lockerung des Verbundes zwischen Stahl und Beton eintritt.

Auf Grund dieser Überlegungen kommt man zu dem Schluss, dass das den Rissabstand regierende Gesetz durch die vorstehend angeführte Gl. (1) nicht im ganzen Bereich in befriedigendem Masse wiedergegeben werden kann. Die Form dieser Gleichung gestattet nur dort eine annähernd richtige Beschreibung der wirklichen Verhältnisse, wo die Haftkraft der eingelegten Stähle nicht zur Herstellung eines zuverlässigen Verbundes ausreicht. Je besser der Verbund ist, umso mehr tritt ein anderes Gesetz in den Vordergrund, bei dem der Einfluss der Quer-

schnittsgestaltung und Beanspruchungsart den der Haftfestigkeit überwiegt.

Die Entscheidung darüber, ob im einzelnen Falle vollkommener Verbund vorliegt, wäre nur dann möglich, wenn man die auftretenden Haftspannungen unter wirklichkeitsnahen Annahmen bestimmen könnte. Dies erscheint aber auf mathematischem Wege selbst für einfache Fälle aussichtslos, da man in der Nähe der Zugfestigkeit nicht mehr von einem linearen Verformungsgesetz des Betons ausgehen kann und die Erfüllung der Randbedingungen zu grosse Schwierigkeiten bereiten würde. Dagegen kann man wahrscheinlich mit Hilfe der Spannungsoptik einen guten Einblick gewinnen, wenn man Modelle herstellen kann, welche die im Verbundkörper vorliegenden Verhältnisse genügend treu nachahmen. Dies erscheint möglich und im folgenden werden auch einige auf diesem Wege gewonnene Erkenntnisse verwendet, die einer im Gange befindlichen Untersuchung entnommen wurden ([3]).

Für das Studium der Rissgesetze ist aber auch eine möglichst gute Kenntnis der Abhängigkeit des Gleitwiderstandes vom Gleitweg notwendig. Über solche Untersuchungen wird im folgenden berichtet. Ausserdem gibt der nachstehende Bericht die Ergebnisse der zum Studium der Rissbildung an Zuggliedern und Balken durchgeführten Versuche wieder, die die Grundlage für eine Kritik der Risstheorien bilden sollen.

Der Gleitwiderstand.

Wenn der vollkommene Verbund durch Überschreitung der Haftfestigkeit überwunden wird, verbleibt nur noch eine beschränkte Verbundwirkung, bei der die Haftfestigkeit durch den vom Gleitweg abhängigen Gleitwiderstand abgelöst wird.

Im Bauwerk wird dieser Gleitwiderstand je nach den konstruktiven Gegebenheiten unter sehr verschiedenen Umständen in Anspruch genommen. Beim freiaufliegenden Balken treten in der Berechnung z. B. die grössten Haftspannungen über dem Auflager auf, also an einer Stelle, an der eine grosse Querpressung vorhanden ist, die den Gleitwiderstand erhöht. Bei der oberen Bewehrung eines Durchlaufträgers fehlt diese günstige Wirkung. Die an dieser Stelle auftretenden Längszugspannungen werden wahrscheinlich sogar den Gleitwiderstand ermässigen. Unter diesen Umständen erscheint es zweckmässig, zur Prüfung des Gleiwiderstandes einen Standardversuch zu entwickeln, der vor allem eine einfache Versuchsdurchführung erlaubt. Man schlägt dabei den gleichen Weg wie bei der Prüfung der Betonfestigkeit ein. Auch dort vergleicht man die Festigkeit verschiedener Betone mit Hilfe der Würfelfestigkeit nur qualitativ und bestimmt die wirkliche Festigkeit für jede Art der Beanspruchung mit Hilfe eines Umrechnungsfaktors. Die einfachste Prüfungsart für den Gleitwiderstand ist der Ausziehversuch. Er ist auch am wenigsten streuungsempfindlich ([4]). Seine Ergebnisse sollen in erster Linie dem qualitativen Vergleich der verschiedenen Stähle dienen. Es

---

([3]) Spannungsoptische Untersuchungen von Vasconcellos über den «Spannungszustand im Stahlbetonbau», durchgeführt am spannungsoptischen Labor. der Techn. Hochschule München.

([4]) vergl. z. B. Rôs EMPA-Bericht Nr. 162.

lässt sich aber nachweisen, dass der Gleitwiderstand im interessierenden Bereich durch die Art der Beanspruchung nicht in so starkem Masse beeinflusst wird, dass die im Standardversuch beobachteten Werte nicht auch für sich allein schon einen guten Anhaltspunkt für die wirkliche Höhe des zu erwartenden Widerstandes geben könnten.

Beim Ausziehversuch wird die Versuchsdurchführung sehr erschwert, wenn man den Gleitweg auf der gezogenen Seite messen will. Aus diesem Grunde wurde bei den hier wiedergegebenen Versuchen nur der Gleitweg am freien Ende gemessen (vergl. Bild 1). Der Gleitweg am gezogenen Ende ist bei dieser Versuchsanordnung um die Differenz der im Prüfkörper auftretenden Dehnungen von Stahl und Beton grösser als am freien Ende. Dieser Betrag lässt sich bei kurzen Körpern verhältnismässig gut abschätzen.

Als Standardprüfkörper hat sich ein unbewehrtes Betonprisma von 20 cm Seitenlänge gut bewährt, dessen Höhe gleich dem 10-fachen

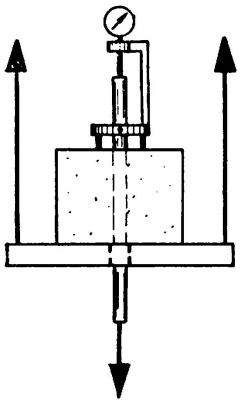


BILD. 1. Versuchsanordnung für die Ausziehkörper

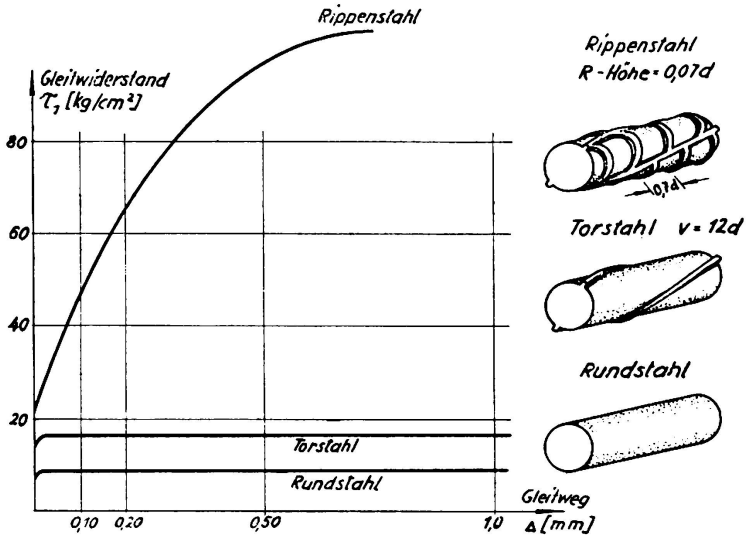


BILD. 2. Abhängigkeit des Gleitwiderstandes τ_1 von dem Gleitweg für 3 typische Stahlarten, gemessen an liegend hergestellten Ausziehkörpern mit 225 kg/cm² Würfelfestigkeit und Stäben von 16 mm Durchmesser

Stabdurchmesser ist. Die folgenden Ergebnisse wurden an solchen Ausziehkörpern gewonnen. Der hierfür verwendete Beton hatte plastische Konsistenz (stocherfähiger Beton, Ausbreitmass nach DIN 1048 36-44 cm). Die angegebenen Gleitwiderstände stellen die Mittelwerte der an der Staboberfläche wirkenden Spannungen dar. Eine Untersuchung des Einflusses der Körperhöhe auf den Gleitwiderstand zeigte, dass bei der vorgeschlagenen Standardabmessung diese Annahme eine gute Näherung darstellt.

Bild 2 zeigt am Beispiel einer mittleren Betongüte für 3 typische Stahlarten die Charakteristik der Gleitwiderstandskurven. Diese Kurven werden nur bis zu etwa 1 mm Gleitweg gezeigt. Die darüberliegenden Werte interessieren in der Praxis nicht mehr, da bei grösseren Gleitwegen die Tragfähigkeit eines Bauteiles schon erschöpft ist. Es zeigt sich, dass beim Rundstahl der Gleitwiderstand nur noch durch Reibung bestimmt

wird, die erst bei sehr grossem Gleitweg durch fortschreitende Zerstörung der Grenzschicht allmählich abnimmt. Torstahl zeigt einen erheblich grösseren Gleitwiderstand, im übrigen aber die gleiche konstante Charakteristik. Dies ist auf die Art der Abstützung der Proberkörper zurückzuführen, die ein Herausdrehen des Stabes erlaubte. Bei Balkenversuchen hat sich gezeigt, dass eine solche Drehbewegung vorkommt, wenn die Bewehrung keine Haken aufweist. Der Gleitwiderstand des Rippenstahles liegt noch höher und zeigt vor allem im ganzen Bereich eine steigende Tendenz. Dies rührt wohl davon her, dass der Widerstand der die Rippen abstützenden Betonteile mit wachsendem Gleitweg zunimmt.

Je nachdem, von welchem Gleitweg man ausgeht, ergibt sich für die 3 untersuchten Stahlarten ein anderes Verhältnis der Gleitwiderstände. In mancher Hinsicht ist es aber wünschenswert, das Verhalten jeder Stahlart durch eine einzige Zahl zu charakterisieren. Dies ist nur möglich, wenn man den einem bestimmten Gleitweg zugeordneten Widerstand angibt. Hierfür erscheint der Gleitweg von 0,1 mm am freien Stabende geeignet, der im Bereich der üblichen Rissbildung auftritt.

Bild 3 zeigt die Abhängigkeit dieses «charakteristischen Gleitwiderstandes $\tau_{0,1}$» von der Betongüte. Beim Rippenstahl ist er im ganzen

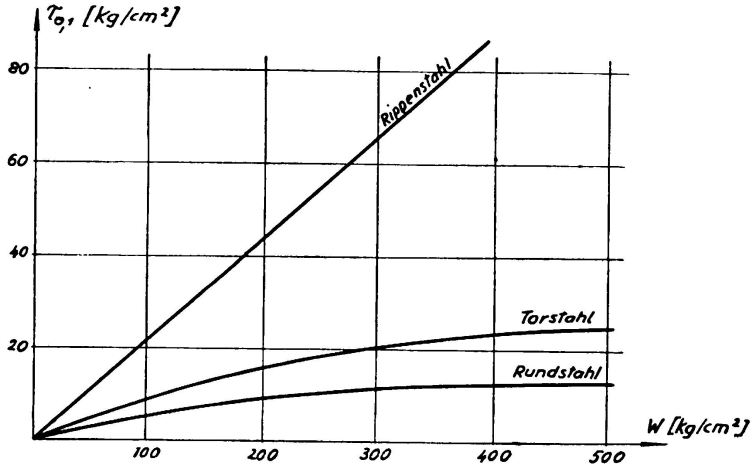


BILD. 3. Abhängigkeit des charakteristischen Gleitwiderstandes $\tau_{0,1}$ von der Würfelfestigkeit W des Betons für typische Stahlarten bei liegender Einbettung

Bereich annähernd proportional der Betonfestigkeit. Bei den anderen beiden Stählen, besonders beim Rundstahl, verlangsamt sich die Zunahme im Bereich hoher Festigkeit.

Bild 4 zeigt am Beispiel einer mittleren Betongüte die Abhängigkeit des charakteristischen Gleitwiderstandes von der Lage des Stabes beim Betonieren. Die Lage hat bei dem hier verwendeten plastischen Beton einen sehr grossen Einfluss ([5]), der besonders beim Rundstahl ausgeprägt ist. Für die gezeigte Betongüte beträgt das Verhältnis zwischen den bei stehender und bei obenliegender Lage festgestellten Werten beim Rundstahl etwa 12, beim Rippenstahl etwa 5.

([5]) vergl. hierzu auch die Versuche von Menzel: «Effect of Settlement of Concrete on Results of Pull-Out-Bond-Tests». Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association Research Department, Bulletin 41.

Auch die Belastungsgeschwindigkeit hat einen spürbaren Einfluss auf die Grösse des Gleitwiderstandes. Die vorstehend erwähnten Versuchs-

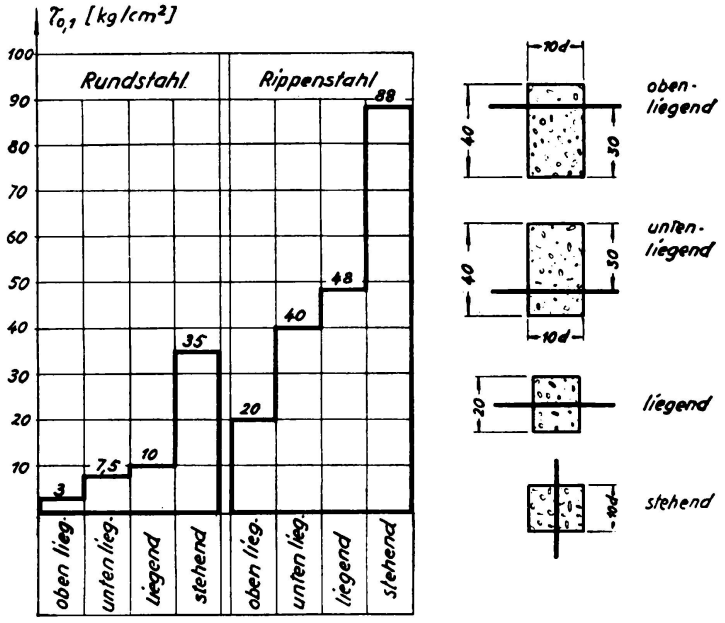


BILD. 4. Abhängigkeit des charakteristischen Gleitwiderstandes $\tau_{0,1}$ von der Lage des Stabes beim Betonieren. Die eingetragenen Zahlen gelten für einen plastischen Beton mit 225 kg/cm² Würfelfestigkeit

ergebnisse wurden mit einer kleinen Belastungsgeschwindigkeit von 300 kg/cm² Stahlspannung je Minute gewonnen, die im Kurzzeitversuch schon annähernd zum kleinsten Widerstand führt.

Versuche an Zuggliedern.

Für das Studium des Einflusses des Gleitwiderstandes auf das Rissbild bei Zuggliedern wurden prismatische Körper verschiedener Dicke

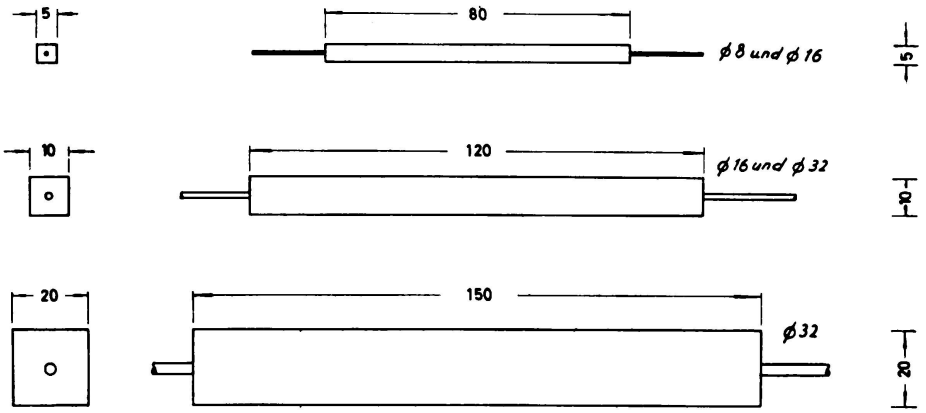


BILD. 5. Abemessungen der geprüften Zugglieder. Die Würfelfestigkeit des Betons wurde zwischen 120 und 450 kg/cm² variiert

mit zentrischer Bewehrung geprüft. Um Störungsquellen auszuschalten, wurde auf die Anordnung von Bügeln verzichtet. Die Abmessungen der geprüften Körper gehen aus Bild 5 hervor. Bei der Prüfung griff die

Zugkraft an den überstehenden Bewehrungsenden an. Während des Versuches wurde die Abhängigkeit des Rissabstandes und der Rissbreite von der Stahspannung beobachtet.

Bei diesen Versuchen hatte die Betongüte keinen spürbaren Einfluss auf den mittleren Rissabstand. Dies ist im Bereich beider Rissgesetze verständlich. Bei vollkommenem Verbund ist der Rissabstand weitgehend unabhängig von der Betongüte. Bei gestörtem Verbund gilt das gleiche, wenn sich sowohl der Gleitwiderstand als auch die Zugfestigkeit annähernd proportional der Betonfestigkeit ändern. Die beiden Wirkungen heben sich dann nämlich auf.

Bild 6 zeigt die Abhängigkeit des mittleren Rissabstandes vom charakteristischen Gleitwiderstand. Um die mit verschiedenen Betongüten durchgeführten Versuche in einer Darstellung zeigen zu können, wurde

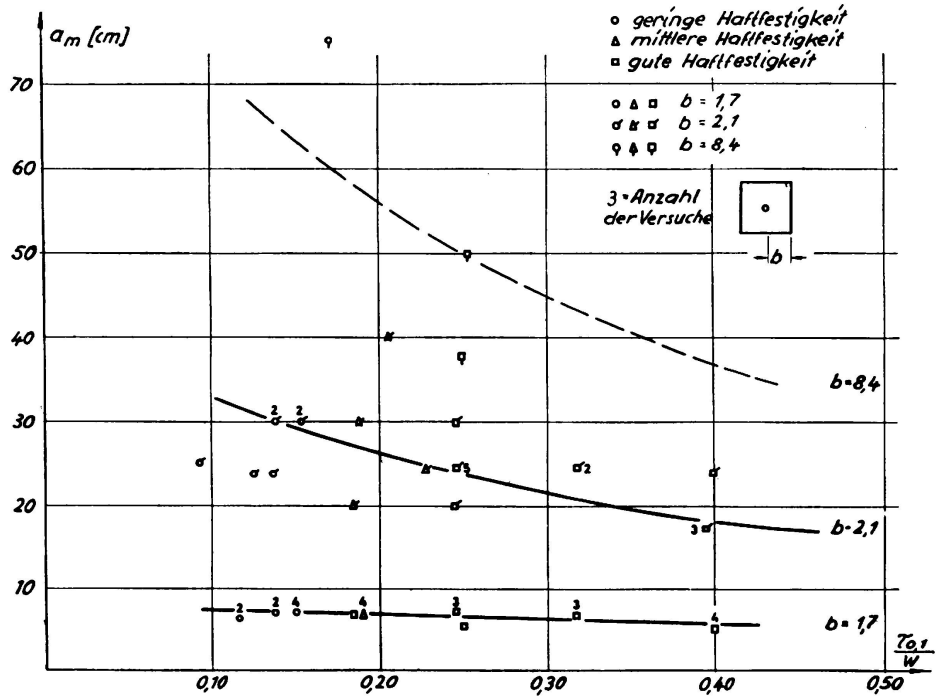


BILD. 6. Abhängigkeit des mittleren Rissabstandes a_m von dem auf die Würfelfestigkeit bezogenen charakteristischen Gleitwiderstand $\tau_{0,1}/W$ für 3 Masse der Überdeckung b (cm).

auf der Abszissenachse der auf die Würfelfestigkeit bezogene Gleitwiderstand aufgetragen. Die Versuchswerte streuen verhältnismässig stark, vor allem bei den dickeren Zuggliedern. Dies erklärt sich dadurch, dass bei den etwas kurzen Versuchskörpern das zufällige Auftreten oder Fehlen eines weiteren Risses schon zu einer sprunghaften Änderung des Rissabstandes führt. Es ist aber doch klar erkennbar, dass der Rissabstand mit wachsendem Gleitwiderstand langsam kleiner wird. Diese Tendenz ist für die dicken und dünnen Zugglieder ähnlich.

Schon in Bild 6 war zu erkennen, dass die dicken Zugglieder zu einem erheblich grösseren Rissabstand führen. Dies wird noch deutlicher durch die in Bild 7 gezeigte Auftragung in Abhängigkeit von der Betondeckung

der Bewehrungsstäbe. Der Rissabstand ist nach diesem Bild annähernd proportional dem die Spannungsausbreitung im Störungsbereich bestimmenden Abstand zwischen Stahl und Betonoberfläche. Der Einfluss des Gleitwiderstandes ist auch hier noch in geringem Masse spürbar. Das durch die eingangs angeschriebene Gleichung ausgedrückte Rissgesetz scheint aber nicht geeignet, die mit dieser Art der Beanspruchung erzielten Ergebnisse zu ordnen. Da in der Gleichung (1) die Betonfläche F_{bz} massgebend ist, müsste nämlich eine annähernd quadratische Abhängigkeit von der Betondeckung vorliegen.

Um den Übergang zu der Beanspruchung im Balken zu studieren, wurden auch einige flache Zugkörper hergestellt, bei denen die Stäbe zum Teil zentrisch, zum Teil exzentrisch eingelegt waren. Das Rissverhalten änderte sich hierbei in überraschend starkem Mass, wie Bild 8 zeigt. Bei dem zentrisch eingelegten Rundstahl, traten etwa doppelt so viele Risse auf als bei Körpern mit quadratischem Querschnitt von gleicher Breite. Diese Erscheinung war bei den mit Rippenstahl bewehrten Körpern noch viel ausgeprägter, da zusätzlich noch eine grosse Zahl von nicht bis zur Kante duchgehenden Rissen auftraten. Durch das Verschieben des Bewehrungsstabes von der Mitte bis zur exzentrischen Lage am Rand wurde beim Rundstahl die Risszahl auf das 5-fache vergrössert. Beim Rippenstahl konnte die Zunahme der Risszahl nicht mehr im gleichen Masse erfolgen, da schon bei zentrischer Lage sich ein sehr günstiges Rissbild ergeben hatte. In einem letzten Versuch wurde beim exzentrisch eingelegten Rippenstahl noch der Einfluss des Bewehrungsprozentsatzes unter Beibehaltung der auch bei den anderen Versuchskörpern vorliegenden Betondeckung von 2,5 cm studiert. Es zeigte sich keine wesentliche Veränderung.

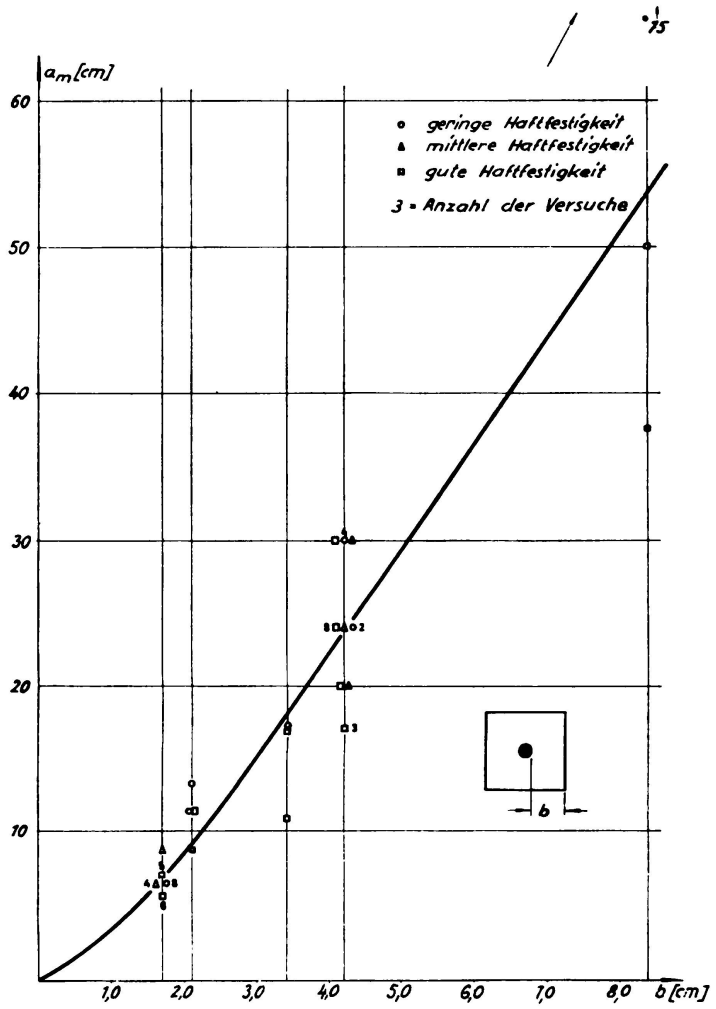


BILD. 7. Abhängigkeit des mittleren Rissabstandes a_m der Zugglieder von der Betonüberdeckung «b»

Die der schon erwähnten spannungsoptischen Arbeit entnommenen

Bilder 9 und 10 zeigen den Einfluss der Bewehrung auf die im Störungsbereich auftretenden Betonspannungen und sind geeignet, dieses auffällige Verhalten zu erklären. Bild 9 ist unter einer ähnlichen Beanspruchung entstanden, wie sie etwa bei dem in Bild 8 gezeigten, mit Rippenstahl bewehrten zentrischen Zugkörper vorliegt. Die Zugkraft greift also mittig an. Die beiden seitlichen Begrenzungen entsprechen den Riss stellen.

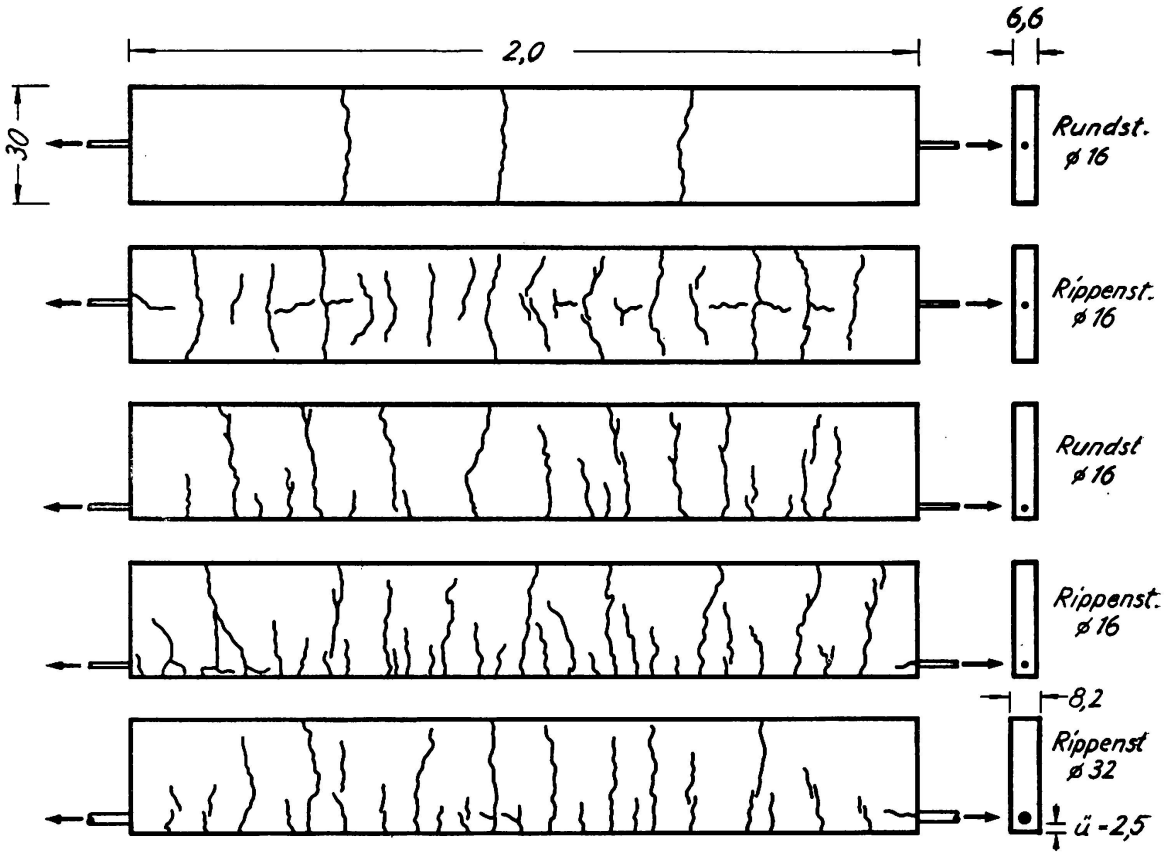


BILD. 8. Rissbilder bei Zuggiledern mit rechteckigem Querschnitt für zentrische und exzentrische Lage des Stahlstabes

Das Bild zeigt die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenz. Da im vorliegend Fall an den meisten Stellen die eine Hauptspannung klein gegenüber der anderen ist, geben die eingetragenen Ordnungszahlen annähernd den Masstab für die auftretenden Spannungen. Man sieht deutlich, dass schon in kurzem Abstand von der Risstelle örtlich hohe Zugspannungen auftreten. Ein dadurch ausgelöster kurzer Riss würde allerdings nicht bis zum Rande durchgehen, auch wenn man berücksichtigt, dass dieser Riss das Spannungsbild wieder verändert. Am oberen und unteren Rand treten erst in grösserem Abstand vom Körperende bedeutende Zugspannungen auf, die einen durchgehenden Riss auslösen können.

Das in dem 2. Beispiel von Bild 8 für einen Rippenstahl gezeigte Rissbild lässt sich also gut aus der gefundenen Spannungsverteilung

erklären. Man muss auf Grund dieses Bildes vermuten, dass bei den mit Rippenstahl bewehrten Zuggliedern von quadratischem Querschnitt ausser den an der Oberfläche beobachteten Rissen im Inneren zusätzlich nicht bis zum Rande durchgehende Risse vorhanden sind. Bei Rundstahl würde aber nach dem ersten Beispiel von Bild 8 die Haftkraft nicht zu dieser weiteren Unterteilung ausreichen.

Der spannungsoptische Versuch erklärt auch, warum beim exzentrisch belasteten Zugglied der Rissabstand stark verkleinert wird. Die ursprüng-

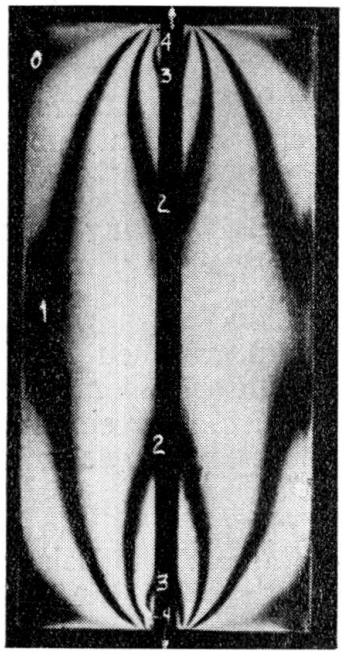
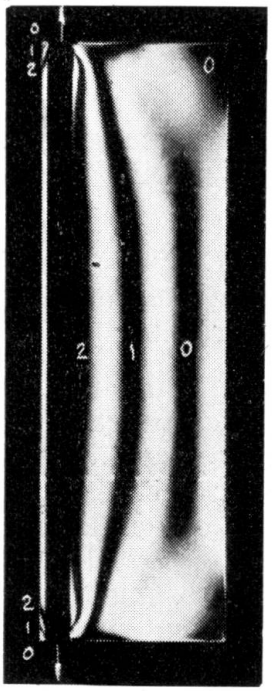


BILD. 9. Spannungsoptische Untersuchung eines rechteckigen Zuggliedes mit zentrisch eingelegtem Stahlstab bei guter Haftung. Das Bild zeigt die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenz



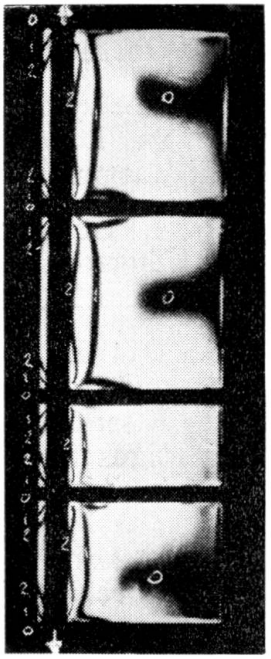


BILD. 10 u. 11. Spannungsoptische Untersuchung eines rechteckigen Zuggliedes mit exzentrisch eingelegtem Stahlstab bei guter Haftung. Die Bilder zeigen die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenzen. Bild 10 zeigt den Spannungszustand vor dem Reissen, Bild 11 die Änderungen, die durch einige in verschiedenen Abständen künstlich erzeugten Risse verursacht wurden

liche Zugspannung wird nämlich nach Bild 10 in diesem Falle schon am Rande in ganz kurzem Abstand vom ersten Riss wieder erreicht und bleibt dann nahezu konstant. Damit kann der zweite Riss schon näher am ersten Riss entstehen. Er verändert aber in seiner Umgebung das Spannungsbild. Der kürzeste Rissabstand wird dadurch bestimmt, dass die von benachbarten Rissen ausgehenden Störungen das Auftreten der vollen Zugspannung zwischen den Rissen nicht mehr gestatten. Ein Beispiel für das Spannungsbild zwischen den Rissen zeigt die spannungsoptische Aufnahme eines Modelles mit 4 verschiedennen Rissabständen nach Bild 11.

Balkenversuche.

Es erschien notwendig, beim Studium des Einflusses der Bewehrung auf das Rissbild von Balken folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

1. Um den Anschluss an die Ausziehversuche zu gewinnen, wurden die gleichen Betongüten wie den Ausziehversuchen verwendet.
2. Um die in den Ausziehversuchen beobachtete starke Abhängigkeit des Gleitwiderstandes von der Lage beim Betonieren zu berücksichtigen, wurde ein Teil der Versuchsbalken in umgekehrter Lage betoniert. Dann lag beim Betonieren die Bewehrung an der Oberseite.
3. Um auch hohe Bewehrungsverhältnisse der Zugzone untersuchen zu können, wurde ein Teil der Versuche an Plattenbalken ausgeführt.
4. Um auch den Einfluss der Verteilung der Bewehrung über die Zugzone studieren zu können, wurde es notwending, möglichst hohe Balken zu prüfen.
5. Das Einlegen von Bügeln hat keinen gründsätzlichen Einfluss auf das Rissgesetz, führt aber dazu, dass unter den möglichen Rissabständen der Bügelabstand bevorzugt wird. Für ein eindeutiges Studium der Rissgesetze erschien es deshalb zweckmässig, im mittleren Teil der Balken keine Bügel einzulegen.

Bild 12 zeigt die Abmessungen der geprüften Balken. Die Belastung erfolgt durch 2 Einzellasten in den Viertelspunkten. Bild 13 zeigt

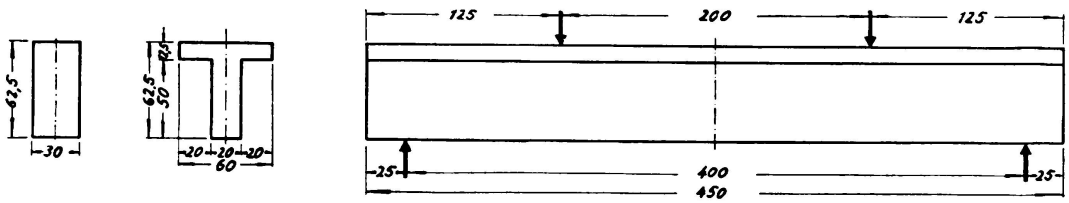


BILD. 12. Abmessungen der Probekörper für die Balkenversuche in cm mit Belastungsschema

einige charakteristische Beispiele für die untersuchten Bewehrungsaufteilungen. Alle Bewehrungsstähle wiesen eine Mindeststreckgrenze von 5000 kg/cm² auf, sodass auch sehr hohe Stahlspannungen noch im elastischen Bereich geprüft werden konnten. Ausser Rundstahl, Torstahl und Rippenstahl wurden auch eine grosse Zahl von nicht im Handel befindlichen Stahlprofilen untersucht, die auf sehr verschiedenen Wegen eine Erhöhung des Gleitwiderstandes anstreben.

Aus Raummangel können von den 71 geprüften Balken die gemessenen Rissbilder nur für 2 typische Beispiele wiedergegeben werden (Bild 14 und 15). Die Darstellungen zeigen in anschaulicher Weise die Verteilung der Risse und die Abhängigkeit der Rissbreite von der Stahlspannung.

Beim Balken wird die Zugzone ganz ähnlich wie bei dem in den Bildern 8, 10 und 11 gezeigten Beispiel des exzentrisch gezogenen Zuggliedes beansprucht. Es können deshalb bei ausreichender Haftung kleine Rissabstände auftreten. Die zur Sicherstellung des vollen Verbundes notwendige Haftkraft wird aber nicht immer aufgebracht. Der Rissabstand folgt dann dem durch Gl. (1) ausgedrückten Gesetz. Wie weit dies zutrifft, kann man am besten an Hand der Darstellung in Bild 16

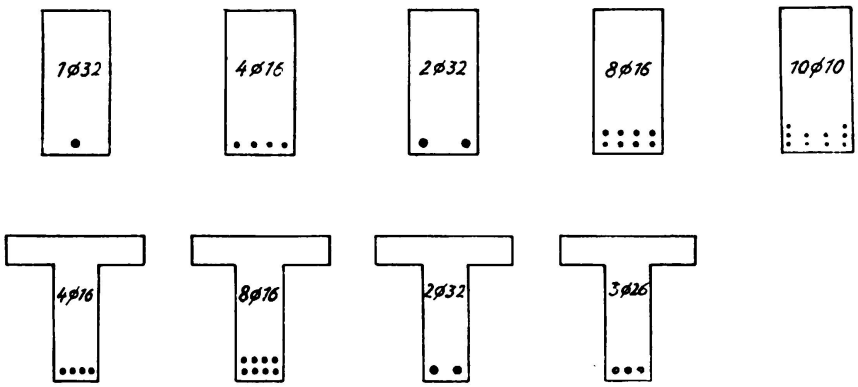


BILD. 13. Darstellung einiger charakteristischer Bewehrungsbilder im Querschnitt

erkennen, die für sämtliche geprüften Balken die mittleren Rissabstände a_m in Abhängigkeit von dem in Gleichung (1) erscheinenden Parameter $H = \frac{\tau_1 \cdot \Sigma u}{F_{bz} \cdot \sigma_{bz}}$ zeigt und zwar für den mit konstanten Moment beanspruchten Bereich und bei 3000 kg/qcm Stahlspannung. Dabei wurde für τ_1 der «charakteristische Gleitwiderstand» für F_{bz} die unterhalb der mit $n = 15$ berechneten neutralen Achse liegenden Querschnittsfläche und für die Zugfestigkeit 1/10 der Würfelfestigkeit eingesetzt. Man kann klar erkennen, dass Gl. (1) mit den schon eingangs angegebenen Grenzwerten von C nur in einem Bereich annähernd zutrifft, in dem die bezogene Haftkraft den Wert $H = 0{,}04\ cm^{-1}$ nicht überschreitet. Dies ist der Bereich, der vorwiegend bei Verwendung von normalem Rundstahl ausgenutzt wird. Je mehr die bezogene Haftkraft anwächst, desto mehr bleibt der Verbund erhalten, sodass sich der Rissabstand dem für vollkommenen Verbund geltenden konstanten Grenzwert nähert. Für die Streuung der Versuchspunkte lassen sich folgende Erklärungen geben:

1. Die Gleitwiderstandskurven sind für die einzelnen Stahlarten verschieden. Es kann nur eine Annäherung bedeuten, wenn man ihre Charakteristik allein durch den Widerstand bei einem Gleitweg von 0,1 mm ersetzt.

2. Wie schon erwähnt, stellt der Ausziehversuch nur ein angenähertes Abbild der Beanspruchung bei der Rissbildung dar.

3. Bei der Bestimmung von H wurde für F_{bz} die unterhalb der berechneten neutralen Achse liegende Fläche eingesetzt. Da die Ver-

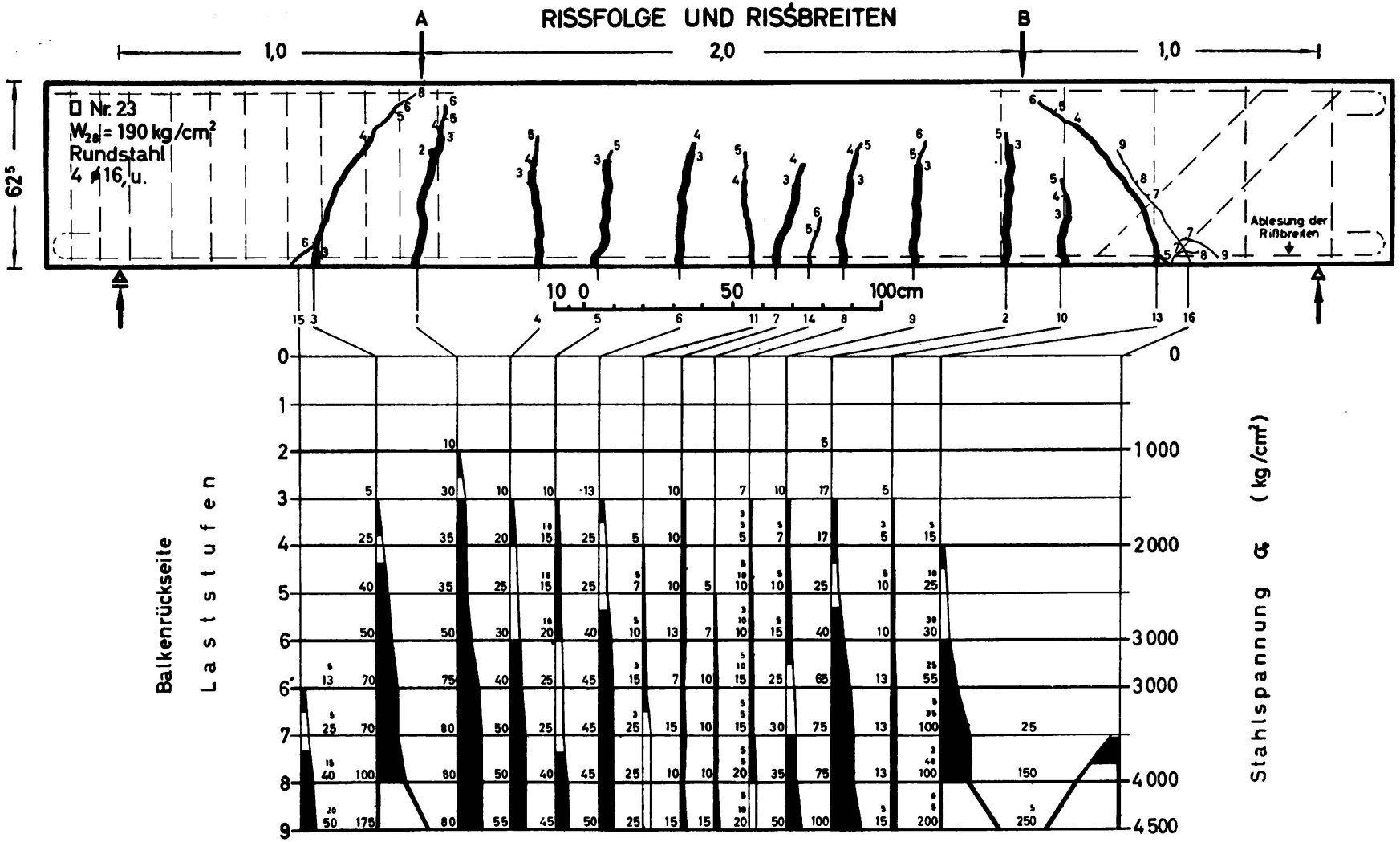


BILD. 14. Rissbild für einen mit Rundstahl 4 ø 16 bewehrten Rechteckbalken mit Beton von 190 kg/cm² Festigkeit. Die Bewehrung lag beim Betonieren unten. Die im Rissbild angeschriebenen Zahlen geben die Laststufe an, bei welcher der Riss diese Stelle erreichte. Die strichbreite ist Kein Masstab für die Rissweite. Die zuerst entstandenen Risse wurden am dicksten gezeichnet. Jede Laststufe erhöhte die Stahlspannung um 500 kg/cm².

Die darunterliegende Darstellung gibt die bei den einzelnen Laststufen vorliegende Rissweite in 1/100 mm an. Der nicht schwarz ausgefüllte Bereich Kennzeichnet die Rissbreiten Zwischen 0,2 und 0,3 mm. Da beim vorliegenden Balken die bezogene Haftkraft mit H = 0,026 verhältnismässig niedrig liegt, ergibt sich ein grosser mittlerer Rissabstand a_m = 22,6 cm. Die Rissweit erreicht schon bei 1300 kg/cm² 0,2 mm. Oberhalb 3000 kg/cm² Stahlspannung beginnt sich der Verbund stark zu lösen. Der Bruch erfolgte durch Ausbrechen des Betons an den Haken.

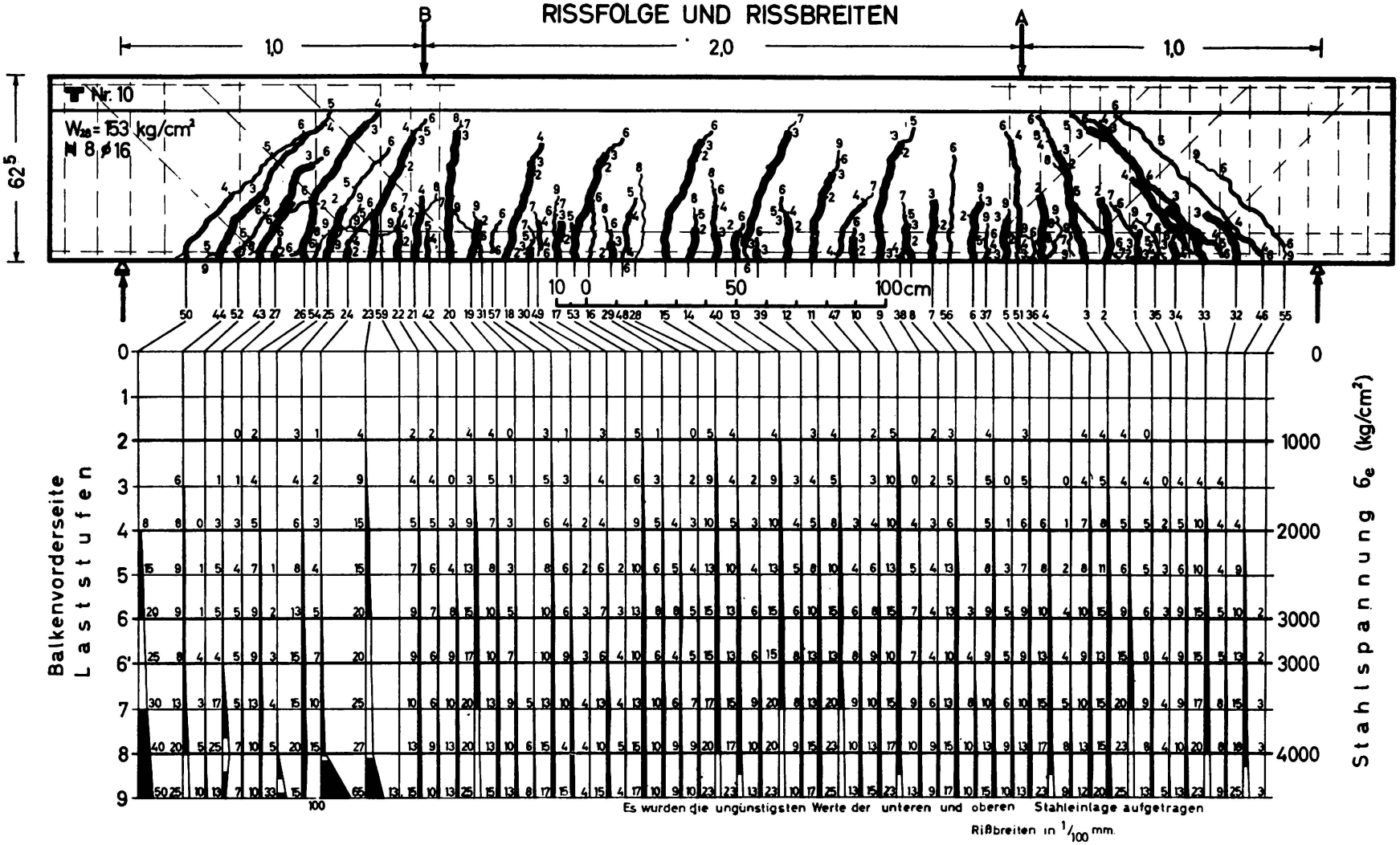


BILD. 15. Rissbild für einen mit Rippenstahl 8 ø 16 bewehrten Plattenbalken mit Beton von 153 kg/cm² Festigkeit. Die Bewehrung lag beim Betonieren unten. Bezüglich der Bedeutung der eingetragenen Zahlen vergl. Bild 14. Die Rissbreite von 0,2 mm wird erst bei 3000 kg/cm² Stahlspannung erreicht. Der Bruch erfolgte durch Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung

teilung der Zugspannungen über diese Fläche je nach Bewehrungsart und Rissteilung verschieden sein wird, stellt dieser Wert nicht immer ein getreues Abbild der wirksamen Fläche dar.

4. Die Untersuchungen über die Lage beim Betonieren haben bei den Ausziehkörpern einen so starken Einfluss des Betoniervorganges gezeigt, dass trotz sorgfäligster Herstellung der Balken mit erheblichen Streuungen in der Haftfestigkeit gerechnet werden muss.
5. Auch die Zugfestigkeit wurde durch die Annahme $\sigma_{bz} = \frac{W}{10}$ nur näherungsweise erfasst.

Bei entsprechender Berücksichtigung aller dieser Umstände wird es vielleicht einmal möglich sein, einen grossen Teil der jetzt als Streuungen bezeichneten Abweichungen gesetzmässig zu erklären.

Zusammenhang zwischen Rissabstand und Rissbreite.

Die Rissbreite wurde bei den Versuchen vor allem dort gemessen, wo die Bewehrung der Oberfläche am nächsten liegt. In diesem Bereich tritt meist der kleinste Rissabstand auf, da sich in einiger Entfernung

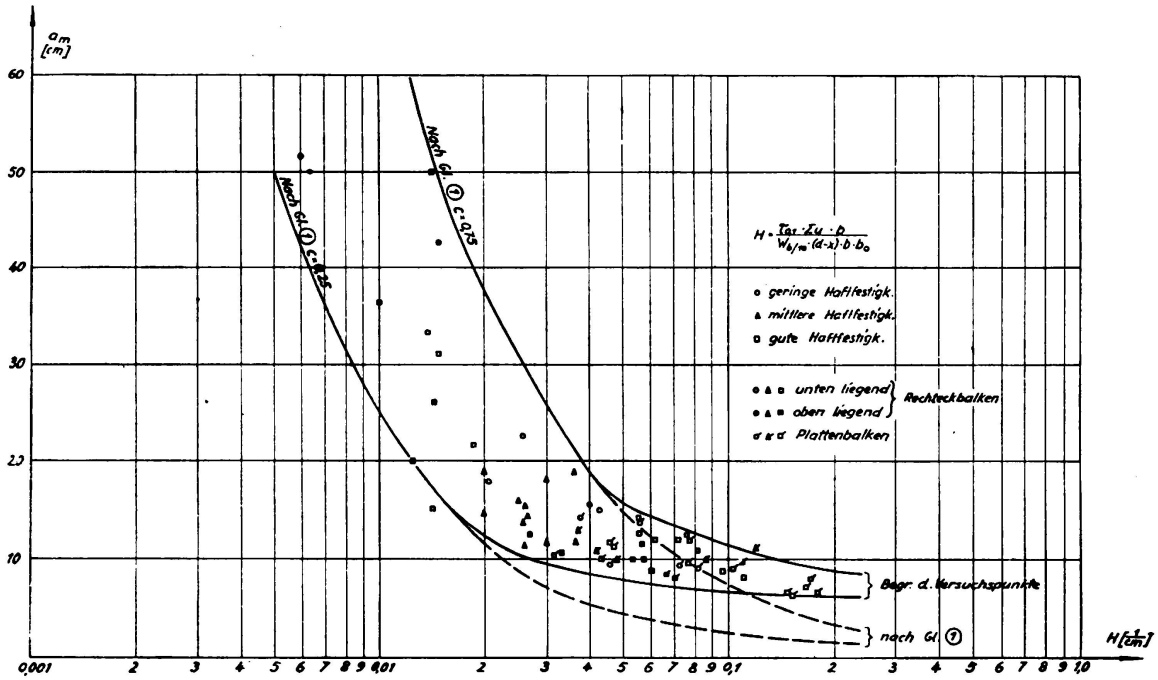


BILD. 16. Abhängigkeit des mittleren Rissabstandes a_m von der bezogenen Haftkraft H. Die eingetragenen Punkte entsprechen verschiedenen Betongüten zwischen 150 und 500 kg/cm² Würfelfestigkeit.

von der Bewehrung oft 2 schmale Risse zu einem breiteren vereinen. Da die Beschränkung der Rissweite aber in erster Linie dem Rostschutz dienen soll, wurde die an solchen Stellen manchmal zu beobachtende grössere Rissbreite vorläufig vernachlässigt.

Der Anteil des Betons an der Aufnahme der Zugspannungen ist

natürlich vor dem Auftreten des ersten Risses am grössten. Er nimmt nach dem Reissen mit steigender Stahlspannung rasch ab. Man kann deshalb mit guter Annäherung die wahrscheinliche Rissbreite aus dem Rissabstand mit der in Gl. (2) angegebenen Formel errechnen. Auf Grund der Versuche ist es möglich, eine Angabe über den Beiwert k zu machen. Da die Rissabstände unterschiedlich sind und es von der Reihenfolge des Auftretens der Risse abhängt, nach welcher Richtung die Gleitbewegung erfolgt, können vereinzelt grosse Rissweiten auftreten. Die Auswertung erfolgt deshalb so, dass ein Koeffizient k_m für die mittlere Rissweite und ein Verhältniswert α zwischen grösster und mittlerer Rissweite angegeben werden kann (Bilder 17 und 18). Der Koeffizient k_m überschreitet bei hohen Stahlspannungen in Einzelfällen den Wert 1. Dies kann in der Nähe der Streckgrenze durch ein Absinken des Ver-

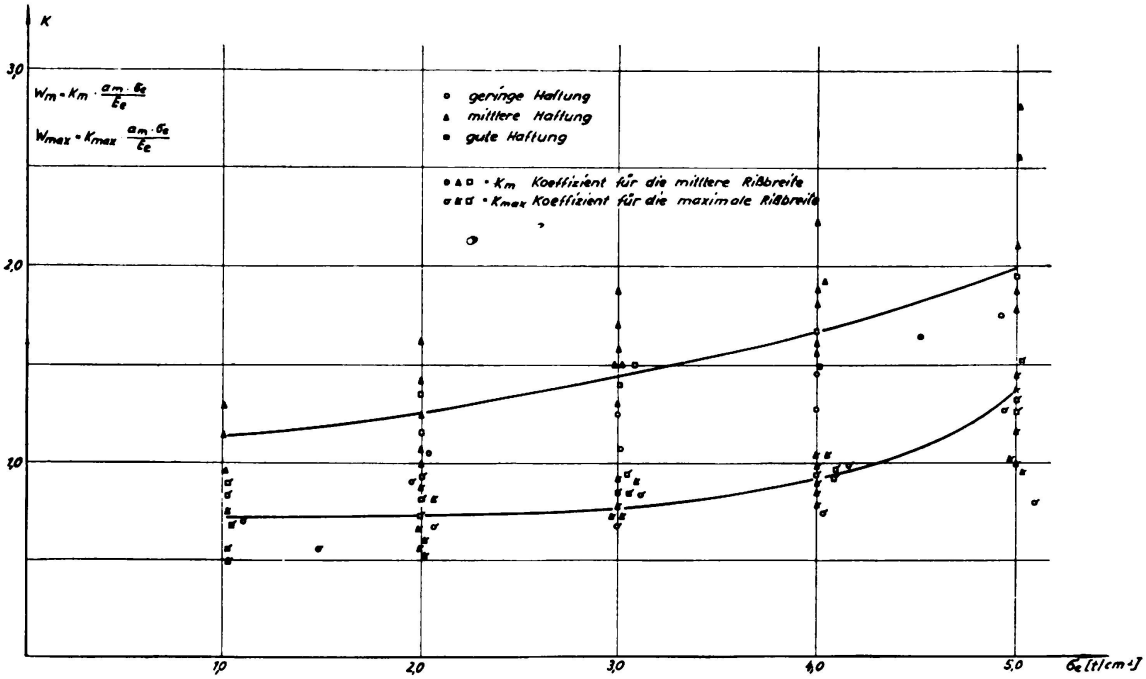


BILD. 17. Abhängigkeit des Beiwertes k für den mittleren und maximalen Rissabstand von der rechnerischen Stahlspannung σ_e. Die untere kurve zeigt den mittelwert für k_m die obere kurve k_{max}. Der Beiwert k_m kann auch als das Verhältnis der gemessenen und der ohne Mitwirkung des Betons aus der Stahldehnung berechneten Rissweite gedeutet werden

formungsmoduls erklärt werden. Soweit die gleiche Erscheinung aber schon bei niedrigeren Stahlspannungen auftrat, weist sie daraufhin, dass eine weitgehende Lösung des Verbundes aufgetreten war. Dann müssen die Risse nicht nur die örtliche Stahldehnung, sondern auch die durch ein Gleiten aus einem Bereich mit der geringen Stahlspannungen herangeholte zusätzliche Stahllänge überbrücken. Für Stahlspannungen zwischen 3000 und 4000 kg/cm² kann k_m etwa gleich 0,8 gesetzt werden. Der Verhältniswert α hangt nür vom Gleitwiderstand ab und ist unabhängig von der Höhe der Stahlspannung. Er beträgt für Rundstahl etwa 1,5, für Rippenstahl etwa 2,1.

Einfluss des Bügelabstandes.

Die vorstehenden Untersuchungen wurden, wie schon erwähnt, an dem unverbügelten mittleren Balkenteil durchgeführt, um den Einfluss der Längsbewehrung auf das Rissbild möglichst ungestört studieren zu können. Durch die Bügelteilung wird man dieses Rissbild in einem gewissen Masse beeinflussen können. Wenn man einen Bügelabstand

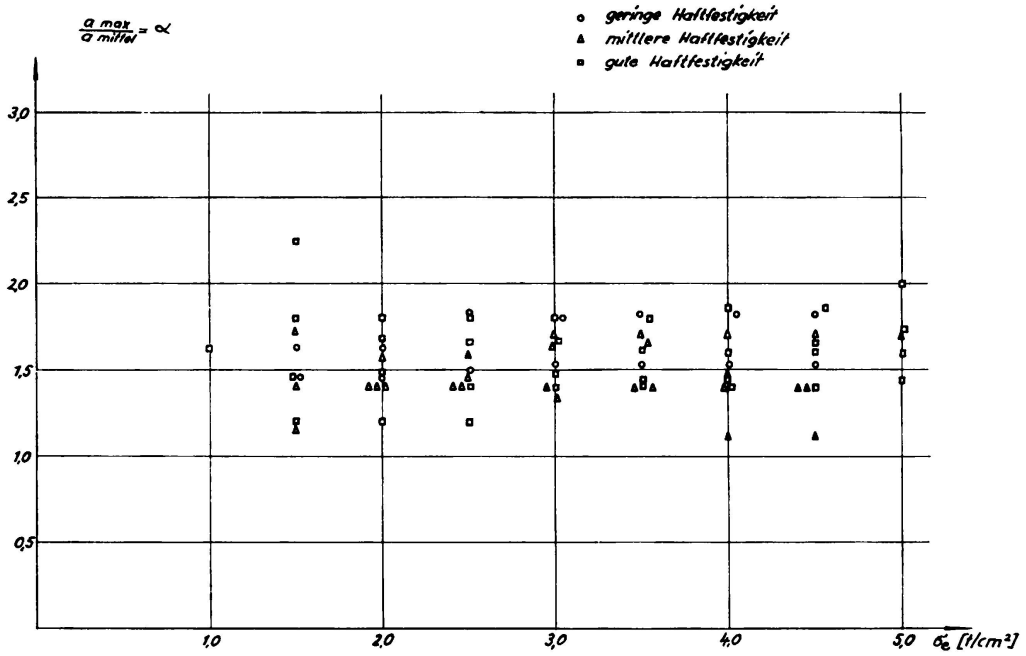


BILD. 18. Abhängigkeit des Verhältnisses α von der rechnerischen Stahlspannung. Es zeigen sich verhältnismässig grosse Streuungen, die aber im gesamten aufgetragenen Bereich nahezu unabhängig von der Stahlspannung sind. In der Regel gehören die untenliegenden Werte zu Stählen mit niederer, die obenliegenden Werte zu Stählen mit hoher Haftfestigkeit

wählt, der wenig oberhalb des in einem gegebenen Fall beobachteten kleinsten Rissabstandes liegt, würde fast an jedem Bügel ein Riss entstehen und dadurch der mittlere Rissabstand gegenüber den hier wiedergegebenen Versuchswerten verkleinert. Wählt man dagegen die Bügelteilung etwas unter dem beobachteten grössten Rissabstand, wird durch diese Bügelteilung der mittlere Rissabstand vergrössert. Die Bügelteilung kann also nur innerhalb gewisser Grenzen die Rissteilung beeinflussen. Man kann aber durch die Bügel nicht den beim bügellosen Balken beobachteten Maximalwert des Rissabstandes vergrössern. Deshalb hat die Anordnung von Bügeln wohl auch keinen spürbaren Einfluss auf die grösste Rissweite und ist auf die Begrenzung der zulässigen Stahlspannung ohne Einfluss.

Schlussfolgerungen.

1. Zu der von den Rissen verursachten Störung des Spannungszustandes gehören Haftspannungen, die meist die zur Aufnahme der Querkraft notwendigen Werte weit überschreiten.

2. In vielen Fällen reicht die von den Bewehrungsstäben aufnehmbare Haftkraft nicht zur Aufnahme dieser Haftspannungen aus. Dann wird der Verbund gestört und der Stahl gleitet im Beton. Dadurch wird die vom Riss verursachte Störungszone verlängert.

3. Die Strecke zwischen dem ersten und zweiten Riss muss mindestens so gross sein, dass im Beton die zum Reissen notwendige Betonzugspannung wieder erreicht werden konnte. Der Rissabstand ist also von dem Spannungszustand im Störungsbereich abhängig. Er erreicht bei vollkommenem Verbund einen unteren Grenzwert und wächst mit abnehmendem Verbund an.

4. Zur Sicherstellung des vollkommenen Verbundes, der immer den Idealfall darstellt, sind je nach Querschnittsausbildung und Beanspruchung verschieden hohe Haftfestigkeiten notwendig. Durch Verkleinerung des Betonquerschnittes der Zugzone kann man die zum Reissen notwendige Zugkraft und damit auch die zu ihrer Eintragung erforderliche Haftspannung verringern. Dem gleichen Ziel dient die Vergrösserung der Stahloberfläche durch Aufteilung der Bewehrung. Auf diesem Wege kann man unter günstigen Umständen auch mit normalem Rundstahl einen vollkommenen Verbund erzielen. Die Entwicklung der Rippenstähle hat aber die aufnehmbare Haftspannung so stark erhöht, dass der vollkommene Verbund nicht mehr auf Sonderfälle beschränkt bleiben muss.

5. Auch bei Rippenstahl wird unmittelbar neben der Risstelle ein Gleiten auftreten. Es kommt aber rasch zur Ruhe und bleibt auf eine kleine Stelle beschränkt, weil der Widerstand mit dem Gleitweg rasch anwächst. Beim Rundstahl muss man dagegen in den meisten Fällen mit einer weitgehenden Lösung des Verbundes rechnen. Je nach der Reihenfolge des Auftretens der einzelnen Risse können dabei auch hin- und hergehende Gleitbewegungen entstehen, die den Gleitwiderstand verringern. Ein weiterer Abfall des nur noch auf der Reibung beruhenden Widerstandes ist unter dauernder oder wechselnder Lasteinwirkung zu erwarten. Wie stark die Folgen dieser Lösung des Verbundes sein können, zeigt die in letzter Zeit mehrfach an Balken gemessene Erscheinung, dass die Bewehrungsstäbe in Wirklichkeit wie ein nur an den Endhaken verankertes Zugband wirken und ihre Spannung nicht mehr der Balkentheorie folgt.

6. Zwischen der bezogenen Haftkraft H und dem mittleren Rissabstand a_m besteht nach den Versuchen ein klarer Zusammenhang. Der Wert H stellt einen guten Masstab für den Grad der erzielharen Verbundwirkung dar. Bei Werten unter 0,04 cm^{-1} ist der Verbund schlecht. Der mittlere Rissabstand ergibt sich dann aus der Gleichung $a_m = C/H$, ist aber nach oben durch den für $\tau_1 = 0$ geltenden Grenzwert $a_m \approx 1{,}5 \times$ Balkenhöhe begrenzt. Die Konstante C streut stark und schwankt zwischen 0,25 und 0.75. Wenn die bezogene Haftkraft über den Wert von 0,014 cm^{-1} ansteigt, nähert man sich dem vollkommenen Verbund. Der Rissabstand konvergiert dabei gegen einen Grenzwert, von dem im Augenblick noch nicht gesagt werden kann, ob er unabhängig von der Höhe der Betonzugzone ist. In diesem Bereich ist die Streuung viel geringer.

7. Durch das Betonieren in umgekehrter Lage wurde bei sonst gleichen Verhältnissen der Rissabstand spürbar vergrössert. Damit wird die im Ausziehversuch festgestellte grosse Abhängigkeit des Gleitwiderstandes von der Lage beim Betonieren bestätigt. Dieser Einfluss kann bei auf der Oberseite liegenden Bewehrungen nicht vernachlässigt werden. Bei Anwendung von trockenem Rüttelbeton werden die Verhältnisse etwas günstiger.

8. Die Balkenversuche zeigen, dass es ziemlich gleichgültig ist, ob ein grosser Wert der bezogenen Haftkraft H durch eine grosse Staboberfläche oder durch einen hohen Gleitwiderstand gewonnen wird. Auch der Einfluss der Betongüte wird durch H richtig erfasst.

9. Der Einfluss der Verteilung der Bewehrung über den Querschnitt der Zugzone ist viel kleiner, als bisher vermutet wurde. Die mehrfach auf dem Versuchswege mit einer die ganze Zugzone durchsetzenden Bewehrung erzielten günstigen Ergebnisse erklären sich allein durch den Einfluss der Vergrösserung der wirksamen Stahloberfläche auf die bezogene Haftkraft. Die neuen Versuche zeigten sogar die überraschende Tatsache, dass bei am unteren Rande konzentrierter Bewehrung eher kleinere Rissabstände auftreten. In dem durch die Versuche gedeckten Bereich ergab sich das günstigste Rissbild bei 1-2 voll ausgefüllten Bewehrungslagen. Dies kann dadurch erklärt werden, dass zwischen den bis nahe an die neutrale Achse reichenden Rissen die Höhe der Zugzone so stark absinkt, dass bei einer mehrlagigen Bewehrung nur noch die Haftkraft der am unteren Rande liegende Bewehrung wirksam wird. Im Rissbild treten tatsächlich zwischen den langen Rissen meist kürzere Risse auf.

10. Die Rissweite wird fast ausschliesslich durch den Rissabstand und die Stahlspannung bestimmt. Der Koeffizient k_{max}, der den Anteil des Betons an der Aufnahme der Zugspannungen zum Ausdruck bringt, beträgt im Bereich hoher Stahlspannungen etwa 0,8.

11. α der Verhältniswert zwischen der maximalen Rissweite und der mittleren Rissweite liegt zwischen 1,5 und 2,1. Er nimmt mit steigendem Gleitwiderstand des Stahles zu.

12. Bei Berücksichtigung der durch die Versuche gegebenen Lehren erscheint es möglich, hochfeste profilierte Stähle mit zulässigen Spannungen bis zu 4000 kg/cm² auszumützen.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Arbeit beschäftigt sich mit den Gesetzen der Rissbildung im Stahlbeton. Die in der Literatur angegebenen Rissgesetze nehmen den Abstand der Risse umgekehrt proportional zur Haftkraft an. Ein solches einheitliches Gesetz kann aber nur in einem begrenzten Bereich gelten, der dadurch gekennzeichnet ist, dass der Verbund durch örtliche Gleitbewegung gestört wird. Dieser Bereich wird nach oben hin mit sinkender Haftkraft durch den Grösstwert des Rissabstandes abgeschlossen, der

sich nach der Elastizitätstheorie für den Fall des fehlenden Verbundes für endverankerte Stäbe ergibt. Auf der anderen Seite liegt der Bereich des vollen Verbundes, in welchem die auftretenden Haftspannungen den Gleitwiderstand nicht erreichen. In diesem Bereich nähert sich der Rissabstand einem unteren Grenzwert, der nur noch von der Ausbreitung der Zugspannungen in dem durch die Risse hervorgerufenen Störungsbereich abhängt.

In dem Bericht werden zahlreiche Versuche beschrieben, welche diese Anschauungen unterbauen und die Grenzen der einzelnen Gesetze abstecken. Durch Ausziehversuche wurde die Abhängigkeit des Gleitwiderstandes von den einzelnen Faktoren bestimmt. Weitere Versuche an Dehnkörpern dienten dem Studium der Rissgesetze. Einen besonders guten Einblick gewährt die grosse Zahl von Biegeversuchen, die an 62 cm hohen Balken durchgeführt wurden. Hierbei wurden die Profilierung der Stäbe, der Bewehrungsprozentsatz und die Verteilung über die Zugzone in so weitgehendem Masse verändert, dass die Versuche einen sehr weiten Bereich decken.

Die Versuche bestätigen die vorgetragene Anschauung über die Rissgesetze und erlauben ihre zahlenmässige Auswertung. Es zeigt sich dabei, dass man den anzustrebenden Idealfall des vollen Verbundes unter Beachtung gewisser Regeln mit den heute zur Verfügung stehenden Stählen hoher Haftfestigkeit erreichen kann. Damit eröffnet sich die Aussicht, für hochfeste Stähle höhere Stahlspannungen zuzulassen und bei normalen Stahl eine spürbare Qualitätsverbesserung zu erzielen.

RESUMO

As leis da fissuração do betão armado, vulgarmente expostas na literatura técnica, admitem que a largura das fissuras é inversamente proporcional à aderência. Devido a esta hipótese de base, as referidas leis só podem ter validade num domínio muito restrito, reconhecendo-se então que a ligação entre o betão e o aço pode ser modificada por escorregamentos locais. O limite superior deste domínio, correspondente a uma diminuição da aderência é fixado pela largura máxima das fissuras calculada pela teoria da elasticidade no caso de desaparecer a ligação entre o betão e o aço.

O limite inferior corresponde a uma zona de ligação total, na qual as tensões de aderência não chegam a atingir o valor da resistência ao escorregamento. Nesta zona, a largura das fissuras aproxima-se de um mínimo cujo valor depende ùnicamente da propagação dos esforços de tracção na parte interessada pelo aparecimento das fissuras.

O autor descreve numerosos ensaios que confirmam estas considerações e delimitam as várias leis.

Por meio de ensaios de tracção determinou-se a relação que existe entre a resistência ao escorregamento e os diversos factores, tendo outros ensaios servido ao estudo das leis de fissuração. Os numerosos ensaios de flexão realizados revelam-se particularmente interessantes; nestes, fez-se variar de forma tão completa os perfis, a percentagem e a repar-

tição das armaduras na zona de tracção que se pode afirmar que os ensaios abrangeram todo o domínio considerado.

Os ensaios confirmam as considerações anteriores e permitem exprimi-las numèricamente. Mostram igualmente que é possível realizar o caso ideal da ligação total entre o aço e o betão observando-se determinadas regras no emprego dos aços de alta resistência actualmente disponíveis. Pode assim encarar-se a possibilidade de admitir fadigas mais elevadas nas armaduras quando se empregam os referidos aços e de procurar uma melhoria de qualidade quando do emprego de aços normais.

RÉSUMÉ

Les lois concernant la formation des fissures dans le béton armé citées courament dans la littérature technique considèrent que la largeur des fissures est inversement proportionelle à l'adhérence. Cette hypothèse de base restreint baucoup le domaine d'application de ces lois, ce qui a amené à admettre que la liaison béton-acier pouvait être modifiée par des glissements locaux. La limite supérieure de ce domaine, correspondant à une diminution d'adhérence est fixée par la largeur maximum des fissures calculée par la théorie de l'élasticité, en l'absence de liaison béton-acier.

La limite inférieure correspond à une zone de liaison totale, où les valeurs des contraintes d'adhérence n'atteignent pas la résistance au glissement. Dans cette zone la largeur des fissures ne dépend plus que de la propagation des efforts de traction dans le domaine affecté par la fissuration.

L'auteur décrit de nombreux essais qui viennent confirmer ces considérations et permettent de mieux définir les diverses lois. Des essais de traction ont permis de determiner le rapport entre la résistance au glissement et les divers facteurs, les autres ayant servi à l'étude des lois de fissuration. Les multiples essais de flexion ont été particulièrement intéressants; la variation des sections, du pourcentage et de la répartition des armatures a été tellement complète que l'on peut affirmer que ces essais ont couvert tout le domaine considéré.

Les essais confirment les observations ci-dessus et permettent de les exprimer numériquement. Ils montrent également qu'il est possible d'atteindre le cas idéal de liaison totale béton-acier à condition d'observer certaines règles lors de l'emploi des aciers à haute résistance disponibles actuellement. Il est aussi possible d'envisager la possibilité d'admettre des contraintes plus élevées dans les armatures si l'on a affaire à ces aciers et de rechercher une amélioration de la qualité si l'on emploie de l'acier ordinaire.

SUMMARY

Laws ruling crack formation in reinforced concrete mentionned in technical litterature, normally assume the width of the cracks to be conversely proportionnal to adherence. This basic assumption restricts the field of application of these laws and it is therefore admitted that local slipping can alter the steel-concrete bond.

The field of application is limited on one side, corresponding to a decrease of adherence, by the maximum width of the cracks, which is calculated by the theory of the elasticity for the case of no steel-concrete bond.

The lower limit corresponds to a zone of total bondage, in which the adherence stresses remain smaller than the slip-resistance. In this zone the width of the cracks tends towards a minimum, the value of which depends solely on the tensile forces in the zone affected by the cracking.

The author describes a number of tests, the results of which confirm these considerations and define the limits of application of the various laws. Tensile tests enabled the determination of the existing relationship between slip-resistance and various factors; crack formation laws were studied by means of other tests. The many bending tests carried out were particularily interesting; in their course, the reinforcement section, its proportion and repartition was so thoroughly varied that the field of application mentionned above may well be considered as completely covered.

The tests confirm the above mentionned theory and make possible its numerical expression. They also show that it is possible to attain the ideal case of total steel-concrete bond as long as a certain number of rules are followed regarding the use of the high tensile steels available nowadays. It is thus possible to consider the possibility of assumming higher working stresses in the reinforcement when these steels are used, or achieve a better quality in the case of ordinary steels.

Leere Seite
Blank page
Page vide