

Beitrag zur Frage der Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstählen

Autor(en): **Rehm, Gallus**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **6 (1960)**

PDF erstellt am: **16.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-6942>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

I a 2

Beitrag zur Frage der Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstählen

Contribution to the Problem of the Fatigue Strength of Steel Bars for Concrete Reinforcement

Contribution à l'étude de la résistance à la fatigue des fers d'armature

GALLUS REHM

Dr.-Ing., Materialprüfungsamt für das Bauwesen der TH München

1. Einführung

In den letzten Jahren werden in Deutschland in zunehmendem Maße Bewehrungsstähle verwendet, die durch aufgewalzte Rippen eine gute Verbundwirkung im Beton gewährleisten. Sie werden als Betonrippenstähle bezeichnet und vorwiegend in der Qualität III mit $\sigma_S \geq 40$ und $\sigma_B > 50 \text{ kg/mm}^2$ durch Kaltverformung oder in «naturharter» Qualität hergestellt.

Zwei Ausführungsbeispiele zeigen Fig. 1 und 2.

Betonrippenstähle dürfen nach den geltenden Bestimmungen nur in Bauteilen unter «vorwiegend ruhender Last» verwendet werden. In Bauteilen mit «nicht vorwiegend ruhender Last», dazu zählen beispielsweise Brücken, Kran-



Fig. 1.

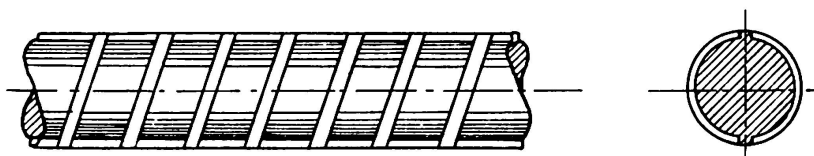


Fig. 2.

bahnträger, befahrbare Decken, Turbinenfundamente usw., dürfen nur glatte Rundstähle in den Güten I und II mit $\sigma_S > 22$ bzw. > 34 und $\sigma_B > 35$ bzw. 50 kg/mm^2 eingebaut werden.

Diese vor allem für die Praxis nachteilige Einschränkung ist durch mangelnde Kenntnisse über das Verhalten hochwertiger Rippenstähle unter wiederholter Belastung begründet. Eine Änderung der Bestimmungen wird von der Durchführung geeigneter «Ermüdungsversuche» und deren Ergebnissen abhängig gemacht.

Die Stahlhersteller waren bereit, solche Versuche zu finanzieren. Da aber keine Prüfrichtlinien vorlagen, mußte erst ein geeignetes Prüfverfahren entwickelt werden. Versuche an geraden, nicht einbetonierten Stäben schienen für eine ausreichende Beurteilung des Ermüdungsverhaltens nicht ausreichend, da sie eine Überprüfung von Einflüssen, die allein durch die Verwendung der Stähle als Bewehrung in Stahlbetonbauteilen bedingt sind, nicht ermöglichen.

Mit finanzieller Unterstützung der deutschen Betonstahl herstellenden Werke und des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton wurde am Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München ein geeignetes Versuchsverfahren entwickelt. Dieses sieht die Prüfung von Stäben mit Abkrümmung in durch Querkraft und Biegemoment beanspruchten kurzen Betonbalken vor. Die unter solch wirklichkeitsnahen Bedingungen ermittelten Ergebnisse stellen eine gute Grundlage für die Beurteilung der zulässigen Ermüdungsbeanspruchung dar.

Der Verfasser möchte im folgenden die Gesichtspunkte, die für die Wahl des Versuchsverfahrens ausschlaggebend waren, erörtern, das Verfahren kurz beschreiben und einige Ergebnisse mitteilen. Ferner soll die Frage diskutiert werden, wie hoch die zulässige Beanspruchung gegenüber den Versuchsergebnissen gewählt werden kann.

2. Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit, die durch die Verwendung der Stähle als Bewehrung bedingt sind

Die von schwingend belasteten Werkstoffen dauernd ertragbare Beanspruchung wird durch all jene Faktoren beeinflusst, welche den Verformungswiderstand und die Zerreißfestigkeit des Werkstoffes sowie die Höhe und Verteilung der Spannungen im Querschnitt verändern. Demzufolge sind bei Bewehrungsstählen folgende Gegebenheiten zu beachten:

- a) Die für den Verbund günstigen Rippen ermäßigen die Ermüdungsfestigkeit, weil sie wie Kerben wirken. Je nach Abmessungen der Rippen und Ausrundung der Übergänge treten bei Belastung am Rippenfuß Spannungsspitzen auf. Vermutlich sind dort auch Eigenspannungen aus dem Abkühlvorgang nach dem Walzen vorhanden.

- b) Ein großer Teil der Bewehrungsstähle wird vor dem Einbau örtlich durch Kaltbiegen abgekrümmt und dabei plastisch verformt. Verquetschungen der an der Biege-, Mitnehmer- und Gegenhalterrolle anliegenden Rippen oder Oberflächenstellen sind bei den üblichen Biegeverfahren unvermeidlich.

Die plastische Verformung im Krümmungsbereich hat eine Verfestigung zur Folge, welche vor allem bei alterungsfähigen Stählen mit einer Versprödung verbunden sein kann.

Durch die elastische Rückfederung des Stabes nach dem Biegen werden in Richtung der Stabachse auf der Krümmungsinenseite Zug-, auf der Krümmungsaußenseite Druckeigenspannungen erzeugt. An Quetschstellen erfolgt eine zusätzliche Verfestigung. Die aus der Biegung herrührenden Eigenspannungen werden nach Größe und Richtung verändert.

- c) Die mit Beton umhüllten Stäbe stützen sich bei Beanspruchung an den Rippen oder im Falle geschweißter Netze an den Querstäben auf den Beton ab. Infolge des exzentrischen Lastangriffes entstehen am Rippenfuß bzw. im Schweißpunkt zusätzliche Spannungen.
- d) Die überwiegende Zahl der Stahlbetonkonstruktionen wird gleichzeitig durch Querkräfte und Biegemomente beansprucht. Bewehrungsstäbe im Querkraftbereich erhalten demzufolge nicht nur Spannungen in Richtung der Stabachse, sondern auch senkrecht dazu.
- e) An Rißstellen im Beton, besonders im Querkraftbereich, treten Gleitungen zwischen Stahl und Beton auf. Die dadurch an Berührungspunkten mit Zuschlagbestandteilen oder an zur Schubdeckung angeordneten Bügeln erzeugten Reibungskräfte können das Verhalten der Stähle beeinflussen.
- f) Durch die Kraftumleitung an Abkrümmungen von auf Zug beanspruchten Stäben entstehen hohe Betonpressungen auf der Krümmungsinenseite. Die daraus resultierenden Verformungen ermöglichen ein Aufweiten der Krümmung, so daß auf der Innenseite im Stab zusätzliche Zugspannungen entstehen.

3. Prüfverfahren

Unter Berücksichtigung aller vorgenannten Umstände ergibt sich die Notwendigkeit, die Prüfung an einbetonierten Stäben möglichst mit Abkrümmungen durchzuführen. Nur so ist es möglich, sich eine Vorstellung über die Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstählen unter wirklichkeitsnahen Bedingungen zu verschaffen. Nach umfangreichen Vorversuchen wurde das nachfolgend beschriebene Versuchsverfahren entwickelt und in großem Umfange erprobt.

Der zu prüfende Stab wird in der Mitte seiner Länge kalt um einen festgelegten Dorndurchmesser gebogen. Der durch die beiden Stabschenkel einge-

breite erfahrungsgemäß größer als bei Zugschwellbelastung. Reine Druckschwellbelastungen sind ohne Interesse, da ein echter Dauerbruch ohne Zugspannungen nicht erfolgen kann.

Die zweimillionenmal in ununterbrochener Folge ertragbare Schwingbreite $2\sigma_A = \sigma_o - \sigma_u$ wird als Ermüdungsfestigkeit bezeichnet. Versuche mit unterschiedlichen Spannungsverhältnissen ($\sigma_u/\sigma_o \geq 0$) haben nämlich ergeben, daß die Schwingbreite im Zugschwellbereich bis zu Oberspannungen nahe der Streckgrenze annähernd konstant ist. Es ist daher möglich, die Ermüdungsfestigkeit durch nur eine Zahl zu kennzeichnen; am besten eignet sich hierfür die Schwingbreite $2\sigma_A$.

In welchem Maße die Ermüdungsfestigkeit von den Versuchsbedingungen abhängt, geht aus folgender Gegenüberstellung hervor:

Für Rundstähle der Güteklasse IIa — mit i. M. $\sigma_S = 33 \text{ kg/mm}^2$, $\sigma_B = 52 \text{ kg/mm}^2$ und $\delta_{10} = 25\%$ — $\varnothing 26 \text{ mm}$ mit walzfrischer Oberfläche wurden ermittelt:

an geraden freien Stäben	$2\sigma_A = 28 \text{ kg/mm}^2$
an einbetonierten Stäben mit Bruch innerhalb und außerhalb der Abkrümmung	$2\sigma_A = 20 \text{ kg/mm}^2$

Für handelsübliche Rippenstähle mit Schrägrippen nach Fig. 2 in der Güte IIIa — mit $\sigma_S = 40 \text{ kg/mm}^2$, $\sigma_B = 62 \text{ kg/mm}^2$ und $\delta_{10} = 22\%$ — gleichfalls $\varnothing 26 \text{ mm}$ und mit walzfrischer Oberfläche:

an geraden freien Stäben	$2\sigma_A = 27 \text{ kg/mm}^2$
an einbetonierten Stäben mit Bruch außerhalb der Abkrümmung	$2\sigma_A = 18 \text{ kg/mm}^2$
an einbetonierten Stäben mit Bruch innerhalb der Abkrümmung	$2\sigma_A = 14 \text{ kg/mm}^2$

Die angegebenen Schwingbreiten gelten für 2 Millionen Lastspiele.

Die chemische Analyse ergab im Mittel folgende Anteile in %:

	Rundstahl	Rippenstahl
C	0,30	0,28
Mn	0,75	1,20
Si	0,40	0,25
P	0,03	0,05
S	0,03	0,04

Für Rippenstähle, deren Rippen nicht über den gesamten Umfang geneigt sind, sondern stellenweise senkrecht zur Stabachse verlaufen, wurden aus Tastversuchen unter sonst gleichen Bedingungen wie vor 20% geringere Schwingbreiten ermittelt.

An nicht einbetonierten Stäben war die Ermüdungsfestigkeit für Rund- und Rippenstahl gleich hoch. In einbetoniertem Zustand dagegen traten deutliche Unterschiede auf. Bei Rundstahl nahm die Ermüdungsfestigkeit gegenüber freien Stäben um annähernd 30%, bei Rippenstählen in stärkerem Maße: an Stäben mit Bruch außerhalb der Abkrümmung um 33% und an Stäben mit Bruch innerhalb der Abkrümmung sogar um etwa 50% ab. Das ist ein deutlicher Beweis dafür, daß Prüfungen an nicht einbetonierten geraden Stäben für eine Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstählen nicht ausreichend sind.

Die Gegenüberstellung der Abminderungszahlen ergibt für glatte Stäbe eine Überlegenheit, die in diesem Ausmaß in Wirklichkeit nicht vorhanden ist. Man muß nämlich berücksichtigen, daß die geprüfte Abmessung $\varnothing 26$ mm für Rippenstähle die dickste, für Rundstähle dagegen nur eine mittlere Abmessung darstellt. Gerade im Brückenbau werden glatte Rundstäbe der Güte IIa bis zu 40 mm Durchmesser verwendet. Die Ermüdungsfestigkeit nimmt aber erfahrungsgemäß mit zunehmender Stabdicke ab. Untersuchungen hierüber sind im Gange.

Es muß weiterhin beachtet werden, daß die Prüfungen an Stäben mit walzrauer Oberfläche ohne Walz- oder andere Fehler vorgenommen wurden. Rostnarben, Verwanzungen oder Lunker an der Oberfläche mindern die Ermüdungsfestigkeit glatter Stäbe infolge Kerbwirkung bedeutend mehr ab als die von gerippten Stäben. Bei letzteren überwiegt nämlich die Kerbwirkung der aufgewalzten Rippung. Es ist zu vermuten, daß die Ermüdungsfestigkeit glatter Stäbe mit Oberflächenfehlern nicht wesentlich höher als bei gerippten Stäben liegt.

Der Dauerbruch begann bei glatten Stäben an mit freiem Auge kaum wahrnehmbaren Narben oder Fehlstellen, bei gerippten Stäben ausnahmslos an einem Rippenfuß, bevorzugt an der Einmündungsstelle einer Schräg- in die Längsrippe und an gequetschten Rippen. An einbetonierten Stäben erfolgte der Dauerbruch fast ausschließlich in Nähe eines Risses im Beton. Im Bereich von Stabkrümmungen waren in der Regel Verquetschungen der Oberfläche oder der Rippen Ausgangspunkt des Bruches.

Das bevorzugte Auftreten des Bruches bei einbetonierten Stäben unmittelbar am oder in Nähe eines Risses im Beton kann darauf zurückgeführt werden, daß an Rißstellen die Spannungen im Stahl und die Reibungskräfte an der Oberfläche am höchsten sind. Eine Verlagerung der Bruchstelle wäre nur dann zu erwarten, wenn an anderer Stelle infolge Kerbwirkung, Verquetschung oder Fehlstelle trotz geringerer Mittelspannung ein ungünstigerer Spannungszustand herrscht.

Der Querschnitt der aufgewalzten Rippen war bei den untersuchten Stäben nicht symmetrisch. Die eine Rippenflanke war stärker, die andere flacher geneigt. Das ist durch den Walzprozeß bedingt und bei allen Rippenstählen der Fall.

Der Dauerbruch begann stets am Fuß der steileren Flanke mit dem am geringsten ausgerundeten Übergang zum Stabkern. Durch umfangreiche Messungen mit Hilfe eines Tastgerätes und statistische Auswertung der Ergebnisse wurden an unbeschädigten Rippen folgende Ausrundungsradien festgestellt:

Für die Seite mit der flacheren Neigung	$r \ 5 \ \% = 0,7 \text{ mm}$
	$r \ 50 \ \% = 1,1 \text{ mm}$
Variationskoeffizient	$v \quad = 23 \ \%$
Für die Seite mit der steileren Neigung	
bedeutend geringere Radien, nämlich	$r \ 5 \ \% = 0,2 \text{ mm}$
	$r \ 50 \ \% = 0,45 \text{ mm}$
	$v \quad = 33 \ \%$

(« $r \ x \ \%$ » bedeutet, daß in $x \ \%$ der untersuchten Fälle der Ausrundungsradius nicht größer war als der angegebene Wert.)

Durch Verquetschungen der Rippen, die beim Kaltbiegen im Bereich der Krümmung, aber auch im geraden Stabteil an der Anliegestelle der Mitnehmer- bzw. Gegenhalterrolle entstanden, wurde der Ausrundungsradius oft noch verringert. Es ist daher verständlich, daß der Dauerbruch bevorzugt von Quetschstellen ausging; um so mehr, als dort infolge hoher plastischer Verformungen ein ungünstigerer Eigenspannungszustand als an anderen Stellen herrschte.

An einigen Prüfstäben wurden neben den beim Kaltbiegen entstandenen Beschädigungen weitere durch Hammerschläge und mit Meißel aufgebracht. Die Ermüdungsfestigkeit wurde dadurch nicht wesentlich abgemindert. Daraus folgt, daß die vorliegenden Ergebnisse auch für solche Rippenstähle gelten, die durch rauhe Behandlung vor oder während des Einbauens örtlich beschädigt wurden. Ausgenommen sind Beschädigungen, die ohne örtliche Verfestigung (infolge plastischer Verformung) zu einer Querschnittsverminderung führen, also beispielsweise Sägeschnitte oder durch Schweißbrenner verursachte Kerben.

Einige Hersteller haben die Profilierung ihrer Stähle so geändert, daß die Schrägrippen bei annähernd gleicher Neigung gegenüber der Stabachse nicht mehr in die Längsrippen einbinden, sondern vorher sichelförmig auslaufen. Durch diese Maßnahmen wurde eine fühlbare Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit erreicht, da die ungünstig wirkenden Überschneidungspunkte von Schräg- und Längsrippen entfallen.

5. Wie hoch kann die zulässige Ermüdungsbeanspruchung im Verhältnis zu den Versuchsergebnissen gewählt werden?

Auch bei guter Angleichung der Versuchsbedingungen an die praktischen Verhältnisse können nicht alle vorkommenden Fälle im Versuch überprüft werden. Man wählt daher üblicherweise die zulässige Beanspruchung geringer

als die im Versuch ermittelte Festigkeit. Der Abminderungs- oder Sicherheitsfaktor berücksichtigt die nicht erfaßten Unsicherheiten. Diese setzen sich bei Prüfung nach dem beschriebenen Verfahren zusammen aus:

- a) Streuungen in den Werkstoffeigenschaften, Fehlstellen;
- b) Ungenauigkeiten in der Ermittlung der Schnittkräfte und
- c) Unsicherheiten zwischen der praktisch vorkommenden und der im Versuch gewählten Belastung.

Nach den bisherigen Versuchserfahrungen können bei Rippenstählen Schwankungen in den Festigkeitseigenschaften durch eine Abminderung der Versuchswerte um ca. 10% berücksichtigt werden. Und zwar dann, wenn die Prüfungen an Stäben mit Festigkeiten an der unteren Grenze des Streubereiches vorgenommen wurden. Die Erhöhung der Streckgrenze und der Bruchfestigkeit kann mit einer Verminderung der Zähigkeit verbunden sein und bei Kerbwirkung (Rippen) und örtlicher plastischer Verformung (Verquetschungen) zu einer Verminderung der Ermüdungsfestigkeit führen.

Über die Verhältnisse bei Rundstählen liegen noch zu wenig Erfahrungen vor. Man nimmt üblicherweise an, daß die Ermüdungsfestigkeit mit der Zerreißfestigkeit zunimmt. Bei Prüfung von Stäben mit niedrigen Festigkeiten wäre demnach keine Abminderung der Ergebnisse erforderlich.

Zur Berücksichtigung des festigkeitsmindernden Einflusses von Verwalzungen, Lunkern oder anderen, durch die Versuche nicht erfaßten Fehlern, scheint für Rippenstähle eine Abminderung um weitere 10% ausreichend. Bei glatten Rundstählen ist sicher eine größere Abminderung erforderlich. Versuche sollen darüber noch Aufschluß geben.

Mögliche Fehler aus der Berechnung der Schnittkräfte und der Stahlspannung müssen hier nur soweit berücksichtigt werden, als sie die Schwingbreite $2\sigma_A$ betreffen. Es wäre beispielsweise ohne Einfluß auf die Ermüdungsfestigkeit, wenn die auftretende Oberspannung nur infolge Überschreitung des ruhenden Lastanteiles ständig höher wäre als die berechnete. Die ertragbare Schwingbreite ist nämlich, wie im letzten Abschnitt schon berichtet, bis zu Oberspannungen nahe der Streckgrenze annähernd konstant. Deshalb bleiben auch gelegentliche Überlastungen aus ständiger Last ohne schädigende Wirkung. Bei Rippenstählen können sie sogar von Vorteil sein, da sie am Rippenfuß, wo infolge Kerbwirkung frühzeitig plastische Verformungen auftreten, günstig wirkende Eigenspannungen erzeugen.

Auch eine gelegentliche Überschreitung der zulässigen Schwingbreite ist ungefährlich. Bekanntlich nimmt die ertragbare Schwingbreite mit abnehmender Lastspielzahl zu. Durch den Sicherheitsfaktor wären demnach nur Unsicherheiten in der Höhe der dauernd wirkenden Schwingbreite abzudecken. Hierfür scheint ein Faktor von 1,2 für Normalfälle ausreichend. In Sonderfällen, wenn beispielsweise die Schnittkräfte nur näherungsweise berechnet

werden, sollte der Konstrukteur selbst über die Höhe des zu wählenden Sicherheitsfaktors entscheiden.

Hinsichtlich der unter c) aufgeführten Unsicherheiten in der Belastung stellen die Versuchsergebnisse untere Grenzwerte dar. Nur in Ausnahmefällen wird in der Praxis die ertragbare Schwingbreite, wie im Versuch, während der gesamten Lebensdauer in voller Höhe und in ununterbrochener Folge ausgenutzt. Die wiederholten Belastungen treten vielmehr in veränderlicher Höhe und in allgemein nicht vorausbestimmbarer Reihenfolge — mit Ruhepausen dazwischen — auf.

Nun ist aber bekannt, daß sich manche Stahllarten nach Vorbelastung unterhalb der Ermüdungsfestigkeit bei nachfolgend höherer Belastung günstiger verhalten als ohne Vorbelastung. Dieser festigkeitssteigernde «Trainiereffekt» ist auch bei Bewehrungsstählen vorhanden. Seine Bedeutung muß im einzelnen noch durch Versuche erforscht werden.

Eine weitere Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit kann durch Ruhepausen zwischen einzelnen Folgen von Lastwechseln bewirkt werden.

Unter Berücksichtigung der hinsichtlich Höhe und Folge der wiederholten Belastung ungünstigen Versuchsbedingungen wäre es für die überwiegende Zahl der Anwendungsfälle angebracht, die aus den unter a) und b) aufgeführten Unsicherheiten abgeleiteten Sicherheitsfaktoren zu ermäßigen. Verzichtet man vorerst darauf, so kann die zulässige Ermüdungsfestigkeit für Rippenstähle mit einem Sicherheitsbeiwert von etwa 1,4 gegenüber den Versuchsergebnissen gewählt werden. Für Rippenstähle der geprüften Form würde sich somit eine zulässige Schwingbreite von etwa 10 kg/mm² ergeben.

Für Rundstähle können keine Angaben gemacht werden, da noch keine ausreichenden Erfahrungen über das Verhalten dicker Stäbe bis $\varnothing$ 40 mm und über den Einfluß von Rostnarben, Verwalzungen und anderen Fehlstellen vorliegen.

Um sich bei der Festlegung der zulässigen Beanspruchung den praktisch vorliegenden Verhältnissen besser anpassen zu können, wäre es sinnvoll, die große Gruppe der Bauwerke unter «nicht vorwiegend ruhender Last» in mehrere kleine aufzuteilen. Dies könnte beispielsweise nach der Häufigkeit des Auftretens der vollen Schwingbreite und der zu erwartenden Lastspiele vorgenommen werden. Nach den derzeitigen Bestimmungen muß beispielsweise ein Kranbahnträger, der nur in Sonderfällen, bei Montagen, Reparaturen und ähnlichen seltenen Arbeiten belastet wird, nach den gleichen Richtlinien bemessen werden wie ein Träger, der bei ständigem Betrieb dauernd voll ausgelastet ist. Es besteht deshalb ein dringendes Bedürfnis, die geltenden Bestimmungen abzuändern.

Literaturnachweis

1. O. GRAF und G. WEIL, «Versuche über die Schwellzugfestigkeit von verdrehten Bewehrungsstählen». Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 101, Berlin 1948.
2. HEMPEL, Archiv für das Eisenhüttenwesen, 1950/67.
3. HEMPEL, Zeitschrift des VDI 1952, Seite 809 und 885.
4. HEMPEL, Draht 8, 1957, Seite 307/10.
5. NEUBER, «Kerbspannungslehre». Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1958.
6. ROŠ und EICHINGER, «Die Bruchgefahr fester Körper bei wiederholter Beanspruchung-Ermüdung». EMPA-Bericht Nr. 173, Zürich 1950.
7. SIEBEL, «Handbuch der Werkstoffprüfung». Springer-Verlag 1955.
8. SPÄTH, «Fließen und Kriechen der Metalle». Metall-Verlag, Berlin-Grunewald 1955.
9. STÜSSI, «Entwicklung einer Theorie der Dauerfestigkeit». Stahlbau-Tagung, Köln 1956. Deutscher Stahlbauverband, Heft 11.

Zusammenfassung

Bisher lagen keine Erfahrungen über die zweckmäßigste Prüfung von Bewehrungsstählen unter wiederholter Belastung vor. Es war daher notwendig, ein neues Prüfverfahren zu entwickeln. In Anlehnung an die praktischen Verhältnisse wurde ein Verfahren gewählt, das die Prüfung von Stäben mit Abkrümmung in einbetoniertem Zustand in durch Biegemomente und Querkraft beanspruchten Balken vorsieht. Damit wurden umfangreiche Untersuchungen an handelsüblichen Rund- und Rippenstählen unter Zugschwellbelastung angestellt und wichtige Erkenntnisse über die Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstählen gewonnen.

Es hat sich gezeigt, daß es möglich ist, die Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstählen durch nur eine Zahl, nämlich die «Schwingbreite $2\sigma_4$ » zu kennzeichnen. Diese ist im Zugschwellbereich für 2 Millionen Lastspiele bis zu Oberspannungen nahe der Streckgrenze annähernd konstant.

Die Ermüdungsfestigkeit ist bei einbetonierten Stäben geringer als bei nicht einbetonierten Stäben.

Die nach den neuen Verfahren gewonnenen Ergebnisse liegen bei Rippenstählen mit Abkrümmungen bis zu 50% unter den an nicht einbetonierten geraden Stäben ermittelten Werten.

Für Rippenstähle liegen ausreichende Versuche vor, um die Höhe der zulässigen Schwingbreite festzulegen. Für Rundstähle dagegen sind noch weitere Untersuchungen, vor allem an dickeren Stäben als 26 mm Durchmesser und an Stäben mit verschiedenen Oberflächenfehlern erforderlich.

Zur Berücksichtigung der Unsicherheiten aus Streuungen in den Werkstoffeigenschaften und Ungenauigkeit in der Ermittlung der Schnittkräfte und der Stahlspannungen wird für Rippenstähle ein Sicherheitsfaktor von etwa 1,4 vorgeschlagen. Dabei bleibt unberücksichtigt, daß die Versuchsbedingungen hinsichtlich Anzahl, Höhe und zeitlicher Folge der wiederholten Belastung

gegenüber den in der Praxis meist vorliegenden Verhältnissen zu ungünstig sind.

Für Rippenstahl IIIa in der geprüften Form (Schrägrippen mit konstanter Neigung) kann die zulässige Schwingbreite auch unter ungünstigen Verhältnissen zu etwa 10 kg/mm² gewählt werden.

Summary

No data have hitherto been available regarding the most suitable method for testing steel reinforcement bars under repeated loads. It was therefore necessary to develop a new test procedure. In order to simulate practical conditions, a procedure was adopted which provided for the testing of bent bars embedded in concrete in beams stressed by bending and shearing forces. In this connection extensive investigations were carried out on commercial plain and ribbed steel bars under repeated tensile stresses and important data relating to the fatigue strength of steel reinforcement bars were obtained.

It became evident that it is possible to characterise the fatigue strength of steel reinforcement bars by means of one factor, namely the «amplitude $2\sigma_A$ ». In the range of repeated tensile stresses for two million load-cycles this factor is approximately constant up to high stresses near the yield point.

The fatigue strength for steel bars embedded in concrete is less than that for steel bars not embedded in concrete.

For ribbed steel bars with bends the results obtained by the new test procedure are up to 50% below the values determined on straight steel bars not embedded in concrete.

For ribbed steel bars sufficient tests have been carried out so that the extent of the permissible amplitude may be determined. For plain steel bars, on the contrary, further investigations are necessary, particularly on steel bars with diameters greater than 26 mm and on bars with various surface defects.

In order to allow for the uncertainties arising from variations in the properties of the material and inaccuracy in the determination of the bending and shear forces and the steel stresses, a safety factor of about 1.4 is recommended for ribbed steel bars. Thereby no account is taken of the fact that the experimental conditions in regard to the number, extent and chronological sequence of the repeated loads, as compared with the conditions generally occurring in practice, are too unfavourable.

For type IIIa ribbed steel bars in the form that was tested (slanting ribs with a constant inclination) the permissible amplitude under unfavourable conditions can be taken as about 10 kg/mm².

Résumé

Nous ne disposions jusqu'à maintenant que de peu d'indications relatives à l'essai le plus convenable pour les fers d'armature soumis à des charges répétées.

Il était donc nécessaire de mettre au point un nouveau procédé d'essai. Pour se rapprocher des conditions effectives, on a choisi un procédé prévoyant l'essai de barres coudées, enrobées dans des poutres en béton sollicitées à la flexion et au cisaillement. De nombreuses investigations ont été ainsi effectuées sur des fers ronds et des fers nervurés de qualité commerciale, sous une charge de traction ondulée ($\sigma \geq 0$) et des données essentielles ont été recueillies sur la résistance à la fatigue des fers d'armature.

On a constaté qu'il est possible de caractériser cette résistance à la fatigue par un seul nombre, à savoir l'amplitude d'oscillation $2\sigma_A$. Dans la zone de traction ondulée, cette valeur est approximativement constante pour 2 millions de cycles de charge, jusqu'aux contraintes voisines de la limite d'écoulement.

Dans les barres bétonnées, la résistance à la fatigue est plus faible que dans celles qui ne le sont pas.

Les résultats obtenus par le nouveau procédé pour les fers nervurés recourbés sont jusqu'à 50% inférieurs aux valeurs déterminées pour les barres droites non bétonnées.

En ce qui concerne les fers nervurés, les essais déjà effectués sont suffisants pour permettre la détermination de l'amplitude admissible d'oscillation. En revanche, pour les fers ronds, des essais ultérieurs sont nécessaires, en particulier sur les fers de fort diamètre, dépassant 26 mm, et sur les fers présentant différents défauts superficiels.

Pour tenir compte des incertitudes qui résultent de la dispersion dans les caractéristiques des matériaux et de l'imprécision qu'implique la détermination des sollicitations et des contraintes effectives des fers, il est prévu d'adopter un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,4 pour les fers nervurés. Il n'est pas tenu compte du fait que les conditions d'essai sont défavorables par rapport aux conditions générales de la pratique en ce qui concerne le nombre, la grandeur et la succession dans le temps des charges répétées.

Pour les fers nervurés IIIa de la forme essayés (nervures obliques d'inclinaison constante), on peut adopter une amplitude admissible d'oscillation de l'ordre de 10 kg/mm², même dans des conditions défavorables.