

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

Band: 6 (1960)

Rubrik: Ia. Properties of materials

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: 23.02.2026

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

Fatigue Design and Endurance of Metal Structures

Calcul de la résistance à la fatigue des ouvrages métalliques

Ermüdungsberechnung und Dauerfestigkeit von Metallbauten

ALFRED M. FREUDENTHAL

Columbia University, New York

1. Introduction

While the basic mechanisms of fatigue-crack-initiation and propagation in relatively simple metals under simple repeatedly applied stress-fields of constant amplitude are, at present, fairly well understood [1], this understanding has, so far, not been matched by significant improvements in the procedures of fatigue design of metallic structures. This is due to the fact that increasing complexity of structural action is accompanied not only by decreasing knowledge of the actually applied stress-intensities but also by increasingly significant residual stress-fields of unknown and changing intensity which interfere with the correlation between the results of analysis and of simple specimen tests on the one hand, and the results of full-scale structural tests and fatigue performance under services conditions on the other. This interference, which is necessarily the more pronounced the higher the intensity of the residual stress-field compared to that of the repeatedly applied stress-field, may invalidate the design significance of fatigue-test results obtained on material test-specimens or on model-specimens of structural connections in which such residual stresses do not exist; for instance, recent tests on welded structural parts have shown [2] a considerable (one order of magnitude) reduction of the low-stress fatigue life of welded joints by the imposition of a tensile residual stress-field of an intensity approaching the yield-limit. Thus, unless residual stress-fields are of an intensity much lower than the intensity of the repeatedly applied stresses, fatigue performance can only be estimated on the basis of full-scale structural assembly tests provided, moreover, that testing conditions can be made representative of service conditions.

This last provision limits the design significance of the conventional, constant-amplitude fatigue-tests of material specimens and model-joints also under conditions of low residual stresses because of the rather wide discrepancy between the testing conditions and the variable stress-amplitudes encountered in service in the majority of engineering structures. Thus, in spite of the fact that the basic physical phenomenon of fatigue in the metal is the obvious underlying cause of the engineering fatigue phenomenon in the metal structure, quantitative correlation of small scale tests with fatigue performance or with fatigue tests of complex structural assemblies is not to be expected.

This does not imply, however, that the results of small-specimen tests are of no significance in respect to fatigue design. On the contrary, such tests provide the only possibility for the sufficiently large test replication necessary for an analysis of scatter as well as for a reliable determination of the trends of those basic phenomena which, even without quantitative correlation with the fatigue performance of the structure, may significantly affect the general approach to fatigue testing and fatigue design. The high cost, difficulty, and duration of full-scale fatigue tests on structural assemblies preclude investigations requiring more than a very small number of such tests, which are thus relegated to the role of ultimate design-check-tests. The manner in which such tests should be performed so as to provide significant information can, however, be decided only on the strength of test-results concerning the basic fatigue mechanism that are obtainable from small-specimen tests alone. For instance, recent results of such tests suggest that some basic change in the conventional approach to fatigue design for and fatigue testing at the endurance limit may be necessary.

2. The "Endurance Limit"

The approach to fatigue design of the majority of steel structures has been considerably simplified by the reliance on the existence of an "endurance limit", a limiting stress-amplitude below which stresses may be repeated any number of times without assumedly ever causing fatigue cracking or fatigue fracture. Hence if in a structure all repeated stress-amplitudes are kept below this limit, fatigue design becomes unnecessary. However, the assumption that in real structures or structural parts subject to dynamic loading stress-amplitudes will never exceed a relatively low limiting value, such as the endurance limit, can usually not be realized, unless the sections are heavily overdesigned or the loading conditions almost stationary, as in the case of steady-state vibrations in machine parts. However, even in such parts during conditions of start-up and shut-down the frequencies usually pass through one or several resonance ranges during which a small number of severe stress-amplitudes is imposed. In highway- and in railroad-bridges the imposed stress-amplitudes vary considerably, both because of variation in weight of the traffic elements,

as well as because of the variation of the dynamic load-effects, particularly in the short-span structural parts. Thus, even the most careful design for endurance cannot prevent the occurrence of a certain number of stress-cycles exceeding the design limit. It is generally assumed that these cycles are of no significance, provided they are sufficiently below the yield-point and do not by themselves produce fatigue damage.

Recent results of fatigue tests under variable stress-amplitudes, however, have shown that a reliable endurance limit exists only under conditions of constant-stress-amplitude tests. It is significantly reduced even by a very small number of stress-amplitudes substantially exceeding this limit. The tests performed were to test the following proposition: if the conventional endurance limit retains its physical significance under random sequences of variable stress-amplitudes including amplitudes below that limit, these latter can produce no damage. Hence the results of fatigue tests under randomized variable stress-amplitudes, representing some well-defined stress-spectra, could not be affected if those amplitudes are left out; therefore, after compensating for the number of missing cycles, the recorded fatigue life should be independent of whether the stress-cycles below the endurance limit have or have not actually been applied.

Randomized spectrum tests based on exponential spectra replaced by six discrete stress-levels and extending below the endurance limit were planned so that for the same slope of the spectrum in semi-logarithmic representation (a) all stress-amplitudes were applied, (b) the lowest stress-amplitude was left out, and (c) the two lowest stress-amplitudes were left out.

The following are the details of the test performed on a high-speed rotating bending random fatigue testing machine of special design [3]: SAE 4340 aircraft steel specimens of $\frac{3}{16}$ in. dia. were heat-treated to $\sigma_u = 140,000$ psi ultimate strength, with (estimated) constant amplitude endurance limit of at least $\sigma_E = 75,000$ psi to $80,000$ psi. The exponential stress-amplitude-spectra are represented by six discrete stress-amplitudes between $\pm 0.35 \sigma_u = \pm 49,000$ psi and $\pm 0.85 \sigma_u = \pm 119,000$ psi, with intervals of $0.10 \sigma_u = 14,000$ psi. Thus at least the two lowest amplitudes are below the conventional endurance limit, the other four above it. Three stress-spectra of different severity (slope) were selected and fatigue tests performed for each spectrum using (a) all six, (b) five and (c) four stress-amplitudes, with twenty replications in each test series.

The following are the over-all frequencies of occurrence, in percent, of the different stress-amplitudes in the applied test-spectra, together with the compensating factors for the five- and four-level tests [multipliers $1/(1 - p_1)$ and $1/(1 - p_1 - p_2)$ for comparison with the total number of stress-amplitudes in the six level tests under the assumption that the stress-amplitudes below $\pm 75,000$ psi have no damaging effect], the observed fatigue lives (modes of the distributions) and the fatigue lives compensated for the not applied stress-amplitudes:

Spectrum A (most severe)

± 49,000 psi	$p_1 = 82.200$	—	— %
± 63,000 psi	$p_2 = 14.560$	82.200	— %
± 77,000 psi	$p_3 = 2.664$	14.560	82.200 %
± 91,000 psi	$p_4 = 0.458$	2.664	14.560 %
± 105,000 psi	$p_5 = 0.100$	0.458	2.664 %
± 119,000 psi	$p_6 = 0.018$	0.118	0.576 %
Compensating factor	1.0	5.60	30.86
Observed life (mode)			
in 10^6 cycles	1.55	0.267	0.168
Compensated life (mode)			
in 10^6 cycles	1.55	1.50	5.18

Spectrum B (medium severe)

± 49,000 psi	$p_1 = 90.000$	—	— %
± 63,000 psi	$p_2 = 9.000$	90.000	— %
± 77,000 psi	$p_3 = 0.900$	9.000	90.000 %
± 91,000 psi	$p_4 = 0.090$	0.900	9.000 %
± 105,000 psi	$p_5 = 0.009$	0.090	0.900 %
± 119,000 psi	$p_6 = 0.001$	0.010	0.100 %
Compensating factor	1.0	10	100
Observed fatigue life (mode)			
in 10^6 cycles	3.48	0.497	0.235
Compensated life (mode)			
in 10^6 cycles	3.48	4.97	23.50

Spectrum C (least severe)

± 49,000 psi	$p_1 = 96.840$	—	— %
± 63,000 psi	$p_2 = 3.060$	96.84	— %
± 77,000 psi	$p_3 = 0.097$	3.06	96.84 %
± 91,000 psi	$p_4 = 0.0029$	0.097	3.06 %
± 105,000 psi	$p_5 = 0.0001$	0.0029	0.097 %
± 119,000 psi	$p_6 = 0.000003$	0.0001	0.003 %
Compensating factor	1.0	31.65	1000
Observed fatigue life			
(mode) in 10^6 cycles	70.000	2.18	0.33
Compensated life (mode)			
in 10^6 cycles	70.0	69.0	33.00

The results illustrate the damaging effect of stress-amplitudes below the conventional endurance limit. The compensated fatigue life in the four-level tests in which the applied stress-amplitudes are all above the conventional endurance limit, the two lowest stress-amplitudes having been left out, is 3 to 5 times as long as when the two stress-amplitude below the endurance limit are actually applied. It can be assumed that the difference is probably due to the damaging effect of the low stress-amplitudes brought about by their interaction with the high stress-amplitudes. Since the elimination of the lowest stress-amplitude alone produces no significant change in fatigue life, this stress-amplitude is undoubtedly below the true endurance limit. Hence the level of the endurance limit under spectrum loading must be below the higher of the two lowest stress-amplitudes applied. It appears therefore justified to assume that the conventional endurance limit of 75,000 psi has been reduced by the variable stress-amplitude sequences to between 49,000 and 63,000 psi. This demonstrates the lack of design significance of the conventional endurance limit in the presence of variable stress-amplitudes of which even a very small number is above this limit.

While the tests have been performed on a high-strength steel, there is no reason to assume that the same phenomenon will not be observed in medium-strength structural steels or in any other metal with a well-defined endurance limit. Variable-stress-amplitude fatigue tests on a weldable structural steel are now being performed to check this assumption.

3. Fatigue Testing for Endurance Limit

In the light of the above results it appears doubtful whether any real purpose is served by conventional constant-amplitude testing to establish an "endurance limit" that has little significance in terms of fatigue performance under variable load-amplitudes. It would seem much more expedient to devise load-spectra characteristic of various structural types and to establish fatigue lives of small specimens and of model-connections under randomized sequences of load-amplitudes derived from those spectra. Thus the conventional *S-N*-diagrams would be replaced by relations between the two principal characteristics of the stress-spectrum, the stress-amplitude-range and the slope of the spectrum in a straight-line representation (for instance semi-logarithmic representation of spectra of exponential type) versus fatigue life, one of the characteristics being considered as a parameter, the other as a variable. Since the adoption of such an approach would require extensive use of counting strain-gages on different type of structures in operation to determine characteristic stress-spectra, as well as the replacement of most of the conventional constant-amplitude fatigue testing equipment by newly developed variable-amplitude equipment, many years would elapse before such a drastic change

of approach could be realized. In the meantime, however, some modification of the conventional fatigue-testing procedures for endurance appears to be necessary in order to correct the results obtained by constant-stress-amplitude tests for possible stress-interaction-effects due to a small number of excessive stress-amplitudes below the yield-limit, but significantly above the conventional endurance limit.

If, as is customary for practical reasons, the "endurance limit" is identified with the stress-amplitude S_0 that can be applied more than 10^7 times without producing fatigue failure, the intermittent application of a total of some 10^4 stress-amplitude which, by continually repeated application would produce failure after some 10^5 cycles, would seem to represent conditions under which an observed significant reduction of S_0 for $N = 10^7$ cycles or of N for the conventional value of S_0 could be safely attributed to stress-interaction. The direct fatigue effect of the 10^4 cycles of overstress, at a cycle ratio of $10^4/10^5 = 0.1$, could hardly be very significant by itself. In order to approximate operating conditions as far as this is possible with conventional constant-amplitude fatigue testing apparatus the overstress-cycles should be applied intermittently, avoiding, however, application within the first 10 percent of expected life to permit development of the typical low-strain fatigue microstructure rather than of the high-strain work-hardened structure. Thus, application of three over-stress sequences of about 3000—3500 cycles, each at about 10, 25 and 40 percent of expected life, would appear to provide a reasonable compromise between the theoretically desirable randomized application of very short sequences and the practical limitations of conventional fatigue testing. If interaction effects are at all significant it is quite likely that under the conventional "endurance limit" S_0 the second or third application of this overstress-sequence will produce fatigue failure.

While the procedure suggested above is rather arbitrary, it is assumed that it will provide a more reliable "endurance limit" in tests of specimens, model-connections as well as full-scale structural assemblies on which to base design considerations, than can be obtained in constant-amplitude tests, and it is proposed to redefine the concept of the "endurance limit" in terms of this or a similar two-level testing procedure.

References

1. A. M. FREUDENTHAL, "Fatigue", Handbook of Physics, vol. 6, Springer, Berlin, 1958, p. 596—603.
2. V. I. TRUFYAKOV, *Avtomaticheskaya Svarka* (1956) No. 5; Proceedings, General Motors Conference on Residual Stresses and Fatigue, Detroit, 1958.
3. A. M. FREUDENTHAL, *Proc. Am. Soc. Test. Mat.*, vol. 53 (1953), p. 896.

Summary

Since the fatigue damage produced by stress-amplitudes below the conventional endurance limit in the presence of a small number of stress-amplitudes exceeding this limit has been demonstrated in variable-amplitude tests, the conventional endurance limit can not be considered to provide significant design information. In the absence of facilities for extensive variable stress-amplitude testing, compromise testing procedures using an intermittent over-stress-amplitude to bring out the damaging stress-interaction effects with the low stress-amplitude may provide a temporary solution of the problem of testing for a "true", that is interaction-free, endurance limit.

Résumé

Depuis que des essais effectués sous des amplitudes variables ont mis en évidence des dégradations par fatigue sous des contraintes d'amplitude inférieure à la résistance classique à la fatigue accompagnées d'un nombre réduit de dépassements de cette limite, la résistance normale à la fatigue ne peut plus être considérée comme une base effective de calcul. D'autre part, il n'est pas aisé d'effectuer des essais étendus sous des contraintes d'amplitude variable; il faut donc envisager de recourir à un compromis en faisant intervenir des contraintes intermittentes dépassant la limite de fatigue, afin de faire apparaître les dégradations dues à l'interaction de ces contraintes avec celles inférieures à la limite de fatigue. Les résultats ainsi obtenus peuvent fournir une solution transitoire pour le problème du contrôle de la «vraie», résistance à la fatigue, c'est-à-dire exempt des effets d'interaction.

Zusammenfassung

Seitdem Ermüdungsschäden infolge von Spannungsamplituden unterhalb der herkömmlichen Dauerfestigkeit bei Auftreten einer kleinen Anzahl von Überschreitungen dieser Grenze in Versuchen mit variablen Amplituden nachgewiesen wurden, kann die normale Dauerfestigkeit nicht mehr als maßgebende Berechnungsgrundlage betrachtet werden. Da es nicht leicht ist, ausgedehnte Versuche mit variablen Spannungsamplituden durchzuführen, kann ein Kompromißvorgehen angewendet werden zum Erreichen der Ermüdungsschäden infolge der Zusammenwirkung von wechselnden Spannungsamplituden, und zwar durch die Unterbrechung von Spannungsamplituden an oder unterhalb der Wechselfestigkeit mit einzelnen «Überspannungsamplituden». Die Resultate daraus können eine Übergangslösung für das Problem der Prüfung der «wahren», d. h. von Wechselwirkungen freien, Dauerfestigkeit ergeben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

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.

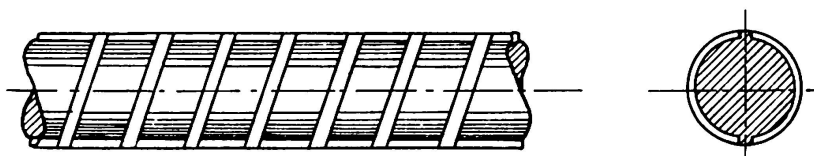


Fig. 2.

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 Krümmungsinseite 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 Krümmungsinseite. 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-

schlossene Winkel beträgt 135° . Jeweils ein Probestab wird in einen rechteckförmigen Balken von 1,75 m Länge einbetoniert. Beim Betonieren werden an festgelegten Stellen durch Einlegen von Blechstreifen Risse im Beton vorgezeichnet. Um den Einfluß von Abkrümmungen am Stahl studieren zu können, werden Körper mit Rissen innerhalb und außerhalb der Krümmung sowie Körper mit Rissen *nur* außerhalb der Stabkrümmung hergestellt.

Die Verankerung am Balkenende erfolgt bei Rundstahl durch halbkreisförmige Haken. Rippenstähle werden an ihren Enden in etwa 15 cm lange Rohrabschnitte gesteckt und der Zwischenraum mit hochwertigem Beton ausgegossen. Dadurch wird unabhängig von der Betongüte des Prüfkörpers immer eine sichere Verankerung der Stabenden erzielt.

Die Balken werden bei einer Spannweite von 1,5 m durch eine Einzellast in Feldmitte belastet. Die Querschnittshöhe nimmt vom Balkenende nach den Auflagern hin annähernd affin zum Biegemoment ab. Dadurch wird eine Anpassung an die Form der Prüfstäbe erreicht und die Stahlspannung auf eine Länge von etwa 100 cm annähernd konstant gehalten.

Form und Abmessungen des Standardkörpers zeigt Fig. 3.

Zu bemerken ist noch, daß die Stäbe frühestens 2 Wochen nach dem Kaltbiegen belastet wurden, um auch den Einfluß einer möglichen Alterung infolge Kaltverformung zu erfassen.

Die Belastungsfrequenz wurde unter Berücksichtigung der Masse des Prüfkörpers und der Dämpfung in der Ölleitung vom Pulsator zum Preßtopf zu 250 Lastwechsel in der Minute gewählt.

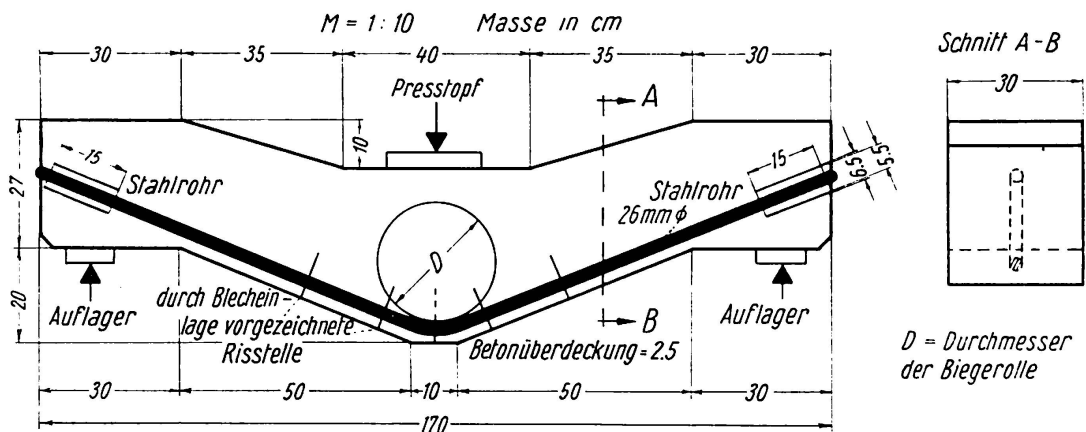


Fig. 3.

4. Versuchsergebnisse

Die Versuche wurden ausschließlich unter Zugschwellbelastung durchgeführt ($\sigma_u \geq 0$), weil dies für Bewehrungsstähle die ungünstigste Beanspruchungsart darstellt. Unter Wechselbelastung ist die dauernd ertragbare Schwing-

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

(« $r \ x \ \%$ » 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.

I a 3

The Effect of Notches at Various Temperatures Upon the Fatigue and Other Properties of Structural Steel

Influence des entailles sur la fatigue et autres caractéristiques de l'acier de construction, sous différentes températures

Die Wirkung von Kerben auf die Ermüdung und auf andere Eigenschaften von Baustahl bei verschiedenen Temperaturen

DESI D. VASARHELYI

Associate Professor of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Wash.

I.

The response of structures to the effect of loads is influenced by the mode of application of the loads and by the physical and geometric properties of the structure itself. The generally recognized modes of application of the loads are the static loading, the impact and the fatigue. The physical properties are such as elasticity, plasticity, ductility, brittleness, etc., which can be described by so-called material constants regarded as independent from the geometry of the piece under consideration. The meaning of geometry does not need much clarification, it refers to the dimensions and their relations to each other and especially includes fillets and notches. Since the unit stresses in the various parts of a structure primarily depend upon the geometry, the presence or absence of so-called stress-raisers, it is easy to see what great significance the latter might have.

Among all modes of the application of the load, fatigue is the one under which the very dominant effect of surface geometry has been first recognized. But it is also known that physical properties such as yield and ultimate strength have noted influence upon the fatigue life.

Do physical properties and geometric ones have the same importance? Is there a certain border line at which one or the other of these factors becomes predominant? If it exists, is such a border line characteristic of fatigue only or similar phenomena can be observed under static or impact loading? These

are the questions which are rather difficult to answer because of the numerous variables involved.

An attempt has been made in this study to obtain a set of organized data expressed in terms of very simple parameters, which if not accomplishing more, could indicate the way in which further research should be directed.

II.

The most commonly used structural steel of ASTM A-7 type has been chosen as the material of the specimens. The chemical analysis of this steel was the following:

C	Mn	P	S	Si	Ni	Cr	Cu
0.22	0.47	0.01	0.028	0.05	0.07	tr	0.066 %

Standard coupon test, parallel to rolling of the plate, yielded the following results:

A. Tested at $+70^{\circ}\text{F}$ (Room temperature)

Yield point	Ultimate strength	Elongation in 8 inches	Reduction in area
34.9 ksi	60.2 ksi	32.2%	60.7%

B. Tested at -50°F (Cooled)

Yield point	Ultimate strength	Elongation in 8 inches	Reduction in area
44.1 ksi	71.4 ksi	29.1%	55.8%

All specimens have been cut from the same plate, the plate being used in the as-rolled condition, with the mill scale left intact. All specimens have been cut in a direction parallel to the rolling of the plate, that is, so that the direction of the application of the load had to coincide with this direction.

The cuts have been made $1/8$ -inch oversize by oxy-acetylene torch and the pieces ground to correct dimensions, thus removing any metal affected by the cutting.

As a means of varying the physical properties of the material, testing temperatures of $+70^{\circ}\text{F}$ and at -50°F have been chosen. This choice is quite arbitrary. It has been realized that it might not be sufficient to include the complete transition from ductile to brittle behavior. The range would however cover the variations in temperature met in most structural work.

In order to vary the geometry, internal notches of $1/64$ -, $1/16$ -, $3/16$ -, and of $5/16$ -inch radius have been used. The $1/64$ -inch radius is the sharp corner radius

of a saw cut, all other radii have been obtained by drilling. The ratio of the overall size or the diameter of the notch perpendicular to the direction of the force to the outside dimension (width) of the coupon has been constant for every group.

The shape and size of all specimens is shown on fig. 1, except the impact specimens. For impact standard Charpy specimens have been machined with the difference that the standard notch has been replaced by one which had a radius of $\frac{1}{64}$ -, $\frac{1}{16}$ -, $\frac{3}{16}$ -, or $\frac{5}{16}$ -inch.

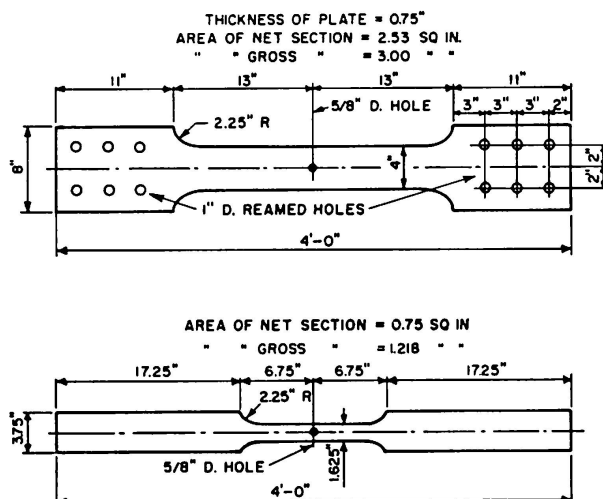


Fig. 1. Dimensions of Fatigue and Static Tensile Specimens.

The fatigue tests have been run in a constant deflection type structural fatigue machine. The number of cycles per minute of this machine is 240. All fatigue tests have been run at a constant 31.4 ksi nominal stress, average taken through the net cross-sectional area of the specimen. The number of cycles to fracture has been taken as a basis of comparison.

The impact tests have been of the Charpy type, using the 220-ft.-lb. striking position of the pendulum. The energy absorbed in ft.-lbs. has been taken as comparative value.

The static tension tests have been made in a slowly operated hydraulic testing machine. As comparative values, the ultimate stress (nominal) computed as the ultimate load divided by the original area, and the reduction in area in per cent have been chosen. Since both fatigue and impact tests are primarily fracture tests, it seemed to be logical to use only those values of the static test which characterize the behavior of the material at the instant of fracture. Since ultimate strength and reduction of area describe the change in strength and in ductility separately, it seemed interesting to try a parameter which would combine the two, thus having a more close resemblance to the characteristic value in the impact and fatigue test. The ultimate true

stress, which is computed by dividing the ultimate load by the actual contracted fracture area of the specimen, has been chosen.

The cooling of the -50°F specimens has been accomplished by using cold air circulated over solid carbon dioxide. The temperature has been controlled by a thermostat regulating the air flow and governed by thermocouples attached directly to the specimen.

It should be noted that the size of all specimens is such that any difference in fracture propagation velocity would be impossible to observe. This was intentional since we wanted to limit this specific study to the conditions at the initiation of the fracture.

III.

The test results are presented on the graphs shown on fig. 2, 3 and 4.

The parameter describing a change in the physical properties of the material on these graphs is the testing temperature. Thus we have on every graph a set of points obtained at $+70^{\circ}\text{F}$ and another taken at -50°F .

The variation of the geometry is represented as the radius of the notch and is shown as abscissa for all graphs.

The specific value characterizing a particular mode of the load application is shown as ordinate.

a) Fatigue Test

The number of cycles endured to fracture are shown for the fatigue tests on fig. 2. This graph very definitely reveals that the fatigue life considerably

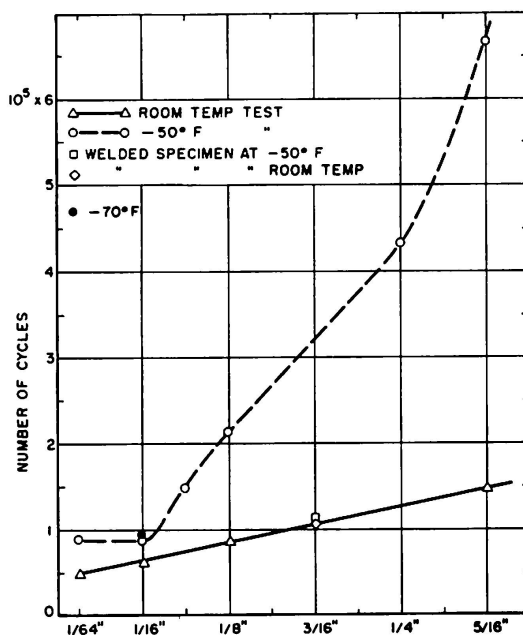


Fig. 2. Fatigue Life of Various Notched Specimens at $+70^{\circ}\text{F}$ and at -50°F .

increases as a result of the cooling if the radius of the notch is greater than $\frac{1}{16}$ -inch. It seems that for notches with smaller radii, an improvement like the increase of the yield point and of the ultimate strength would have its influence overshadowed by the effect of the stress raiser.

Some tests have been added to the basic set of $+70^{\circ}\text{F}$ and -50°F , variable notch radius set.

One test, with $\frac{1}{16}$ -inch notch radius, run at -70°F is shown, which ran to about the same number of cycles as the -50°F .

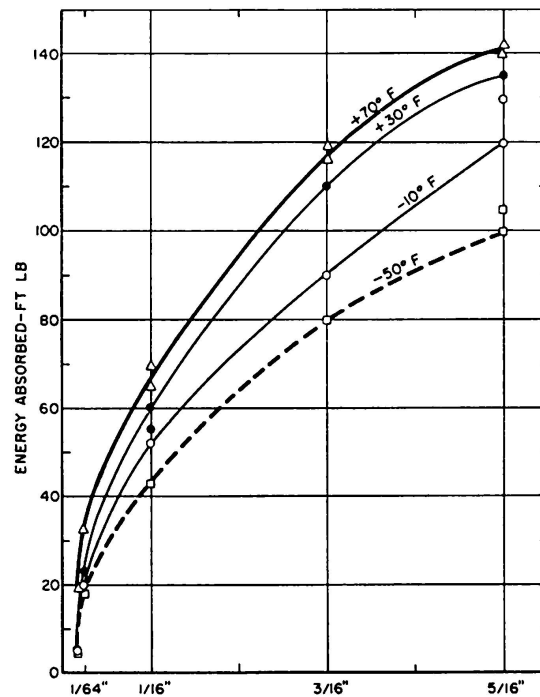


Fig. 3. Impact Energy (Charpy Test) of Various Notched Specimens at $+70^{\circ}\text{F}$ and -50°F .

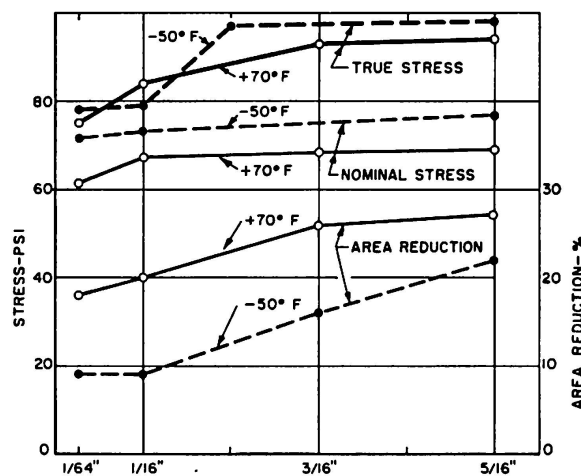


Fig. 4. Static Tensile Properties of Various Notched Specimens at $+70^{\circ}\text{F}$ and -50°F .

Five specimens have been cut and then rewelded so that the notch could be applied in the weld metal. The $+70^{\circ}\text{F}$ test sustained the same number of cycles that would be expected for the base metal. However a similar specimen tested at -50°F did not show the expected increase in the number of sustained cycles and broke at about the same number as the one tested at $+70^{\circ}\text{F}$.

Photographs of the fractured surfaces (except for Nos. 1 and 4) of the fatigue specimens are shown on fig. 5. Nos. 1, 2, 3, and 4 are the $\frac{5}{16}$ -, $\frac{1}{8}$ -, $\frac{1}{16}$ - and $\frac{1}{64}$ -inch notch radius specimens tested at $+70^{\circ}\text{F}$. Nos. 5 and 6 are the welded specimens, both with $\frac{3}{16}$ -inch notches, No. 5 tested at $+70^{\circ}\text{F}$, No. 6 tested at -50°F . Nos. 7, 8, 9, 10, 11 and 12 are the $\frac{5}{16}$ -, $\frac{1}{4}$ -, $\frac{1}{8}$ -, $\frac{3}{32}$ -, $\frac{1}{16}$ - and $\frac{1}{64}$ -inch notch radius specimens tested at -50°F . Nos. 13 and 14 are $\frac{1}{16}$ - and $\frac{1}{64}$ -inch notch radius specimens tested at $+70^{\circ}\text{F}$, Nos. 15 and 16 are $\frac{1}{16}$ - and $\frac{1}{64}$ -inch notch radius specimens tested at -50°F .

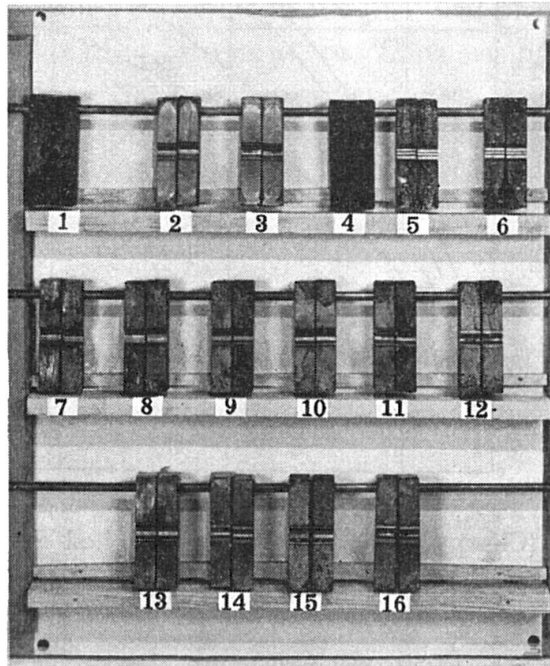


Fig. 5. Photograph of Broken Fatigue Specimens. (See Explanation in Text).

b) Impact Test

The energy absorbed in fracturing the Charpy-type specimen with the specified notch radius has been plotted against the notch radius on fig. 3. Additional test points obtained at $+30^{\circ}\text{F}$ and at -10°F have been added to the two original curves taken at $+70^{\circ}\text{F}$ and at -50°F . This is in order to show the prevailing trend of these curves. It is noticeable that the curves sharply converge below the $\frac{1}{16}$ -inch radius range and that at $\frac{1}{64}$ -inch the spread caused by the variable temperature (thus variable physical characteristics) is sharply reduced by the effect of the small notch radius.

c) Static Tensile Test

The loss of ultimate strength (fig. 4) due to the presence of notch is evident even in the values obtained with $\frac{5}{16}$ -inch notch radius. When comparing the shown values with the results of coupon tests it should be remembered that the values on this plot are computed over the net area of the notched specimen. The decline in strength at the sharper notch is not as pronounced as the decline of fatigue and the impact characteristics were. It is remarkable to observe the gradual loss of ductility as presented by the decrease of area reduction, and which again does not show a sharp reduction at any notch radius. However, if we inspect the variation of the true ultimate stress (computed over the contracted net area), the decline of this value in the range of $\frac{1}{16}$ -inch and less radius is more pronounced, especially for the -50°F test. The different shape of the $+70^{\circ}\text{F}$ and -50°F curves suggest that at the low temperature the effect of the decrease in the notch radius becomes more effective than at $+70^{\circ}\text{F}$.

Photographs of the broken static tensile test specimens are shown on fig. 6. (The radius shown, $\frac{1}{32}$ -inch, is erroneous and should read $\frac{1}{64}$ -inch.) The reduction of the contraction and a lack of noticeable plastic deformation can be seen on these showing -50°F tests at less than $\frac{5}{16}$ -inch notch radius.

Comparing the three sets of data on figs. 2, 3 and 4, it is noticeable that both the impact (fig. 3) and the static tensile test (fig. 4) data show a convergence toward a minimum, as a certain small notch radius ($\frac{1}{16}$ -inch) is approached and also a tendency of leveling off as a specific magnitude ($\frac{5}{16}$ -inch) is reached. The second of these trends can not be observed on the plot of the

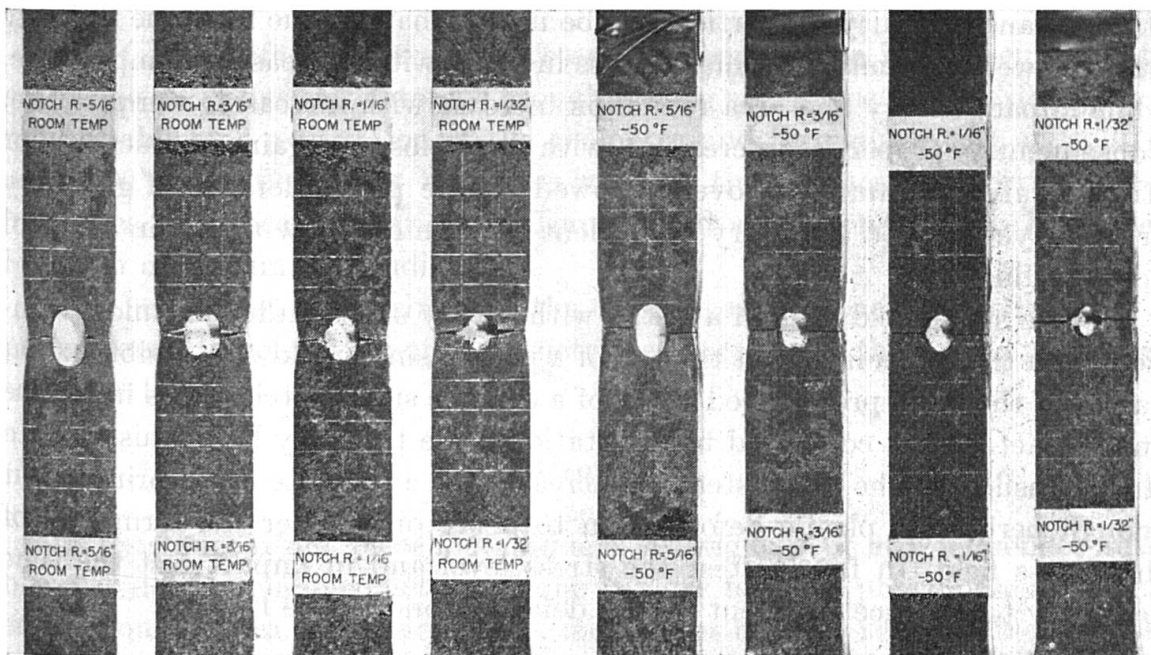


Fig. 6. Photograph of Broken Static Tensile Specimens.

fatigue data on fig. 1. The points for the -50°F test rather seem to tend toward a vertical asymptote, which would mean that at a chosen stress level and a sufficiently great notch radius the specimen, if its material properties would be increased, will have an endurance limit and would sustain an indefinitely great number of cycles. The chosen range of stress, temperature and maximum notch radius however is not adequate to ascertain this point. Even with this limitation though, some remarks can be formulated from the present information.

IV.

1. The fatigue test results particularly, and the impact and static tensile test results concurrently indicate that the decrease of the notch radius below a specific value of around $1/16$ -inch — in the specific steel and within the given temperature range — becomes the governing factor of the fracture initiation. With a notch of such radius present, the fracture will be initiated and, in the case of our specimens especially designed to minimize propagation effects — influenced only insignificantly, if at all, by properties describable by the ultimate strength, yield point or area reduction. The true ultimate stress as defined previously might come closer to the idea of a significant parameter for static tests of fracture than do the just mentioned ones.

2. The present data may lead to a somewhat reserved formulation of the notch sensitivity. Thus it can be stated: If a notch of radius smaller than a specific limiting value is present, fracture will occur at a minimum number of cycles (or at a minimum energy absorption in impact test, or at a minimum true ultimate stress in static tensile test) regardless of eventual increase of strength and ductility properties. (To be noted, that fatigue life, true ultimate stress as well as nominal ultimate stress increase with decrease of temperature, while impact energy and area reduction increase with increasing temperature. Consequently properties increasing with both loss or gain in ductility or strength are the same way overshadowed by the preponderance of geometry or a not yet defined geometry dependent parameter below a certain range of notch radius.)

3. The stress field around a notch with a very small radius is almost identical with the stress field ¹⁾ at the top of a progressing crack. A plausible explanation of the more pronounced effect of a definite small notch radius in fatigue and impact test as compared to the static tensile test may lie in this fact. In static tensile test the stress steadily increasing at a low rate could bring about enough peripheral plastic deformation to delay or to alter the formation of this stress field. In fatigue test the stress level and in impact test the time necessary to produce sufficient plastic deformation may be lacking.

¹⁾ See A. WELLS and D. POST: The Dynamic Stress Distribution Surrounding a Running Crack. Proc. SESA. Vol. XVI. No, 1, p. 69.

V.

The foregoing tests and discussion do not pretend to open up new perspectives. However it was felt that these facts need a crude kind of demonstration and re-emphasis for a twofold purpose.

The structural engineer should realize that geometry, especially the geometry of potential stress raisers, has a primordial role in determining the strength of the structure, be it in terms of fatigue or other modes of loading. Under certain conditions improvement of the material properties can not counteract the effect of geometric deficiencies.

The role of geometry as revealed in these simple tests indicates the need of the engineer for a more thorough knowledge of the solid state. At the initiation of a fracture we impinge upon the basic structure of the material, governed by strict geometric laws of the crystalline structure. It is therefore evident that our present parameters describing strength and ductility are not sufficient.

VI.

The author is indebted to Mr. SATISH K. GROVER and Mr. MOHAMMED H. KASHANI-SABET, graduate students, for their help in conducting the experimental work and to Prof. F. B. FARQUHARSON, Director, for the sponsorship by the Engineering Experiment Station of the University of Washington.

Summary

The fatigue life of a structural steel member can be influenced by both geometric and physical factors. Through testing specimens with various notch radii establishing a variation of the geometry and through testing at $+70^{\circ}\text{F}$ and -50°F temperatures, and thus varying the physical properties, these influences have been investigated. Impact and static tensile tests have also been run under similar conditions.

All these tests, but primarily the fatigue and impact tests, indicate a preponderant effect of the notch geometry as the radius of the notch approaches a specific low value.

Résumé

La résistance d'une pièce métallique à la fatigue peut être influencée aussi bien par des facteurs géométriques que par des facteurs physiques. Les influences géométriques et physiques ont fait l'objet d'essais sur éprouvettes portant des entailles de différents rayons, ces éprouvettes ayant été soumises à des températures de $+70^{\circ}\text{F}$ et de -50°F ($+21^{\circ}\text{C}$ et $-45,5^{\circ}\text{C}$). Des essais

statiques de traction et des essais de résilience ont été effectués dans les mêmes conditions.

Tous ces essais et tout particulièrement les essais de fatigue et de résilience mettent en évidence l'influence prédominante de la forme de l'entaille, lorsque son rayon atteint une valeur spécifique assez faible.

Zusammenfassung

Die Dauerfestigkeit eines Stahlteiles kann sowohl durch geometrische als auch durch physikalische Faktoren beeinflußt werden. Durch die Prüfung von Probestücken mit Kerben von verschiedenen Radien in Versuchen unter Temperaturen von $+70^{\circ}\text{F}$ und -50°F wurden die Wirkungen der geometrischen und der physikalischen Einflüsse untersucht. Statische Zugversuche sowie Kerbschlagversuche wurden unter gleichen Bedingungen ausgeführt.

Alle dies Prüfungen, aber insbesondere diejenigen der Ermüdung und der Kerbschlagzähigkeit zeigen einen überwiegenden Einfluß der Kerbform auf, wenn der Radius der Kerbe einen spezifisch kleineren Wert erreicht.

I a 4

Creep of Concrete. The Influence of Variations in the Humidity of the Ambient Atmosphere

Le fluage du béton. Influence des variations de l'humidité de l'air.

Das Kriechen von Beton. Einfluß der Variation der Luftfeuchtigkeit

TORBEN C. HANSEN

Research Engineer, Swedish Cement and Concrete Research Institute
at the Royal Institute of Technology, Stockholm

Introduction

The humidity of the ambient atmosphere is one of the most important factors which influence long-time deformation of cement mortar and concrete under sustained load.

Creep tests have usually been carried out in airconditioned rooms in laboratories where the temperature and humidity of the atmosphere have been kept more or less constant. Thus much information has been obtained about creep of concrete under such constant conditions. It is known that creep of concrete which is not exposed to any drying or wetting during the period of sustained loading (the so-called basic creep) is much smaller than creep of concrete which dries under load. Moreover, the basic creep is greater when concrete is loaded while it is wet, and decreases with decreasing water content (HANSEN, 1958).

¹ Routine measurements of shrinkage and creep on cement mortar beams at the laboratories of the C.B.I. gave rise to the idea that creep is highly influenced by variations in the humidity of the surroundings. Later on it has been reported (R.I.L.E.M. Colloquium, 1958) that it was difficult to estimate creep of concrete structures on building sites on the basis of laboratory tests, this probably due to an unknown effect on creep of the varying climatic conditions of the surroundings. It was suggested that a change in humidity,

whether positive or negative, should tend to increase creep. This is supported by experimental results reported by PICKETT, 1942.

The variations of humidity in the ambient atmosphere seems to be of considerable practical and theoretical interest when considering the influence upon creep. Therefore a more systematical investigation of this problem was made at the C.B.I., as a part of an extensive research program on creep of concrete.

Method of Testing

7 series of cement mortar beams were loaded at the age of 28 days and the creep deflection of the beams was measured during a period of 100 days. All series were cured one day under wet sacks at 100% RH before removal of forms. Then 6 days in water at 20°C and 21 days in an airconditioned room (70% RH, 20°C). Special precautions were taken that no drop in humidity under 70% RH should occur during this period.

After loading, each series followed a special program.

Series 1 was loaded and stored in air of 60 % RH.

Series 2 was loaded and stored in air of 70 % RH.

Series 3 was loaded and stored in air of 50 % RH.

Series 4 was loaded in air of 50 % RH and exposed to a humidity alternating between 50 % RH and 70 % RH in periods of one day.

Series 5 was loaded in air of 50 % RH and exposed to humidity alternating between 50 % RH and 70 % RH in periods of one week.

Series 6 was loaded at the age of 35 days in air of 70 % RH after having been exposed to 50 % RH for one week. For the following 100 days this series was treated in the same way as series 5, that is exposed to humidity alternating between 70 % RH and 50 % RH in periods of one week.

The humidity was controlled within $\pm 1\%$ RH and the temperature within $\pm 1^\circ\text{C}$.

10 beams $2 \times 5 \times 40$ cm, and 6 beams $2 \times 5 \times 25$ cm were cast in each series. 6 long beams were loaded in the creep test and warping was measured on 4 companion specimens without load. Shrinkage was measured on the 6 short beams by means of a special comparator. Finally 10 beams $2 \times 5 \times 25$ cm were cast for determination of modulus of rupture after the 28 days of initial curing.

The cement mortar was mixed for 5 minutes, placed in steel moulds and vibrated for 3 minutes.

The loaded beams were subjected to a constant bending moment by means of weights and levers (see fig. 1). The weights were adjusted so that the stress

in the extreme fibers of each beam was 32 kg/cm^2 , that is one third of the modulus of rupture of the 25 cm beams at the time of load application.

Immediately after application of load the instantaneous elastic deflection was measured with a 0.01 mm dial gauge attached to each beam and readings

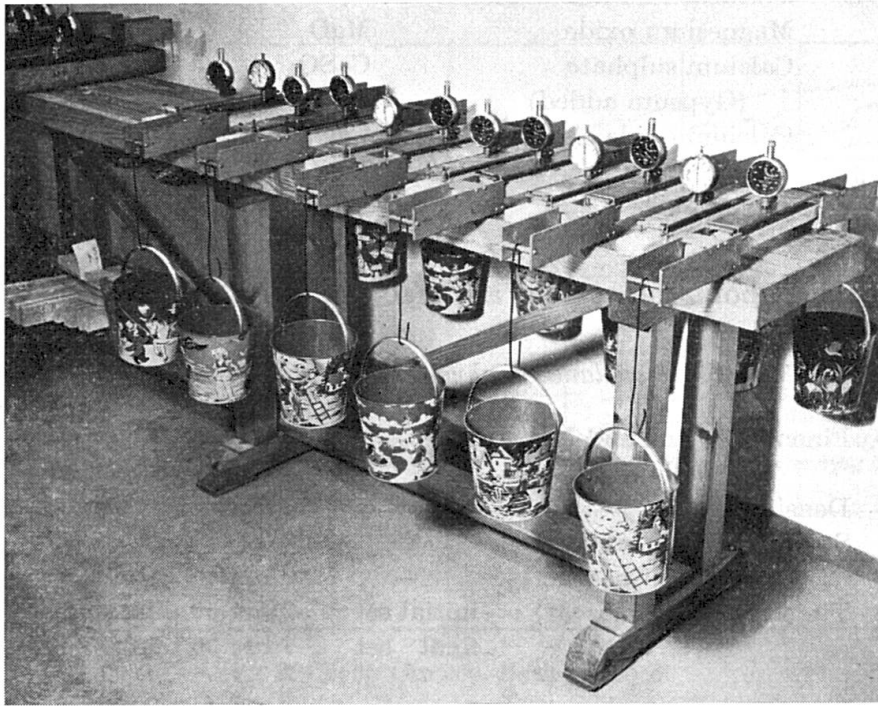


Fig. 1. Equipment Used for Creep Test.

were then taken every day during 100 days. The deflections caused by warping were measured, as earlier mentioned, on 6 companion specimens without load, and the deflection curves shown on fig. 2 are duly corrected as well for warping as for instantaneous elastic deformation.

Materials

The cement mortar used in the investigation had the following composition.

Cement content (Std. portland cement)	850 kg/m ³
Water-cement ratio after weight	0,35
Volume concentration of cement paste	59 %

The slump was determined as an average of 3 measurements on each batch and was always between 8.5 and 9.5 cm.

The phase composition of the cement clinker has been determined, using the formulæ given by Bogue.

Table 1. Calculated phase composition of the cement clinker

Compound		Percentage
Tricalcium silicate	C ₃ S	44
Dicalcium silicate	C ₂ S	28
Tricalcium aluminate	C ₃ A	10
Tetracalcium aluminoferrite	C ₄ AF	5,7
Magnesium oxide	MgO	5,1
Calcium sulphate (Gypsum added)	CaSO ₄	5
Calcium oxide	CaO	0,9
Alkali oxides	Na ₂ O and K ₂ O	0,8
Remainder		1,0

Further data about the cement are given in table 2.

Table 2. Miscellaneous physical properties of the cement

Fineness (Lea and Nurse)	3480 sq. cm per gm
(Blaine)	3530 sq. cm per gm
Density	3.07 gm per c. c.
Soundness (Autoclave)	3.8 per cent
(Le Chatelier)	0 mm
Time of setting (Viscat) initial set	2 hrs 50 min.
final set	7 hrs 30 min.

The aggregates are a partly siliceous, partly calcareous material of glacial origin from a local source.

Maximum size of aggregate	4 mm
Fineness modulus of aggregate	2,1

Experimental Results

The creep deflection curves of series 1—6 are presented in fig. 2.

It is interesting to notice that the creep of series 4 and 5, which were exposed to an alternating humidity of the surroundings, is nearly as important as the creep of series 3 which was constantly exposed to the lower humidity of 50 % RH, and considerably greater than the creep of series 1 which was exposed to the average humidity of 60 % RH. As is seen from fig. 3, the shrinkage is not influenced in the same way by such variations in humidity.

A closer examination of the experimental results reveals that the whole increase in creep is limited to the first period of drying. Moreover, when the cement mortar is loaded during the second period of drying, as in series 6, the total creep is even smaller than the creep of series 2 which was exposed to a lower humidity of 70 % RH.

In the case of series 6 a variation in the humidity of the surroundings thus caused a decrease in creep, while in series 4 and 5 creep was increased because of such variations.

These results are somewhat confusing and an explanation seems to be needed.

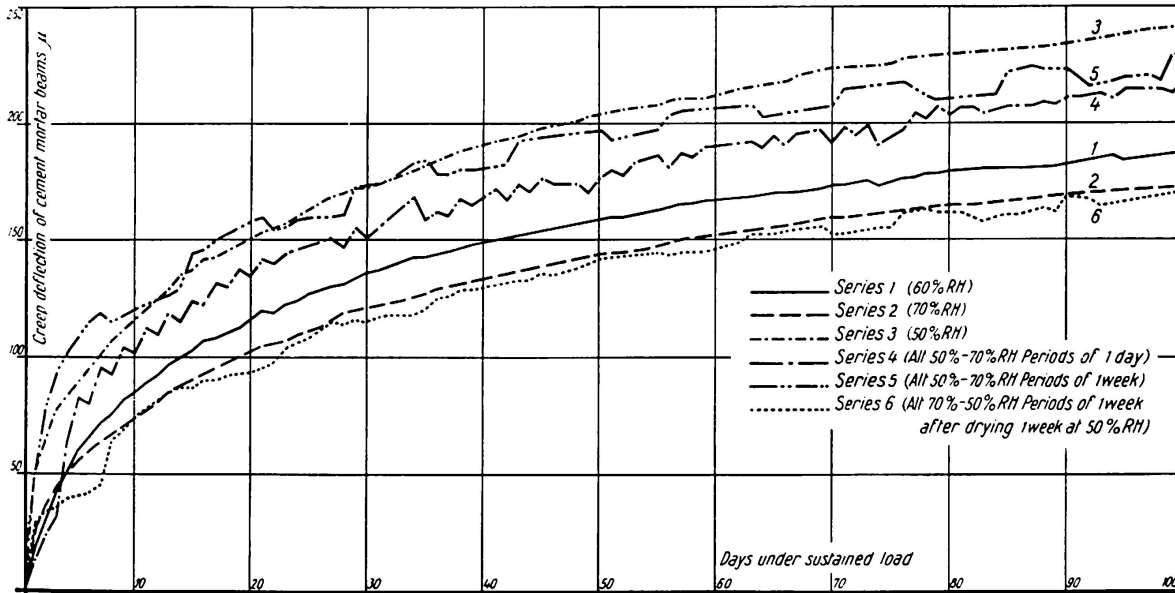


Fig. 2. Creep Curves, Series 1 to 6.

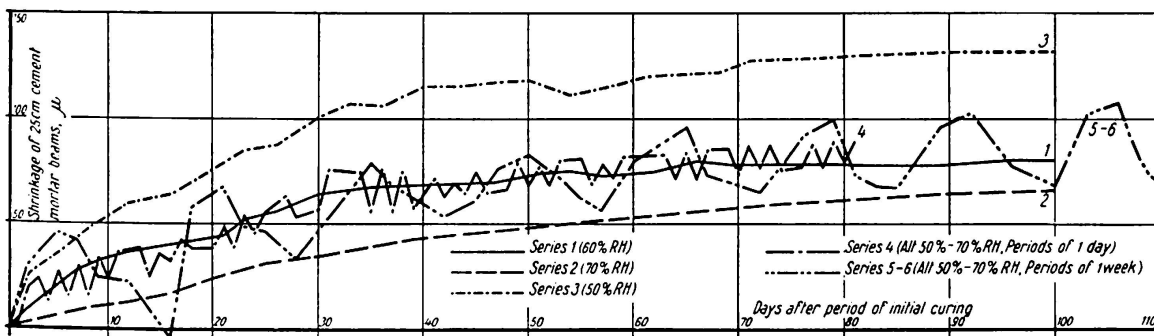


Fig. 3. Shrinkage Curves Series 1-6.

Discussion

According to the experimental results, the first period of drying is of outstanding importance for the deformational behaviour of cement mortar and concrete. If the material is loaded during this period, creep is greatly increased. A similar effect on creep is not apparent on any subsequent drying after an intermediate exposure to a higher relative humidity.

The Author first thought that this effect was a natural consequence of a

non-uniform shrinkage and a non-linear stress-creep relationship for concrete. According to PICKETT, 1942, shrinkage is restrained in a concrete prism of finite size, and produces a non-uniform internal stress over a section, which must be added to the stress due to external load. Hence the resultant stress in certain parts of the section will be higher than the plastic limit of concrete, and the section as a whole will undergo a total deformation which exceeds the simple sum of creep and shrinkage.

It has earlier been shown that this influence of shrinkage upon creep is very common when concrete beams are exposed to flexural load while drying (HANSEN, 1958). However, if "Pickett's effect" was the explanation of the increase in creep during the first period of drying in our experiment, the effect should be as important during the second period of drying as during the first, since the amount of shrinkage measured in these two periods does not differ appreciably. Since there was no such increase in creep during the second period of drying it is inferred that "Pickett's effect" has been of secondary importance in the whole experiment.

This was also confirmed when investigating the effect of drying upon the flexural strength of $2 \times 5 \times 25$ cm beams of the same composition as used in the main investigation. It has earlier been explained (HANSEN, 1958) that the internal stresses due to non-uniform shrinkage will also affect the instantaneous deformations and the strength (especially the flexural and tensile strength) of drying concrete specimens. The decrease in flexural strength in a test specimen is therefore a good measure of the internal stresses and the importance of an eventual "Pickett's effect".

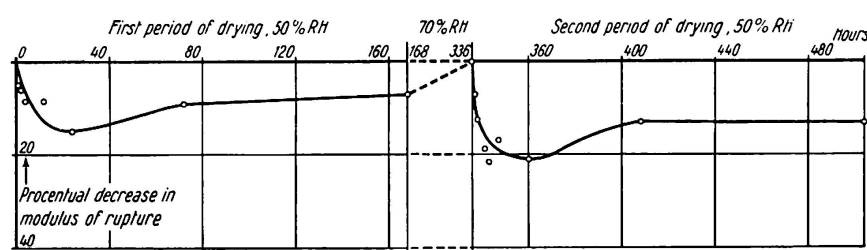


Fig. 4. Procentual Decrease in Flexural Strength of Cement Mortar Beams During First and Second Period of Drying.

Fig. 4 shows that the procentual decrease in strength is of the same magnitude as well in the second as in the first period of drying. Consequently it is safe to conclude that the internal stresses and "Pickett's effect" have been of the same magnitude for series 5 and 6. This effect cannot therefore explain the accelerated creep during the first period of drying.

It is reasonable to believe that an irreversible modification of the cement gel takes place during the first drying. And this effect is not repeated during any subsequent drying. BREWER and BURROWS (1951) found a pattern of very fine haircracks in dried cement paste and mortar. It might be that these cracks

develop during the first period of drying, as a consequence of shrinkage of the cement gel, restrained by grains of aggregate and unhydrated cement, and that this fact contributes to the characteristic deformational behaviour of the material during this period. When a small stress is applied, the irreversible cracking distortions, which usually are miscellaneously orientated, might be unidirected, and the resultant deformation could be of considerable magnitude. During any subsequent drying such cracking does not occur, and creep is much smaller.

PICKETT (1956) found a similar effect when dealing with the shrinkage of concrete. In his experiments the shape of the shrinkage curves and the amount of shrinkage were different at the first period of drying from what was observed during any subsequent period of drying after submersion in water. PICKETT suggested that during the first drying some adjacent particles in the cement gel are pushed closer together, while other particles are pulled farther apart. As a result of high contact pressures, the particles develop chemical or surface bonds which tend to prevent future separation. During the first drying, particles and groups of particles reach new and more stable positions of equilibrium. During any subsequent drying such modification of the paste does not take place. This also provides us with a possible theory of the influence of first drying upon creep, if we imagine that these small distortions are unidirected by an external load.

There still remains to be explained why a submersion of dry concrete in water, while loaded, also causes an increase in creep as compared with the creep of wet or dry concrete (DUTRON, 1936). The reason could be that a strong sudden change in humidity (submersion of dry concrete in water) causes the same cracking or other modifications in the gel as during the first period of drying but to a smaller extent. This could explain PICKETT's observation (1942) that a change in moisture condition whether positive or negative (submersion in water or drying out) causes an increase in creep. Our experiments show that this effect cannot generally be expected when the changes in humidity are smaller (alternations between 50 % RH and 70 % RH).

Any conclusive explanation of these effects cannot be given before more is known about the shrinkage mechanism of cement and concrete.

Conclusion

It can be concluded that creep is increased when concrete is exposed to variations in the relative humidity of the surroundings, if concrete is loaded before or during the first period of drying. If these variations are slow it may be expected that the total creep is as important as creep of concrete which has constantly been exposed to the lower relative humidity. With quicker variations in humidity, the total creep will tend towards the value obtained

when concrete is constantly exposed to the average humidity during the time of sustained loading.

Quite different effects are to be expected when concrete is loaded after the first period of drying. Under such conditions concrete creeps far less than it does when loaded during the first drying. Our experimental results show that the total creep of concrete loaded during a subsequent period of drying, was of the same magnitude as creep of concrete constantly exposed to the higher relative humidity.

A practical conclusion of this investigation is that creep of concrete structures on building sites can be estimated only with difficulty from ordinary laboratory tests which have been done under constant conditions of humidity. To be on the safe side, the lower rather than the average humidity on the building site should be used as a basis for the estimation. Moreover, due consideration should be paid to the fact that concrete behaves differently during the first period of drying and in any subsequent period.

It is believed that these results will even contribute to a better understanding of the mechanism of creep of concrete under simultaneous drying.

References

- R. DUTRON (1936), «Déformations lentes du béton et du béton armé sous l'action des charges permanentes». Annales des Travaux Publics de Belgique, Déc. 1936—Fév. 1957.
- G. PICKETT (1942), "The Effect of Change in Moisture Content on the Creep of Concrete Under Sustained Load". J. A.C.I. Feb. 1942.
- H. W. BREWER and R. W. Burrows (1951), "Coarse-Ground Cement Makes More Durable Concrete". J. A.C.I. Jan. 1951.
- G. PICKETT (1956), "Effect of Aggregate on Shrinkage of Concrete, and a Hypothesis Concerning Shrinkage". J. A.C.I. Jan. 1956.
- T. C. HANSEN (1958), "Creep of Concrete. A Discussion of Some Fundamental Problems". C.B.I. Bulletin No. 33, Stockholm 1958.
- R. I. L. E. M. Colloquium on "The Influence of Time upon Strength and Deformation of Concrete" (1958). Conclusions of the first session: "Influence of Time upon Deformation", Munich Nov. 1958. Not yet published.

Summary

Creep of cement mortar beams has been investigated while the beams were exposed to cyclic variations in the relative humidity of the surroundings. It was found that the first period of drying greatly increases the creep over the amount which is observed when specimens are stored constantly under the average humidity. During any subsequent period of drying after intermediate exposure to a higher relative humidity, the amount of creep is smaller than the creep observed when specimens are stored under constant average humidity.

It is a practical conclusion of the investigation that creep of concrete structures on building sites can be estimated from laboratory experiments only with difficulty. To be on the safe side, the lower rather than the average humidity on the building site should be used as a basis for an estimation. Moreover, due consideration should be paid to the fact that concrete behaves differently during the first period of drying and in any subsequent period.

Résumé

L'auteur a étudié le fluage de poutres en mortier de ciment, sous l'influence de variations cycliques de l'humidité relative de l'air.

Il a constaté qu'au cours de la première période de séchage, la valeur du fluage dépasse celle observée pour une humidité moyenne constante de l'air. En revanche, au cours de toutes les périodes de séchage suivantes, précédées d'une période intermédiaire s'écoulant sous une forte humidité de l'air, les phénomènes de fluage se révèlent plus faibles que sous les conditions moyennes constantes.

Ces investigations montrent que les études de laboratoire ne permettent que difficilement d'estimer le fluage qui doit se produire dans le béton, sur le chantier. Pour obtenir des résultats offrant quelque certitude, il est préférable de prendre pour base la teneur inférieure en humidité plutôt que la teneur moyenne. Il y a lieu d'autre part de tenir judicieusement compte du fait qu'au cours d'une première période de séchage, le comportement du béton est différent de celui que l'on constate dans les périodes suivantes.

Zusammenfassung

Es wurde das Kriechen von Balken aus Zementmörtel bei zyklischer Variation der relativen Luftfeuchtigkeit untersucht.

Es hat sich gezeigt, daß in der ersten Trockenperiode das Kriechen über das bei konstanter, durchschnittlicher Luftfeuchtigkeit beobachtete Maß ansteigt. Demgegenüber zeigen die folgenden Trockenperioden, denen jeweils eine Periode mit hoher Luftfeuchtigkeit voranging, daß hier die Kriecherscheinungen geringer sind als diejenigen bei konstanten mittleren Verhältnissen.

Die Untersuchungen zeigen, daß das Kriechen von Beton auf der Baustelle nur mit Schwierigkeiten im Laboratorium geschätzt werden kann. Um die Ergebnisse auf der sicheren Seite abzuschätzen, soll eher der niedrigere als der durchschnittliche Feuchtigkeitsgehalt der Luft zugrunde gelegt werden. Zudem sollte der Tatsache, daß sich der Beton während einer ersten Trockenperiode anders verhält als in allen folgenden, gebührend Rechnung getragen werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Einfluß des Verbundes auf die Verformungen von Stahlbetonplatten unter langdauernder Belastung

*Influence of Bond on the Deflections of Reinforced Concrete Slabs Under
Sustained Loading*

*Influence de l'adhérence sur les déformations des dalles en béton armé soumises
à des charges de longue durée*

STEFAN SORETZ
Dipl.-Ing., Dr. techn., Wien

1. Einleitung

In den letzten Jahren sind fallweise in den Zwischenwänden von Wohnhausbauten durch Rißbildung Bauschäden aufgetreten, wenn diese Zwischenwände auf verhältnismäßig schlanken Stahlbetonplatten als Zwischendecken standen. Diese Bauschäden werden auf die starke Zunahme der Durchbiegungen der Platten unter langdauernder Belastung zurückgeführt.

Da diese Erscheinung nur fallweise auftrat und in anderen Fällen sich solche Decken aus Stahlbetonplatten einwandfrei bewährt haben, entstand die Vermutung, daß außer der langdauernden Belastung noch andere Einflüsse fallweise mitgewirkt haben müssen.

Auf Grund von Versuchsergebnissen werden zwei dieser Einflüsse hier eingehender behandelt.

2. Einfluß der Erhärtingsbedingungen

Es ist bekannt, daß tiefere Temperaturen die Erhärtung des Betons verzögern, höhere dagegen beschleunigen und daß frühzeitige Austrocknung des Betons während der Erhärtungsperiode zumindest dessen Biegezugfestigkeit wesentlich herabsetzt. Die Biegezugfestigkeit des Betons in Stahlbetonplatten

ist aber für den Beginn der Rißbildung maßgebend. Die Rißbildung in Stahlbetonplatten wird daher unter einer um so höheren Belastungsintensität beginnen und im Bereich der Gebrauchsbelastung um so schwächer sein, je höher die Biegezugfestigkeit des Betons im Stahlbeton ist.

Ganz ähnlich verhalten sich die Durchbiegungen von Platten. In Fig. 1 sind die Momentandurchbiegungen für die erste Belastung von zwei Stahlbetonplatten in Abhängigkeit von der rechnermäßigen Stahlspannung als Ausdruck der Belastungsintensität schematisch dargestellt. Bis zum Beginn der Rißbildung verformen sich die beiden Platten als homogene Gebilde mit verhältnismäßig großer Steifigkeit. Im gerissenen Zustand ist die Steifigkeit bekanntlich wesentlich kleiner; die Durchbiegungen nehmen daher entsprechend stärker mit der Belastung zu. Die Verhältnisse wurden hier schematisch dargestellt und kann bei Punkt A tatsächlich eine mehr oder weniger deutliche Ausrundung an Stelle des Knickes auftreten.

Die für den Beginn der Rißbildung kennzeichnende Anrißspannung oder Biegezugfestigkeit des Betons ist für die Platte 1 doppelt so groß wie für die Platte 2. Für höhere Belastungen als für den Anriß der Platte 2 wird diese daher größere Durchbiegungen aufweisen als die Platte 1.

Eine vergleichende Untersuchung [1] hat ergeben, daß langdauernde Belastung über den ganzen Bereich der Belastungsintensität, der sich vom rißfreien Zustand bis in die Nähe des Bruches erstreckt, praktisch zur gleichen relativen Verstärkung der Durchbiegungen führt, wenn ausreichender, über die Länge der Bewehrungsstäbe kontinuierlicher Verbund vorhanden ist.

Es wird daher der durch den Unterschied in der Biegezugfestigkeit des

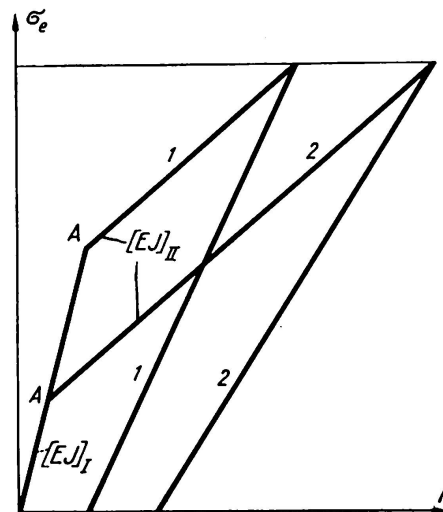


Fig. 1. σ_{eII} = Rechnermäßige Stahlspannung,
 f = Durchbiegung,
 A = Anriß,
 $(EJ)_I$ = Steifigkeit im ungerissenen Zustand,
 $(EJ)_{II}$ = Steifigkeit im gerissenen Zustand.

Betons bedingte Unterschied in den Durchbiegungen der Platten bei langdauernder Belastung erhalten bleiben, d. h. die Platte 2 wird auch bei langdauernder Belastung eine wesentlich größere Durchbiegung aufweisen als die Platte 1. Dieser Unterschied kann durch die Abhängigkeit des Kriechmaßes von der Beanspruchungsintensität noch wesentlich zu Ungunsten der Platte 2 verstärkt werden, wenn deren Beton aus denselben Gründen auch eine geringere Druckfestigkeit als jener der Platte 1 aufweist. Eine weitere Verstärkung des Unterschiedes in den Durchbiegungen der beiden Platten zu Ungunsten der Platte 2 ist durch eine stärkere Schwindung des Betons während der langdauernden Belastung der Platte 2 möglich. Wenn die geringere Festigkeit der Platte 2 auf kalte Witterung während der Erhärtungsperiode zurückzuführen ist, die im allgemeinen mit einer höheren Luftfeuchtigkeit verbunden ist, dann wird die langdauernde Belastung zumindest teilweise in eine trockenere Periode fallen, die zu einer verstärkten Schwindung des noch nicht ausreichend erhärteten Betons führt, welche einen weiteren Zuwachs an Durchbiegung bedingt.

Es erscheint durchaus möglich, daß zwei im übrigen vollkommen gleiche Stahlbetonplatten infolge unterschiedlicher Erhärtungsbedingungen Durchbiegungen aufweisen, die in einem Fall bis zu zweimal so groß, vielleicht sogar noch viel größer sind als im Vergleichsfall.

3. Einfluß des Verbundes nach den bisherigen Versuchen

Aus Kurzzeitversuchen mit Stahlbetonplatten üblicher Abmessungen und Bewehrungen ist bekannt [2], daß der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton auf die Rißbildung der Platten einen sehr großen Einfluß haben kann. Glatte Bewehrungsstäbe, die nur in großen Abständen (mehr als 10-facher Stabdurchmesser) punktwise im Beton verankert sind, führen zu einer wesentlich stärkeren Rißbildung in Platten als Stäbe mit über die ganze Länge kontinuierlichem Scherverbund. Der Unterschied nimmt mit abnehmender Betongüte und zunehmendem Abstand der Verankerungspunkte zu. Unter sonst gleichen Bedingungen können bei kontinuierlichem Scherverbund die Anzahl der Risse bis zu doppelt so groß sein und die Rißweiten nur etwa $\frac{1}{4}$ derjenigen Werte betragen, die bei glatten Stäben mit punktwiser Verankerung in größeren Abständen beobachtet werden.

Eine vergleichsweise Auswertung von 20 Biegeversuchen mit Stahlbetonplatten zeigte jedoch trotz dieser großen Unterschiede in der Rißbildung keinen gesicherten Einfluß des Verbundes auf die im Kurzzeitversuch ermittelten Durchbiegungen. Zu demselben Ergebnis gelangte eine vorher ausgeführte Untersuchung an Balken [3].

4. Weitere Versuche zur Klärung des Einflusses des Verbundes

Eine Reihe neuer Versuche an Stahlbetonplatten mit langdauernder Belastung wurde zur weiteren Abklärung des Einflusses des Verbundes auf die Durchbiegungen durchgeführt. Es wäre denkbar, daß durch das anfängliche starke Gleiten der glatten Stäbe zwischen den Verankerungen das Kriechen im Verbund zwischen Bewehrung und Beton und damit auch die Verformungen unter langdauernder Belastung gegenüber den Stäben mit kontinuierlichem Scherbund verringert wird.

Als Versuchsobjekte dienten die in Fig. 2 dargestellten Stahlbetonplatten. In den Platten «T» war die Bewehrung aus TOR-Stahl 60 in den Knotenpunkten in üblicher Weise mit dünnem Draht gebunden. In den Platten «M» bestand die Längs- und Querbewehrung aus gezogenem Draht und war an den Kreuzungspunkten durch Schweißung verbunden. Der Beton der Platten hatte nach 28 Tagen Erhärtung 273 kg/cm^2 Würfelfestigkeit. Die Platten wurden nach 23 Tagen Erhärtung ausgeschalt und standen die folgenden 264 Tage im rißfreien Zustand unter ihrem Eigengewicht, entsprechend einer rechnermäßigen Stahlspannung von $1,76 \text{ t/cm}^2$. Hernach wurden die Platten erstmalig bis zum Auftreten des ersten Risses unter einer rechnermäßigen Stahlspannung von $4,2 \text{ t/cm}^2$ belastet und verblieben die folgenden 100 Tage unter dieser Belastung. Dann wurde die Belastung für 40 Tage entfernt. Hernach wurde dieselbe Zusatzbelastung während 217 Tagen ein zweites Mal zur Einwirkung gebracht. Darauf folgte eine zweite, 85 Tage dauernde Entlastungs- und eine dritte, 232 Tage dauernde Belastungsperiode gleicher Intensität sowie eine neuerliche, zur Zeit noch andauernde Entlastung. Die Belastung erfolgte in den Drittelpunkten der Stützweite mit eisernen Knüppeln, die auf eine Belastungsbrücke gelegt werden.

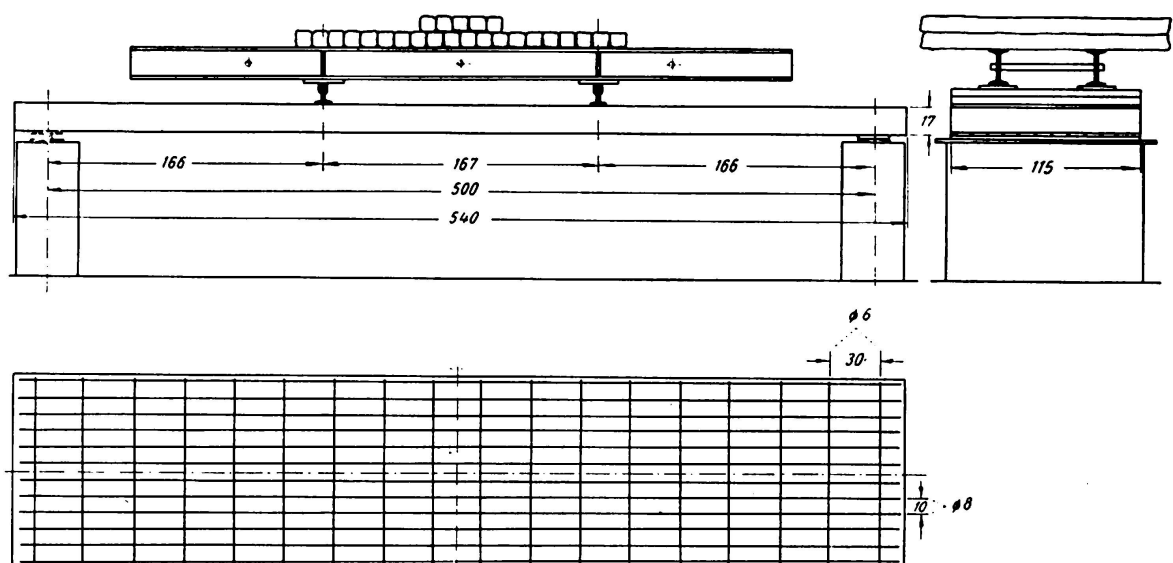


Fig. 2.

Während der Versuchsdauer werden folgende Messungen durchgeführt:

- Durchbiegungen in der Mitte der Stützweite mit zwei auf $\frac{1}{100}$ mm geteilten Meßuhren, die je auf einer auf den Widerlagern ruhenden Meßbrücke befestigt sind. 2- bis 4 mal in der Woche werden diese Messungen ausgeführt.
- Die Weite sämtlicher Risse über sieben über die Breite der Platten gleichmäßig verteilten Meßlinien in Abständen von einer Woche bis zu 2 Monaten.
- Die Formänderungen des Betons mit Setzdehnungsmesser mit 50 cm Meßlänge an je 4 Stellen am Druckrand, am Zugrand und an den Stirnflächen, als unbeanspruchte Kontrollflächen gleichzeitig mit den Rißmessungen.
- Die Luftfeuchtigkeit, 2- bis 4 mal in der Woche. Im Versuchsraum betrug die Temperatur ständig $19,5 \pm 0,5^\circ \text{C}$. Die Luftfeuchtigkeit konnte nicht konstant gehalten werden.

Es ist leider nicht möglich in diese Veröffentlichung alle Versuchsergebnisse aufzunehmen. Interessenten erhalten auf Wunsch die vollständigen Versuchsberichte vom Verfasser zugesandt. Hier wird nur eine zusammenfassende Darstellung des Verlaufes der Durchbiegungen gegeben.

In Fig. 3 sind die Durchbiegungen in Form abgeglicherener Mittelwerte der Messungen in Abhängigkeit von der Belastungsdauer und -intensität für die Platten mit den beiden vergleichsweise geprüften Stählen aufgetragen. Ergän-

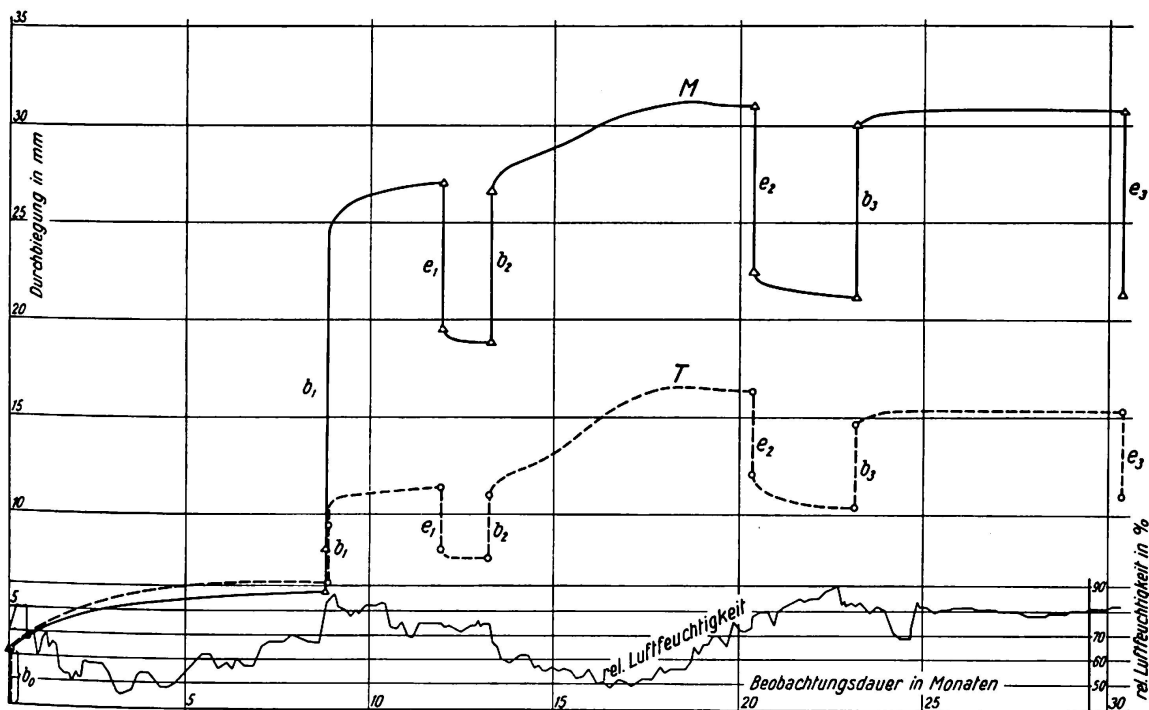


Fig. 3. b = Belastungen,
 e = Entlastungen,
 0 = Eigengewicht,
 $1, 2, 3$ = Zusatzlast.

zend ist der Verlauf der Luftfeuchtigkeit während der ganzen Versuchsdauer angegeben. Hieraus ist folgendes zu entnehmen.

Am Ende der ersten Eigengewichtsperiode war die Schwindung anscheinend noch nicht vollkommen abgelaufen, da diese mit einem Anstieg in der Luftfeuchtigkeit zusammenfällt, der der Schwindung entgegenwirkt.

Am Ende der ersten Belastungsperiode war anscheinend das Kriechen und Schwinden noch nicht vollkommen abgelaufen, da während dieser Periode eine ziemlich hohe Luftfeuchtigkeit herrschte und andererseits die Kurven offenbar noch keine waagrechten Tangenten an den Enden aufweisen.

Während der zweiten Belastungsperiode wirkt sich die trockenere Luft in einer verstärkten Schwindung aus, da die Durchbiegungszunahme stärker ist, als der Neigung der Endtangente am Ende der ersten Belastungsperiode entsprechen würde.

Die dritte Belastungsperiode bringt keinen weiteren Zuwachs an Durchbiegung; die Schwindung und das Kriechen dürften somit nach etwa 2 Jahren abgeschlossen sein. Mit beiden Stählen erreichten die Platten praktisch einen elastischen Zustand.

In jeder Entlastungsperiode wird eine elastische Nachwirkung festgestellt, indem die Durchbiegungen noch einige Zeit nach der Entlastung zurückgehen. Während der zweiten Entlastungsperiode könnte die inzwischen ansteigende Luftfeuchtigkeit auch einen gewissen Anteil an dem als elastische Nachwirkung bezeichneten Rückgang der Durchbiegungen haben.

In Fig. 4 sind die aus vorstehendem Diagramm entnommenen Anfangs- und Endwerte der Durchbiegungen für die einzelnen Belastungsperioden in Abhän-

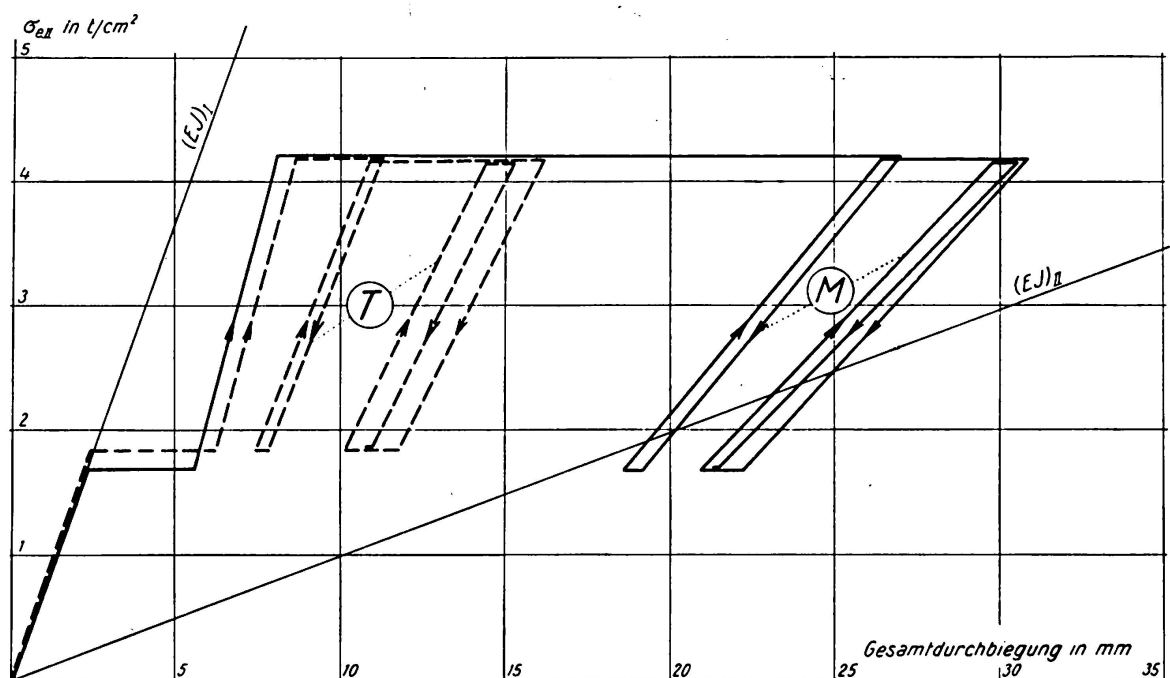


Fig. 4.

gigkeit von der Belastung, ausgedrückt durch die rechnermäßige Stahlspannung (σ_{eII}), aufgetragen. Hieraus ist folgendes zu entnehmen.

Am Ende der ersten langdauernden Belastung mit Eigengewicht, also im ungerissenen Zustand, und im gerissenen Zustand unmittelbar nach dem erstmaligen Aufbringen der Zusatzbelastung sind die Durchbiegungen ohne gesicherte Abhängigkeit von der Art der Bewehrung. Damit zeigen diese Versuche, in Übereinstimmung mit der bisherigen Erfahrung aus Kurzzeitversuchen, keine Abhängigkeit der Durchbiegungen vom Verbund der Bewehrung.

Während der langdauernden Belastung im gerissenen Zustand nimmt aber die Durchbiegung der Platte mit Bewehrung aus glatten Stäben mit punktförmiger Verankerung in größeren Abständen wesentlich stärker zu als im Falle einer gleichartigen Bewehrung aus TOR-Stahl mit kontinuierlichem Scherverbund.

Unter den Bedingungen dieser Versuche nimmt im ersteren Falle die Durchbiegung infolge langdauernder Belastung auf das 4-fache der Momentandurchbiegung zu, bei TOR-Stahl dagegen nur auf das 2-fache.

Die Momentandurchbiegung beträgt für beide Stähle rund $1/600$ der Stützweite, die endgültige Durchbiegung jedoch für TOR-Stahl $1/300$ und für den glatten Stahl mit punktförmiger Verankerung in großem Abstand $1/160$ der Stützweite.

Die verstärkende Wirkung unzureichenden Verbundes glatter Stäbe mit Verankerungspunkten in großem Abstand auf die Zunahme der Durchbiegung unter langdauernder Belastung dürfte wie folgt zu erklären sein. Nach der Rißbildung haben die glatten Stäbe zwischen den Knoten praktisch keinen Verbund mehr mit dem umgebenden Beton. Die Knoten übertragen die gesamte Beanspruchung vom Beton auf den Stahl. An diesen Stellen wird daher der Beton sehr hoch beansprucht sein und würde bei unbehinderter Verformung stark fließen. Infolge der geringen Biegesteifigkeit der Querstäbe werden die vorgenannten plastischen Verformungen des Betons nur wenig behindert und daher die Querstäbe bei der Übertragung der Kräfte vom Beton auf die Längsbewehrung verbogen. Die beiden örtlich begrenzten, aber über alle Knoten zu summierenden Verformungen führen zu der verstärkten Wirkung langdauernder Belastung auf die Durchbiegung. Hinzu kommt noch, daß die mit glattem Stahl entstehenden stärkeren Risse im allgemeinen unter sonst gleichen Umständen auch länger sind und daher die Druckzone stärker einschnüren, wodurch stärkeres Kriechen in dem höher beanspruchten Beton entsteht. Unter der langdauernden Belastung rückt die Nullinie zwar gegen den Zugrand, wodurch die Beanspruchung der Druckzone etwas vermindert wird, gleichzeitig wird aber die Dehnung und damit die Beanspruchung in den Knoten sowie deren Rückwirkung auf die Durchbiegung wieder verstärkt.

In Fig. 4 sind die rechnermäßigen Steifigkeiten für den rißfreien Zustand $(EJ)_I$ (voller Betonquerschnitt mit $E_b = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$) und für den gerissenen Zustand mit $n = 10$ als $(EJ)_{II}$ eingetragen.

Hieraus ist folgendes zu entnehmen:

Für die erstmalige Belastung bis zum Auftreten der ersten Risse ist die durchschnittliche Steifigkeit für die Momentandurchbiegung größer als der Rechnungswert für den ungerissenen Zustand. Diese Feststellung deckt sich mit der Erfahrung, daß durch eine vorausgegangene langdauernde Belastung für die folgende Weiterbelastung eine gewisse Versteifung eintritt [4].

Für TOR-Stahl ist in den letzten beiden Belastungsgängen die durchschnittliche Steifigkeit nur geringfügig kleiner als der Rechnungswert für Zustand I.

Die rechnungsmäßige Steifigkeit für den ungerissenen Zustand ist etwa 7 mal so groß als für den gerissenen Zustand. Die entsprechenden Durchbiegungen werden aber selbst von dem glatten Bewehrungsstahl mit punktförmiger Verankerung in großen Abständen nach langdauernder Belastung noch nicht erreicht, weil die Beanspruchungsintensität etwa der Rißlast entspricht und damit in der Nähe des Knickpunktes A in Fig. 1 liegt.

Diese nunmehr nahezu drei Jahre laufenden Versuche zeigen, daß der Verbund des Bewehrungsstahles auf den Durchbiegungszuwachs unter langdauernder Belastung und damit auf die endgültige Durchbiegung von Platten einen annähernd gleich großen Einfluß hat wie auf die Rißbildung unter kurz- und langdauernder Belastung.

Literaturverzeichnis

1. ST. SORETZ, Diskussionsbeitrag zum Thema Ib 2, RILEM-Symposium, Liège 1958, über Sonderbetonstahl, Punkt 6, Fig. 4.
2. ST. SORETZ, «Über neue Balkenversuche mit TOR-Stahl». Beton- und Stahlbetonbau, 50. Jg., Heft 2, Febr. 1955.
3. ST. SORETZ, «Einflüsse auf die Steifigkeit von Stahlbetonbalken». RILEM-Symposium, Stockholm 1957.
4. ST. SORETZ, Diskussionsbeitrag zu "Under-reinforced concrete beams under long-term loads". Journal of the American Concrete Institute, März 1958.

Zusammenfassung

Die hierortigen Untersuchungen haben ergeben, daß die fallweise infolge übermäßiger Durchbiegung von Decken aus Stahlbetonplatten beobachteten Bauschäden zumindest auf zwei Ursachen zurückgeführt werden können.

Durch ungünstige Erhärtingsbedingungen kann sowohl die momentane als auch die endgültige Durchbiegung von Platten sehr stark beeinflußt werden. Frühzeitiges Ausschaln, insbesondere nach Erhärtung bei kühler Witterung, kann zu erheblicher Verstärkung der Durchbiegungen der Decken führen.

Als weitere Ursache wurde der Verbund zwischen Bewehrung und Beton

festgestellt, der sich auf den Durchbiegungszuwachs unter langdauernder Belastung und damit auf die endgültige Durchbiegung der Platten besonders stark auswirkt. Durch drei Jahre dauernde Messungen wurde festgestellt, daß die endgültige Durchbiegung von Platten mit Bewehrung aus glatten Stäben mit punktförmiger Verankerung in großen Abständen etwa zweimal so groß ist als im Falle von TOR-Stahl mit über die ganze Länge kontinuierlichem Scherverbund.

Kommen beide hier angeführten Ursachen gleichzeitig in der ungünstigen Richtung zur Wirkung, dann sind bis zu fünfmal so große Durchbiegungen als unter normalen Bedingungen durchaus möglich. Damit sind einerseits die eingangs erwähnten Schadensfälle aufgeklärt. Andererseits kann folgende Lehre für die Zukunft daraus gezogen werden: Die Bewehrung von schlanken Stahlbetonplatten für Zwischendecken soll einen möglichst hochwertigen Verbund mit dem Beton haben. Solche Decken sollen erst dann ausgeschalt und damit der Einwirkung der langdauernden Belastung ausgesetzt werden, wenn die planmäßige Betongüte erreicht ist.

Die hier beschriebenen Versuche und Untersuchungen wurden im Auftrag der TORISTEG-Steel-Corporation, Luxembourg, im Laboratorium der Schmidtstahlwerke AG in Wien unter der Leitung des Verfassers durchgeführt.

Summary

The present investigations have shown that the structural damage sometimes observed to occur in reinforced concrete slab floors, in consequence of excessive deflection, is attributable to at least two causes.

Both the momentary and the final deflection of slabs may be very considerably affected by unfavourable conditions of hardening. Premature striking of the formwork, especially after hardening of the concrete has taken place in cold weather, is liable to cause a considerable increase in the deflections of floors.

A further cause was found to exist in the bond between the reinforcement and the concrete, which has a particularly marked effect upon the increase in deflection under sustained loading and thus upon the final deflection of the slabs. By means of measurements continued over a period of three years it was ascertained that the final deflection of slabs reinforced with smooth bars having anchorage points spaced far apart is about twice as large as that of slabs reinforced with TOR steel providing continuous shear bond over the entire length.

If the two above-mentioned causes happen to act at one and the same time in the unfavourable sense, then deflections up to as much as five times the normal value can quite possibly occur. For one thing, this accounts for the damage mentioned at the start. Furthermore, the following lesson can

be drawn from this for future guidance: In slender reinforced concrete floor slabs the bond between the reinforcement and the concrete should be as effective as possible. Such floors should not have their formwork struck, and thus be exposed to the effect of sustained loading, until the specified concrete strength has been attained.

The tests and investigations described in this paper were carried out in the laboratory of the Schmidt Stahlwerke A.G., Vienna, under the direction of the author on behalf of the TORISTEG Steel Corporation, Luxemburg.

Résumé

Les investigations exposées ont montré que les dommages subis quelquefois par les ouvrages à la suite d'un fléchissement excessif des plafonds formés de dalles en béton armé peuvent être attribués au moins à deux causes.

Les déformations passagères aussi bien que permanentes des dalles peuvent être très fortement influencées par des conditions de prise défavorables. Un décoffrage prématuré, en particulier après une prise par temps froid, peut produire une augmentation considérable des déformations.

Une adhérence insuffisante entre le béton et les armatures constitue une autre cause de dommages; elle exerce une influence considérable sur l'augmentation des déformations due à une application prolongée de la charge et par là sur la déformation permanente des dalles. Des mesures portant sur trois années ont montré que la déformation permanente des dalles renforcées par des armatures en fers lisses avec ancrage ponctuel à intervalles éloignés est environ deux fois plus grande que la déformation constatée dans le cas de l'acier TOR avec adhérence continue sur toute la longueur.

Lorsque les deux causes ci-dessus indiquées interviennent simultanément dans le sens défavorable, il peut fort bien se produire des déformations atteignant jusqu'à cinq fois celles qui correspondent aux conditions normales. Ainsi peuvent s'expliquer les accidents signalés au début de cette étude. D'autre part, il est possible d'en tirer les enseignements suivants pour l'avenir: l'armature des dalles en béton armé pour plafonds intermédiaires doit présenter une adhérence aussi étroite que possible avec le béton; ces plafonds ne doivent être décoffrés et par suite exposés à l'influence prolongée de la charge que lorsque le béton a atteint la qualité prévue.

Les essais et investigations ici exposés ont été effectués sous les auspices de la TORISTEG-Steel-Corporation, Luxemburg, dans les laboratoires des Schmidtstahlwerke A.G., Vienne, sous la direction de l'auteur.

I a 6

Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Loaded Through Framed-in Cross-Beams

*Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé chargées par
l'intermédiaire de traverses*

*Die Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken mit Lastübertragung
mittels Querbalken*

J. TAUB

D. Eng., Tel-Aviv

A. M. NEVILLE

M. C., M. Sc., Ph. D., A.M.I.C.E., Manchester

In practically all tests on the shear strength of reinforced concrete beams the loads are applied through rollers and plates direct onto the top surface of the test beam. Likewise, the beam supports are in contact with the bottom surface of the beam. In such a case a local vertical compression may be introduced by the loads and the supports. On the other hand, in the majority of structures the actual loads on a major beam are applied through the medium of cross-beams framing into the main beam.

In a paper published since the Fifth Congress was held, FERGUSON [1] drew attention to this difference in the method of transfer of loads, and suggested that this influences the shear strength of a beam. Such an influence, if it is a real factor, would be of vital importance in view of the difference between the laboratory tests and the actual conditions in a structure, particularly since empirical design data are based on "direct" loading tests. A further study is, therefore, believed to be of considerable importance.

FERGUSON compared experimentally the behaviour of "directly" loaded beams (of the conventional laboratory type) and beams supported and loaded by cross-beams integrally connected with the main test beam. The beams were rectangular, without web reinforcement, and were tested under third-point loading, with the ratio of the shear span to the effective depth, a/d , equal to 1.35. When the load was applied through the cross-beams, or when the beam was supported by the cross-beams, the ultimate load was 38 per cent of the ultimate load of a similar beam loaded and supported direct. When both the

loads and the supports acted through the cross-beams the strength of the beam was lower still: 31 per cent of the strength of a beam loaded and supported direct.

This large difference in the strength was ascribed by FERGUSON [1] to the restraining effect of the direct vertical compression induced by the loads and the supports when applied direct to the surface of the test beam. As a further indication of this effect he reported [2] a test on a beam with a cut-away top half over the support: despite this artificially weakened end section the diagonal tension crack opened further away from the support. This behaviour was interpreted to prove the existence of vertical compression forces near the reaction. It should be observed, however, that the a/d ratio of this beam was 3.4, and the position of the diagonal tension crack and the mode of failure are typical of the shear-tension type of failure encountered in beams with this order of the a/d ratio.

Furthermore, it has been shown that at loads approaching the ultimate, shear-tension results in the beam acting as a two-hinged tied arch: in the vicinity of the supports the inclined compression in concrete acts a little above the tension steel, and the concrete higher up is subjected to tension [3]. The Authors have in fact measured tensile strains in the top surface of a beam in the vicinity of the supports. Likewise, MORROW and VIEST's [4] beam No. B 28 E 4, referred to in more detail below, when subjected to a load of 85 per cent of the ultimate, exhibited tensile strains in the top surface over the support, within a distance approximately equal to the effective depth of the beam. It seems, therefore, that the absence of the cut-away part in FERGUSON's [2] beam would be of no consequence.

In any case, the restraining effect is not likely to extend along the beam more than a distance equal to half its effective depth, or possibly even less. An indirect confirmation of this can be obtained from MORROW and VIEST's [4] tests on centrally loaded stub beams (without web reinforcement), in which strains in the tension steel and on the compression surface of the concrete were measured along the shear span.

For example, in their beam No. B 28 E 4, before the first diagonal tension crack has formed, the steel strains increased gradually from the support toward the face of the stub through which the load was being applied. The strains in the concrete also increased gradually up to within some $2\frac{1}{2}$ inches (i. e., $\frac{1}{6}$ of the effective depth of the beam) of the face of the stub; a sudden increase in strain took place there, and the concrete strain was of higher value up to the face of the stub.

With increase in load, the diagonal tension crack formed but the load on the beam could be doubled before collapse occurred. When the load was 85 per cent of the ultimate, the strain in steel was constant over the entire length of the shear span, this indicating that a horizontal splitting of the concrete at the level of the steel, with a consequent loss of bond, had taken

place. The strains in concrete still increased gradually up to within 7 inches of the stub face, and then more rapidly, with a very high strain in the last $2\frac{1}{2}$ inches.

In the vicinity of the end reactions, which supported the beam over a 4 inch length, no effects were observed either in steel or concrete strains. Since the effective depth of the beam was 14.5 inches the restraining effect seems to extend over barely half the effective depth of the beam, and appreciably so only over a quarter of the effective depth within the face of the stub. In the vicinity of the end reactions the effect seems to be almost non-existent.

The apparent influence of the method of transfer of the load on the shear strength of a beam requires, therefore, further investigation, and to this end the Authors have tested a series of rectangular beams 4 in. by 8 in. deep with the a/d ratio of 2.1, the loads being applied in various ways.

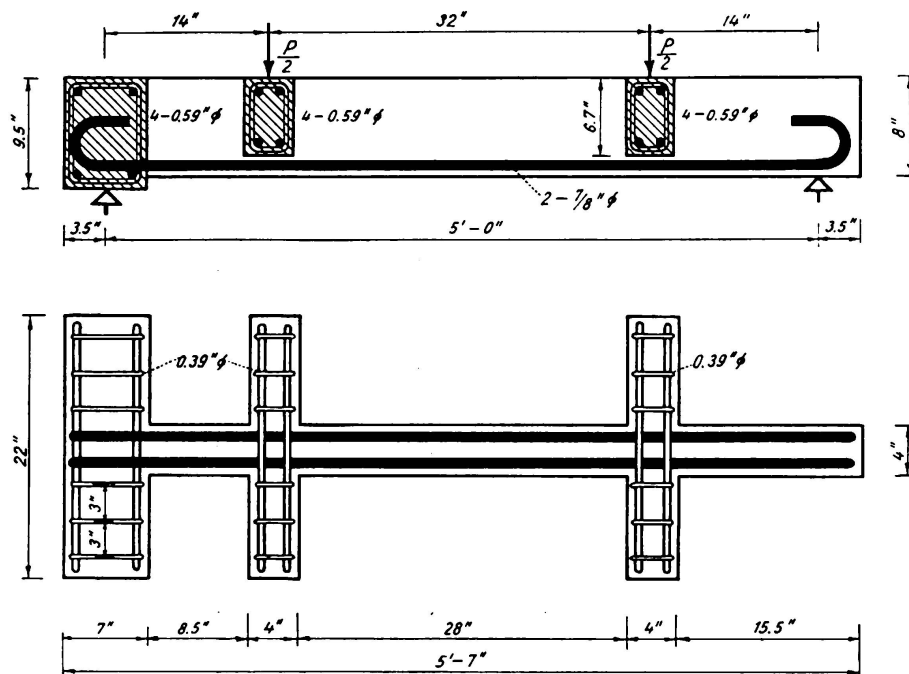
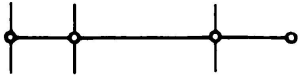
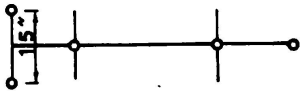


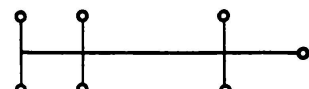
Fig. 1.

All the beams, however loaded and supported, were of the same shape, as shown in fig. 1, and had the steel area ratio, p , of 4.47 per cent, and the effective depth of 6.8 in. A prismatic beam (without cross-beams) was made for comparison purposes, and it was found to have a slightly lower load-carrying capacity than the beam of fig. 1, when loaded and supported direct. This is probably due to the higher second moment of area of the beam with the cross-beams resulting in smaller deflexions and thus lesser opening of the diagonal tension crack.

The test results are summarised in table 1. Considering six beams made with the same concrete, it can be seen that when the loads were applied through cross-beams the ultimate load was between 87 and 92 per cent of the

Table I

Beam No.	Method of application of load	$\frac{a^{(+)}}{d}$	$f_{cu}^{(++)}$ psi	p per-cent	P_c kips	v_c psi	$\frac{v_c}{f_{cu}}$	P_u kips	v_u psi	$\frac{v_u}{f_{cu}}$	P_u as a percentage of beam loaded and supported direct	Mode of failure
1,2		2.09	2225	4.47	16.00	348	0.156	21.52	467	0.210	100	Destruction of beam end at direct support.
3,4		2.09	2090	4.47	13.80	300	0.144	18.64	405	0.194	87	Splitting along the diagonal tension crack in the secondary beam and the main beam and the destruction of the beam end at the direct support.
6		2.09	2280	4.47	12.16	264	0.116	19.88	432	0.189	92	Extension of inclined cracks in the secondary beams into the main beam, leading to the destruction of the beam end at the direct support.

7		2.09	2280	4.47	12.14	264	0.116	18.78	408	0.179	87	Inclined cracks in the secondary beams leading to splitting of the main beam along the diagonal tension crack between the secondary beam load point and secondary beam support.
5		2.09	3780	4.47	13.90	302	0.080	26.66	580	0.154		Inclined cracks in secondary beams connecting with crack in the main beam and leading to splitting of the beam along the diagonal tension crack between the load point and secondary beam support.
8		2.09	3780	4.47	14.36	312	0.082	24.30	528	0.140		Splitting of the beam along the diagonal tension crack between the secondary beam load point and direct support; extension of the crack at a flat slope beyond the load point and into the cross beams

Notes: (+) a measured centre to centre of cross beams.

(++) compressive strength measured on 5" cubes.

v_c = nominal shearing stress at formation of first diagonal tension crack.

v_u = nominal shearing stress at failure.

P_c = load on beam at formation of first diagonal tension crack.

P_u = load on beam at failure.

load on a similar beam subjected to direct loading. For a pair of beams made with concrete of a somewhat higher strength, approximately the same ultimate load was observed when the load was applied direct (beam No. 5) and when transmitted through the cross-beams (beam No. 8). The ultimate strength of these beams was higher than that of similar beams made with weaker concrete; for this reason table 1 does not include the percentage values of P_u for beams Nos. 5 and 8.

It is important to note that of the four beams which were supported by a cross-beam at one end and directly at the other, two failed in the part of the beam nearest to the cross-beam support (beams Nos. 5 and 7), while the remaining two beams failed near the direct support (beams Nos. 6 and 8). In particular, beam No. 5, loaded direct, failed near the cross-beam support, while beam No. 8, loaded through cross-beams, failed near the direct support. These beams are shown in figs. 2, 3 and 4. Since the load on all beams was applied symmetrically, and half of them failed in the shear-span nearest to either type of support, this behaviour is not believed to confirm the existence

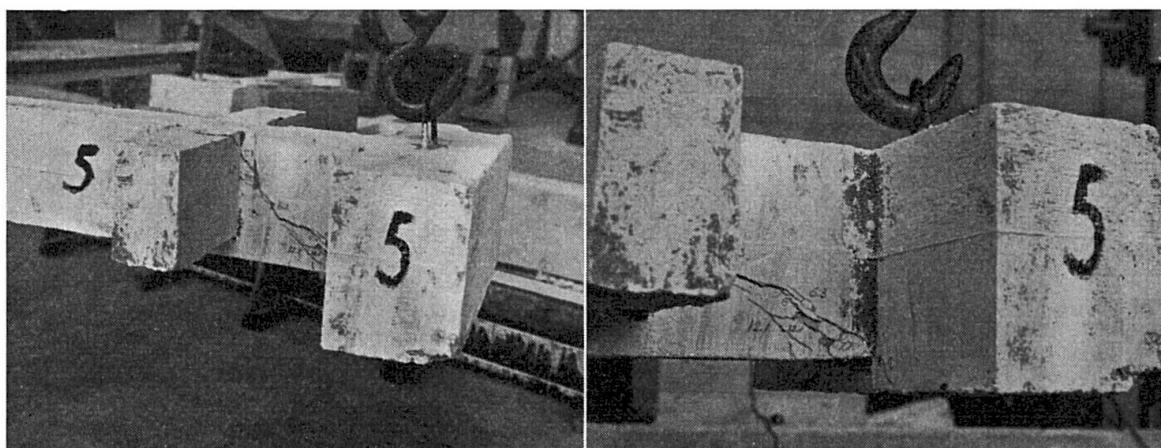


Fig. 2.

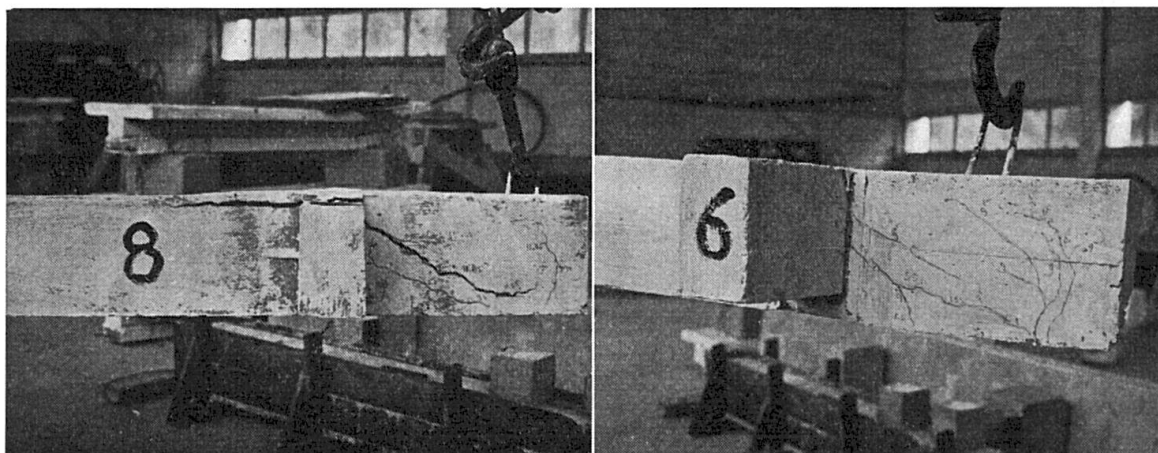


Fig. 3.

Fig. 4.

of any *inherent* greater strength of a direct support as compared with a support by means of cross-beams.

It is possible, however, that the slightly lower strength of beams loaded by means of cross-beams is due, at least in part, to the cracks in the cross-beams connecting with the diagonal tension crack in the main beam and thus weakening it. An examination of the crack patterns in the shear span nearest to the cross-beam support has shown that in some beams the inclined cracks formed first in the supporting cross-beam, but they immediately extended into the main beam, leading to collapse. However, these cracks may spread in either direction. For instance, in beam No. 6 (fig. 4) the cracks in the cross-beams spread into the main beam, causing collapse in shear-tension. On the other hand, in beam No. 5 (fig. 2) inclined cracks in the cross-beams formed as an extension of the upper end of the diagonal tension crack in the main beam. Failure occurred in shear-tension when inclined cracks formed in the supporting beams between their underside and the level of the tension steel in the main beam; simultaneously, a flat-slope crack formed in the top part of the cross-beam as an extension of the diagonal tension crack in the main beam. The details of the crack patterns in the other beams are listed in table 1.

The cracks in the cross-beams occurred despite the fact that the cross-beams were reinforced in tension and were also provided with stirrups, as shown in fig. 1. It is likely that the lack of stirrups may account for the low strength of FERGUSON's beams loaded through the cross-beams. A well-designed and executed connexion between the secondary beams and the main beam is, of course, essential so that neither the bending nor the shearing stresses produce cracking near the junction of the beams. Details of such recommended connexions are represented in fig. 5.

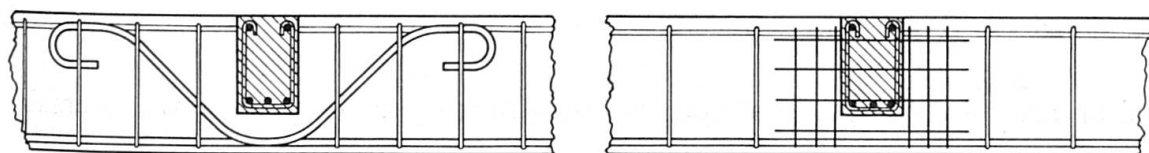


Fig. 5.

The tests described are clearly limited in scope but they show that the restraining effect is considerably smaller than may have been thought from earlier publications. The limited range of the restraining effect is also confirmed by the Authors' interpretation of MORROW and VIEST's [4] tests. Finally, it is believed that this paper may be instrumental in allaying some of the uncertainty concerning the application of results of laboratory tests on beams loaded directly to the design calculations of the shear strength of reinforced concrete beams.

References

1. P. M. FERGUSON, "Some Implications of Recent Diagonal Tension Tests." *Journal of American Concrete Institute*, August 1956, v. 53, pp. 157—172.
2. P. M. FERGUSON and J. N. THOMPSON, "Diagonal Tension in T-beams without Stirrups. *Journal of American Concrete Institute*, November 1953. Proc. v. 50, pp. 189—208.
3. R. H. EVANS, "Experiments on Stress Distribution in Reinforced Concrete Beams. *The Structural Engineer*. March 1936, v. 14, pp. 118—130.
4. J. MORROW and I. M. VIEST, "Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Member Without Web Reinforcement." *Journal of American Concrete Institute*, March 1957. Proc. v. 53, pp. 833—869.

Summary

Rectangular beams were tested to failure in shear by means of loads and reactions applied direct onto the surface of the beam and through the medium of cross-beams framed into the main beam. From these tests it appears that the use of cross-beams does not result in an appreciable lowering of the load-carrying capacity of a beam, as suggested in some previous reports. This is of interest since experimental data are usually obtained from beam loaded direct while in many actual structures the load is transmitted through framed-in cross-beams.

Résumé

On a fait des essais à la destruction par l'effort tranchant sur des poutres rectangulaires, chargées et appuyées soit directement sur la surface de la poutre soit par l'intermédiaire de traverses jointes monolithiquement à la poutre principale.

Ces expériences montrent que le chargement par l'intermédiaire de traverses ne diminue pratiquement pas la limite de charge de la poutre, contrairement à ce que l'on avait prétendu auparavant. Cette conclusion est fort intéressante, car d'ordinaire les résultats des expériences de laboratoire sont acquis sur des poutres chargées directement, tandis que dans les constructions en béton armé les charges sont souvent transmises par des poutres transversales.

Zusammenfassung

Es wurde die Schubfestigkeit von rechteckigen Stahlbetonbalken geprüft für den Fall, daß die Lasten und die Reaktionen direkt am Balken angreifen bzw. für den Fall, daß dieselben durch Querbalken übertragen werden. Bei diesen Versuchen zeigte sich, daß bei Lastübertragung mittels Querbalken keine nennenswerte Verringerung der Balkentragfähigkeit eintrat, entgegen den Resultaten anderweitiger Versuche. Dies ist von besonderem Interesse da Versuche in der Regel mit direkt belasteten Balken durchgeführt werden während in der normalen Baupraxis die Last oft mittels Nebenträger übertragen wird.