

V: Behaviour of structures

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **7 (1964)**

PDF erstellt am: **24.09.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

Béton armé et béton précontraint
Stahlbeton und Spannbeton
Reinforced and Prestressed Concrete

V

Comportement des constructions
Verhalten der Bauwerke
Behaviour of Structures

V a

Comportement des constructions sous l'effet de la température, de l'humidité et du temps
(déformation et ruine sous charges de longue durée, par exemple)
Verhalten der Bauwerke unter Einfluß von Temperatur, Feuchtigkeit und Zeit (z. B.
Verformung und Zusammenbruch unter Dauerlasten)
Behaviour of Structures with Regard to Temperature, Humidity and Time (e.g. Deflec-
tion and Collapse Under Longtime Loading)

V b

Expériences acquises par des essais sur des éléments d'ouvrages sollicités au-dessus de
la limite élastique
Erfahrungen aus Versuchen an über die Elastizitätsgrenze beanspruchten Bauteilen
Experience From Tests of Structures Beyond Elastic Limits

V c

Corrosion des armatures et détériorations en résultant
Korrosion von Armierungsstählen und daraus folgende Schäden
Corrosion of Reinforcing Steels and Resulting Damage

General Report

DOUGLAS McHENRY
Skokie, Ill.

Vb. Experience from Tests of Structures Beyond Elastic Limits

In the Preliminary Report MINORU YAMADA discussed, on the basis of theory and experiment, the behavior of reinforced concrete beams subjected to reversal of moments. In the present report he has extended the work to include columns under axial compression and subjected to reversals of flexural loading. An equation is presented for the rotational capacity of a plastic hinge in

a column, and computed rotations are compared with those measured in the tests. It appears that rotation capacity is reduced significantly by the axial load, and that the hysteresis loop has a somewhat different shape from that of simple flexure.

Vc. Corrosion of Reinforcing Steels and Resulting Damage

Two contributions have been received which supplement the report of Prof. LOUIS which was summarized in the Preliminary Report and will be issued as a separate publication.

L. CARPENTIER and S. SORETZ report on an interesting laboratory investigation of corrosion of reinforcing steel under conditions which simulate the loading and the environment of bridge girders. Bars 6 mm in diameter were used as the tension reinforcement in 5 by 10 by 120 cm beams which were tested under sustained or alternating loading over a 2-year period. The specimens were subjected to a spray mist of four hours duration twice each week. The extent of corrosion was determined by an electrical method as well as by visual observations at the end of the test period. Corrosion was increased by reduced thickness of concrete cover, by increased crack width, and by alternate application and removal of load.

The contribution by B. BRESLER and I. CORNET reports on a laboratory study of the effect of a zinc coating (galvanizing) on corrosion resistance and bond values of plain and deformed reinforcing bars. Bond values were determined in accordance with a standardized procedure of the American Concrete Institute. In general, the galvanized bars showed bond performance equal to or better than that of black (ungalvanized) bars. The corrosion specimens were 4 by 4 by 12 in. concrete prisms axially reinforced by a $\frac{3}{4}$ in. diameter steel bar subjected to a sustained tension of 20,000 psi. Exposure conditions were (1) in air; (2) in sodium chloride solution with periods of drying; and (3) in sodium chloride continuously with an imposed direct current. Observations reported are restricted to longitudinal cracking of the concrete prisms over exposure periods of 6 to 12 months. This cracking is attributed to corrosion of the steel. As judged by the cases in which cracking developed, the corrosion resistance of the galvanized bars was superior to that of the black bars.

Rapport Général

Vb. Expériences acquises par des essais sur des éléments d'ouvrages sollicités au-dessus de la limite élastique

Dans la Publication Préliminaire, MINORU YAMADA, se fondant sur la théorie et les essais, a analysé le comportement des poutres en béton armé soumises à des flexions alternées. Dans le présent rapport, il étend le champ de ses investigations en y faisant entrer les piliers soumis à une compression axiale et à des efforts de flexion alternés. Une équation a été établie qui donne la capacité de rotation d'une rotule plastique du pilier, et l'on compare les rotations calculées avec celles mesurées au cours des essais. Il semble que la charge axiale provoque une réduction importante de la capacité de rotation et la boucle d'hystérésis présente une forme quelque peu différente de celle associée à la flexion simple.

Vc. Corrosion des armatures et dégâts en résultant

Deux contributions ont été reçues; elles complètent le rapport du Professeur LOUIS dont un résumé a été présenté dans la Publication Préliminaire et qui fera l'objet d'une publication séparée.

L. CARPENTIER et S. SORETZ rendent compte d'une intéressante étude de laboratoire sur la corrosion d'armatures placées dans des conditions simulant les charges et les conditions de milieu des poutres de pont. On a utilisé des barres de 6 mm de diamètre comme armatures tendues dans des poutres de $5 \times 10 \times 120$ cm soumises à des charges constantes ou alternées pendant une période de 2 ans. Deux fois par semaine, et chaque fois pendant quatre heures on a pulvérisé un brouillard sur les poutres. A la fin de la période d'essai, on a déterminé l'étendue de la corrosion par une méthode électrique ainsi que par observation directe. On a constaté que la corrosion était d'autant plus forte qu'était mince l'enrobage de béton, et qu'elle augmentait l'ouverture des fissures ainsi que dans les conditions de l'alternance des charges ou de leur suppression.

Dans la contribution de B. BRESLER et I. CORNET sont décrites des recherches, effectuées au laboratoire relatives à l'effet du zinguage (galvanisation) sur la résistance à la corrosion et l'adhérence des armatures ordinaires et à empreintes. Les valeurs d'adhérence ont été déterminées selon une méthode standard de l'Institut Américain du Béton. D'une manière générale, les barres galvanisées présentaient une valeur d'adhérence égale ou supérieure à celle des barres brutes (non galvanisées). Les éprouvettes de corrosion consistaient en

des prismes de béton de $4 \times 4 \times 12$ in. (env. $10 \times 10 \times 30,5$ cm) armés axialement par une barre en acier de $\frac{3}{4}$ in. (env. 19 mm) de diamètre tendue de façon permanente à 20 000 psi (1406 kg/cm^2). Plusieurs conditions d'exposition ont été réalisées: 1. dans l'air, 2. dans une solution de chlorure de sodium avec des périodes de séchage, 3. dans le chlorure de sodium de façon permanente avec application d'un courant continu. Les observations dont il est rendu compte se limitent à la fissuration longitudinale des prismes de béton au cours de périodes d'exposition de 6 à 12 mois. La fissuration est imputée à la corrosion de l'acier. Si l'on en juge d'après les cas où la fissuration s'est produite, les armatures galvanisées résistent mieux à la corrosion que celles qui ne le sont pas.

Generalbericht

Vb. Erfahrungen aus Versuchen an über die Elastizitätsgrenze beanspruchten Bauteilen

Im Vorbericht untersuchte MINORU YAMADA das Verhalten von Stahlbetonträgern unter wechselnder Momentenbeanspruchung auf theoretischer Grundlage und durch Versuche. Im jetzigen Beitrag erweiterte er seine Arbeit auf Stahlbetonsäulen unter zentrischem Druck und wechselnder Momentenbeanspruchung. Das Drehvermögen plastischer Gelenke in Säulen wird durch eine Gleichung angegeben; die so errechneten Drehwinkel werden mit den aus Versuchen ermittelten, verglichen. Dabei stellt man fest, daß das Drehvermögen durch die Druckkräfte bedeutend reduziert wird und daß die Hysteresisschleife eine etwas anders geartete Form als bei reiner Biegung aufweist.

Vc. Korrosion von Armierungstählen und daraus folgende Schäden

Zwei weitere Beiträge wurden angenommen, welche den Bericht von Prof. LOUIS, der im Vorbericht zusammengefaßt wurde und als separate Veröffentlichung herausgegeben wird, ergänzen.

L. CARPENTIER und S. SORETZ berichten über eine interessante Laboruntersuchung über Korrosion von Armierungstählen unter Bedingungen, welche die Belastung und die Umweltsbedingungen von Brückenträgern nachahmen. Stahlbetonbalken mit 5 cm Breite, 10 cm Höhe und 120 cm Länge und mit Rundstahl Durchmesser 6 mm armiert, wurden während zwei Jahren

unter ruhender Last oder unter wechselnder Last untersucht. Die Prüfkörper wurden jede Woche zweimal einem Sprühregen von 4 Stunden Dauer ausgesetzt. Der Umfang der Korrosion wurde durch elektrische Meßmethoden sowie am Ende der Versuchsperiode durch Augenschein bestimmt. Die Korrosion nahm zu mit abnehmender Betondeckung, mit zunehmender Rißweite und mit wiederholter Belastung.

Der Beitrag von B. BRESLER und J. CORNET berichtet über Laborversuche über den Einfluß der Verzinkung auf die Korrosionswiderstandsfähigkeit und auf die Haftung glatter und gerippter Armierungsstähle. Die Haftung wurde bestimmt nach der genormten Methode des American Concrete Institute. Im allgemeinen zeigten die verzinkten Stäbe gleiche oder bessere Haftung als die unbehandelten Stäbe. Die Korrosionsproben bestanden aus Betonprismen mit $4 \times 4 \times 12$ Zoll, zentrisch armiert durch einen Stahlstab mit $\frac{3}{4}$ " Durchmesser, der einer Spannung von 1407 kg/cm^2 unterworfen war. Folgende atmosphärische Verhältnisse wurden untersucht: 1. in Luft, 2. in Natriumchlorid-Lösung mit Trockenperioden und 3. in ständiger Natriumchlorid-Lösung und unter zusätzlicher Stromspannung. Die Beobachtungen beschränkten sich auf Längsrisse in den Betonprismen und über eine Versuchsdauer von 6 bis 12 Monaten. Diese Längsrisse wurden der Korrosion der Armierung zugeordnet. Beurteilt nach den Fällen, in welchen sich Längsrisse entwickelten, wurde festgestellt, daß der Korrosionswiderstand von verzinkten Stäben größer ist als derjenige von normalen, unbehandelten Stäben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Vb1

Verhalten plastischer Gelenke in Stahlbetonsäulen

Behaviour of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Columns

Le comportement des rotules plastiques dans les piliers en béton armé

M. YAMADA

Prof. Dr.-Ing., Univ. Kobe, Japan

1. Einleitung

Im Vorbericht [1] hat der Verfasser die Entstehung eines plastischen Gelenkes in Stahlbetonbalken unter wechselseitig wiederholter plastischer Biegung versuchsmäßig bewiesen und die Beziehung zwischen der plastischen Formänderungsamplitude φ_p und der Lastspielzahl N erklärt.

In diesem Schlussbericht möchte der Verfasser die Entstehung eines plastischen Gelenkes in Stahlbetonsäulen unter statischer und wechselseitig wiederholter plastischer Biegung auf Grund von Versuchsergebnissen erörtern.

2. Plastische Gelenke in Stahlbetonsäulen

Die theoretische Berechnungsmethode der Drehfähigkeit plastischer Gelenke in Stahlbetonsäulen ist ähnlich derjenigen für Stahlbetonbalken, über die der Verfasser einen Aufsatz [2] veröffentlicht hat, in dem jedoch nur über reine Biegung ohne Normalkraft berichtet wurde.

Bei der Entstehung des plastischen Gelenkes wird der endgültige Verteilungszustand der Spannungen wie Fig. 1 angenommen. Die Streckkraft (M, N) des Säulenquerschnittes ergibt sich

$$\begin{aligned} M &= \sigma_P b d^2 \left\{ k' \beta'_s \mu' \left(\frac{1}{2} - \eta'_1 \right) + k \beta_s \mu \left(\frac{1}{2} - \eta_1 \right) + x_{n1} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_{n1}}{2} \right) \right\}, \\ N &= \sigma_P b d \{ k' \beta'_s \mu' - k \beta_s \mu + x_{n1} \}, \end{aligned} \quad (1)$$

wobei

σ_P	Prismenfestigkeit des Betons,
σ_s, σ'_s	Streckspannung der Zug- bzw. Druckbewehrung,
k, k'	Verhältnis der vorhandenen Spannungen zur Streckspannung der Zug- bzw. Druckbewehrung,
$\mu = \frac{Fe}{bd}, \mu' = \frac{Fe'}{bd}$	Zug- bzw. Druckbewehrungsanteil,
$\beta_s \mu = \frac{\sigma_s}{\sigma_P} \mu, \beta'_s \mu' = \frac{\sigma'_s}{\sigma_P} \mu'$	Zug- bzw. Druckbewehrungsstärke.

Damit werden die Fließpolyeder (Interaction curve) des Säulenquerschnittes in Fig. 2 dargestellt.

Ferner wird angenommen, daß die Druck- und Zugverzerrungsgeschwindigkeiten proportional zu den entsprechenden Nulllinienabständen der Armierungen stehen. Demnach wird nach Fig. 1

$$\begin{aligned} \left(\frac{d\epsilon_s}{dt}\right) &= \frac{2(1-x_{n1}-\eta_1)}{x_{n1}} \left(\frac{d\epsilon_B}{dt}\right), \\ \left(\frac{d\epsilon'_s}{dt}\right) &= \frac{2(x_{n1}-\eta'_1)}{x_{n1}} \left(\frac{d\epsilon_B}{dt}\right), \\ \left(\frac{d\epsilon_n}{dt}\right) &= \left(x_{n1}-\frac{1}{2}\right) d\left(\frac{d\varphi}{dt}\right). \end{aligned} \quad (2)$$

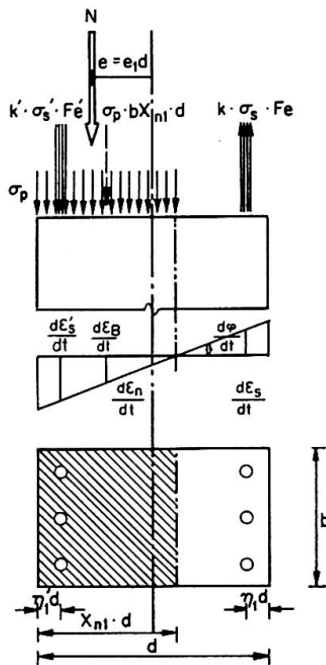


Fig. 1. Endgültiger Verteilungszustand der Spannungen und der Verzerrungsgeschwindigkeiten.

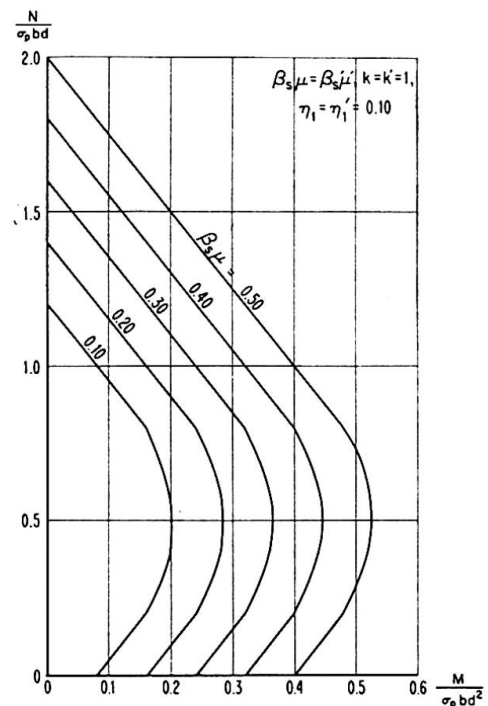


Fig. 2. Fließpolyeder der Stahlbetonsäulen.

Der aufgespeicherte Energiezuwachs dE im plastischen Gelenk im Zeitdifferential dt ist

$$dE = M \left(\frac{d\varphi}{dt}\right) dt + N \left(\frac{d\epsilon_n}{dt}\right) dt. \quad (3)$$

$\left(\frac{d\varphi}{dt}\right)$ ist die Drehgeschwindigkeit und $\left(\frac{d\epsilon_n}{dt}\right)$ ist die Stauchgeschwindigkeit. Da M , N , $\left(\frac{d\varphi}{dt}\right)$ und $\left(\frac{d\epsilon_n}{dt}\right)$ bei der Drehung gleich bleiben, beträgt die Menge der aufgespeicherten Energie vom Beginn des Fließens bis zum Schluß der Drehung

$$\begin{aligned}
 E &= \int_{t_{\text{Fließ}}}^{t_{\text{Bruch}}} \left\{ M \left(\frac{d\varphi}{dt} \right) dt + N \left(\frac{d\epsilon_n}{dt} \right) dt \right\}, \\
 &= \sigma_P b d^2 \left[k' \beta'_s \mu' \left(\frac{1}{2} - \eta_1' \right) + k \beta_s \mu \left(\frac{1}{2} - \eta_1 \right) + x_{n1} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_{n1}}{2} \right) \right. \\
 &\quad \left. + \{ k' \beta'_s \mu' - k \beta_s \mu + x_{n1} \} \left(x_{n1} - \frac{1}{2} \right) \right] \left(\frac{d\varphi}{dt} \right) (t_{\text{Bruch}} - t_{\text{Fließ}}).
 \end{aligned} \tag{4}$$

Andererseits ist der aufgespeicherte Energiezuwachs dE_D auf der Druckseite und dE_Z auf der Zugseite im Zeitdifferential dt

$$\begin{aligned}
 dE_D &= \sigma_P x_{n1} b d l_D \left(\frac{d\epsilon_B}{dt} \right) dt + k' \sigma'_s \mu' b d l_D \left(\frac{d\epsilon'_s}{dt} \right) dt, \\
 dE_Z &= k \sigma_s \mu b d l_Z \left(\frac{d\epsilon_s}{dt} \right) dt.
 \end{aligned} \tag{5}$$

$\left(\frac{d\epsilon_B}{dt} \right)$, $\left(\frac{d\epsilon'_s}{dt} \right)$ und $\left(\frac{d\epsilon_s}{dt} \right)$ sind die Verzerrungsgeschwindigkeiten des Betons, des Druckstahles und des Zugstahles, und l_D und l_Z ist der Gelenkbereich in der Druck- und Zugzone. Weiter wurde, wie beim Fall des Balkens, angenommen:

$$\begin{aligned}
 l_D &= x_{n1} d, \\
 l_Z &= 2 \left(1 - \frac{x_{n1}}{2} - \eta_1 \right) d.
 \end{aligned} \tag{6}$$

Da die Verzerrungsgeschwindigkeiten bei der Drehung gleich bleiben, beträgt die gesamte aufgespeicherte Energie in diesem Gelenk vom Beginn bis zum Schluß der Drehung

$$\begin{aligned}
 E &= \int_{t_{\text{Fließ}}}^{t_{\text{Bruch}}} (dE_D + dE_Z), \\
 &= \sigma_P b d^2 \left\{ x_{n1}^2 + 2 k' \beta'_s \mu' (x_{n1} - \eta_1') \right. \\
 &\quad \left. + 4 k \beta_s \mu \frac{\left(1 - \frac{x_{n1}}{2} - \eta_1 \right) (1 - x_{n1} - \eta_1)}{x_{n1}} \right\} \left(\frac{d\epsilon_B}{dt} \right) (t_{\text{Bruch}} - t_{\text{Fließ}}).
 \end{aligned} \tag{7}$$

Aus den Gleichungen (4) und (7) ergibt sich

$$\begin{aligned}
 \varphi_p &= \\
 &= \frac{x_{n1}^2 + 2 k' \beta'_s \mu' (x_{n1} - \eta_1') + 4 k \beta_s \mu \frac{\left(1 - \frac{x_{n1}}{2} - \eta_1 \right) (1 - x_{n1} - \eta_1)}{x_{n1}}}{k' \beta'_s \mu' \left(\frac{1}{2} - \eta_1' \right) + k \beta_s \mu \left(\frac{1}{2} - \eta_1 \right) + x_{n1} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_{n1}}{2} \right) + \{ k' \beta'_s \mu' - k \beta_s \mu + x_{n1} \} \left(x_{n1} - \frac{1}{2} \right)} (\epsilon_p^* - \epsilon_p),
 \end{aligned} \tag{8}$$

wobei im Fließbereich des Betons nach JAEGER anzunehmen ist:

$$\epsilon_p^* - \epsilon_p \geq \left(\frac{0,056}{\sqrt{\sigma_P}} - 0,00014 \sqrt{\sigma_P} \right). \tag{9}$$

Fig. 3 zeigt die Beziehung zwischen der plastischen Drehfähigkeit φ_p und der Bewehrungsstärke, wobei als Parameter der Normalkrafteinfluß $\frac{N}{\sigma_p b d}$ gewählt wurde.

3. Versuche

Die Versuche erstreckten sich gemäß Tabelle 1 über vier Reihen ($C\frac{1}{2}$, $C 1$, $C\frac{3}{2}$, $C 2$) mit den folgenden Bewehrungsanteilen: 0,50%, 1,04%, 1,57% und 2,22%. Die Reihen ($C\frac{1}{2}$, $C 1$) sind in fünf Gruppen ($1 N$, $\frac{2}{3} N$, $\frac{1}{3} N$, $\frac{1}{6} N$, $0 N$) nach der Größe der Normalkraft N unterteilt, und jede Gruppe besteht aus zwei Versuchssäulen ($X Ne 1$, $X Ne W$), je eine für statische und wechselseitige Belastung.

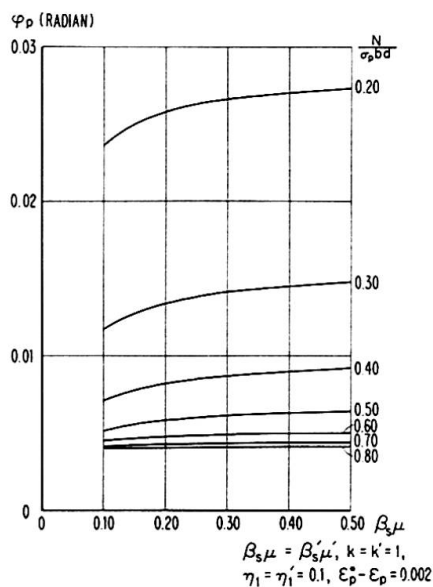


Fig. 3. Abhängigkeit des plastischen Drehwinkels φ_p von der Bewehrungsstärke $\beta_s \mu$ und von dem Normalkrafteinfluß $\sigma_p b d$.

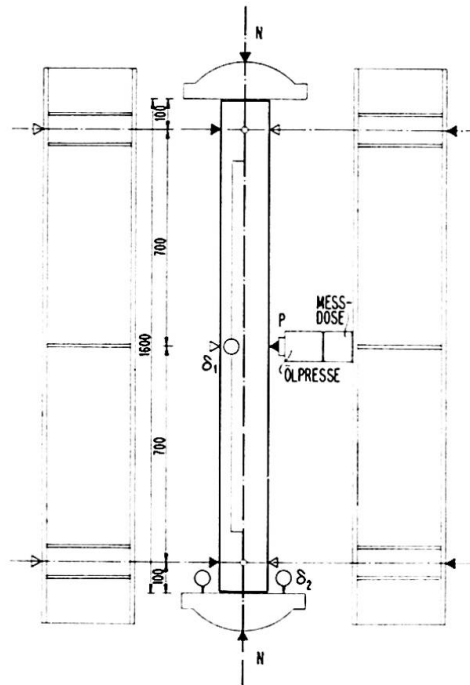


Fig. 4. Versuchseinrichtung und Meßverfahren.

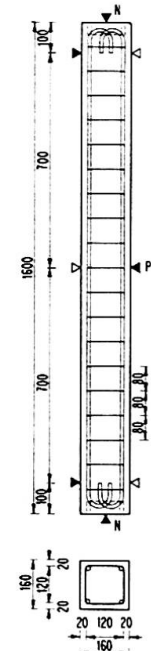


Fig. 5. Versuchssäule.

Fig. 4 zeigt die Versuchseinrichtung und die Meßverfahren. Mittels dieser Einrichtung kann man unter einer beliebigen bestimmten Normalkraft N statische oder wechselseitig wiederholte Biegemomente durch waagerechte Ölpresen mit Meßdosen wirken lassen. Die Versuchssäule wurde unter der jeweiligen Normalkraft parallel zur Abszisse in Fig. 2 belastet. Verwendete Baustoffe:

Beton: Mischungsverhältnis (nach Gewicht) 1:2,55:3,34 mit Wasserzementfaktor 0,6.

Stahl: Rundeisen.

Tabelle 1. Angaben über die Versuchssäulen

Säulen	Beton		Stahl			Bewehrungsstärke $\beta_s \mu = \beta'_s \mu'$
	Prismenfestigkeit σ_P kg/cm ²	Zugfestigkeit σ_{bz} kg/cm ²	Bewehrung	Bewehrungsanteil μ %	Streckgrenze des Stahles σ_s, σ'_s kg/cm ²	
<i>RC: C ½ : 1 Ne 0</i>	220	22,2	4- Ø 9	0,50	3200	0,072
<i>RC: C ½ : ⅔ Ne 1</i>	220	22,2	4- Ø 9	0,50	3200	0,072
<i>RC: C ½ : ⅔ Ne W</i>	265	22,3	4- Ø 9	0,50	3200	0,060
<i>RC: C ½ : ⅓ Ne 1</i>	220	22,2	4- Ø 9	0,50	3200	0,072
<i>RC: C ½ : ⅓ Ne W</i>	265	22,3	4- Ø 9	0,50	3200	0,060
<i>RC: C ½ : ⅙ Ne 1</i>	218	23,4	4- Ø 9	0,50	3200	0,073
<i>RC: C ½ : ⅙ Ne W</i>	236	26,6	4- Ø 9	0,50	3200	0,067
<i>RC: C ½ : 0 Ne 1</i>	218	23,4	4- Ø 9	0,50*	3200	0,073
<i>RC: C 1 : 1 Ne 0</i>	186	21,4	4- Ø 13	1,04	3070	0,172
<i>RC: C 1 : ⅔ Ne 1</i>	186	21,4	4- Ø 13	1,04	3070	0,172
<i>RC: C 1 : ⅔ Ne W</i>	208	21,6	4- Ø 13	1,04	3070	0,154
<i>RC: C 1 : ⅓ Ne 1</i>	186	24,4	4- Ø 13	1,04	3070	0,172
<i>RC: C 1 : ⅓ Ne W</i>	208	21,6	4- Ø 13	1,04	3070	0,154
<i>RC: C 1 : ⅙ Ne 1</i>	218	23,4	4- Ø 13	1,04	3070	0,147
<i>RC: C 1 : ⅙ Ne W</i>	218	23,4	4- Ø 13	1,04	3070	0,147
<i>RC: C 1 : 0 Ne 1</i>	218	23,4	4- Ø 13	1,04*	3070	0,147
<i>RC: C ⅔ : ⅓ Ne 1</i>	256	20,5	4- Ø 16	1,57	3205	0,197
<i>RC: C ⅔ : ⅙ Ne 1</i>	256	20,5	4- Ø 16	1,57	3205	0,197
<i>RC: C 2 : ⅓ Ne 1</i>	256	20,5	4- Ø 19	2,22	3166	0,274
<i>RC: C 2 : ⅙ Ne 1</i>	256	20,5	4- Ø 19	2,22	3166	0,274

4. Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind zusammen mit den theoretischen Werten in Tabelle 2 dargestellt. Typische Formänderungskurven werden in Fig. 6 gezeigt. In Fig. 7 sind die statischen Versuchsergebnisse zusammengestellt.

Aus diesen Versuchsergebnissen ist folgendes ersichtlich:

Beim statischen Biegemoment unter einer bestimmten Normalkraft ist der Fließvorgang hauptsächlich von der Normalkraft N abhängig. Wenn die Normalkraft nahe der Säulenbruchlast (reiner Druck ohne Biegung — 1 Ne 0 —) liegt, werden die Formänderungseigenschaften vielmehr einem Knickvorgang ähnlich. Wenn die Normalkraft sehr viel niedriger als die Säulenbruchlast liegt, nähern wir uns allmählich einem Balkenbiegevorgang (0 Ne 1).

Die statische Drehfähigkeit eines plastischen Gelenkes (vom Beginn des

plastischen Fließens bis zur Entstehung der Druckrisse am Druckrand — das Fließen selbst dauert noch etwas an) in Stahlbetonsäulen stimmt mit den theoretischen Werten nach Gl. (8) ziemlich gut überein.

Tabelle 2. Versuchsergebnisse

Säulen	Normal- kraft <i>N</i> ton.	$\frac{N}{\sigma_p b d}$	$\frac{M}{\sigma_p b d^2}$	Drehwinkel		
				Berechnung	Versuch	Prozent- satz Berechnung
				φ_p Radian	φ_p Radian	$\frac{\text{Versuch}}{\text{Berechnung}} \%$
<i>RC</i> : <i>C</i> ½: 1 <i>Ne</i> 0	60,0	1,065	0			
<i>RC</i> : <i>C</i> ½: ⅔ <i>Ne</i> 1	40,0	0,710	0,176	0,0034	0,0120	23
<i>RC</i> : <i>C</i> ½: ⅔ <i>Ne</i> <i>W</i>	40,0	0,590	0,163	0,0025	0,0030	84
<i>RC</i> : <i>C</i> ½: ⅓ <i>Ne</i> 1	20,0	0,355	0,165	0,0064	0,0050	128
<i>RC</i> : <i>C</i> ½: ⅓ <i>Ne</i> <i>W</i>	20,0	0,295	0,146	0,0057	0,0050	114
<i>RC</i> : <i>C</i> ½: ⅓ <i>Ne</i> 1	10,0	0,179	0,124	0,0224	0,0230	97
<i>RC</i> : <i>C</i> ½: ⅓ <i>Ne</i> <i>W</i>	10,0	0,166	0,116	0,0248	0,0190	131
<i>RC</i> : <i>C</i> ½: 0 <i>Ne</i> 1	0	0	0,059	0,0730*	0,0350	208
<i>RC</i> : <i>C</i> 1: 1 <i>Ne</i> 0	66,0	1,390	0			
<i>RC</i> : <i>C</i> 1: ⅔ <i>Ne</i> 1	44,0	0,925	0,150	0,0044	0,0020	220
<i>RC</i> : <i>C</i> 1: ⅔ <i>Ne</i> <i>W</i>	44,0	0,828	0,174	0,0037	0,0040	93
<i>RC</i> : <i>C</i> 1: ⅓ <i>Ne</i> 1	22,0	0,462	0,239	0,0065	0,0070	93
<i>RC</i> : <i>C</i> 1: ⅓ <i>Ne</i> <i>W</i>	22,0	0,414	0,224	0,0064	0,0070	92
<i>RC</i> : <i>C</i> 1: ⅓ <i>Ne</i> 1	11,0	0,198	0,178	0,0211	0,0130	162
<i>RC</i> : <i>C</i> 1: ⅓ <i>Ne</i> <i>W</i>	11,0	0,198	0,178	0,0211	0,0090	234
<i>RC</i> : <i>C</i> 1: 0 <i>Ne</i> 1	0	0	0,111	0,0330*	0,0370	89
<i>RC</i> : <i>C</i> ⅔: ⅓ <i>Ne</i> 1	30,0	0,458	0,252	0,0041	0,0040	103
<i>RC</i> : <i>C</i> ⅔: ⅓ <i>Ne</i> 1	15,0	0,229	0,216	0,0135	0,0185	73
<i>RC</i> : <i>C</i> 2: ⅓ <i>Ne</i> 1	33,0	0,504	0,298	0,0037	0,0035	106
<i>RC</i> : <i>C</i> 2: ⅓ <i>Ne</i> 1	16,5	0,252	0,267	0,0119	0,0100	119

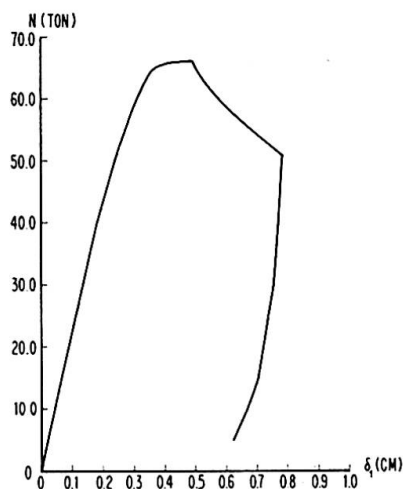


Fig. 6a. *RC*: *C* 1: 1 *Ne* 0.

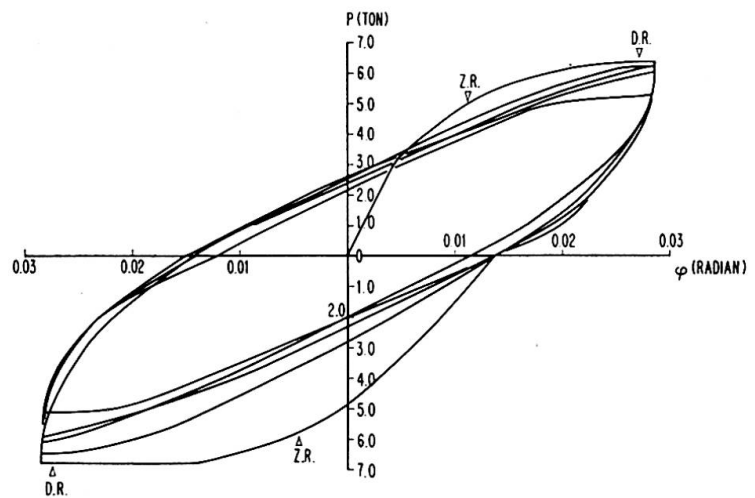


Fig. 6b. *RC*: *C* 1: ⅓ *Ne* *W*.

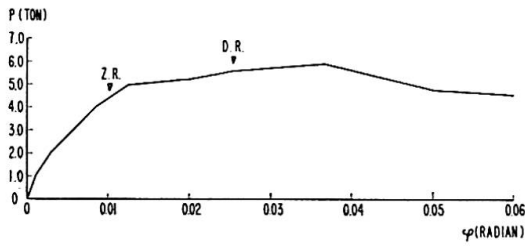


Fig. 6c. RC : C 1 : $\frac{1}{8}$ Ne 1.

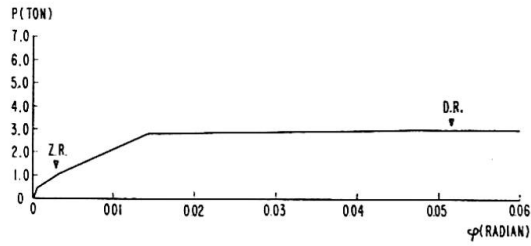


Fig. 6d RC : C 1 : 0 Ne 1.

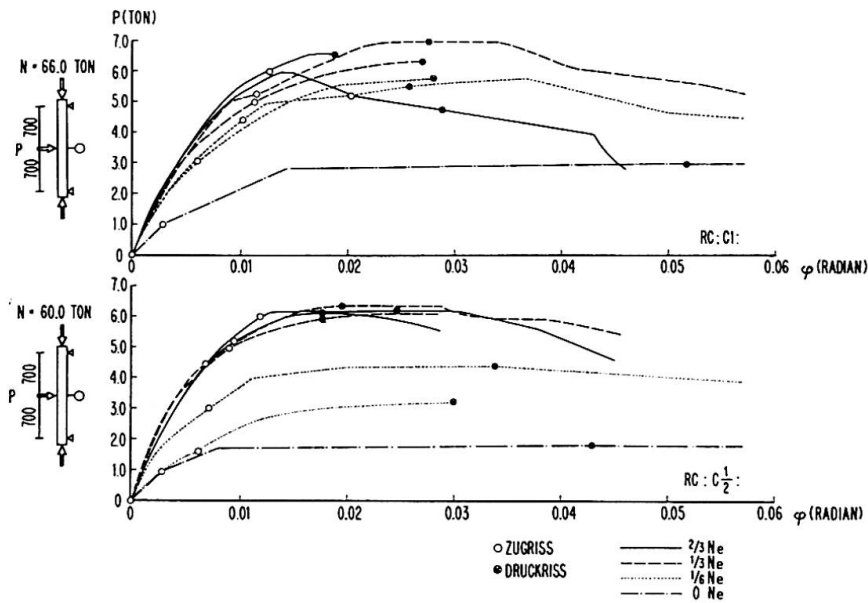


Fig. 7. Zusammenstellung der statischen Versuchsergebnisse.

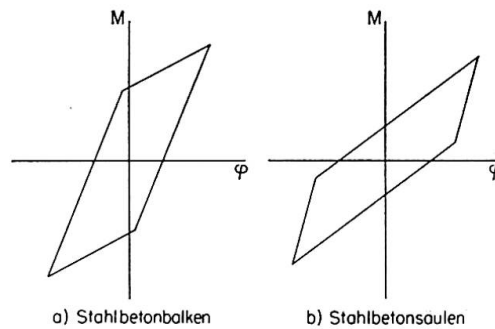


Fig. 8. Hysteresisschleife.

Bei den wechselseitig wiederholten plastischen Biegungen unter einer bestimmten Normalkraft wird die Hysteresisschleife etwas anders als bei reiner Biegung ohne Normalkraft [1] (Fig. 8).

Das wichtigste Ergebnis dieser Versuche ist: Im Vergleich mit den Versuchsergebnissen von Stahlbetonbalken ist die plastische Zähigkeit der Stahlbetonsäulen durch das Auftreten der Normalkraft sehr stark herabgemindert. Diese Tatsache wurde sowohl theoretisch als auch experimentell festgestellt. Sie ist eine sehr wichtige Erkenntnis bei der Anwendung des Traglastverfahrens an Stahlbetonbauwerken.

Literatur

1. M. YAMADA: «Verhalten plastischer Gelenke in Stahlbetonbalken.» Vorbericht des 7. Kongresses der IVBH 1964, S. 963—970.
2. M. YAMADA: «Drehfähigkeit plastischer Gelenke in Stahlbetonbalken.» Beton und Stahlbetonbau, 53. Jahrg., H. 4, April 1958, S. 85—91.

Zusammenfassung

Das Verhalten plastischer Gelenke in Stahlbetonsäulen wird theoretisch und experimentell untersucht. Die statische Drehfähigkeit eines plastischen Gelenkes in Stahlbetonsäulen läßt sich berechnen, wofür die entsprechenden Ansätze angegeben werden. Im Vergleich mit den Versuchsergebnissen von Stahlbetonbalken ist die plastische Zähigkeit der Stahlbetonsäulen durch das Auftreten der Normalkraft stark herabgemindert. Diese Tatsache wurde sowohl theoretisch als auch experimentell festgestellt.

Summary

The author presents a theoretical and experimental study on the behaviour of plastic hinges in reinforced concrete columns. The Eq. (8) (Fig. 3) makes it possible to calculate the capacity of static rotation of a plastic hinge in a reinforced concrete column. In comparison with what is observed in tests carried out on reinforced concrete beams, the plastic ductility of reinforced concrete columns is markedly reduced owing to the normal stresses, as was clearly demonstrated both in the theoretical approach and in the tests.

Résumé

L'auteur présente une étude théorique et expérimentale sur le comportement des rotules plastiques dans les piliers en béton armé. L'équation (8) (Fig. 3) permet de calculer la capacité de rotation statique d'une rotule plastique située dans un pilier en béton armé. Par comparaison avec ce que l'on constate dans les essais exécutés sur des poutres en béton armé, la ductilité plastique des piliers en béton armé se trouve très fortement réduite du fait des efforts normaux, ce qui a été clairement mis en évidence aussi bien dans l'approche théorique que dans les essais.

Korrosion von Bewehrungsstählen und daraus folgende Schäden

Corrosion of Reinforcing Steels and Resulting Damage

Corrosion des armatures et détériorations en résultant

L. CARPENTIER

Chef de la Division des Ouvrages d'Art
des Chemins de Fer Français

S. SORETZ

Dr. techn., Wien

Auf dem RILEM-Symposium 1957 in Stockholm über Verbund und Rißbildung hat Herr CARPENTIER [1] über eine eingehende Untersuchung von lange Zeit im Dienst stehenden Eisenbahnbrücken aus Stahlbeton berichtet, daß Korrosionsschäden nur an jenen Tragwerken aufgetreten sind, die Ausführungs- oder konstruktive Mängel aufweisen, so wie dies auch im Generalbericht von Herrn Prof. LOUIS aufgezeigt wurde. In allen Fällen einwandfreier Ausführung haben selbst die übliche Grenzen weit übersteigenden Rißweiten nicht zu Korrosionserscheinungen geführt.

Diese Untersuchungen konnten jedoch über die Zusammenhänge zwischen den einzelnen die Korrosion fördernden Parametern keine Auskunft geben. Im besonderen sah Herr CARPENTIER einen für Eisenbahnbrücken charakteristischen Einfluß in den durch die darüberrollenden Lasten sich ständig öffnenden und schließenden Rissen, wodurch ein Pumpeffekt entstehen könnte. Durch das Pumpen wird die Luft mit den darin enthaltenen, die Korrosion fördernden Stoffen angesaugt und wieder ausgestoßen. Unter sonst gleichen atmosphärischen Verhältnissen unterliegt daher sowohl die Bewehrung als auch der Beton bei ruhender Belastung grundsätzlich anderen Bedingungen als bei wechselnder Belastung.

Die beiden Verfasser haben beschlossen gemeinsam eine Untersuchung dieses Problemes durchzuführen. Das Versuchsprogramm wurde im Rahmen einer Tagung der Brückenbau-Referenten der UIC 1961 in Wien diskutiert und möchten die Autoren für die dabei empfangenen Anregungen noch besonders danken. Die Finanzierung der im Laboratorium der SCHMIDTSTAHLWERKE AG in Wien durchgeführten Versuche übernahm in dankenswerter Weise die TOR-ISTEG STEEL Corporation, Luxembourg.

Als Versuchsobjekt wurden kleine Stahlbetonbalken gewählt mit 5 cm Breite, 10 cm Höhe und 120 cm Länge, die mit einem 6 mm dicken Stab aus RIPPEN-TORSTAHL 60 bewehrt wurden. Der Beton wurde aus 1 Gewichtsteil Zement, 5,5 Gewichtsteilen Zuschlagstoff mit 12 mm Größtkorn und 0,5 Gewichtsteilen Wasser angemacht. Die Verdichtung der Probekörper erfolgte durch Stochern. Die geometrischen Verhältnisse der Probekörper ließen eine

vollkommene Verdichtung des verwendeten Betons nicht zu, wie später gezeigt wird. Die Probekörper wurden die ersten 7 Tage feucht gehalten und lagerten dann 7 Monate in der Versuchshalle bei durchschnittlich 18°C und 55% Luftfeuchtigkeit. Die gleichartig hergestellten und behandelten Probewürfel hatten nach 7 Monaten 473 und am Ende der Versuche nach 2 Jahren und 7 Monaten 528 kg/cm² Druckfestigkeit.

Nach 7 Monaten Erhärtung wurden die Balken gemäß Fig. 1 in Belastungsvorrichtungen eingebaut und paarweise mit Gewichten über Hebel belastet. Die Belastung wurde mit 59 bis 65 kg/mm² rechnermäßiger Stahlspannung so hoch gewählt, daß in jedem Balken einige Risse mit 0,2 bis 0,3 mm Weite entstanden sind. Insgesamt hatte die Hälfte aller Risse 0,2 bis 0,3 mm Weite und je ein Viertel kleinere bzw. größere Weiten.

2 Balkenpaare waren ständig ruhend belastet. Die beiden anderen Balkenpaare wurden einer wechselnden Belastung ausgesetzt, wobei in einer 2-Wochen-Periode 5 Belastungen und 5 Entlastungen stattfanden. Bei jeder Be- und Entlastung wurde in Abständen von einer Stunde jeweils ein Viertel des Gesamtgewichtes aufgelegt bzw. abgenommen. Zu den Wochenenden waren die Balken abwechselnd unter Last oder entlastet. Im Verlauf von 2 Jahren sind daher je 250 Be- und Entlastungen vorgenommen worden.

Je 2 Balkenpaare wurden so belastet, daß der Zugrand unten bzw. oben lag.

Alle Prüfstände wurden zur Förderung der Korrosion zusätzlich befeuchtet, in dem unter den in Fig. 1 gezeigten Zelten ein feinst verteilter Sprühregen erzeugt wurde. Jeder Prüfstand wurde in jeder Woche 2mal einem Sprühregen von 4 Stunden Dauer ausgesetzt. Dazwischen trockneten die Balken aus, wobei die Temperatur auf 20°C und die Luftfeuchtigkeit auf 80% konstant gehalten wurden.

Während der 2 Jahre dauernden Versuche haben insgesamt 170 Besprühungen stattgefunden. Die dabei wirkende Regenmenge entsprach mit 4780 mm etwa der 7fachen mittleren jährlichen Niederschlagsmenge für Wien.

Neben den üblichen Messungen sämtlicher Rißweiten und der Durchbiegungen der Balken sind zur Verfolgung der Korrosion während der Versuchsdauer noch folgende Messungen ausgeführt worden.

Zwischen dem herausstehenden Ende des Bewehrungsstabes und einer in der Mitte der Druckzone eingesetzten Elektrode aus Platindraht wurde der elektrische Wechselstrom-Widerstand und die Potentialdifferenz gemessen. Zwischen dem herausstehenden Ende des Bewehrungsstabes und einer auf die Oberfläche aufgesetzten Cu/CuSO₄-Elektrode wurde die Potentialdifferenz gemessen.

Nach 2 Jahren Versuchsdauer wurden die Versuche abgebrochen und die Probekörper zerstört. Die weit über 10000 Messungen sowie die Beobachtungen und Feststellungen ergeben zusammenfassend folgendes:

In allen Fällen hat die Korrosion gemäß Fig. 2 an einem Riß oder an einer

porösen Stelle des Betons begonnen, die stets auf der dem Zugrand nächst gelegenen Seite des Stabes lag. Die Korrosion hat mit einem kleinen Punkt begonnen und fortschreitend in der Längsrichtung sowie rund um den Stab sich ausgebreitet. Für die weiteren Betrachtungen wurde die Länge dieser Rostbildung R in % des Rißabstandes als Maß für die Korrosion gewählt.

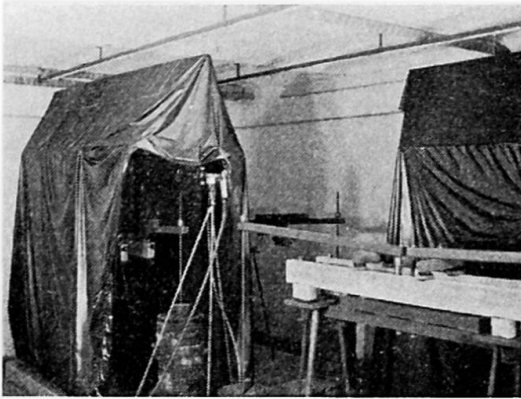


Fig. 1.

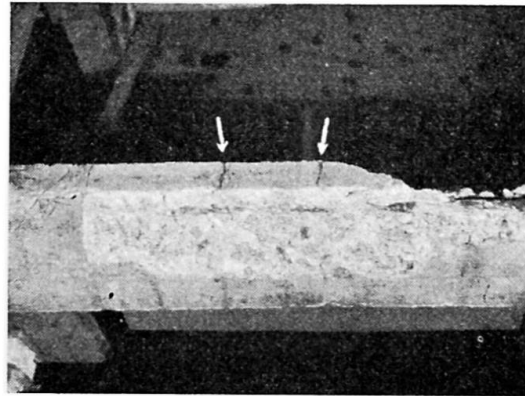


Fig. 2.



Fig. 3.

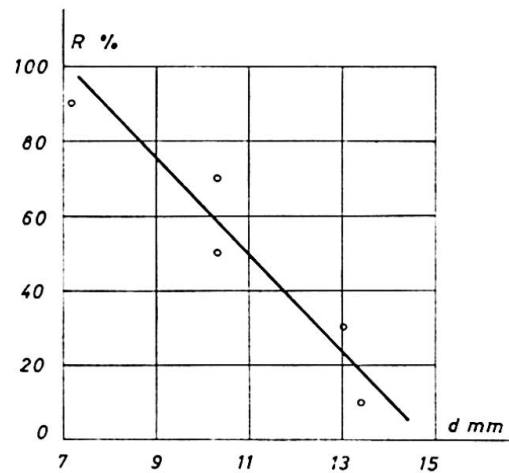


Fig. 4.

Fig. 3 zeigt einen Extremfall der Korrosion. Infolge zu geringer Deckung ist ein Längsriß über dem Stab aufgetreten und über dessen ganze Länge Korrosion. Weiters ist noch die unvermeidliche Porosität dieser dünnen Deckschichten festzustellen, die insbesondere dann ungünstig wirken, wenn sich Sandkörner zwischen dem Stab und der Oberfläche verkleben, wodurch das Wasser zum Stahl direkten Zutritt erhält.

Den Zusammenhang zwischen Betondeckung (d) und Korrosion (R) zeigt Fig. 4, in der Gruppenmittel aufgetragen sind. Mit einer Deckung von mehr als 1,5 cm ist unter den Versuchsbedingungen Korrosion nicht mehr zu befürchten. Mit abnehmender Dicke der Deckung nimmt die Korrosion stark zu

und bei weniger als 7 mm Deckung ist mit Sicherheit die ganze Staboberfläche mit Rost bedeckt.

Den Zusammenhang zwischen Rißweite (w) und Korrosion (R) zeigt Fig. 5, in der wieder Gruppenmittel aufgetragen sind; die Korrosion nimmt mit steigender Rißweite zu. Wenn die Betondeckung 2 cm betrug haben Rißweiten von 0,2 bis 0,3 mm zu keiner Korrosion geführt. Bei einer Deckung von wenigen mm führten jedoch schon Rißweiten von 0,1 mm zu Korrosion.

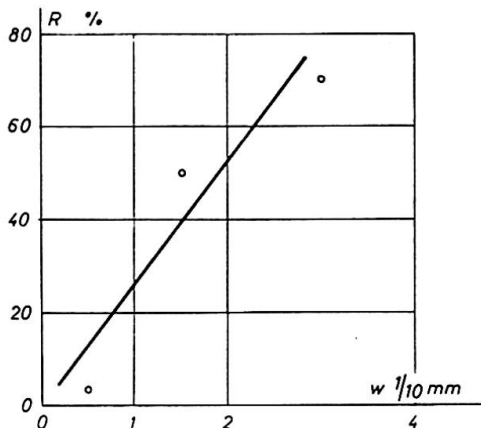


Fig. 5.

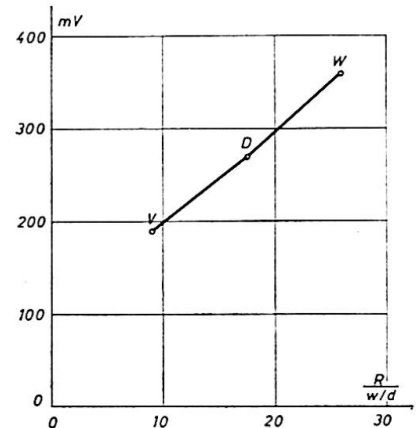


Fig. 6.

Zur Abklärung der Existenz des Pumpeffektes der Risse infolge oftmals wiederholter Belastung wurden in Fig. 6 sämtliche Risse der zusammengehörigen Balken zu einem Mittelwert zusammengefaßt. Als Abszisse ist aufgetragen ein Maß für die Rostgefahr oder Rostintensität, in dem die Länge der Verrostung (R) durch die Weite der Risse (w) und diese durch die Dicke der Betondeckung (d) dividiert wurden.

Die Balken W mit oftmals wechselnder Belastung zeigen mit dem Wert 26 eine größere Rostgefahr als die Balken D mit ständig ruhender Belastung, für die der Wert 17,5 ermittelt wurde.

In den einzelnen Belastungsvorrichtungen sind auch Balken unbelastet ausgesetzt worden, die durch eine gleich starke Vorbelastung Risse hatten. Diese Balken V haben mit dem Wert 9 die geringste Rostbildung gezeigt.

In Fig. 6 sind weiters die Endwerte der gemessenen Potentialdifferenzen (mV) angegeben als Ordinaten. Die Potentialdifferenz ist für die am stärksten durch Rost gefährdeten Balken W mit oftmals wiederholter Belastung am größten und für die unbelasteten Balken mit Rissen, die auch die geringste Verrostung zeigten, am kleinsten. Es erscheint daher möglich durch Messungen der Potentialdifferenz eine Aussage über die Rostgefahr für eine Stahlbetonkonstruktion zu treffen. Durch weitere Forschungen muß die Brauchbarkeit einer solchen zerstörungsfreien Methode abgeklärt werden.

Eingangs wurde erwähnt, daß die gleiche Anzahl Balken mit der Zugzone oben bzw. unten den Korrosionseinwirkungen ausgesetzt wurde. Der zuvor

erläuterte Wert für die Rostgefährdung ist für die Balken mit Zugzone unten mit 26 größer als für die mit Zugzone oben, für die 22,4 ermittelt wurde. Zum gleichen Ergebnis führen die in Fig. 7 gezeigten Ergebnisse der Messungen der Potentialdifferenz, die im 2. Beobachtungsjahr für die Balken mit Zugzone unten um 30 bis 80 mV größer war als für die Balken mit Zugzone oben. Wir erklären uns diese Feststellung mit der Beobachtung, daß nach einer Besprühung die Oberseite der Balken stets rascher abtrocknete als die Unterseite, auf der längere Zeit ein Wasserfilm und Tropfen hängen blieben.

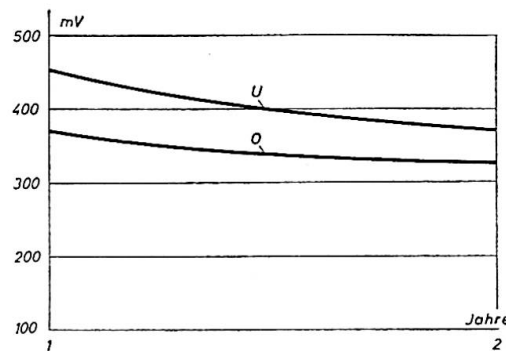


Fig. 7.

Literatur

1. CARPENTIER, L.: Diskussionsbeitrag zu IV, RILEM-Symposium 1957 in Stockholm.

Zusammenfassung

Bei Stahlbetontragwerken unter wechselnder Belastung tritt ein zusätzlicher Pumpeffekt auf, der korrosionsfördernd wirkt. Die Verfasser untersuchten diesen Einfluß und zeigen auch den Zusammenhang zwischen Betonüberdeckung, Rißweite und Korrosion. Außerdem wird eine zerstörungsfreie Methode für die Messung der Korrosionseinwirkungen angegeben.

Summary

In reinforced concrete structures subjected to dynamic loads, an additional pumping effect occurs which accelerates the corrosion of the reinforcements. The authors discuss this effect and also show the relationship between the covering of the reinforcements, the cracking and the corrosion. In addition, they describe a non-destructive method for measuring the effect of the corrosion.

Résumé

Dans les constructions en béton armé sollicitées par des charges dynamiques, l'effet de pompage accélère la corrosion des armatures. Les auteurs examinent cette influence et montrent aussi le rapport entre la couverture des armatures, la fissuration et la corrosion. En outre, ils indiquent une méthode non destructive pour mesurer l'effet de la corrosion.

Galvanized Steel Reinforcement in Concrete

La galvanisation des armatures

Verzinkte Armierungsstähle

B. BRESLER

Professor of Civil Engineering, University
of California, Berkeley, California

I. CORNET

Professor of Mechanical Engineering,
University of California, Berkeley,
California

Introduction

In recent years a number of reinforced concrete structures have shown signs of deterioration in relatively short periods of time, 2—15 years, and some of this deterioration was apparently caused by corrosion of steel reinforcement in concrete. The existence of such corrosion has been reported in various technical journals [1, 2]. While under normal conditions steel reinforcement in concrete is not subject to any significant corrosion, presence of chemically aggressive elements in the environment combined with inadequate protection of the reinforcement sometimes leads to premature deterioration caused by corrosion of steel reinforcement in concrete.

Numerous methods for protecting reinforcing steel against premature corrosion have been employed. These methods include increase in thickness of concrete cover, use of high quality concrete, and use of miscellaneous coatings on reinforcing steel including zinc coatings. The interest in zinc coatings dates back to 1918 when the concrete ship section of the U. S. Emergency Fleet Corporation investigated the effect on bond resistance of anti-corrosive coatings on reinforcement [3]. Among the various coatings used in this investigation were galvanized, sherardized, and metal spray zinc coatings. Subsequent investigations of bond resistance between zinc coated steel reinforcement and concrete are rather few in number [4, 5, 6, 7]. These studies were limited in scope and the results were contradictory — some indicating superior performance of zinc coated bars, and some indicating inferior performance. Correlation of the various studies is complicated by the fact that plain bars were used in some tests, deformed bars were used in others; in some cases the uncoated bars were polished and in others bars pitted by prior rusting were used. Furthermore, the tests were made on different types and sizes of specimens, and in some cases did not properly reflect the usual bond stress conditions encountered in structural members.

The study reported here represents the first phase in a continuing pro-

gram of investigation of the effect of zinc coating on bond resistance and corrosion resistance of steel reinforcing bars. The objectives of the limited studies described here were twofold:

1. to determine the effect of galvanizing on bond of steel reinforcement in concrete, and
2. to determine the effect of galvanizing on corrosion of steel reinforcement in concrete.

Bond Tests

The effect of galvanizing on bond of steel reinforcement was studied in beam specimens generally conforming to the ACI Standard 208-58 of ACI Committee 208 (now 408) on Bond. Two series of tests were conducted: one, on unrusted bars — as received (Series I), with galvanized bars prepared using steel mill procedures and controls; and another on unrusted and lightly rusted¹⁾ bars (Series II), approximating the more usual field conditions and using shop galvanized bars. In both series ungalvanized (hereafter called black), galvanized, plain and deformed steel bars of intermediate grade (yield stress about 40 ksi) were used. The zinc coating was approximately 3 oz. per sq. ft. of bar surface for both series. The beams were 6½ ft. long, 8 by 18 inches in cross section, reinforced in tension with a single bar, Fig. 1. The concrete in both series was made with type I Portland cement, had a cement factor about 5½ sacks per cu. yard and concrete strength averaging 4.2 ksi. The length of embedment in the first series was 12 in. at each end, and this was reduced to 10 inches in the second series. Beams in the first series were tested at approximately 28 days, and at approximately 20 days in the second series.

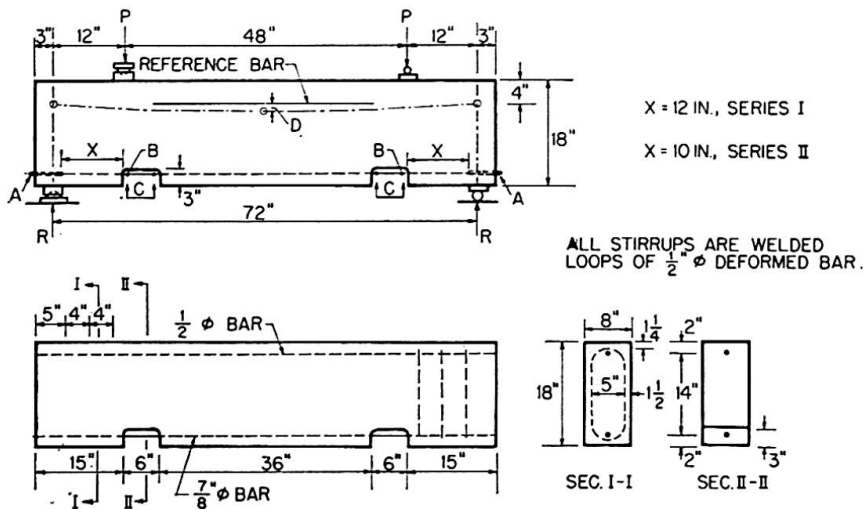
In Series I, with unrusted bars, 24 beams were tested, 12 of these were cast “erect” with reinforcing bars in the bottom of the beams and 12 were cast “inverted” with reinforcing bars in the top of the beam. In Series II 16 beams were tested, all cast “inverted” to obtain a more critical bond condition; of these 8 beams were cast with rusted bars and 8 with bars having normal, as received, surface condition. The procedure for rusting the bars was as follows:

- a) *Galvanized Bars*: 3 days in aerated water bath at 60—80° F, followed by 59 days in a “fog room” at 70° F and 100% R. H.
- b) *Black Bars*: 6 days in aerated water bath at 60—80° F, followed by 56 days in a “fog room”.

¹⁾ For galvanized bars rusting refers to “white rust” formed on the surface as a result of exposure to a corrosive environment.

The rusted bars were just wiped clean of loose scale with a soft cloth prior to placing them in the forms.

In Series I for each given condition three similar specimens were tested. The consistency of the results obtained from the three specimens was so good that in Series II only two similar specimens were tested. Averages of the observed or calculated values for the similar specimens are reported here.



Specimens cast erect — main $\frac{7}{8}$ " ϕ steel bar in bottom.

Specimens cast inverted — main $\frac{7}{8}$ " ϕ steel bar in top.

A Dial gage to measure slip at free end of bar.

B Dial gage to measure slip at loaded end of bar.

C Extensometer with 5 in. gage length to measure strain.

D Deflection at midspan measured with respect to reference bar.

Fig. 1. Bond Specimen Details.

Figs. 2 and 3 show the amount of slip at loaded end between the reinforcing bars and the concrete at different levels of bond stress. Average bond stresses were calculated assuming uniform distribution along the embedded length of the bar, and values of slip represent averages taken for both ends of similar beam specimens. Note the change in scale for the slip of plain and deformed bars.

In general the less the slip at a given bond stress, the better is the performance. On the basis of the test data obtained so far and within the limits of these data the following observations can be made:

a) Plain galvanized bars, unrusted, cast erect (i. e. bars in bottom of beam), indicated *significantly better* bond performance than similar black bars.

b) Deformed galvanized bars, unrusted, cast inverted (i. e. bars in top of beam), indicated *somewhat better* bond performance than similar black bars.

c) All other galvanized bars in the two test series had *equal* or *slightly better* bond performance than similar black bars.

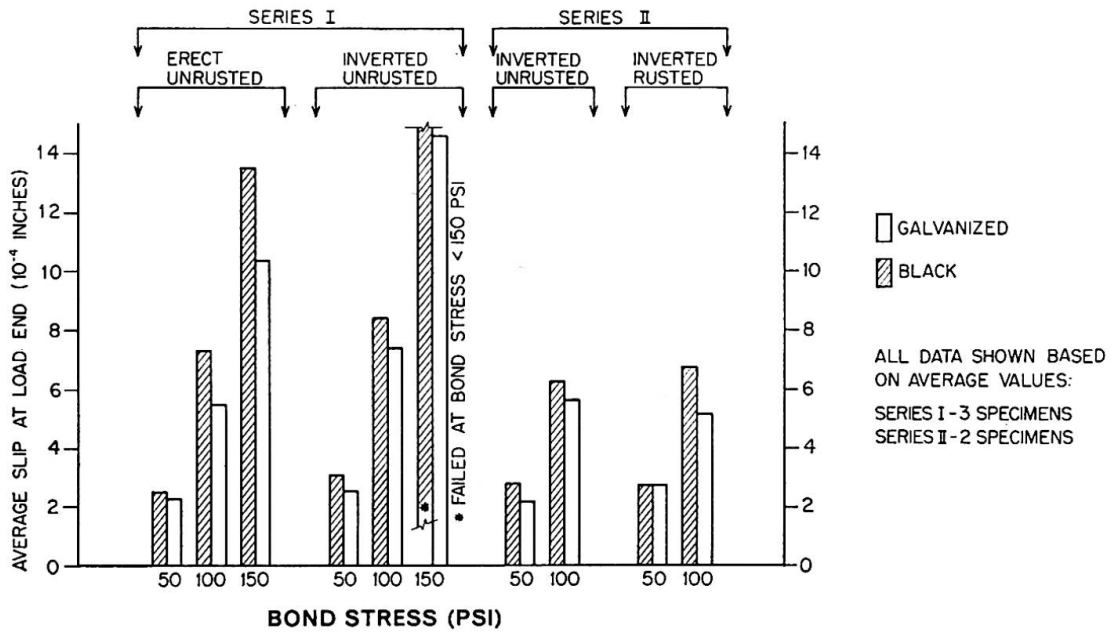


Fig. 2. Bond Performance of Plain Bars.

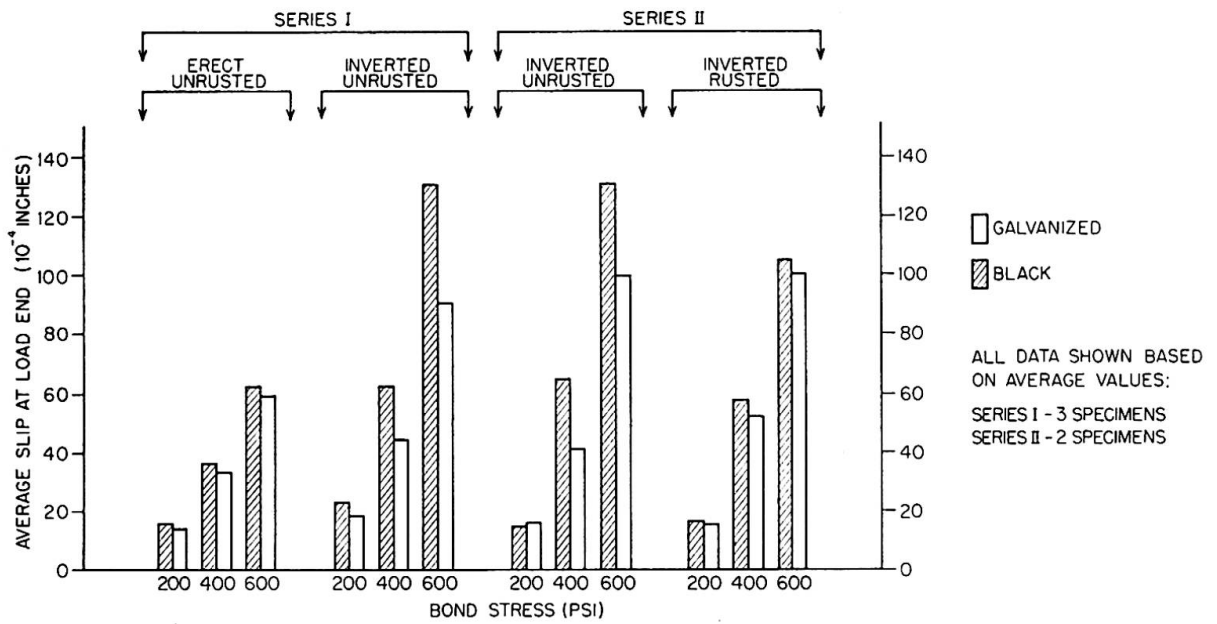


Fig. 3. Bond Performance of Deformed Bars.

Corrosion Studies of Reinforced Concrete Prisms

The effect of galvanizing on corrosion of steel reinforcement in concrete was studied on 4 by 4 inches square, 12 inches long, concrete prism specimens, axially reinforced with a 3/4 inch diameter steel bar, Fig. 4. A 1/2 inch deep notch was cut at the mid-section of the concrete prism to enforce formation of a crack at the notch when the specimen was loaded. Gauge points

insulated from the reinforcement were located above and below this notch on all four faces. The concrete was made with type II (low alkali) Portland cement, had a cement factor of 6.6 scy, and compressive strength of 6.0 ksi.

Each specimen was placed in a loading frame and the steel bar projecting from the prism was stressed to 20 ksi. Companion specimens were exposed to three different environments: 1. in air; 2. immersion in 4% NaCl solution for 3 days, alternating with 4 days drying; and 3. in 4% NaCl solution with sustained impressed direct current of three milliamperes, giving an average density of 20 milliamperes per square foot of steel surface. The impressed current was used to accelerate the corrosion process. A total of 36 specimens were under study.

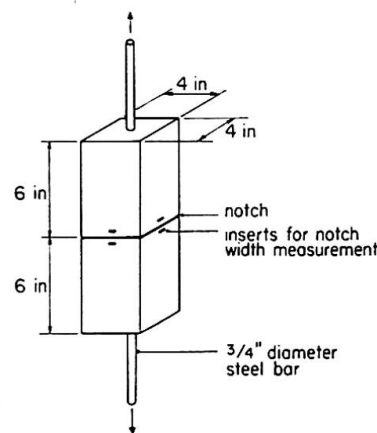


Fig. 4. Corrosion Specimen Details.

Periodically the specimens were removed from the loading frames and subjected to three cycles of loading and unloading during which the width of the notch and the slip between the steel bar and the concrete prism at each end of the specimen were measured. Also, formation of the longitudinal surface cracks in the concrete prism due to corrosion of the reinforcement was observed and recorded periodically. The specimens in air and in salt solution were subjected to cyclic loading at ages of 1, 3, 6, and 12 months. The specimens with impressed current were subjected to cyclic loading at ages of 1, 1½, 2, 3, 4, 5, 6, and 7 months.

Principal observations so far relate to formation of longitudinal cracks in the faces of the prism specimens. These observations can be summarized as follows:

a) Specimens in laboratory air have been observed for a period of about 12 months, without any evidence of corrosion (cracking) in prisms with either black or galvanized reinforcement.

b) Specimens in salt solution (alternating immersion and drying) with black steel reinforcement have shown some cracking at approximately 9 months. Companion specimens in the same environment with galvanized reinforcement show no signs of cracking at the age of 12 months. Cumulative

time in salt solution, total length of longitudinal cracks in the prism faces, and maximum crack widths are shown in Fig. 5. The values shown are averages of the observed values for the 3 specimens. For this exposure, based on 12 months observations, corrosion cracks were not observed on specimens with galvanized reinforcement.

c) Specimens with impressed current with black steel reinforcement have shown some cracking at the age of 1 month. Companion specimens in the same environment with galvanized reinforcement have shown similar cracking at the age of 2 months. Cumulative current exposure in ampere-hours, total length of cracks in the prism faces, and maximum crack widths are shown in Fig. 6. The values shown are averages of the observed values for the 3 specimens. For this exposure galvanizing plain bars reduced crack widths but

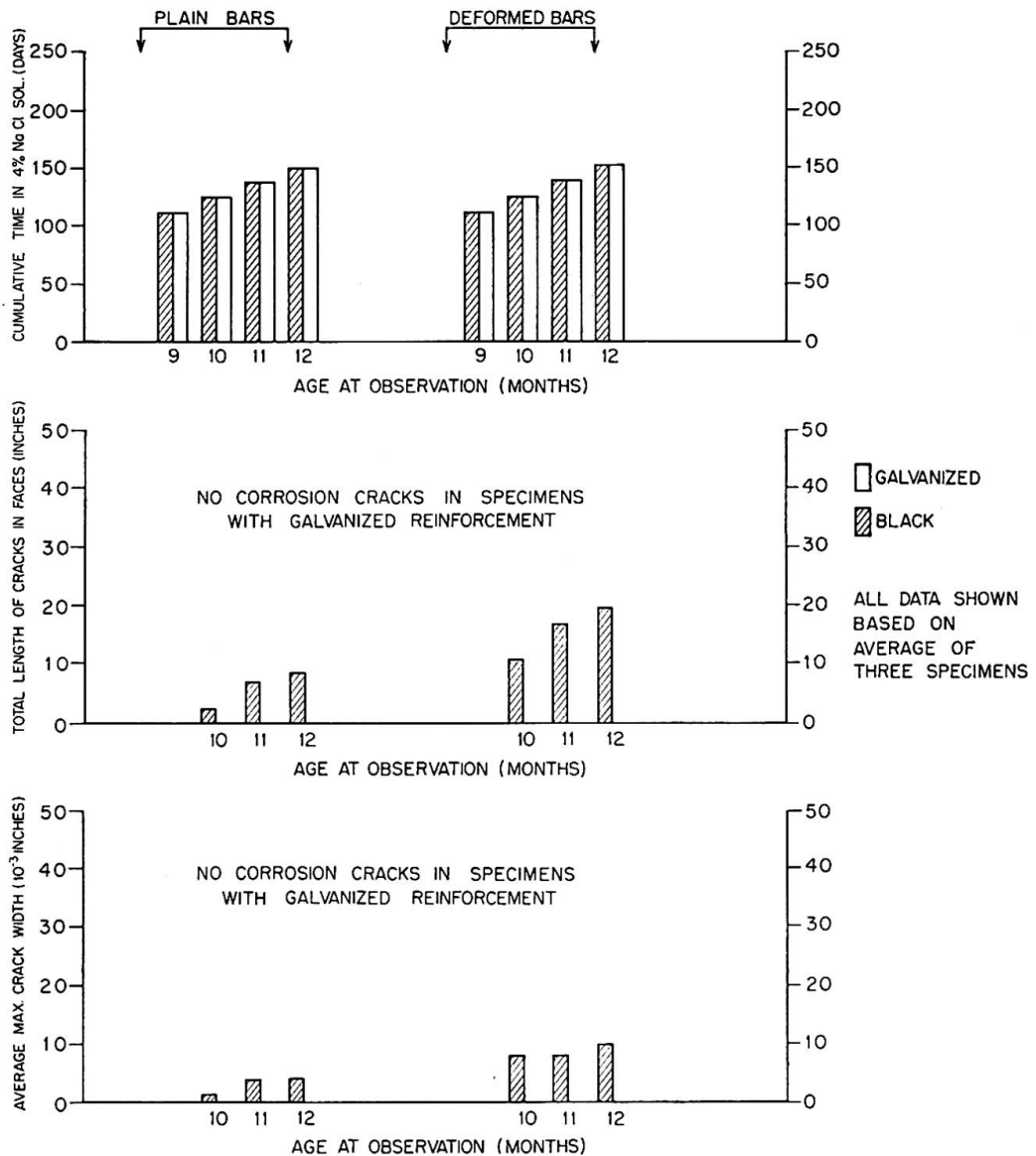


Fig. 5. Corrosion Performance Under Alternating Immersion in Salt Solution.

resulted in about the same or increased crack lengths, and galvanizing deformed bars reduced both crack lengths and crack widths.

It must be emphasized that the salt solution immersion and drying and the sustained impressed current on specimens are somewhat arbitrarily selected as severe corrosive exposures — to obtain some sort of accelerated test. No relationship between these artificial model environments and real prototype exposures can be established at this time.

Nevertheless, under a severe exposure to sustained impressed current, the distress-free ‘life’ of the test prism with galvanized reinforcement was double that for prisms with black reinforcement. For a severe immersion-drying cycles environment, the distress-free life of prisms with galvanized reinforcement appears to be greater than that for prisms with black reinforcement.

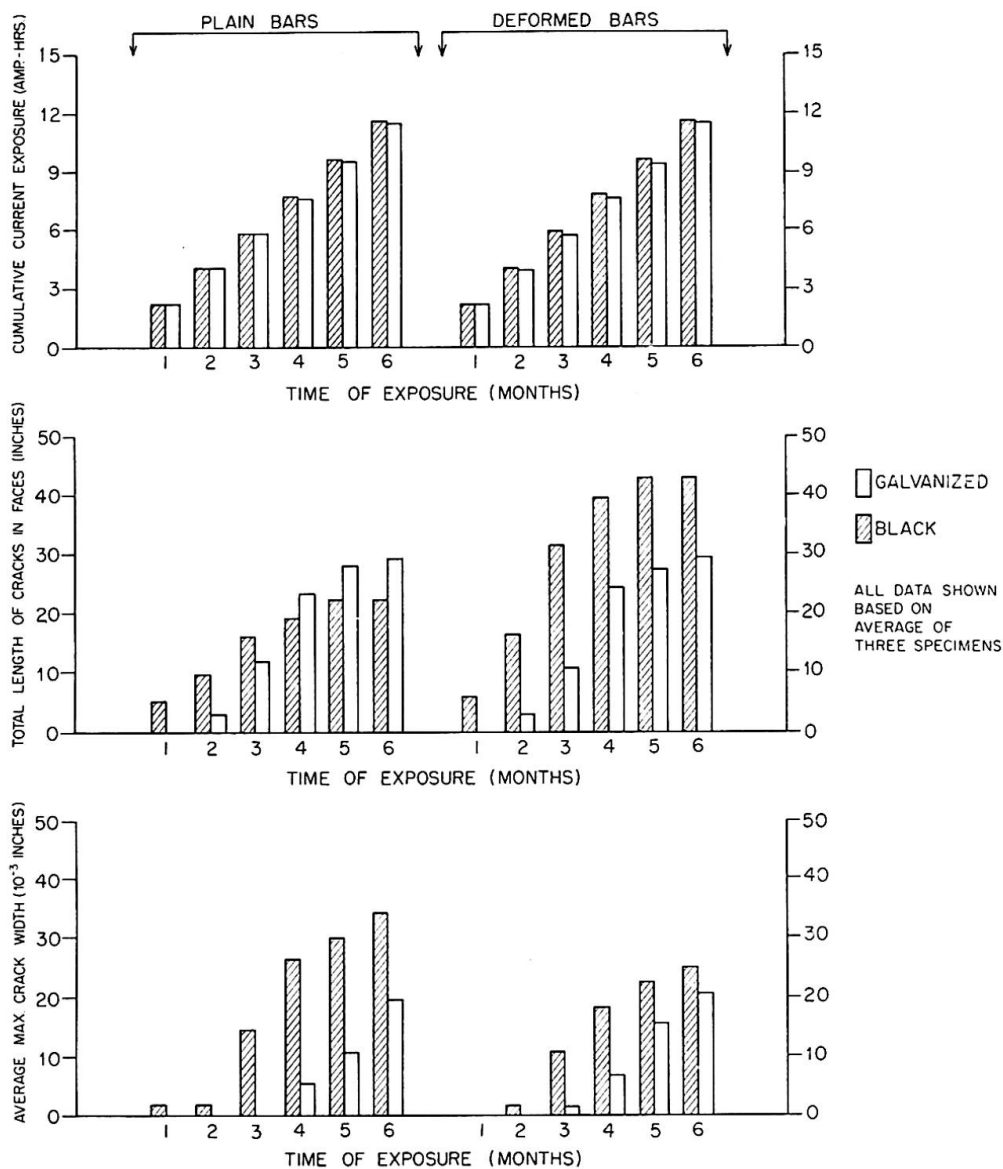


Fig. 6. Corrosion Performance Under Sustained Direct Current.

As the prisms with galvanized reinforcement are still in sound condition, the full extent of the improvement cannot be estimated at this time.

Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge a research grant by the International Lead and Zinc Research Organization which made this study possible. Assistance of Mr. M. S. LIN, Research Assistant in Civil Engineering, who was in charge of the tests, and of the staff of the Structural Engineering Materials Laboratory is also gratefully acknowledged.

References

1. H. LOUIS: "Corrosion of Reinforcing Steel and Resulting Damage". Preliminary Publication, VII Congress IABSE, Rio de Janeiro, 1964.
2. I. CORNET: "Corrosion of Prestressed Concrete Tanks". *Materials Protection*, v. 3, No. 1, Jan. 1964.
3. W. A. SLATER, F. E. RICHART, G. G. SCOFIELD: "Tests of Bond Resistance Between Concrete and Steel". U.S. Bureau of Standards Technical Paper No. 173, Nov. 1920.
4. I. A. BENJAMIN: "Use of Galvanized Sheets in Concrete Reinforcement". General Meeting of AISI, May 1955, New York.
5. K. E. ROBINSON: CACA Tech. Rep. TRA/220, London, March, 1956.
6. C. E. BIRD: "Bond of Galvanized Steel Reinforcement in Concrete". *Nature*, May 26, 1962.
7. Comparison of Resistance to Slip of Galvanized and Black Reinforcing Rod, Schweiz. Bauzeitung, May 1, 1954.

Summary

A study of the effect of galvanizing on bond and on corrosion of steel reinforcement in concrete is reported here. Test results indicated that galvanized bars had equal or better bond performance than similar black bars and that under accelerated corrosion environment used in these tests galvanized bars showed better performance than black bars.

Résumé

Les auteurs décrivent des recherches relatives à l'effet de la galvanisation sur l'adhérence et la corrosion des armatures métalliques dans le béton. Les essais ont montré que l'adhérence était égale ou meilleure avec des armatures galvanisées et que, dans le milieu de corrosion accélérée utilisé, le comportement des armatures galvanisées était meilleur que celui des armatures non galvanisées.

Zusammenfassung

Die Autoren untersuchten den Einfluß der Verzinkung von Armierungsstählen auf Haftung und auf Korrosion im Beton. Dabei zeigten die Versuche, daß die Haftung verzinkter Stähle gleich oder sogar besser ist als bei unverzinkten Armierungen und daß für das angewandte Schnell-Korrosionsverfahren ein besseres Verhalten erreicht wurde.

Leere Seite
Blank page
Page vide