

# Der minimale Armierungsgehalt im Stahlbeton

Autor(en): **Bernardi, B. / Sagelsdorff, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83 (1965)**

Heft 10

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68109>

## **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.

# Der minimale Armierungsgehalt im Stahlbeton

DK 624.012.4

Von **B. Bernardi**, dipl. Ing., Zürich, und **R. Sagelsdorff**, dipl. Ing., Eidg. Materialprüfungsanstalt, Dübendorf

## 1. Praktische Bedeutung

Der modernen Bautechnik stehen Armierungsstähle zur Verfügung, welche dank ihrer grösseren Festigkeit und guten Haftung die Verwendung höherer zulässiger Spannungen gestatten. Dementsprechend kann Stahl eingespart werden, wobei auch der Armierungsgehalt  $\mu$  abnimmt. Dieser kann dann besonders tiefe Werte annehmen, wenn der Beton aus konstruktiven Gründen nicht ausgenützt wird. So ist zum Beispiel für eine quadratische, allseitig elastisch eingespannte Wohnhausdecke mit einer Spannweite von rund 4 m, die aus Gründen der Schallisolation mit einer Stärke von 14 cm ausgeführt wird, bei einer zulässigen Stahlspannung von 3000 kg/cm<sup>2</sup> statisch der sehr kleine Armierungsgehalt  $\mu \approx 0,05\%$  erforderlich.

Der Wert des anzunehmenden Minimalgehaltes ist ausserdem wichtig bei «konstruktiven» Armierungen zur Verhütung unzulässiger Betonrisse, welche z. B. infolge Zwängungsbeanspruchungen auftreten können, etwa bei behindertem Schwinden und Temperaturänderungen.  $\mu_{\min}$  ist gleichfalls bestimmend für die Wahl der erforderlichen schlaffen Armierung im Spannbetonbau.

In den folgenden Ausführungen wird untersucht, wie tief der Armierungsgehalt sinken darf, ohne einen ungünstigen Einfluss auf das statische Verhalten eines Stahlbeton-Tragwerkes auszuüben. Diese Überlegungen können zudem einen Anhaltspunkt geben für die anzunehmende Mindestgrenze von «konstruktiven Rissarmierungen» und für die «schlaffe Armierung» im Spannbeton sowie für die «gefühlsmässige» Grenze zwischen unarmiertem und armiertem Beton.

## 2. Bezeichnungen

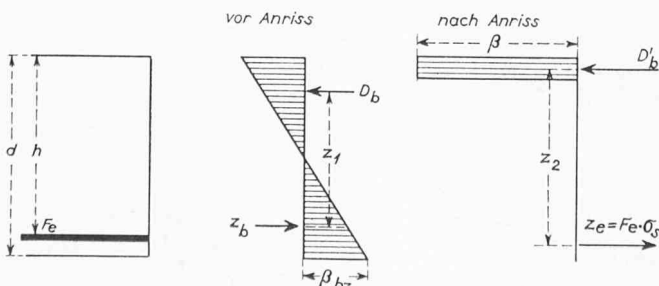
- $b$  Konstruktionsbreite
- $d$  Konstruktionsstärke
- $h$  statische Höhe
- $F_e$  Stahlquerschnitt der Zugarmierung
- $F_{bz}$  auf Zug beanspruchter Betonquerschnitt

$$\mu = \frac{F_e}{bh} \text{ Armierungsgehalt}$$

$$\mu_z = \frac{F_e}{F_{bz}} \text{ Armierungsgehalt bezüglich } F_{bz}$$

$$\bar{\mu} = \mu \frac{\sigma_s}{\beta}, \text{ bzw. } \bar{\mu}_z = \mu_z \frac{\sigma_s}{\beta} \text{ bezogener Armierungsgehalt}$$

- $\beta_{bz}$  Zugfestigkeit des Betons
- $\beta$  Prismen- oder Zylinderdruckfestigkeit
- $\beta_z$  Zugfestigkeit des Stahles
- $\sigma_e$  Stahlspannung
- $\beta_d$  Würfeldruckfestigkeit
- $\sigma_s$  Streckgrenze
- $\sigma_{bz}$  Betonzugspannung



Rechteckquerschnitt:  $M_{Anriss} = \frac{b d^2}{6} \cdot \beta_{bz}$   $M_{Plast.} = \mu b h^2 \sigma_s \left(1 - \frac{\mu \sigma_s}{2 \beta}\right)$

Bild 1 Spannungen im Stahlbetonquerschnitt bei Anrisslast und Grenzarmierungsgehalt

## 3. Gesichtspunkte bei der Anwendung sehr kleiner Armierungsgehalte

### 3.1 Sicherheit gegen Bruch

Die S.I.A.-Normen Nr. 162 (1956) für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten schreiben in Art. 17 für hochwertige Armierungen (Baustahl II mit  $\sigma_s \geq 3500$  kg/cm<sup>2</sup>) eine minimale Sicherheit gegen statischen Biegebruch von 1,8 vor. Dieser Sicherheitsfaktor ist dann gerechtfertigt, wenn sich der Bruch durch grosse Verformungen oder starke Rissbildung des Betons frühzeitig ankündigt, d. h. bei einer ausreichenden Warnung vor dem Bruch.

Bei sehr kleinen Armierungsgehalten ist es möglich, dass keine Warnung vor dem Bruch erfolgen kann. Dies ist der Fall, wenn die Anrisslast des ungerissenen Betonquerschnittes grösser-gleich der Bruchlast des gerissenen Stahlbetonquerschnittes ist; d. h. der im Moment der ersten Rissbildung ausfallende Beton-Zugspannungskeil kann nicht aufgenommen werden, so dass die Armierung reisst und einen schlagartigen Einsturz verursacht (vgl. Bild 1).

Ein Bruch ohne vorhergehende Warnung – wie unerwünscht er auch sei – darf jedoch nicht von vornherein ausgeschlossen werden. Solche «Sprödbrüche» können z. B. auftreten bei zentrisch belasteten Betonstützen oder Mauerwerk sowie bei mehraxiger Beanspruchung eines «zähen» Werkstoffes. Die Möglichkeit eines solchen Bruches ohne Warnung macht aber einen höheren Sicherheitsfaktor erforderlich [1] (recommandations R. 2,321 § 4). Auch in den Spannbeton-Erläuterungen zu DIN 4227 [2] wird in allen Fällen eines Bruches ohne Vorankündigung eine Erhöhung des Sicherheitsbeiwertes vorgeschlagen, und zwar um 15%; die «normale» Bruchsicherheit von 1,8 würde sich demnach auf 2,1 vergrössern. Dieser Wert wurde übrigens auch für den Fall eines «spröden» Schubbruches vorgeschlagen [3].

Analog kann auch der Sicherheitsfaktor gegen statischen Biegebruch bei kleinen Armierungsgehalten abgestuft werden:

1,8 sofern eine genügende Warnung vorhanden ist, d. h. die Anrisslast mindestens 10% unter der Bruchlast liegt;

2,1 sofern keine genügende Warnung vorhanden ist, d. h. die Anrisslast höher liegt.

Die Grenze zwischen diesen beiden Fällen bestimmt sich aus der Bedingung:

$$M_{Anriss} \leq 0,9 M_{Plast.}$$

Für einen Rechteckquerschnitt mit

$$M_{Anriss} = \frac{b d^2}{6} \cdot \beta_{bz} \approx 0,028 \cdot b h^2 \beta,$$

( $d \sim 1,1 \cdot h$ ,  $\beta_{bz} \sim \frac{\beta_d}{9}$ ,  $\beta \sim 0,8 \beta_d$ ) (Gemäss statischen Biegeversuchen an der EMPA beträgt im Mittel  $\beta_{bz} \approx (1/9 \text{ bis } 1/11) \beta_d$  für  $\beta_d = 200$  bis 400 kg/cm<sup>2</sup>.)

und  $M_{Plast.} = \mu b h^2 \sigma_s \left(1 - \frac{\mu \sigma_s}{2 \beta}\right)$

folgt der bezogene Armierungsgehalt  $\bar{\mu}_{Grenz} = \mu_{Grenz} \cdot \frac{\sigma_s}{\beta} \approx 3,2\%$

(vgl. Bild 1).

Der so definierte Grenzarmierungsgehalt  $\mu_{Grenz}$  ist nur abhängig von den Festigkeitseigenschaften des Betons und des Armierungsstahles (vgl. Tabelle 1).

Einen allgemein gültigen Wert  $\mu_{Grenz}$  für beliebige Querschnittsformen erhält man, wenn anstelle des üblicherweise verwendeten  $\mu = F_e/bh$  der Armierungsquerschnitt ( $F_e$ ) auf die Fläche der Beton-

Tabelle 1. Grenzarmierungsgehalt für verschiedene Beton- und Stahlqualitäten

$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3500	3500	3500	5000	5000	5000
$\beta_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	220	300	400	220	300	400
$\mu_{Grenz}$ (%)	0,16	0,22	0,29	0,11	0,15	0,21

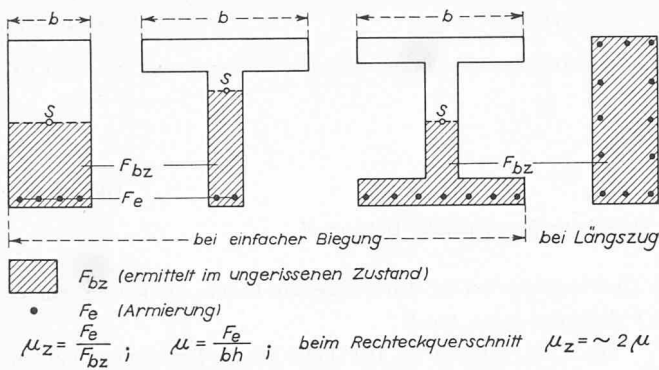


Bild 2 Definition von  $\mu_z$  für verschiedene Querschnittsformen

zugzone ( $F_{bz}$ ) bezogen wird:  $\mu_z = F_e/F_{bz}$ ; (vgl. Bild 2) [4]. Da am Rechteckquerschnitt  $\mu_z \approx 2\mu$  beträgt, wird  $\mu_{z\text{Grenz}} \sim 6,4\%$ . Dieser Grenzwert  $\mu_{z\text{Grenz}} \sim 6,4\%$  kann näherungsweise auch bei Längszugbeanspruchung eines Betonquerschnittes angenommen werden. Bei der Ableitung für  $\mu_{z\text{Grenz}} \sim 6,4\%$  wird berücksichtigt, dass für die Zugfestigkeit des Betons nur mit rund der Hälfte der Biegezugfestigkeit gerechnet werden kann; (vgl. S.I.A.-Normen Nr. 162, 1956, Art. 9).

### 3.2 Verformungsfähigkeit vor dem Bruch

Eine genügende Verformungsfähigkeit vor dem Bruch ist notwendig, wenn mit dem Sicherheitsfaktor von 1,8 gerechnet wird. Sie ist aber auch bei statisch unbestimmten Tragwerken notwendig, wenn die Traglast nach der Plastizitätstheorie als Bemessungsgrundlage angenommen wird. Eine Voraussetzung ist dabei die Bildung von sogenannten plastischen Gelenken, bzw. Bruchlinien. An jener Stelle also, wo das plastische Moment erreicht wird, muss eine genügende Rotationsfähigkeit unter gleichbleibendem Moment möglich sein.

Für Armierungsgehalte kleiner als der Grenzwert  $\mu_{\text{Grenz}}$  sind die Verformungen unmittelbar vor dem Bruch meist noch so gering, dass nicht mit einer Momentenumlagerung nach der Plastizitätstheorie gerechnet werden sollte [1] (recommandations R. 3,21 § 1.2).

### 3.3 Gebrauchszustand

Hier sind zwei Bedingungen einzuhalten: Sowohl die maximalen Rissbreiten als auch die Verformungen dürfen eine bestimmte Grenze nicht überschreiten. Bei sehr kleinen Armierungsgehalten bleiben die Rissbildung wie auch die Verformungen zumeist unerheblich, weil im Gebrauchszustand die Zugspannung am homogenen Querschnitt kleiner als die Betonzugfestigkeit ist und somit überhaupt keine Risse auftreten. Dabei muss allerdings beachtet werden, dass die Betonzugfestigkeit durch Zwängungsbeanspruchungen, z. B. infolge Schwinden, Temperatur- und Feuchtigkeitsänderungen, abgebaut werden kann und dass deshalb schon im «unbelasteten» Zustand Betonrisse entstehen können.

Nach diesen statischen Erwägungen erscheint die Festlegung eines minimalen Armierungsgehaltes als nicht erforderlich. Wird jedoch weniger Armierung als gemäss dem vorstehend definierten Grenzgehalt angeordnet ( $\mu < 3,2\%$  bzw.  $\mu_z < 6,4\%$ ), so ist die Bruchsicherheit angemessen zu erhöhen, z. B. auf dem Wert von 2,1 statt 1,8.

### 4. Versuche

Über die Auswirkungen sehr kleiner Armierungsgehalte sind bisher nur wenige Versuchsergebnisse bekannt geworden [4]. Aus diesem Grunde wurden an der EMPA im Auftrage der Monteforno, Stahl- und Walzwerke AG, Bodio, Biegeversuche an Plattenstreifen mit dem sehr kleinen Armierungsgehalt von  $\mu \approx 0,05\%$  durchgeführt. Die Armierung bestand aus Boxar-Armierungsnetzen 4/4/150/150 mm; die profilierten Drähte hatten eine Streckgrenze  $\sigma_s = 7810 \text{ kg/cm}^2$ , eine Zugfestigkeit  $\beta_z = 8170 \text{ kg/m}^2$  sowie eine Gleichmasse von 90 Tagen eine Würfeldruckfestigkeit  $\beta_d = 395 \text{ kg/cm}^2$  auf. Die Versuchsanordnung ist aus Bild 3 ersichtlich.

Bei Platte A wurde sorgfältig darauf geachtet, dass sie bei Beginn des Biegeversuches keine Risse aufwies, während bei Platte B «künstlich» Risse im unbelasteten Zustand hergestellt wurden. Dazu wurde im Biegebereich bei jedem Querdraht ein 9,3 cm hoher und 0,8 mm

starker Blechstreifen mit einbetoniert. Diese Blechstreifen wurden eingeölt, um jeden Verbund mit dem Beton zu verhindern.

Bei der ungerissenen Platte A fiel die Höchstlast  $P_{\text{max}} = 380 \text{ kg}$  mit der Anrisslast zusammen. Bei dieser Belastung errechnet sich die Betonzugspannung zu  $\sigma_{bz} = 34 \text{ kg/cm}^2$ . Die Durchbiegung in Feldmitte, unmittelbar vor dem Bruch, betrug nur rund  $3 \text{ mm} \sim L/1100$ . Beim Bruch zerriss die Armierung, was zum plötzlichen Einsturz der Platte führte.

Auch bei der Platte B, mit «künstlichen» Rissen im unbelasteten Zustand, erfolgte der Bruch durch Zerreissen der Armierung, jedoch schon bei einer Belastung  $P = 245 \text{ kg}$  (entsprechend 65% der maximalen Belastung von Platte A). Nach der EMPA-Bruchformel

$$M_{BR} = F_e \cdot \beta_z \left( h - \frac{2}{3} \frac{\beta_z F_e}{\beta_d a b} \right)$$

berechnet sich vergleichsweise die Bruchlast zu  $P = 231 \text{ kg}$ . Die schon im unbelasteten Zustand vorhandenen, künstlich erzeugten Risse öffneten sich im Verlauf des Biegeversuches. Bei einer rechnerischen Stahlspannung von  $\sigma_{e(n=10)} = 3000 \text{ kg/cm}^2$  ( $P = 68 \text{ kg}$ ) betrug die maximale Rissbreite rund  $0,18 \text{ mm}$  und die Durchbiegung in Feldmitte rund  $2,5 \text{ mm} \sim L/1400$ . Gegenüber der ungerissenen Platte A waren die Verformungen der gerissenen Platte B erheblich grösser (vgl. Bild 3).

In bezug auf die Anforderungen an den minimal erforderlichen Armierungsgehalt zeigten die durchgeführten Versuche zusammenfassend die folgenden Ergebnisse:

Für den Fall, dass mit der vollen Zugfestigkeit  $\beta_{bz}$  des Betons gerechnet werden kann, sind die Anforderungen betreffend Gebrauchszustand nicht massgebend. Es genügt, eine ausreichend erhöhte Bruchsicherheit einzuhalten, z. B. den Wert von 2,1.

Wird die Zugfestigkeit  $\beta_{bz}$  des Betons durch irgendwelche Zwängungsspannungen aufgezehrt, so dass schon im unbelasteten Zustand Risse auftreten, sind die Verformungen im Gebrauchszustand ebenfalls nicht massgebend. Auch die Rissbildung ist kleiner als das Mass, das nach dem heutigen Stand der Erkenntnisse in bezug auf Korrosion und ästhetische Beeinträchtigung der Betonsichtflächen als zulässig erachtet wird [1] (principes P. 3,311).

Die Auswertung des Versuches B ergab zudem, dass die Rotation eines einzigen Risses genügen würde, um einen Momentenausgleich nach der Plastizitätstheorie zu gewährleisten. Da es jedoch bei kleinen Armierungsgehalten auch im Bruchzustand möglich ist, dass sich noch kein Riss gebildet hat, ist die Voraussetzung für eine Momentenumlagerung nicht erfüllt [1].

### 5. Bisherige Vorschläge und Vorschriften

Betreffend Minimalarmierung schreiben die S.I.A.-Normen Nr. 162 (1956) in Art. 47/1 vor: «Im allgemeinen ist in einer durch verteilte Lasten beanspruchten Platte, mit Trageisen in nur einer Richtung, der Querschnitt der Verteilungseisen auf den Laufmeter zu mindestens 0,2% des Betonquerschnittes anzunehmen». Bei wörtlicher Anwendung dieser Vorschrift ist es möglich, dass in der Haupttragrichtung weniger Armierung erforderlich ist als in der Querrichtung. Deshalb

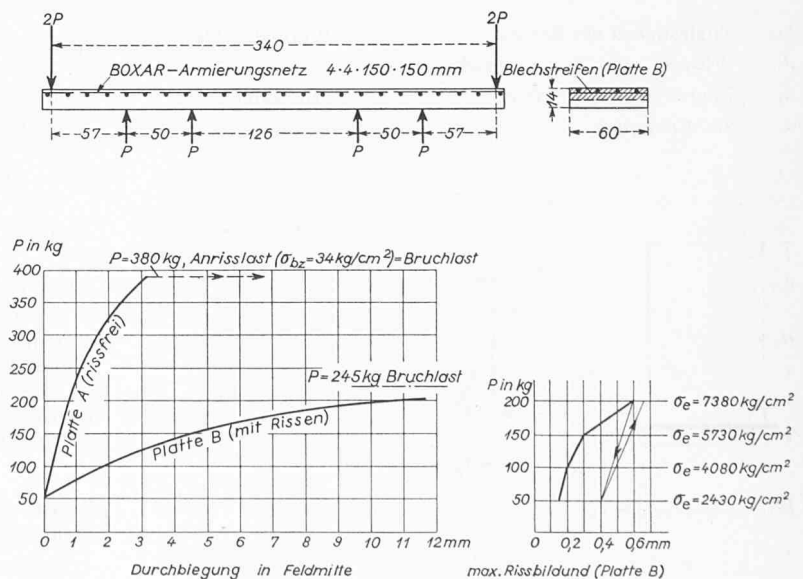


Bild 3 Versuchsanordnung der Biegeversuche und graphische Darstellung der Durchbiegungen und Rissbildung in Funktion der Belastung.

erscheinen die diesbezüglichen Vorschriften der vorherigen S.I.A.-Eisenbetonnormen Nr. 112 (1935), in Art. 92/1, eindeutiger: «In einer durch verteilte Lasten beanspruchten Platte, mit Trageisen in nur einer Richtung, ist der Querschnitt der Verteilungseisen auf den Laufmeter zu mindestens 20% desjenigen der Trageisen anzunehmen». Der minimale Armierungsgehalt der Trageisen wird in den S.I.A.-Normen jedoch nicht festgelegt.

In den USA werden im ACI Building Code (ACI 318-63) im Abschnitt 807 die folgenden minimalen Armierungsgehalte gefordert:

- Platten mit Rundstahlarmerung  $\mu \geq 0,25\%$
- Platten mit Rippenstahlarmerung  $\sigma_s < 4200 \text{ kg/cm}^2$   $\mu \geq 0,20\%$
- Platten mit Rippenstahlarmerung  $\sigma_s > 4200 \text{ kg/cm}^2$   
oder armiert mit Armierungsnetzen  $\mu \geq 0,18\%$

Die Empfehlungen des Comité Européen du Béton [1] sehen im Anhang 3, Absatz 2.71, die folgende Minimalarmierung vor:

$$\bar{\mu} = \mu \frac{\sigma_s}{\beta} \geq 4\%. \text{ Sie wird wörtlich begründet: «Le "pourcentage critique minimal d'armature" délimite le domaine des ruptures brutales, dans lequel l'armature de traction est insuffisante pour assurer la transmission des efforts lors de la fissuration du béton tendu et se rompt sans avertissement préalable, au moment où le béton tendu atteint sa résistance de traction.»}$$

Die Vorschriften über den minimalen Armierungsgehalt der neuen französischen Normen B.A. 1960 werden ebenfalls mit der Überlegung begründet, dass die Bruchlast höher sein soll als die Anrisslast (vgl. § 0,3). Deshalb wird in § 4,27 der B.A. 1960 der Minimalgehalt der Haupttragarmierung bei statischer Biegebeanspruchung wie folgt festgelegt:

$$\mu \% \geq k \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{bz \text{ zul}}}{\sigma_e \text{ zul}}$$

wobei  $k = 0,36$  für naturharte und  $k = 0,54$  für kaltgereckte Armierungsstähle gilt. Nach § 2,22 ist für die zul. Betonzugspannung  $\sigma_{bz \text{ zul}}$  30% der Betonzugfestigkeit  $\beta_{bz}$  gemäss § 1,264 anzunehmen. Für einen Beton PC 300 mit  $\beta_{bz} = 20,5 \text{ kg/cm}^2$  und die in Frankreich hauptsächlich verwendete Stahlqualität mit einer Streckgrenze  $\sigma_s \geq 4000 \text{ kg/cm}^2$ , bzw. einer zulässigen Stahlspannung  $\sigma_e \text{ zul} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ , ergibt sich ein minimaler Armierungsgehalt von  $\mu_{\min} = 0,11\%$  für naturharte und  $\mu_{\min} = 0,17\%$  für kaltgereckte Stähle.

Die Auffassung, dass die Armierung bei der Entstehung des ersten Risses nicht reissen darf, vertritt auch F. Leonhardt [4]. Seine Berechnung, mit einem Sicherheitsfaktor von 1,2 und den Ergebnissen der Versuche angepasst, die am Otto-Graf-Institut der TH Stuttgart zu diesem Zweck durchgeführt wurden, ergab den folgenden Vorschlag für den minimalen Armierungsgehalt:

$$\mu_{\min} \geq 0,06 + 1,1 \frac{\beta_a}{\beta_z} \text{ (in \%)}$$

Für einen Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit von  $300 \text{ kg/cm}^2$  und einer Armierung aus Baustahl II gemäss S.I.A.-Normen Nr. 162 (1956) ergäbe diese Beziehung:

$$\begin{aligned} \mu_{\min} &= 0,12\% \text{ für naturharte Stähle mit } \beta_z = 5200 \text{ kg/cm}^2 \\ \mu_{\min} &= 0,14\% \text{ für kaltgereckte Stähle mit } \beta_z = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tabelle 2. Minimale Armierungsgehalte (in %) nach den österreichischen Normen (Ö-Norm B 4200/1957)

Armierung	Beton $\beta_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )			
	160	225	300	400
Naturhart $\sigma_s \geq 2200 \text{ kg/cm}^2$ , $\beta_z \geq 3500 \text{ kg/cm}^2$	0,12	0,17	0,23	—
Naturhart $\sigma_s \geq 3300 \text{ kg/cm}^2$ , $\beta_z \geq 5200 \text{ kg/cm}^2$	0,10	0,14	0,19	0,25
Kaltgereckt $\sigma_s \geq 4000 \text{ kg/cm}^2$ , $\beta_z \geq 4440 \text{ kg/cm}^2$				

Tabelle 3. Minimale Armierungsgehalte (in %) nach den russischen Vorschriften [4]

Armierung	Beton $\beta_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
	150	200	300
Rundeisen (St. 37)	0,10	0,15	0,20
Hochwertiger Baustahl (St. 52)	—	0,10	0,15

Die in Österreich und in Russland vorgeschriebenen minimalen Armierungsgehalte sind in den Tabellen 2 und 3 zusammengestellt.

Fast allen diesen Vorschriften ist die auf den ersten Blick paradox erscheinende Tatsache gemeinsam, dass mit zunehmender Betonqualität mehr Armierung eingebaut werden muss. Dies widerspricht dem allgemeinen Bestreben nach einer guten Betonqualität, denn bei einem gemäss diesen Vorschriften angenommenen  $\mu_{\min}$  sollte ja die Betonfestigkeit eine obere Grenze nicht überschreiten. Dabei ist zu beachten, dass die Betonfestigkeit mit zunehmendem Alter noch beträchtlich steigen kann.

## 6. Zusammenfassung

Grundsätzlich erscheint nach Auffassung der Verfasser eine Festlegung des minimalen, statisch erforderlichen Armierungsgehaltes als nicht notwendig.

Bei sehr kleinen Armierungsgehalten,  $\mu < \mu_{\text{Grenz}}$ , ist jedoch eine erhöhte Bruchsicherheit vorzusehen, weil die Warnung vor dem Bruch ausbleiben kann.

Es wird ein Grenz-Armierungsgehalt  $\mu_{\text{Grenz}}$  definiert, bei dem die Anrisslast des Betonquerschnittes mindestens 10% unter der Bruchlast liegt.  $\mu_{\text{Grenz}}$  ist nur abhängig von den Festigkeitseigenschaften des Betons und des Armierungsstahles.

Damit ein armierter Beton noch als «Stahlbetonkonstruktion» gelten kann, sollte dennoch, unabhängig von statischen Überlegungen, eine gewisse Mindestarmierung vorhanden sein. Dieser Mindestgehalt dürfte, nach persönlicher Ansicht der Verfasser, je nach der Aufgabe der Armierung, grössenordnungsmässig bei  $\mu \sim 0,10$  bis  $0,05\%$  liegen.

## Literaturverzeichnis

- [1] Recommandations Pratiques du Comité Européen du Béton (1964).
- [2] H. Rüschi, Spannbeton-Erläuterungen zu DIN 4227 (1954).
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 156 (1962), Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung, von F. Leonhardt und R. Walther.
- [4] F. Leonhardt, Die Mindestbewehrung im Stahlbetonbau, «Beton- und Stahlbetonbau» 9/1961.
- [5] Règles B.A. 1960 pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé.

## Der AASHO-Strassentest, Dokumente und Auswertung

DK 625.7.001.4

Bekanntlich wurde in den Jahren 1958 bis 1960 in den USA im Staat Illinois ein grosser Strassenversuch mit dem Namen *Aasho-Test* durchgeführt. Dr. Franco Balduzzi, a. o. Professor an der ETH für Bodenmechanik, macht in einem ersten Teil einer soeben erschienenen Schrift<sup>1)</sup> den Leser mit den hauptsächlichsten Daten des Aasho-Testes vertraut (Übersetzung des Berichtes 7, Special Report 61 G), während er im zweiten Teil die Anwendung der Versuchsergebnisse auf den (schweizerischen) Strassenbau untersucht.<sup>2)</sup>

Das Ziel des Aasho-Testes war, eine Beziehung zu finden zwischen der Anzahl Belastungen einer Strasse durch Achslasten von verschiedenem Gewicht und dem Verhalten von Strassenoberbauten mit flexiblen und zementgebundenen Belägen. Diese Zielsetzung verlangte zuerst die Lösung einer schwierigen Aufgabe: Wie kann aus dem Verhalten einer Strasse definiert werden, ob ein bestimmter Aufbau einer gegebenen Achslastwechselzahl standhielt oder nicht? Während normalerweise im Bauingenieurwesen des Versagens eines Tragwerkes relativ einfach umschrieben werden kann, geht dem völligen Unbrauchbarwerden einer Strasse ein Zustand voraus, welcher zwar nicht mehr der Qualität der Strasse kurz nach der Erstellung entspricht, aber doch noch dem Verkehr zu genügen vermag. Zur Lösung dieser Aufgabe wurden eine grosse Zahl bestehender Strassenstrecken von Fachleuten in bezug auf ihre Befahrbarkeit beurteilt. Die Nachmessung der gleichen Strecken auf Ebenheit, Rauigkeit, Rissbildung usw.

<sup>1)</sup> Der AASHO-Strassentest. Dokumente und Auswertung. Von Dr. F. Balduzzi. Mitteilung Nr. 64 der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau (VAWE), ETH, 1964, Format A 5, 221 S., 98 Abb. Preis geh. 12 Fr.

<sup>2)</sup> Versuchsergebnisse betreffend den Brückenbau siehe J. W. Fisher, J. M. Viest und R. Sagelsdorff in SBZ 1963, H. 18 und 19, S. 293 und 308.