



Bewehren von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045-1:2008-08

Arbeitsblatt 5
Ausgabe 2010-12

Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

Gesamtherstellung und Herausgabe:
Institut für Stahlbetonbewehrung e.V.

Prüfung: Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. Zilch
(Dipl.-Ing. Andreas Rogge)

Überarbeitung: Dr.-Ing. N. Brauer
Dipl.-Ing. J. Ehmke

1 Allgemeines (DIN 1045-1, 11)

Um ein nutzungsgerechtes und dauerhaftes Verhalten eines Bauwerks zu gewährleisten, sind im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit folgende Nachweise zu führen:

- Spannungsbegrenzung
- Begrenzung der Rissbreiten
- Begrenzung der Verformungen, z.B. Durchbiegung

2 Spannungsbegrenzung (DIN 1045-1, 11.1)

Zur Vermeidung der Schädigung des Betongefüges und nichtelastischer Verformungen von Beton- und Spannstahl sind die unten aufgeführten Spannungsnachweise zu führen.

Bei nicht vorgespannten Bauteilen können die Spannungsnachweise für Beton und Betonstahl entfallen, sofern:

- bei der Schnittgrößenermittlung im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine Momentenumlagerung angesetzt wurde, die nicht größer als 15 % ist ($\delta \geq 0,85$)
- die bauliche Durchbildung - insbesondere die Mindestbewehrung - nach DIN 1045-1, Abschnitt 13 erfolgt

2.1 Spannungsnachweise (DIN 1045-1, 11.1)

Nachweisbedingung	Zur Vermeidung von	Einwirkungskombination	Anmerkung
Betondruckspannung			
$ \sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}$	Längsrissen bei randnaher Bewehrung	selten	Gilt für Umgebungsklassen XD 1 bis XD 3, XF 1 bis XF 4, XS 1 bis XS 3 und wenn keine anderen Maßnahmen getroffen werden ¹⁾
$ \sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$	überproportionalen Kriechverformungen	quasi-ständig	
Betonstahlspannung			
$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk}$	nichtelastischen Verformungen	selten	Last- und Zwangseinwirkung
$\sigma_s \leq 1,0 \cdot f_{yk}$			Ausschließlich Zwangseinwirkung
¹⁾ Andere Maßnahmen sind z. B. eine Erhöhung der Betondeckung in der Biegedruckzone oder eine Umschnürung der Druckzone durch Querbewehrung.			

3 Begrenzung der Rissbreite (DIN 1045-1, 11.2)

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und das Erscheinungsbild üblicher Stahlbetonbauteile gelten als erfüllt, wenn die Rechenwerte der Rissbreite w_k nicht überschritten werden.

Die Begrenzung der Rissbreite umfasst die Nachweise:

- Nachweis der Mindestbewehrung
- Nachweis der Begrenzung der Rissbreite unter der maßgebenden Einwirkungskombination

INSTITUT FÜR STAHLBETONBEWEHRUNG e.V.

3.1 Rechenwerte der Rissbreite w_k bei Stahlbetonbauteilen

Expositionsklasse für Bewehrungskorrosion	Anforderungsklasse	Einwirkungskombination	Rechenwert der Rissbreite ¹⁾ w_k [mm]
XC 1 ²⁾	F	quasi-ständig	0,4
XC 2, XC 3, XC 4 XD 1, XD 2, XD 3 ³⁾ , XS 1, XS 2, XS 3	E		0,3

¹⁾ Für Bauteile mit besonderen Anforderungen (z. B. Wasserbehälter) können kleinere Rechenwerte der Rissbreite erforderlich sein

²⁾ Bei auf Biegung ohne wesentlichen Zug beanspruchten Platten der Expositionsklasse XC 1 kann auf einen Rissbreitennachweis verzichtet werden, wenn:

- die Plattendicke $h \leq 200$ mm ist
- die bauliche Durchbildung der Platten nach DIN 1045-1, 13.3 erfolgt
- keine strengeren Anforderungen an die Rissbreiten, z. B. wie nach Fußnote ¹⁾ bestehen

³⁾ Zusätzliche besondere Maßnahmen für den Korrosionsschutz können im Einzelfall erforderlich sein

3.2 Mindestbewehrung A_s zur Aufnahme von Zwangeinwirkungen und Eigenspannungen und dazugehöriger Stabdurchmesser $d_{s,max}$ zur Begrenzung der Rissbreite

- Bemessung erfolgt für Schnittgrößenkombination, die Erstrissbildung verursacht
- Ist die nachgewiesene Zwangschnittgröße kleiner als die Risschnittgröße, darf die Bemessung der Mindestbewehrung für die Zwangschnittgröße erfolgen
- Bei profilierten Querschnitten ist A_s für jeden Teilquerschnitt (Gurte, Stege) nachzuweisen
- A_s ist in der Zugzone überwiegend am Querschnittsrand anzuordnen; zur Vermeidung von Sammelrissen ist ein angemessener Teil von A_s über die Zugzone zu verteilen
- Der Rissbreitennachweis erfolgt durch die Begrenzung des Stabdurchmessers auf $d_{s,max}$

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

$$d_{s,max} = d_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_t}{4 \cdot (h - d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}} \geq d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}}$$

mit σ_s zulässige Betonstahlspannung zur Begrenzung der Rissbildung, abhängig von d_s^* nach Tabelle 3.3

A_{ct} Fläche der Betonzugzone im ungerissenen Querschnitt

k_c Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung und der Änderung des inneren Hebelarms z beim Übergang von Zustand I in Zustand I
- rechteckige Querschnitte und Stege von Plattenbalken und Hohlkästen:

$$= 0,4 \cdot \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1,0$$

- Zuggurte von Plattenbalken und Hohlkästen:

$$= 0,9 \cdot \frac{F_{cr,Gurt}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5$$

mit der Zugkraft F_{cr} im Zuggurt von gegliederten Querschnitten im Zustand I unmittelbar vor der Rissbildung mit der Randspannung $f_{ct,eff}$

σ_c Betonspannung in Höhe der Schwerlinie des Querschnitts im Zustand I ($\sigma_c < 0$ bei Druck)

$k_1 = 1,5 \cdot h/h'$ für Drucknormalkraft
 $= 2/3$ für Zugnormalkraft

h Höhe des Querschnitts
 $h' = h$ für $h < 1$ m
 $= 1$ m für $h \geq 1$ m

h_t Höhe der Zugzone im Zustand I

d statische Nutzhöhe

k Beiwert zur Berücksichtigung nichtlinear verteilter Eigenspannungen

bei Zugspannungen infolge innerem Zwang (z. B. Abfließen der Hydratationswärme; Zwischenwerte interpolieren):

$= 0,8$ bei $h \leq 300$ mm

$= 0,5$ bei $h \geq 800$ mm

$= 1,0$ bei Zugspannungen infolge äußerem Zwang (z. B. Stützensenkung)

$f_{ct,eff}$ wirksame Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt
 $= f_{ctm}$ der Betonfestigkeitsklasse bei Auftreten d. Risse
 $= f_{ctm} / 2$ der 28-Tage-Festigkeit, wenn Risse in den ersten 3 bis 5 Tagen auftreten
 ≥ 3 N/mm² (bzw. 2,5 N/mm² bei Leichtbeton), wenn Erstrissbildung nach 28 Tagen auftritt

$f_{ct,0} = 3$ N/mm² Zugfestigkeit des Betons, mit der Tabelle 3.3 abgeleitet wurde

d_s^* Grenzdurchmesser nach Tabelle 3.3

3.3 Nachweis der Rissbreitenbegrenzung ohne direkte Berechnung (DIN 1045-1, 11.2.3)

- Der Nachweis erfolgt bei der maßgebenden Stahlspannung über die Einhaltung maximaler Stabdurchmesser $d_{s,max}$ oder maximaler Stababstände
- Die maßgebenden Spannungen sind für den gerissenen Querschnitt und mit der maßgebenden Einwirkungskombination (siehe 3.1) zu ermitteln.
- Bei überwiegender Zwangbeanspruchung (indirekte Einwirkungen) erfolgt der Nachweis über die Grenzdurchmesser nach Tabelle 3.3, Spalten 2 bis 4 (DIN 1045-1, Tabelle 20).
- Bei überwiegender Lastbeanspruchung (direkte Einwirkungen) erfolgt der Nachweis über die Grenzdurchmesser nach Tabelle 3.3, Spalten 2 bis 4 (DIN 1045-1, Tabelle 20) oder über die Höchstwerte der Stababstände nach Tabelle 3.3, Spalten 5 bis 7 (DIN 1045-1, Tabelle 21).
- Der Grenzdurchmesser d_s^* nach Tabelle 3.3, Spalten 2 bis 4 darf abhängig von der Bauteildicke und muss abhängig von der wirksamen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ modifiziert werden.

$$d_{s,max} = d_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4 \cdot b \cdot (h-d) \cdot f_{ct,0}} \geq d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}}$$

mit σ_s Stahlspannung im Zustand II A_s Querschnittsfläche der Zugbewehrung
 h Höhe des Querschnitts d_s^* Grenzdurchmesser nach Tabelle 3.3, Spalten 2, 3 und 4
 d statische Nutzhöhe $f_{ct,0} = 3,0 \text{ N/mm}^2$, Zugfestigkeit des Betons, mit der Tabelle 3.3 abgeleitet wurde
 b Breite der Zugzone

Tabelle 3.3: Begrenzung der Rissbreite ohne rechnerischen Nachweis

	1	2	3	4	5	6	7
1	Stahlspannung σ_s [N/mm ²]	Theoretischer Grenzdurchmesser ^{1), 2), 3)} d_s^* [mm] für Rechenwert der Rissbreite			Höchstwert der Stababstände [mm] für Rechenwert der Rissbreite		
		$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
2	160	56	42	28	300	300	200
3	200	36	27	18	300	250	150
4	240	25	19	13	250	200	100
5	280	18	14	9	200	150	50
6	320	14	11	7	150	100	-
7	360	11	8	6	100	50	-
8	400	9	7	5	-	-	-
9	450	7	5	4	-	-	-
entspricht Tabelle 20 in DIN 1045-1					entspricht Tabelle 21 in DIN 1045-1		

- 1) Bei unterschiedlichen Durchmessern im Querschnitt darf der Mittelwert $d_{sm} = \sum d_{s,i}^2 / \sum d_{s,i}$ angesetzt werden.
 2) Bei Stabbündeln ist anstelle des Einzelstabdurchmessers der Vergleichsdurchmesser $d_{sm} = \sqrt{n \cdot d_s}$ anzusetzen.
 3) Bei Betonstahlmatten mit Doppelstäben darf der Durchmesser des Einzelstabes angesetzt werden.
 4) Die Beziehung für die Grenzdurchmesser ist: $d_s^* = 3,6 \cdot 10^6 \cdot w_k / \sigma_s^2$

3.4 Ermittlung des Rechenwerts der Rissbreite w_k (DIN 1045-1, 11.2.4)

$$w_k = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \cdot s_{r,max}$$

mit $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \varepsilon_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{E_s \cdot \text{eff}\rho} \cdot \left(1 + \text{eff}\rho \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \geq 0,6 \cdot \varepsilon_s$

$$s_{r,max} = \frac{d_s}{3,6 \cdot \text{eff}\rho} \leq \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}}; \text{ bei Schrägrissen mit } \theta > 15^\circ: s_{r,max} = 1 / \left[\frac{\cos \theta}{s_{r,max,x}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,y}} \right]$$

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ Differenz der mittleren Dehnungen von Betonstahl ε_{sm} und Beton ε_{cm}
 $s_{r,max}$ maximaler Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild
 ε_s Betonstahldehnung im Zustand II
 σ_s Betonstahlspannung im Zustand II
 E_s Elastizitätsmodul des Betonstahls
 E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
 d_s Durchmesser des Betonstahls
 $\text{eff}\rho = A_s / A_{c,eff}$ effektiver Bewehrungsgrad für Betonstahl
 A_s Querschnittsfläche der Zugbewehrung
 $A_{c,eff}$ Wirkungsbereich der Zugbewehrung (DIN 1045-1, Bild 53)
 $f_{ct,eff}$ wirksame Betonzugfestigkeit, siehe Abschnitt 3.2 (ohne Ansatz einer Mindestbetonfestigkeit)
 θ Winkel zwischen Bewehrung in x-Richtung und Richtung der Hauptzugspannungen
 $s_{r,max,x}, s_{r,max,y}$ maximale Rissabstände in x- und y-Richtung nach obiger Gleichung

4 Begrenzung der Verformung in vertikaler Richtung (Durchbiegung) (DIN 1045-1, 11.3)	
Durchhang:	Vertikale Bauteilverformung bezogen auf die Verbindungslinie der Unterstützungspunkte
Durchbiegung:	Vertikale Verformung bezogen auf die Systemlinie des Bauteils, d.h. bei Schalungsüberhöhung bezogen auf die überhöhte Lage

4.1 Erlaubte Verformung in vertikaler Richtung	
Unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination gilt:	
Durchhang	≤ l/250
Schalungsüberhöhung	≤ l/250 (max. Durchbiegung l/125)
Durchbiegung nach Einbau angrenzender Bauteile	≤ l/500

4.2 Vereinfachter Nachweis mit Begrenzung der Biegeschlankheit l_i/d			
Bei Decken des üblichen Hochbaus ist nachzuweisen:			
Normale Anforderungen an die Begrenzung der Durchbiegung	$\frac{l_i}{d} \leq 35^{2)}$	Höhere Anforderungen an die Begrenzung der Durchbiegung (z.B. zur Vermeidung von Rissen in Trennwänden)	$\frac{l_i}{d} \leq \frac{150^{1),2)}}{l_i}$
mit $\frac{l_i}{d}$ Biegeschlankheit, ermittelt mit der Ersatzstützweite l_i			
l_i Ersatzstützweite, entspricht dem Abstand der Momentennullpunkte im Feld = $\alpha \cdot l$			
α Beiwert zur Berücksichtigung des statischen Systems bei Ermittlung der Ersatzstützweite; für häufig vorkommende Anwendungsfälle können Zahlenwerte der folgenden Tabelle entnommen werden			
d statische Nutzhöhe			
1) l_i und d sind in [m] einzusetzen			
2) bei Leichtbeton sind die Werte um den Faktor $\eta_E^{0,15}$ abzumindern; η_E nach Tabelle 10 in DIN 1045-1			

4.2.1 Beiwerte α zur Bestimmung der Ersatzstützweite l_i			
	Statisches System		$\alpha = l_i / l_{eff}$
1		Bei vierseitig linienartig gelagerten Platten ist die kleinere der beiden Ersatzstützweiten, bei punktiert gelagerten Platten (Flachdecken) die größere maßgebend. Bei dreiseitig gelagerten Platten ist die Ersatzstützweite parallel zum freien Rand maßgebend.	1,0
2a		Balken und linienartig gelagerte Platten	0,8
2b		$0,8 < l_{eff,2} / l_{eff,1} < 1,25$ punktiert gelagerte Platten (Flachdecken)	0,9 ¹⁾
3a		Balken und linienartig gelagerte Platten	0,6
3b		$0,8 < l_{eff,2} / l_{eff,1} < 1,25$ punktiert gelagerte Platten (Flachdecken)	0,7 ¹⁾
4		auskragender Balken auskragende Platte	2,4
1) bei Platten mit Beton ab der Festigkeitsklasse C 30/37 dürfen diese Werte um 0,1 abgemindert werden			