

4H-Stahlbetontheorie

Seite überarbeitet Juni 2025

Handbuch 

Infos auf dieser Seite als pdf 

Theoretische Hintergrundinformationen Stahlbeton EC 2 / DIN 1045-1 / DIN-Fb 102 / DIN 1045

Über die folgenden Links erhalten Sie Informationen zur Stahlbetonbemessung gemäß den o. g. Bemessungsrichtlinien (Normen), den damit verbundenen Nachweisen und deren Umsetzung in den 4H-Programmen.

Die enthaltenen Inhalte sind im Handbuch [pcae](#), Stahlbetontheorie, abgedruckt.
Das Handbuch kann als pdf-Datei heruntergeladen werden (s.o.).

Hier finden Sie Informationen zu

Allgemeines

- [Materialparameter](#)
- mitwirkende [Plattenbreite](#)
- Schnittgrößentransformation bei [Flächenträgern](#)
- Dauerhaftigkeit und [Betondeckung](#)

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

- Biege- und [Normalkraftbemessung](#)
- [Schubbemessung](#)
 - Anschluss der Gurte an den [Balkensteg](#)
 - Schubkraftübertragung in [Fugen](#)
- [Brandbemessung](#) n. DIN EN 1992-1-2

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

- [Rissnachweis](#)
- [Spannungsnachweis](#)
- Ermüdungs- / [Schwingnachweis](#)
- [Verformungsnachweis](#)

Sonderkapitel

- vereinfachter Knicknachweis für [Einzeldruckglieder](#)
- Ausnutzung / Brandschutz von [Druckgliedern](#)
- Druckzonendicke / Nachweis der [Dichtigkeit](#)
- Bemessung von unbewehrtem [Beton](#)
- umschnürte [Druckglieder](#) (nur DIN 1045)
- nationaler [Anhang](#) zu EN 1992-1-1 und EN 1992-1-2
- korrespondierende [Kapitelnummern](#) der Normen
- [Literatur](#)

Materialparameter für die Stahlbetonbemessung (Basics)

[pcae](#)-Programme unterstützen - je nach Ausbaustufe - folgende Bemessungsregeln (Normen)

- DIN 1045 (7.88) Stahlbetonbemessung
- DIN 1045-1 (7.01) Stahlbetonbemessung im Hochbau
- DIN 1045-1 (8.08) Stahlbetonbemessung im Hochbau

- DIN-Fachbericht 102 (3.09) Bemessung von Betonbrücken
- DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2: Stahlbetonbemessung im Hochbau
- DIN EN 1992-2 Eurocode 2: Bemessung von Betonbrücken

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1 und DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren **nationalen Anhängen** gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

In Auswahlboxen werden die implementierten Beton- und Betonstahlsorten angeboten.

EC 2

Material

Betonstahl B500B

Spannungsdehnungslinie der Bewehrung EC 2, 3.2.2

Beton C30/37

Betonzugspannungen berücksichtigen
nur bei Nachweisen im GZG

Kriechen und Schwinden des Betons
nur bei Nachweisen im GZG

Spannungsdehnungslinie des Betons im GZT EC 2, 3.1.7

Spannungsdehnungslinie des Betons im GZG EC 2, 3.1.5

Materialsicherheitsbeiwerte

Bemessungssituation Grundkombination

Tragfähigkeit (GZT)	γ_c	1.50	γ_s	1.15
Gebrauchstauglichkeit (GZG)	γ_c	1.00	γ_s	1.00
Ermüdung	$\gamma_{c,fat}$	1.50	$\gamma_{s,fat}$	1.15

Abb.: Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

DIN 1045

DIN 1045-1

Festigkeitsklassen

Normalbeton B25

ρ_c 2200 kg/m³

BETONSTAHL BSt 500 S

Abb.: Eigenschaftsblätter aus 4H-EC2QB

Normalbeton	C30/37
ρ_c 2200 kg/m ³	α_c 0.850
Bewehrung	BSt 500 (B)
Spannungsdehnungslinie des Betons	
Im Grenzzustand der Tragfähigkeit	9.1.6 Parabel-Rechteck
Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichk. sowie Verformungen	9.1.5 wirklichkeitsnah
<input type="checkbox"/> Kriechen und Schwinden	
φ_{eff} = 0.000	$\epsilon_{cs,w}$ = 0.000 %
Bemessungssituation	
Grundkombination	
NORMALBETON	γ_c 1.50
BEWEHRUNG	γ_s 1.15

Beton

Nach **DIN 1045** dürfen nur Betone der Festigkeitsklassen

B 15, B 25, B 35, B 45, B 55

sowie die Betonstahlsorten (nur Stabstahl)

BSt 220/340, BSt 420, BSt 500

ausgewählt werden.

Nach **EC 2** können zusätzlich Betone der Festigkeitsklassen

C 12/15, C 16/20, C 20/25, C 25/30, C 30/37, C 35/45, C 40/50, C 50/60, C 55/67, C 60/75, C 70/85, C 80/95, C 90/105, C 100/115

bzw. die (zugehörigen) Leichtbetone

LC 12/13, LC 16/18, LC 20/22, LC 25/28, LC 30/33, LC 35/38, LC 40/44, LC 50/55, LC 55/60, LC 60/66, LC 70/77, LC 80/88

sowie die Betonstahlsorten

B 500 A, B 500 B, B 550 A, B 550 B, B 600 A, B 600 B (A: normal duktil, B: hoch duktil)

ComBAR GFK, Gitterträger (Sonderstahlgüten)

ausgewählt werden.

DIN 1045 es werden nur die in der Norm zugelassenen Beton- und Stahlsorten unterstützt

DIN-Fb 102 nach 3.1.4 (4) sollten Betonfestigkeitsklassen über C 50/60 nur verwendet werden, wenn ihr Einsatz hinreichend begründet ist.

Nach 3.2.2 (109)P ist für Brückenüberbauten ausschließlich hoch duktiler Stahl zu verwenden.

Leichtbeton darf nicht verwendet werden.

EC 2 Tab. 3.1 berücksichtigt Betonfestigkeitsklassen bis C 90/105. NA-DE lässt auch C 100/115 zu.

EC 2-2 N. NA-DE, Kap. 11, ist Leichtbeton nur mit Zustimmung der Bauaufsichtsbehörde zugelassen.

Sonderstähle werden nicht unterstützt.

Werden Betone der DIN 1045 verwendet, muss bei einer Bemessung mit Eurocode-nahen Normen die Würfel-druckfestigkeit in die Zylinderdruckfestigkeit umgerechnet werden (s. Merkblatt Beton und Betonstahl (DBV 2008)).

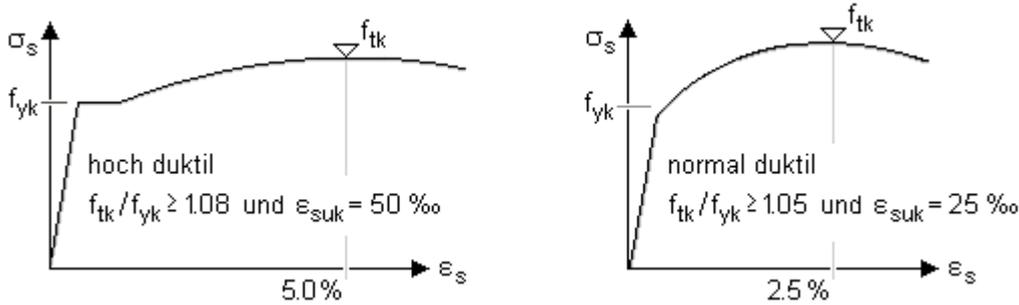
Die Trockenrohddichte des Leichtbetons ist mit $2.000 \text{ kg/m}^3 > \rho > 800 \text{ kg/m}^3$ anzugeben.

DIN 1045-1 und DIN-Fb 102: Der Abminderungsbeiwert α_c zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Druckfestigkeit sowie zur Umrechnung zwischen Zylinderdruckfestigkeit und einaxialer Druckfestigkeit des Betons ist zu belegen (i.A. Normalbeton: $\alpha_c = 0.85$, Leichtbeton: $\alpha_c = 0.75$, EC 2: $\alpha_c = 1.0$).

DIN 1045: α_c ist bereits in die Betondruckfestigkeit β_R bzw. f_{ck} eingerechnet.

Betonstahl

Die Duktilitätsklassen der Stahlsorten sind folgendermaßen definiert



Bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird stets ein normal duktiler Betonstahl vorausgesetzt, d.h.

$$f_{tk}/f_{yk} = 1.05 \dots \text{ und } \dots \epsilon_{su} = 25 \text{ ‰}$$

DIN 1045 der Verlauf der Spannungsdehnungslinie von Betonstählen ist n. Bild 12 linear-konstant.
Die Bruchdehnung beträgt $\epsilon_{su} = 5 \text{ ‰}$.

benutzerdefinierte Materialien

Die Bezeichnungen der Stahl- und Betongütern (z.B. B 500 A, C 30/37) stehen für eine Reihe von Parametern, die zur Berechnung verwendet werden.

Auf diese Parameter kann bei benutzerdefinierter (**frei**) Materialeingabe direkt zugegriffen werden (nicht DIN 1045).
Dazu sind die benötigten Grenzwerte zur Beschreibung der Spannungsdehnungslinien anzugeben.

Beton

Beton (nicht zugfestes Material)	frei		
Trockenrohdichte	ρ_c	2200.0	kg/m ³
charakteristische Druckfestigkeit	f_{ck}	30.0	N/mm ²
Dehnung bei Erreichen der Festigkeit	ϵ_{c1}	-2.16	%
	ϵ_{c2}	-2.00	%
	ϵ_{c3}	-1.75	%
Bruchdehnung	ϵ_{cu1}	-3.50	%
	ϵ_{cu2}	-3.50	%
	ϵ_{cu3}	-3.50	%
Exponent der Parabel (EC 2, 3.1.7)	n_{c2}	2.00	N/mm ²
Zugfestigkeit	f_{ctm}	2.90	N/mm ²
mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen	f_{cm}	38.00	N/mm ²
Elastizitätsmodul	E_{cm}	32836.6	N/mm ²

Abb.: Eigenschaftsbl. aus 4H-EC2QB

- ρ_c Trockenrohdichte in kg/m³
- f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen in N/mm²
- ϵ_c Dehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze in ‰
- ϵ_{cu} Bruchdehnung in ‰
- n_{c2} Exponent der Parabel n. EC 2, 3.1.7, für normalfesten Beton 2.0, für hochfestem Beton in EC 2, Tab. 3.1, und für Leichtbeton in EC 2, Tab. 11.3.1, geregelt
- f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit in N/mm²
- E_{cm} Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) in N/mm²

Bei einer Trockenrohdichte kleiner oder gleich 2000 kg/m³ erfolgt die Bemessung für Leichtbeton.

Die Dehnungen ϵ_{c1} , ϵ_{cu1} gelten für die wirklichkeitsnahe Spannungsdehnungslinie (EC 2, Bild 3.2), ϵ_{c2} , ϵ_{cu2} für das Parabel-Rechteck-Diagramm (EC 2, Bild 3.3) und ϵ , ϵ für eine bilineare Beziehung (EC 2, Bild 3.4).

c3 cu3

Bewehrung

Betonstahl (zugfestes Material)	frei		
Streckgrenze	f_{yk}	500.0	N/mm ²
Zugfestigkeit	f_{tk}	525.0	N/mm ²
Bruchdehnung	ϵ_u	25.0	%
Elastizitätsmodul	E_s	200000.0	N/mm ²

Abb.: Eigenschaftsbl. aus 4H-EC2QB

f_{yk} charakteristische Streckgrenze in N/mm²

f_{tk} charakteristische Zugfestigkeit in N/mm²

ϵ_u Bruchdehnung in ‰

E_s Elastizitätsmodul in N/mm²

spezielle Materialien

In einigen Stahlbeton-Bemessungsmodulen sind spezielle Materialien integriert, die in den Eurocode-nahen Bemessungsverfahren verwendet werden können. Derzeit gibt es als "Sonderstahlsorten"

ComBAR GFK

Bewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff von Schöck Bauteile GmbH (s. www.schoeck.de).

Diese Bewehrung ist für besondere Anforderungen an Korrosionsbeständigkeit, elektrischer Isolation oder besonderer Resistenz gegen chemischen Angriff entwickelt worden.

Die Parameter entsprechen der Zulassung Z-1.6-238 vom 8.7.2019 (Bemessung nach EC 2)

$$f_{yk} = f_{tk} = 580 \text{ N/mm}^2, E_s = 60.000 \text{ N/mm}^2, \text{Materialsicherheitsbeiwert } \gamma_s = 1.3$$

Die Grenzdehnung ist abhängig von der Betonfestigkeitsklasse und der statischen Bestimmtheit des Tragwerks.

Es wird der Wert $\epsilon_{sU} = 0.61 \%$ verwendet.

Gitterträger

Gitterträger dienen in erster Linie dazu, nachträglich mit Ortbeton ergänzte Deckenplatten (Elementdecken) wirtschaftlich und komfortabel herzustellen.

Die von den genormten Stahlsorten abweichenden Materialdaten sind wie folgt definiert

$$f_{yk} = f_{tk} = 420 \text{ N/mm}^2$$

Spannungsdehnungslinien und Sicherheitskonzept

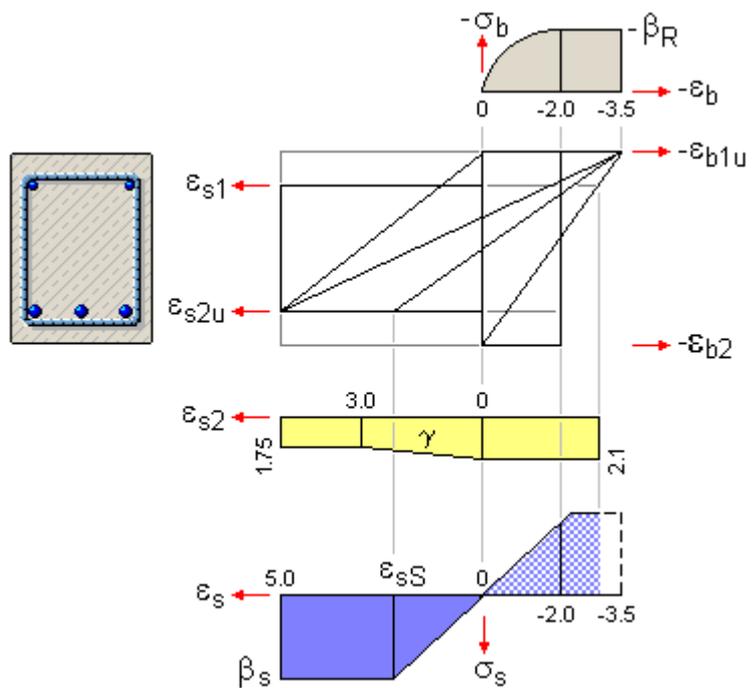
In den nachfolgenden Bildern sind die in den unterschiedlichen Normen angenommenen Spannungsdehnungslinien und die verschiedenen Sicherheitskonzepte für Nachweise im *Grenzzustand der Tragfähigkeit* in der Übersicht dargestellt.

DIN 1045

Die Spannungsdehnungsbeziehung für den Beton (grau unterlegt) wird als Parabel-Rechteck idealisiert, für den Betonstahl (blau) wird eine bilineare Spannungsdehnungsbeziehung angenommen, deren Verlauf nach Erreichen der Streckgrenze konstant ist.

Der Sicherheitsbeiwert (gelb) variiert in Abhängigkeit der Stahldehnung zwischen 1.75 und 2.1.

Die Stahlbruchdehnung wird mit $\epsilon_{s2u} = 5 \%$



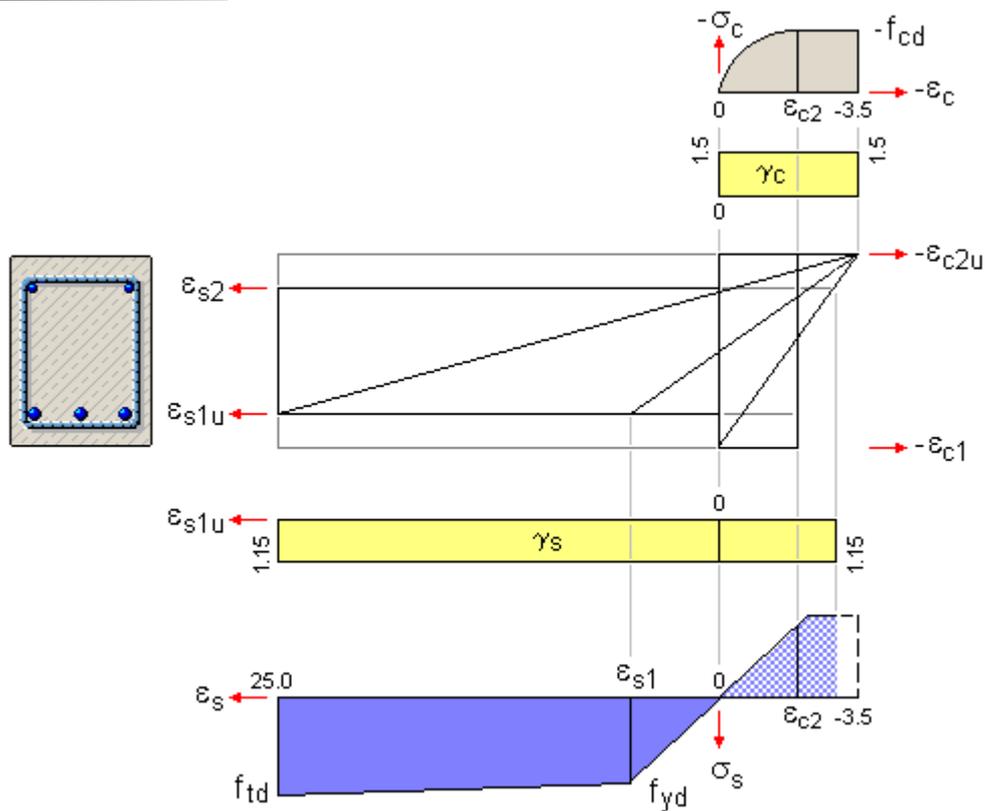
und die Betonbruchdehnung mit $\epsilon_{b1u} = -3.5 \text{ ‰}$
(voll überdrückt $\epsilon_{b1} = -2 \text{ ‰}$ angenommen).

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit (variabler Sicherheitsbeiwert) sollte bei höherer Belastung die Stahlbruchdehnung nur zu $\epsilon_{s2} = 3 \text{ ‰}$ ausgenutzt werden.

Bei Bedarf wird programmintern umgeschaltet.

Diese Spannungsdehnungslinien werden auch für die Nachweise im *Gebrauchslastzustand* mit $\gamma = 1$ angesetzt.

EC 2, DIN 1045-1, DIN-Fb



Die Spannungsdehnungsbeziehung für Nachweise im *Grenzzustand der Tragfähigkeit* wird für den Beton (grau unterlegt) nach EC 2, 3.1.7, als Parabel-Rechteck-Diagramm idealisiert, für den Betonstahl (blau) wird nach EC 2, 3.2.7, eine bilineare Spannungsdehnungsbeziehung angenommen, die nach Erreichen der Streckgrenze linear veränderlich bis zur Bruchdehnung verläuft.

Die Sicherheitsbeiwerte für Beton γ_c und Stahl γ_s (gelb) sind - in Abhängigkeit von der Bemessungssituation - konstant. Sie werden entweder für die Bemessungssituationen *Grundkombination*, *Erdbeben-Kombination* bzw. *außergewöhnliche Kombination* vorgelegt oder können vom Benutzer benutzerdefiniert (*frei*) eingegeben werden.

Bei Nachweisen n. EC 2 erfolgt die Vorbelegung durch den eingestellten **nationalen Anhang**.

Die Stahlbruchdehnung beträgt $\epsilon_{s1u} = 25 \text{ ‰}$; die Betonbruchdehnung ϵ_{c2u} (voll überdrückt ϵ_{c2}) ist für EC 2-konforme Betone abhängig von der Güteklasse in EC 2, Tab. 3.1, (Leichtbeton: EC 2, Tab. 11.3.1) angegeben.

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit sollte bei höherer Belastung die Druckzonenhöhe begrenzt werden (s. Vereinfachter

Nachweis der **plastischen Rotation**).

Bei Bedarf wird programmintern umgeschaltet.

Für Nachweise im *Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit* kann das Materialverhalten des Betons (Sicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1$ bzw. bei EC 2-Nachweisen der Wert des nationalen Anhangs) wahlweise

- über das Parabel-Rechteck-Diagramm n. EC 2, 3.1.7,
- über die wirklichkeitsnähere Spannungsdehnungsbeziehung n. EC 2, 3.1.5 (empfehlenswert)
- oder linear mit $\alpha_E = E_s / E_{cm}$ angenommen werden.

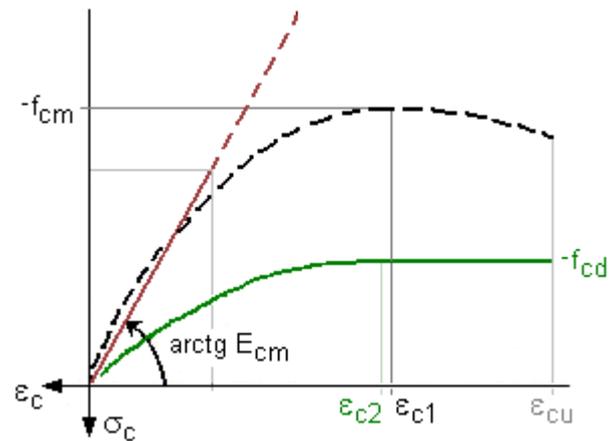
Unterschiede zeigen sich besonders in den Betondruckspannungen, wohingegen die Stahlzugspannungen nur wenig auf eine Veränderung des Materialverhaltens reagieren.



Bei hoher Belastung ($\sigma_c > 0.4 \cdot f_{cm}$) erweist sich das Parabel-Rechteck-Diagramm n. EC 2, 3.1.7, als zu 'weich', während der lineare Ansatz zu hohe Werte liefert.

Die realitätsnahe Abbildung der Spannungsdehnungsbeziehung des Betons n. EC 2, 3.1.5, berücksichtigt in den geringen Dehnungsbereichen das lineare Materialverhalten und bei hoher Belastung den sanften Übergang zur Bruchspannung.

Als Spannungsdehnungslinie des Betonstahls wird analog EC 2, 3.2.7, ein bilinearer Verlauf mit $\gamma_s = 1$ angenommen, dessen Dehngrenze mit der Duktilitätsklasse variiert.



vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation

Nach EC 2, 5.6.3, wird programmintern berücksichtigt für

Flächentragwerke

- $k_x = x/d \leq 0.45$ für Beton bis zur Festigkeitsklasse C 50/60
- $k_x = x/d \leq 0.35$ für Beton ab der Festigkeitsklasse C 55/67 und Leichtbeton

Balken (wirtschaftlich)

$$k_x = x/d \leq \frac{\epsilon_{c2u}}{\epsilon_{c2u} - \epsilon_{yd}} \quad \dots \text{ mit } \dots \quad \epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Bei Bedarf kann für Balken der Grenzwert $\lim k_x$ variiert werden (nur 4H-EC2QB).

Die Einhaltung der Druckzonenhöhe erfolgt jedoch nur, wenn

$$d_2 \leq (1 - |\epsilon_{yd} / \epsilon_{c2u}|) \cdot \lim k_x \cdot h_{stat}$$

d.h. wenn in Stahlfaser 2 ϵ_{yd} ausgenutzt wird.

Falls kein Gleichgewichtszustand gefunden wird, wird programmintern auf **einlagige** Bewehrungsanordnung umgeschaltet.

Kriechen und Schwinden

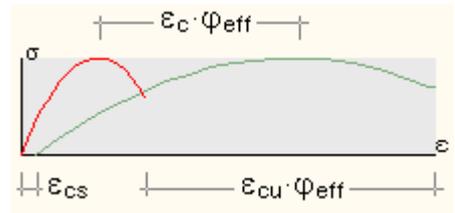
Nachweise, die im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit geführt werden, beziehen sich häufig auf einen Zeitpunkt (Endzeitpunkt der Nutzbarkeit, i.A. 70 Jahre), an dem das Betonkriechen und -schwinden nicht vernachlässigbar ist.

Diese Einflüsse können über eine Modifikation der Spannungsdehnungslinie des Betons berücksichtigt werden (nicht DIN 1045).

Kriechen Vergrößerung der Dehnungen ϵ_c , ϵ_{cu} sowie Verringerung des E-Moduls E_{cm} um den Faktor $(1 + \varphi_{eff})$

Schwinden Verschiebung der Spannungsdehnungslinie um das Maß ϵ_{cs}

Grafik: Der Einfluss der Kriechens und Schwindens ist anhand der wirklichkeitsnahen Spannungsdehnungslinie für Beton dargestellt (rote Linie: ohne, grüne Linie: mit Einfluss).



Die effektive Kriechzahl φ_{eff} und das Schwindmaß ϵ_{cs} können entweder vom Anwender direkt vorgegeben oder vom Programm n. EC 2, 3.1.4, bzw. Heft 525, DAfStb, berechnet werden.

Kriechen und Schwinden des Betons berechnen
nur bei Nachweisen im GZB

Zement CEM 32.5 R Klasse N: normal erhärtend

relative Luftfeuchte %

der Trocknung ausgesetzt U_c cm Querschnittsumfang

wirksame Querschnittsdicke h_0 cm = $2 \cdot A_c / U_c$

Belastungsbeginn t_0 d

effektive Kriechzahl φ_{eff} $\cdot \varphi(\infty, t_0)$

Kriechbeiwert φ_{eff}

Schwindmaß $\epsilon_{cs, \varphi}$ %

Abb.: Eigenschaftsbl. aus 4H-EC2QB

Der Dauerlastfaktor kann abgeschätzt werden zu

$$f_{eff} = M_{1perm} / M_{1Ed}$$

M_{1perm} Biegemoment nach Theorie I. Ordnung unter der quasiständigen Einwirkungskombination
 M_{1Ed} das entsprechende Biegemoment unter der Bemessungseinwirkungskombination

Berechnung der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ zum Zeitpunkt $t = \infty = 70$ Jahre

Voraussetzung: konstante Spannung, d.h. Betondruckspannung zum Zeitpunkt t_0 nicht größer als $0.45 \cdot f_{ck}$

Kriechzahl zum Zeitpunkt t

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \dots \text{mit} \dots$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta_c(t_0) \dots \text{und} \dots \varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 \dots \text{und} \dots \beta(f_{cm}) = 16.8 / \sqrt{f_{cm}} \dots \text{und} \dots$$

$$\beta_c(t_0) = 1 / (0.1 + t_{0,eff}^{0.20}) \dots \text{und} \dots t_{0,eff} = t_0 \cdot \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1\right)^\alpha \geq 0.5 \dots \text{mit} \dots$$

Zementtyp	Merkmal	Festigkeitsklassen	α
S	langsam erhärtend	CEM 32.5 N	-1
N	normal oder schnell erhärtend	CEM 32.5 R, CEM 42.5 N	0
R	schnell erhärtend und hochfest	CEM 42.5 R, CEM 52.5 N, CEM 52.5 R	1

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} \dots \text{mit} \dots \beta_H = 1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1.500 \cdot \alpha_3 \dots \text{und} \dots$$

$$\alpha_1 = (35 / f_{cm})^{0.7} \dots \text{und} \dots \alpha_2 = (35 / f_{cm})^{0.2} \dots \text{und} \dots \alpha_3 = (35 / f_{cm})^{0.5}$$

nur EC 2: für $f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \dots \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1$

- t Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]
- t_0 tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn [Tage]
- $t_{0,eff}$ wirksames Betonalter bei Belastungsbeginn [Tage]
- RH relative Luftfeuchte der Umgebung [%]
- h_0 $2 \cdot A_c / u$ wirksame Bauteildicke [mm] mit A_c Querschnittsfläche [mm²]
- u Umfang des Querschnitts [mm], der der Trocknung ausgesetzt ist
- f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²]

Schwinden

Berechnung der Schwinddehnung ϵ_{cs} zum Zeitpunkt $t = \infty = 70$ Jahre

EC 2 Schwindverformung zum Zeitpunkt t

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Trocknungsschwinden

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \dots \text{mit} \dots \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$$

h_0 [mm]	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

$$\epsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cmo}) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\dots \text{mit} \dots \beta_{RH} = 1.55 \cdot \left(1 - (RH / RH_0)^3 \right)$$

Zementtyp	Merkmal	Festigkeitsklassen	α_{ds1}	α_{ds2}
S	langsam erhärtend	CEM 32.5 N	3	0.13
N	normal oder schnell erhärtend	CEM 32.5 R, CEM 42.5 N	4	0.12
R	schnell erhärtend und hochfest	CEM 42.5 R, CEM 52.5 N CEM 52.5 R	6	0.11

autogenes Schwinden

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) \dots \text{mit} \dots \epsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \dots \text{und} \dots \beta_{as}(t) = 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{t}}$$

t Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt

t_s Alter des Betons in Tagen zu Beginn des Trocknungsschwindens (oder des Quellens).
Normalerweise das Alter am Ende der Nachbehandlung.

h_0 wirksame Querschnittsdicke [mm] $h_0 = 2 \cdot A_c / u$

A_c Betonquerschnittsfläche

u Umfangslänge der dem Trocknen ausgesetzten Querschnittsflächen

f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons [N/mm²]

f_{cmo} 10 N/mm²

RH relative Luftfeuchte der Umgebung [%]

RH_0 100 %

DIN 1045-1, Fb 102 n. Heft 525, DAfStb Schwindverformung zum Zeitpunkt t

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s)$$

Trocknungsschwinden

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t-t_s) \dots \text{mit} \dots$$

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/10) \right) \cdot 10^{-6} \dots \text{und} \dots$$

$$\beta_{RH}(RH) = \begin{cases} -1.55 \cdot (1 - (RH/100)^3) & \dots \text{für} \dots 40 \% \leq RH < 99 \% \cdot \beta_{s1} \\ 0.25 & \dots \text{für} \dots RH \geq 99 \% \cdot \beta_{s1} \end{cases}$$

$$\beta_{s1} = (35/f_{cm})^{0.1} \leq 1.0 \dots \text{und} \dots \beta_{ds}(t-t_s) = \left(\frac{(t-t_s)/t_1}{350 \cdot (h_0/100)^2 + (t-t_s)/t_1} \right)^{0.5}$$

autogenes Schwinden (Grundschrumpfen, Schrumpfen)

$$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t) \dots \text{mit} \dots \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{60 + f_{cm}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} \dots \text{und} \dots$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot \sqrt{t/t_1})$$

Zementtyp	Merkmal	Festigkeitsklassen	α_{as}	α_{ds1}	α_{ds2}
S	langsam erhärtend	CEM 32.5 N	800	3	0.13
N	normal oder schnell erhärtend	CEM 32.5 R, CEM 42.5 N	700	4	0.12
R	schnell erhärtend und hochfest	CEM 42.5 R, CEM 52.5 N CEM 52.5 R	600	6	0.12

t Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]

t₀ Betonalter zum Beginn der Austrocknung [Tage]

t₁ Bezugswert, 1 Tag

RH relative Luftfeuchte der Umgebung [%]

h₀ 2 · A_c/u wirksame Bauteildicke [mm] mit
A_c Querschnittsfläche [mm²]

u Umfang des Querschnitts [mm], der der Trocknung ausgesetzt ist

f_{cm} mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen [N/mm²]

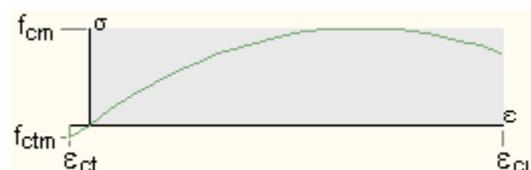
h₁ Bezugswert, 100 mm

Betonzugspannungen

Bei der Dehnungs- und Spannungsermittlung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können Betonzugspannungen berücksichtigt werden.

Es wird der Ansatz verfolgt, dass die Betonzugspannungen sich linear verhalten bis zum Zugbruch bei $\varepsilon_{ct} = f_{ctm} / E_{cm}$.

Da die Betonzugfestigkeit i.A. sehr klein ist gegenüber der Druckfestigkeit, ist der Einfluss auf das Berechnungsergebnis gering.



Biege- und Normalkraftbemessung (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind *besonders* gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode

Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren **nationalen Anhängen** gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

Anforderungen an die Bewehrungsanordnung

DIN 1045, 17.2

Nach 25.2.2.1 ist bei Druckgliedern ein minimaler Bewehrungsgrad von 0.8% des statisch erforderlichen Querschnitts zu berücksichtigen. Im Programm kann dieser Mindestbewehrungsgrad frei eingestellt werden.

DIN 1045-1, 10.2 / DIN-Fb 102, 4.3.1

Zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens ist bei überwiegend biegebeanspruchten Bauteilen nach 13.1.1(1) eine Mindestbewehrung (Robustheitsbewehrung) vorzusehen. Hierzu wird bei der Extremierung ein zusätzlicher Lastfall für das Rissmoment $M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c$ angesetzt und mit f_{yk} bemessen.

Die Mindestbewehrung für Stützen (stabförmige Druckglieder) beträgt nach 13.5.2(1)

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot |N_{Ed}| / f_{yd}$$

Abweichend von DIN 1045-1 muss nach DIN-Fb 102, 5.4.1.2.1(1)*P außerdem eingehalten werden

$$A_{s,min} \geq 0.003 \cdot A_c$$

Für Wände ist Abschnitt 13.7.1(3) zu berücksichtigen, in dem gefordert wird, dass die lotrechte Bewehrung

$$A_{s,min} = 0.0015 \cdot A_c \quad \dots \text{für } |N_{Ed}| < 0.3 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = 0.0030 \cdot A_c \quad \dots \text{für } |N_{Ed}| \geq 0.3 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

nicht unterschreitet.

Allerdings darf nach DIN 1045-1 (8.08) die Mindestbewehrung auch belastungsabhängig wie für Stützen ermittelt werden

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot |N_{Ed}| / f_{yd} \geq 0.0015 \cdot A_c$$

EC 2, 6.1

Zur Vermeidung schlagartigen Versagens ist bei überwiegend biegebeanspruchten Bauteilen nach 9.2.1.1(1) eine Mindestbewehrung vorzusehen.

$$A_{s,min} \geq 0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d$$

Die Mindestbewehrung für Stützen (stabförmige Druckglieder) beträgt nach 9.5.2(2)

$$A_{s,min} = 0.10 \cdot |N_{Ed}| / f_{yd} \geq 0.002 \cdot A_c$$

Für Wände ist Abschnitt 9.6.2(1) zu berücksichtigen, in dem gefordert wird, dass die vertikale Bewehrung

$$A_{s,min} = 0.002 \cdot A_c$$

nicht unterschreitet.

Bemessung

In Abhängigkeit der jeweiligen Schnittgrößenkombination werden Zug- und Druckrand bestimmt sowie die vorgegebene Bewehrungsanordnung überprüft.

Lässt sich kein eindeutiger Zug-/Druckrand definieren (zentrisch belasteter Querschnitt mit einer bezogenen Ausmitte Druck: $e/d < 0.35$, Zug: $e/d < 0.20$ mit $e = |M/N|$), muss die Bewehrung oben und unten symmetrisch eingelegt werden.

Soll ein **unbewehrter** Querschnitt bemessen werden, kann lediglich die bezogene Tragfähigkeit (Sicherheitsnachweis) des Betonquerschnitts ermittelt werden.

Für jeden Lastfall wird unter Berücksichtigung des minimalen (Mindestbewehrung s.o.) und maximalen Bewehrungsgrades die erforderliche Längsbewehrung bestimmt.

Werden sämtliche Lastfälle fehlerfrei bemessen, ergeben sich die maximal erforderlichen Bewehrungsquerschnitte oben und unten zu $erf A_{s0}$ und $erf A_{sU}$. Da nach DIN 1045 der Sicherheitsbeiwert γ variabel ist, wird dieser stets

protokolliert.

Außerdem werden die Bruchdehnungen ϵ_{b1u} , ϵ_{s2u} , ϵ_{b2u} (DIN 1045) bzw. ϵ_{c2u} , ϵ_{s1u} , ϵ_{c1u} (DIN 1045-1) sowie die Hilfsbeiwerte für die Höhe der Druckzone $k_x = \epsilon_{b1} / (\epsilon_{b1} - \epsilon_{s2}) = x / h_{stat}$, den inneren Hebelarm $k_z = z / h_{stat}$, die statische Höhe h_{stat} und (bei Kreisquerschnitten) die effektive Breite b_w angegeben.

Ergibt die Extremierung der Bewehrungsquerschnitte unter Berücksichtigung einer benutzerdefinierten Grundbewehrung A_{s0o} bzw. A_{s0u} eine Überschreitung des maximal zulässigen Bewehrungsgrades, erfolgt im Ergebnisausdruck ein entsprechender Hinweis.

ComBAR GFK

Besteht die Längsbewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff, wird der maximale Bewehrungsgrad mit $\max \rho = 3.5\%$ angesetzt.

Eine Druckbewehrung darf nicht verwendet werden.

Ausnutzungsgrad / vereinfachter Brandschutznachweis für Druckglieder (Basics)

Die Querschnittsausnutzung wird für den schlussendlich erforderlichen Bewehrungsquerschnitt über den Sicherheitsnachweis ermittelt ($U = 1/t$).

Die zugrunde liegenden Schnittgrößenkombinationen resultieren aus dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (Biegebemessung).

Für vorwiegend auf Druck beanspruchte Querschnitte wird überprüft, ob die Bewehrung für einen Brandschutznachweis (Einteilung in Feuerwiderstandsklassen nach DIN 4102-4) ausreicht.

Dazu muss nach DIN 4102-22 der Ausnutzungsfaktor

$$\alpha_1 = (S_{fi,d,t} / S_{Rd}) \cdot \alpha^* \leq \text{zul } \alpha_1 \quad \dots \text{ mit } \dots$$

$S_{fi,d,t}$ Bemessungswert der vorhandenen Schnittgrößenkombination (N,M) im Brandfall n. DIN 1055-100

S_{Rd} Bemessungswert der Tragfähigkeit nach DIN 1045-1

α^* Faktor aus Bild 15a, DIN 4102-22, vereinfachend $\alpha^* = 2$, gilt z.Zt. nur für Stützen

$\text{zul } \alpha_1$ maximal möglicher Ausnutzungsfaktor, i.A. $\text{zul } \alpha_1 = 1$

als Eingangswert in die Tabellen ermittelt werden.

Ist $\alpha_1 > \text{zul } \alpha_1$, wird die Bewehrung so lange iterativ erhöht (S_{Rd} vergrößert), bis $\alpha_1 = \text{zul } \alpha_1$ ist.

Mit diesem α_1 -Wert wird dann für Stützen nach Tab. 31, für Wände nach

Tab. 35 (1-seitige Brandbeanspruchung), DIN 4102-4 die Feuerwiderstandsklasse ausgegeben.

Im umgekehrten Fall kann die Einhaltung einer bestimmten Feuerwiderstandsklasse u.a. über $\text{zul } \alpha_1$ gesteuert werden.

Nach neuen Erkenntnissen (s. Technische Regeln zum Brandschutz, BK 2007 T.2 bzw. Fingerloos/Richter) kann bei der Stützenbemessung auf den Faktor α^* verzichtet werden, wenn die geänderte Tab. 31 zur Benennung der Feuerwiderstandsklasse herangezogen wird.

Wird der Faktor α^* zu Null gesetzt, muss die Stützenlänge im Brandfall l_{col} vorgegeben werden.

Der maximal zulässige Ausnutzungsfaktor darf dann $\text{zul } \alpha_1 = 0.7$ nicht übersteigen.

Kann die Tabelle nicht angewandt werden, wird eine Fehlermeldung ausgegeben.

Literatur

- DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Ausgabe März 1994
- DIN 4102-4/A1: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Änderung A1, Ausgabe November 2004
- DIN 4102-22: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 22: Anwendungsnorm zu 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten, Ausgabe November 2004
- H.M. Bock, E. Klement: Brandschutz-Praxis für Architekten und Ingenieure, 2. Auflage, Bauwerk-Verlag GmbH, 2006

- N.A. Fouad, A. Schwedler: Brandschutz-Bemessung auf einen Blick nach DIN 4102, Bauwerk-Verlag GmbH, 2006
- Musterliste der Techn. Baubestimmungen, Kap.3 Technische Regeln zum Brandschutz, Betonkalender 2007, Teil 2
- F. Fingerloos, E. Richter: Zur Heißbemessung von Stahlbetonstützen, Der Prüferingenieur, April 2007

Brandbemessung n. DIN EN 1992-1-2 (EC 2 für Brandbeanspruchung) (Basics)

Nach EC 2 ist es gegenwärtig möglich, ein Verfahren zur Bestimmung einer adäquaten Leistungsfähigkeit eines brandbeanspruchten Bauteils (Standhalten gegenüber einer Brandeinwirkung) durchzuführen.

In **pcae**-Programmen sind zwei Verfahren anwendbar

- ein *vereinfachtes Rechenverfahren* nach 4.2 (Zonenmethode nach Anhang B.2)
- ein *vereinfachtes allgemeines Rechenverfahren* in Anlehnung an 4.3

Beide Verfahren basieren auf einer thermischen Analyse des Bauteils unter Berücksichtigung thermischer Einwirkungen und temperaturabhängiger Materialeigenschaften.

Die Temperaturprofile in einem Stahlbetonbauteil werden ohne Mitwirkung der Bewehrung ermittelt.

Die mechanische Analyse baut auf den temperaturabhängigen Veränderungen der mechanischen Materialeigenschaften – auch der thermisch bedingten Dehnungen und Spannungen (Eigenspannungszustände) – auf.

Die Einwirkungskombination infolge Brandbeanspruchung ist ‚außergewöhnlich‘ und wird mit charakteristischen Materialkennwerten $\gamma_c = \gamma_s = 1$ bemessen. Kriechen und Schwinden sind unmaßgeblich.

In **pcae**-Programm können folgende Querschnitte brandbemessen werden

- 2-achsige Bemessung: ein willkürlich, d.h. von oben, unten, links, rechts beflammter Rechteckquerschnitt
- 1-achsige Bemessung: ein von oben, unten, seitlich beflammter Rechteckquerschnitt, ein von oben, unten beflammter Plattenbalken und Doppel-T-Querschnitt sowie ein von allen Seiten gleichmäßig beflammter Kreisquerschnitt

Thermische Analyse

Die instationäre Wärmetransportgleichung ist eine partielle Differentialgleichung 2. Ordnung 1. Grades. Sie gehört zur Kategorie der parabolischen Differentialgleichungen.

$$c \cdot \rho \cdot \frac{\partial \vartheta}{\partial t} + \operatorname{div}(-\lambda \cdot \operatorname{grad} \vartheta) = \varphi \quad \text{mit} \quad \vartheta \text{ Temperatur } [^{\circ}\text{C}] \quad \text{und} \quad t \text{ Zeit } [\text{s}]$$

Es handelt sich um ein Anfangs-Randwertproblem ohne Wärmequellen ($\varphi = 0$) mit

$$\text{der Anfangsbedingung} \quad \vartheta(t=0) = \vartheta_0 \quad \text{und} \quad \vartheta_0 = 20^{\circ}\text{C}$$

$$\text{der Konvektionsrandbedingung} \quad q(\vec{x} = \vec{x}_q) = \alpha \cdot (\vartheta - \bar{\vartheta})$$

$$\text{der Strahlungsrandbedingung} \quad v(\vec{x} = \vec{x}_v) = \varepsilon \cdot \sigma \cdot (\vartheta^4 - \bar{\vartheta}^4)$$

Über Konvektion und Strahlung wird eine zeitlich veränderliche Brandkurve eingesteuert.

In den **pcae**-Programmen sind aktuell vier Brandkurven implementiert.

Die Einheits-Temperaturzeitkurve (EC 1-1-2, Kap. 3.2.1) ist n. NA-DE i.d.R. im Hochbau anzuwenden.

Sie wird berechnet mit

$$\bar{\vartheta}(t) = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad \text{mit} \quad t [\text{min}] \quad \text{und} \quad \vartheta [^{\circ}\text{C}]$$

Zum Nachweis des Raumabschlusses bei nicht tragenden Außenwänden, Brüstungen und für Fassadenteile darf als Brandbeanspruchung von außen die Außenbrandkurve n. EC 1-1-2, Kap. 3.2.2 verwendet werden.

Sie wird berechnet mit

$$\bar{\vartheta}(t) = 660 \cdot (1 - 0.687 \cdot e^{-0.32t} - 0.313 \cdot e^{-3.8t}) + 20 \quad \text{mit} \quad t [\text{min}] \quad \text{und} \quad \vartheta [^{\circ}\text{C}]$$

Die Hydrokarbon-Brandkurve n. EC 1-1-2, Kap. 3.2.3 wird für Brände angesetzt, die durch Flüssigkeiten z.B. in Industrieanlagen verursacht werden.

Sie ist n. NA-DE für Hochbauten mit üblichen Mischbrandlasten nicht zu verwenden; sie wird berechnet mit

$$\bar{\vartheta}(t) = 1.080 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167t} - 0.675 \cdot e^{-2.5t}) + 20 \quad \dots \text{mit } t \text{ [min]} \quad \dots \text{und } \vartheta \text{ [}^\circ\text{C]}$$

Als Sonderfall wird die ZTV-ING-Brandkurve für Tunnelanlagen angeboten (s. *Bundesministerium für Digitales und Verkehr: Zusätzliche Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, ZTV-ING, 2025*).

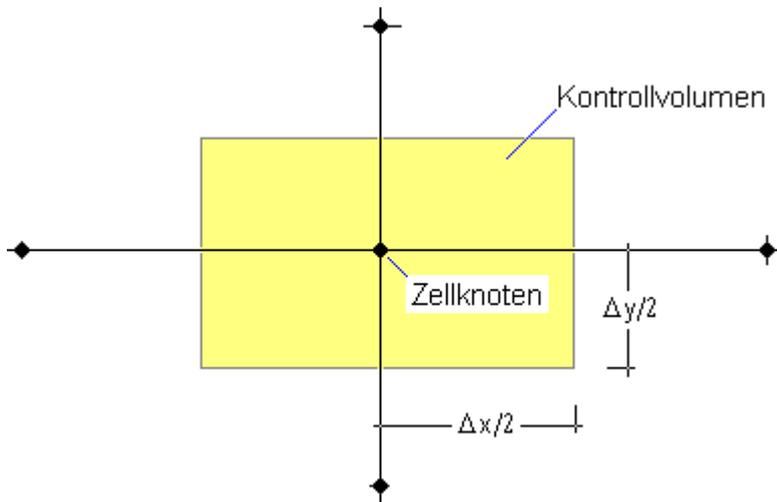
Sie wird berechnet mit

$$\begin{aligned} t \leq 5 \text{ min} & \dots \bar{\vartheta}(t) = 20 + 240 \cdot t \\ 5 \text{ min} < t \leq 30 \text{ min} & \dots \bar{\vartheta}(t) = 20 + 1.200 \quad \dots \text{mit } t \text{ [min]} \quad \dots \text{und } \vartheta \text{ [}^\circ\text{C]} \\ t \leq 30 \text{ min} & \dots \bar{\vartheta}(t) = 20 + 1.200 \cdot (140 - t) / 110 \end{aligned}$$

Die allgemeine Lösung kann nur mit Hilfe von Näherungsverfahren ermittelt werden.

In **pcae**-Programmen kommt eine semidiskrete Finite-Volumen-Formulierung (FVM) zur Anwendung, d.h. die Ortsdiskretisierung erfolgt durch die finite Volumenmethode, während in Zeitrichtung ein explizites Differenzenverfahren angewandt wird.

Vorteilhaft an FVM ist die lokale Konservativität (hier: Temperatur- bzw. Energieerhaltung) um jeden Zellknoten herum, da die Differentialgleichung in jedem Kontrollvolumen erfüllt sein muss.

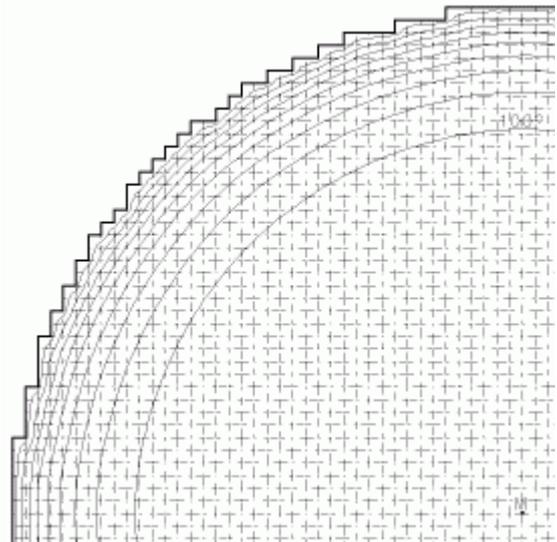


Zunächst wird der Querschnitt diskretisiert; es wird ein rechteckiges Gitter zu Grunde gelegt. Für jeden Gitterknoten (Zellknoten) wird ein Kontrollvolumen definiert, über dem die Differentialgleichung integriert wird.

Beispiel einer Kreisdiskretisierung (Ausschnitt)

Je feiner der Querschnitt durch finite Volumen aufgelöst wird, desto glatter können die Isolinien der Temperatur ermittelt werden.

Diese Genauigkeit ist allerdings in den meisten Fällen nicht erforderlich.



Es ist üblich, das Kontrollvolumen aus den Vertikalen der Mittelpunkte der Zellkanten zu bilden.

Die Zeitdiskretisierung erfolgt explizit mit konstanten Zeitschritten, daher ist als Stabilitätsbedingung das Neumann-Kriterium einzuhalten

$$Ne = \frac{\lambda(\vartheta, t) \cdot \Delta t}{\min(\Delta x^2, \Delta y^2)} \leq 0.5$$

Der Zeitschritt wird automatisch an die Gegebenheiten angepasst.

Die temperaturabhängigen Materialparameter

- λ Wärmeleitfähigkeit [W/m K]
- c spezifische Wärme [kJ/kg K]
- ρ Dichte [kg/m³]

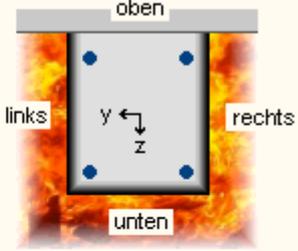
werden nach EC 2 bestimmt und iterativ im Programm berücksichtigt.

Folgende Parameter sind festzulegen

Brandseiten	<input type="checkbox"/> oben		
	<input checked="" type="checkbox"/> unten		
	<input checked="" type="checkbox"/> links		
	<input checked="" type="checkbox"/> rechts		
Beflammungsdauer	t_{max}	<input type="text" value="60"/>	min
Anfangsfeuchte (Beton)		<input type="text" value="1.5"/>	%
therm. Leitfähigkeit (Beton)		<input type="radio"/> obere Grenze	
		<input checked="" type="radio"/> untere Grenze	
Zuschlagstoff (Beton)		<input checked="" type="radio"/> Quarz	
		<input type="radio"/> Kalkstein	
Rohdichte (Stahlbeton)	ρ_c	<input type="text" value="2300"/>	kg/m ³
konvekt. Wärmeübergang	α	<input type="text" value="25.0"/>	W/m ² K
Emissionswert	ϵ	<input type="text" value="0.70"/>	

Vorschrift DIN EN 1992-1-2 (10.06)
 DIN ENV 1992-1-2 (5.97)

Rechengenauigkeit gering
 mittel
 hoch



- die Brandseiten eines Rechteckquerschnitts beziehen sich auf das lokale Koordinatensystem (siehe Grafik). Bei zweiachsiger Bemessung kann willkürlich gewählt werden.
- die Beflammungsdauer steuert die zu erstrebenden Feuerwiderstandsklasse. R 90 entspricht z.B. einer Branddauer von $t_{max} = 90$ min.
- die Anfangsfeuchte des Betons hemmt die Ausbreitungsgeschwindigkeit der hohen Temperaturen. Sie geht in die Ermittlung der spezifischen Wärme ein.
- im EC 2 werden zwei Kurven zur Bestimmung der thermischen Leitfähigkeit des Betons angeboten, die im Programm frei wählbar sind. Nach Anhang A (2) ergibt der untere Grenzwert realistischere Betontemperaturen als der obere.
- der Zuschlagstoff des Betons beeinflusst das Querschnittsverhalten und ist daher stets mit anzugeben.
- die Rohdichte von Stahlbeton enthält auch den Anteil der Bewehrung und ist daher stets gleich oder größer als die Dichte des Betons.
- die Temperatur wird über Konvektion und Strahlung in den Querschnitt eingeleitet. Hierzu sind die entspr. Parameter des konvektiven Wärmeübergangs und der Emissionswert einzugeben. Werden sowohl α als auch ϵ mit Null belegt, wird die Temperatur als Dirichlet'sche (direkte) Randbedingung aufgebracht.
- es besteht die Möglichkeit, die Stoffparameter auch nach der Vornorm des EC 2 (DIN ENV 1992-1-2 (5.97)) berechnen zu lassen.
- die Berechnung des Temperaturprofils kann - besonders bei kleinen Querschnitt und hohen Branddauern - viel Zeit benötigen, da der Zeitschritt von der Größe des Kontrollvolumens abhängt. Daher besteht die Möglichkeit, die Rechengenauigkeit zu beeinflussen.

Mechanische Analyse - Bemessungsverfahren

Die Brandursache führt zu einer nichtlinearen Änderung der Materialkennwerte über den Querschnitt.

Allgemeine Bemessungsverfahren definieren daher im Querschnitt mehrere Betonbereiche, jeder mit etwa gleicher mittlerer Temperatur (gleichen Materialwerten), und erfassen dadurch die tragwirksamen Bereiche zuverlässig.

Der kalte innere Bereich und die heiße Randzone wirken beim Lastabtrag nicht mit.

Basierend darauf wurden Näherungsverfahren entwickelt, die den ingenieurmäßigen Anforderungen Rechnung tragen.

Der Betonquerschnitt wird dabei mit einer gleichmäßigen Temperaturerhöhung beaufschlagt, die das wirkliche Tragverhalten bestmöglich wiedergibt.

Die Temperatur in der Bewehrung kann genau genug im Zentrum des Bewehrungsstahls angenommen werden.

Das *Zonenverfahren* basiert auf der Annahme einer beidseitig

beflammten Modellwand.

Der Querschnitt wird in eine vorgegebene Anzahl von n Zonen gleicher Breite eingeteilt.

Im zentralen Horizontalschnitt wird für jede Zone i die Mittentemperatur $\vartheta_{c,i}$ und daraus der Reduktionsbeiwert $k_{c,i}$ ermittelt.

Über

$$k_{cm} = \frac{1 - 0.2/n}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_{c,i}$$

kann dann eine mittlere Betontemperatur berechnet werden, die gleichmäßig in dem um

$$a_z = w \cdot \left[1 - \frac{k_{cm}}{k_c(\vartheta_M)} \right] \dots \text{ bei Balken, Platten} \dots \text{ oder} \dots a_z = w \cdot \left[1 - \left(\frac{k_{cm}}{k_c(\vartheta_M)} \right)^{\frac{4}{3}} \right] \dots \text{ bei Stützen, Wänden}$$

reduzierten Querschnitt gilt.

Die Breite w entspricht der halben Modellwandbreite, $k_c(\vartheta_M)$ ist der Reduktionskoeffizient für Beton in der Mittelachse der Modellwand.

Die Bemessung erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit.



Mit dem Zonenverfahren können derzeit nur Rechteck- oder Kreisquerschnitte bemessen werden.

In **pcae**-Programmen wird die Betontemperatur je Zone über deren Breite gemittelt.

Daher kann der Korrekturfaktor $(1 - 0.2/n)$ zur Berechnung des mittleren Reduktionsfaktors k_{cm} entfallen.

Zudem besteht die Möglichkeit, den a_z -Wert vorzugeben (z.B. nach EC 2, Anhang B.2, Bild B.5, oder Vornorm des EC 2 (ENV), Anhang B, Bild B.3).

Zur Bemessung wird die über den reduzierten Querschnitt integrierte, mittlere Betontemperatur herangezogen.

Optional kann auch die Temperatur des kältesten Querschnittspunkts (Mittelpunkt) herangezogen werden.

Für diese Temperatur wird über den Beiwert k_c die charakteristische Druckfestigkeit unter Hochtemperaturbelastung bestimmt.

Die Temperatur der Bewehrung kann genügend genau im Schwerpunkt des Betonstahls angenommen werden. Sie beeinflusst den Abfall der charakteristischen Zug- und Druckfestigkeit f_{yk} der Bewehrung.

Näherungsweise und auf der sicheren Seite liegend wird der Abminderungsbeiwert k_s der Bewehrung immer für gedrückten Stahl angesetzt.

Die Form der Spannungsdehnungslinien kann entweder analog der Kaltbemessung oder nach EC 2 (Brandfall, Kap. 3.2 bzw. ENV, Anhang A) gewählt werden.

Um die inneren Spannungen aus Temperatur zu berücksichtigen, werden die Spannungsdehnungslinien in Abhängigkeit ihrer Temperatur vorgestaucht, d.h. die Spannungsdehnungslinien werden um den Wert $\varepsilon_{V, \vartheta}$ verschoben.

Cyllok/Achenbach (s. [Literatur](#)) nehmen für die Bemessungstemperatur des Betons die Temperatur im Mittelpunkt des Querschnitts $\vartheta_M \geq 100$ °C an.

Die Form der Spannungsdehnungslinien entspricht dem EC 2 (Brandfall), wobei die Spannungsdehnungslinie der Bewehrung auf der Druckseite eine Druckspannungsreduktion von $\Delta\vartheta = 0.2\% \cdot E_{s,\vartheta}$ erfährt.

Das *vereinfachte allgemeine Rechenverfahren* bietet eine Möglichkeit, auch allgemeine Querschnittsformen brandschutztechnisch zu beurteilen. Wie zuvor besteht das Problem in der Bestimmung der mittleren Betontemperatur und der geschädigten Randzone.

⊙ Zonenverfahren

Anzahl Zonen

10

Tragverhalten

Balken/Platte

Stütze/Wand

Verfahren n. Cyllok/Achenbach

⊙ allgemeines Rechenverfahren

krit. Temperatur

ϑ_{crit}

500

°C

Die geschädigte Randzone sei der Bereich des Querschnitts, in dem die Temperatur einen kritischen Wert übersteigt.

Sie kann vom Benutzer vorgegeben werden; **pcae** empfiehlt $\vartheta_{crit} = 500$ °C.

Die Betontemperatur wird wie beim Zonenverfahren über den reduzierten Querschnitt aufintegriert. Ebenso können die Spannungsdehnungslinien nach der Kaltbemessung oder EC 2 (Brandfall) angenommen werden.

Die Bemessung erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Bei *hochfestem Beton* (von C55/67 bis C90/105) wird eine Reduzierung der Festigkeit nach EC 2, Tab. 6.1N, vorgenommen.

Der unwirksame Querschnittsbereich ermittelt sich nach dem vereinfachten allgemeinen Rechenverfahren zu $a_z = k \cdot a_{500}$, mit k aus dem Nationalen Anwendungsdokument.

Der empfohlene Wert ist 1.1 für Klasse 1 und 1.3 für Klasse 2. Die empfohlene Klasse für Beton C55/67 und C60/75 ist Klasse 1, für Beton C 70/85 und C 80/90 ist Klasse 2 und für Beton C 90/105 ist Klasse 3.

Druckzonendicke / Nachweis der Dichtigkeit (Basics)

Nach den DAfStb-Richtlinien *Wasserundurchlässige Bauwerke* und *Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen* ist die Wasserundurchlässigkeit des Betons im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) nachzuweisen.

Die Wasserundurchlässigkeit wird nachgewiesen über

- Nachweis der Dichtigkeit in ungerissenen Bereichen
- ... Mindestdruckzonendicke
- Rissbreitennachweis als Dichtigkeitsnachweis

DAfStb-Richtlinien *Wasserundurchlässige Bauwerke*

Der Nachweis der Dichtigkeit des Betons ist mit den Bemessungsgrößen aus der "häufigen" Einwirkungskombination nach DIN 1055-100 zu führen ist. Der Nachweis der Dichtigkeit in ungerissenen Bereichen entfällt.

Nachweis der Mindestdruckzonendicke

Die Druckzonendicke im Zustand 2 wird für den schlussendlich erforderlichen Bewehrungsquerschnitt aus dem Dehnungszustand ermittelt.

Für den Dichtigkeitsnachweis ist zu belegen

$$x'' \geq x_{D,zul} \quad \text{mit ...}$$

x'' geringste Dicke der ungerissenen Zone im Zustand 2

$x_{D,zul}$ zulässige minimale Druckzonendicke

Rissbreitennachweis als Dichtigkeitsnachweis

Alternativ kann ein Rissbreitennachweis zur Begrenzung der Biegerisse mit der zulässigen Rissbreite nach Tab. 2, DAfStb-Richtlinie durchgeführt werden.

Detaillierte Beschreibung des <#rissnachweis_basics">Nachweises.

DAfStb-Richtlinien *Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen*

Die Einwirkungskombination vor der Beaufschlagung entspricht der "seltenen" Kombination nach DIN 1055-100, während der Beaufschlagung ist die "quasi-ständige" Kombination anzusetzen.

Nachweis der Dichtigkeit in ungerissenen Bereichen

Zur Sicherstellung der Dichtigkeit muss gelten

$$h \geq \gamma_e \cdot e_{tk} \quad \text{mit ... } \gamma_e \text{ Sicherheitsbeiwert für die Eindringtiefe } e_{tk}$$

Der Nachweis darf nur in Bereichen angewandt werden, in denen gilt

$$\frac{\text{vorh } \sigma_{cN}}{f_{ctk,0.05}/\gamma_c} + \frac{\text{vorh } \sigma_{cM}}{f_{cbk,0.05}/\gamma_c} \leq 1$$

vorh σ_{cN} , vorh σ_{cM} maximale Betonzugspannung am Rand im Zustand 1 für Normalkraft, Biegemoment

$f_{ctk,0.05}$ charakteristischer Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit

$f_{cbk,0.05}$ charakteristischer Wert der Biegezugfestigkeit des Betons mit

$$f_{cbk,0.05} = (1 + 0.13 \cdot \sqrt{1/h}) \cdot f_{ctk,0.05}; \quad h \text{ in m}$$

γ_c Sicherheitsbeiwert für das Betontragverhalten

Nachweis der Mindestdruckzonendicke

Die Druckzonendicke im Zustand 2 wird für den schlussendlich erforderlichen Bewehrungsquerschnitt aus dem Dehnungszustand ermittelt.

Für den Dichtigkeitsnachweis ist zu belegen

$$x'' \geq \gamma_e \cdot e_{tk} \quad \text{mit ...}$$

x'' geringste Dicke der ungerissenen Zone im Zustand 2

γ_e Sicherheitsbeiwert für die Eindringtiefe e_{tk}

Rissbreitennachweis als Dichtigkeitsnachweis

Die Rissbreite ist unter Berücksichtigung der im Fall der Medienbeaufschlagung wirksamen Beanspruchungen unter Gebrauchslasten zu begrenzen auf

$$w_{cal} \leq w_{crit}/\gamma_r \quad \text{mit ...}$$

$w_{crit}(h,t)$ kritische Rissbreite

γ_r Sicherheitsbeiwert für die Rissbreite

Detaillierte Beschreibung des **Nachweises**.

Schubbemessung (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren **nationalen Anhängen** gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

Schubbemessung bezeichnet die Bemessung für Querkraft und/oder Torsion.

Zunächst wird separat für jede Schnittgröße die erforderliche Bügel- (Querkraft $a_{s,bü}$) bzw. Bügel- und Längsbewehrung (Torsion $a_{s,büT}$ und $A_{s,T}$) ermittelt. Anschließend werden die Bewehrungsquerschnitte anteilig ausgewertet.

Die Materialgüte der Schubbewehrung kann unabhängig von der Biegebemessung gewählt werden.

Analog der **Biegebemessungsmaterialien** steht für senkrecht belastete Flächenträger (Platte, Falwerk, Rechteckquerschnitt mit Kennung **Platte**), die nach DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und EC 2 bemessen werden, die Bewehrungsausführung mit *Gitterträgern* zur Verfügung.

Gitterträger dienen in erster Linie dazu, nachträglich mit Ort beton ergänzte Deckenplatten (Elementdecken, s.a.

Verbundbauteile) wirtschaftlich und komfortabel herzustellen.

G. sind nicht genormt, daher wird in den **pcae**-Programmen nicht auf zulassungsspezifische Details eingegangen.

DIN 1045-1, 10.3 und 10.4 / DIN-Fb 102, 4.3.2 und 4.3.3 / EC 2, 6.2 und 6.3

Die in die Bemessung eingehenden Schnittgrößen sind Bemessungsgrößen.

Schubbemessung

Materialgüte der Schubbewehrung wie Biegebew. ▾

Neigungswinkel der Querkraftbewehrung α 90 °

Bemessung als Balken ... als Platte ohne Mindestbewehrung

z aus Biegebemessung Annahme: z = 0,9 d

Kontrolle: $z \leq d - c_{v,D} - \min(c_{v,D}, 3,0)$ mit $c_{v,D}$ 3,0 cm

Druckstrebenwinkel minimal ▾

Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ begrenzen

Schubkraftübertragung in horizontalen Verbundfugen

Torsion: effektive Wanddicke (=0: nach Norm) t_{eff} 0,0 cm

Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

Querkraftbemessung

Gegenüber den nach DIN 1045 zu führenden Schubspannungsnachweisen sind die Bemessungsmodelle nach DIN 1045-1 bzw. EC 2 für Bauteile mit und ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung mechanisch besser nachvollziehbar und damit verständlicher.

Die Schubbemessung gliedert sich in die Bemessung für die Querkraft, Torsion und Querkraft mit Torsion.

Die Bügelbewehrung kann um den Winkel α gegen die Systemachse geneigt sein (z.B. Gitterträger).

Zunächst wird der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ n. EC 2, 6.2.2(1) berechnet.

Wenn der Bemessungswert der Querkraft $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ist, ist rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich.

Bei überwiegend auf Biegung beanspruchten stabförmigen Bauteilen (Balken) ist jedoch grundsätzlich eine Mindestbügelbewehrung für die Querkraft n. EC 2, 9.2.2(5) anzuordnen.

Bemessungswert der ohne Querkraftbewehrung aufnehmbaren Querkraft

DIN 1045-1: Der Bemessungswert des Querkraftwiderstands ergibt sich nach 10.3.3(1) zu

$$V_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad \dots \text{mit } \dots$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$$

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho / 2200 \quad \rho \text{ in kg/m}^3, \text{ für Normalbeton } \eta_1 = 1,0$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02 \quad \text{Längsbewehrungsgrad innerhalb der Zugzone des Querschnitts (überdrückte Querschnitte: } \rho_l = 0)$$

b_w wirksame Querschnittsbreite in mm

d statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt in mm

$\sigma_{cd} = N_{Ed} / A_c$ Bemessungswert der Betonlängsspannung im Schwerpunkt in N/mm²

N_{Ed} Bemessungswert der Längskraft ($N_{Ed} < 0$ als Längsdruckkraft)

Als wirksame Breite b_w wird die minimale Querschnittsbreite in Höhe der resultierenden inneren Schnittgrößen (entweder res. Betondruckkraft oder res. Stahlzugkraft) betrachtet.

Der $V_{Rd,ct}$ -Wert darf auf einen Mindestwert (nicht DIN 1045-1 (7.01)) von

$$V_{Rd,ct} = \left[\eta_1 \cdot v_{min} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad \dots \text{mit } \dots$$

$$v_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} \quad \dots \text{und } \dots \quad \kappa_1 = \begin{cases} 0,0252 & \dots \text{für } \dots d \leq 600 \text{ mm} \\ 0,0375 & \dots \text{für } \dots d \geq 800 \text{ mm} \end{cases} \text{ dazwischen linear interpolieren}$$

begrenzt werden. Bei einer Bemessung nach DIN 1045-1 (7.01) kann der Mindestwert nach DIN-Fb 102 berücksichtigt werden.

EC 2: Der Bemessungswert des Querkraftwiderstands ergibt sich nach 6.2.2(1) zu

$$V_{Rd,ct} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad \dots \quad k = \kappa \text{ (s.o.)} \quad \dots \text{ mit mindestens } \dots$$

$$V_{Rd,ct} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad \dots \text{ mit } \dots \quad \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

Dabei können die Faktoren $C_{Rd,c}$, v_{min} und k_1 einem nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlen sind

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

$$k_1 = 0,15$$

Bei der Plattenbemessung als rein biegebeanspruchtes Bauteil, das bei $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ohne Mindestbewehrung auskommt, spielt der Zug-Längsbewehrungsgrad ρ_l eine entscheidende Rolle.

Das Programm bietet mehrere Möglichkeiten, die in die Bemessung eingehende Längsbewehrung zu berücksichtigen. Sie kann entweder vom Anwender direkt vorgegeben (nur in 4H-EC2QB als A_{sl} im Eigenschaftsblatt) oder aus der Biegebemessung unter Berücksichtigung der Grundbewehrung ($A_{sl} = \max(A_s, A_{s0})$) übernommen werden.

Besonderheiten bei der Schubbemessung **unbewehrter Betonquerschnitte**.

Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbew. begrenzten aufnehmbaren Querkraft

Wenn dagegen gilt $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ ist eine Querkraftbewehrung derart vorzusehen, dass $V_{Ed} < V_{Rd,s}$ (6.2.3) ist.

$$V_{Rd,s} = a_{s,bü} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha / \alpha_k \quad \dots \text{ mit } \dots$$

f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung

z innerer Hebelarm im betrachteten Bauteilabschnitt

$0,5 \leq \alpha_k \leq 1,0$ Wirksamkeitsfaktor der Rundbügel (nur bei Kreisquerschnitten)

Der innere Hebelarm z ist eine entscheidende Größe bei der Querkraftbemessung und kann auf drei verschiedene Arten angenommen werden

- z aus der Biegebemessung des zugehörigen N,M-Lastfalls
- n. 6.2.3(1) (nur bei geringer Normalkraftbeanspruchung sinnvoll) mit

$$z = 0,9 \cdot d \leq d - 2 \cdot c_{v,D} \leq d - c_{v,D} - 30 \text{ mm}$$

- z aus der Biegebemessung (wie 1.) mit der Einschränkung aus 6.2.3(1)

$$z \leq d - 2 \cdot c_{v,D} \leq d - c_{v,D} - 30 \text{ mm}$$

$c_{v,D}$ Betondeckung der Längsbewehrung in der Betondruckzone (Verlegemaß)

Besonderheiten

- ist der zugehörige N,M-Lastfall Null, wird angenommen

$$z = 0,9 \cdot d \quad \dots \text{ mit } \dots \quad d = h - \max(h_{so}, h_{su})$$

bei Kreisquerschnitten

$$d = r_a$$

- ist der Querschnitt überdrückt, wird der innere Hebelarm berechnet zu

$$z = I/S \quad \dots \text{ mit } \dots \quad I \text{ Trägheitsmoment } \dots \text{ und } \dots \quad S \text{ statisches Moment um die Schwerachse}$$

- ist der Querschnitt überzogen, ergibt sich z zum Abstand der Bewehrungslagen

- ist $c_{v,D} = 0$, wird vereinfachend angenommen

$$c_{v,D} = h_{s,D} - 10 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$$

(Annahme einer einlagigen Druckbewehrung mit dem Längsstabdurchmesser $d_s = 20 \text{ mm}$)

- bei Kreisquerschnitten ist bei überzogenem Querschnitt

$$z = 4/\pi \cdot (r_a - h_{sa})$$

- bei Kreisquerschnitten wird die wirksame Querschnittsbreite b_w auf die Breite in Höhe der äußersten Bewehrungslage begrenzt

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,sy}$ ($a_{s,bü}$) ist dabei abhängig von der Neigung der Querkraftbewehrung α und der Neigung der Druckstreben $\cot \theta$.

α und θ sind im Eigenschaftsblatt vorzugeben, werden aber programmintern auf ihre Grenzwerte hin überprüft und bei Bedarf angepasst (s. Ausgabeprotokoll).

Grenzwerte der Neigung der Querkraftbewehrung $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

Grenzwerte der Neigung der Druckstreben

DIN 1045-1 und EC 2, NA-DE

$$\cot 60^\circ \leq \cot \theta \leq \frac{1.2 - 1.4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}} \begin{cases} \leq 3.0 \dots \text{für Normalbeton} \\ \leq 2.0 \dots \text{für Leichtbeton} \end{cases} \dots \text{mit} \dots$$

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} \cdot 0.10 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot (1 + 1.2 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}) \cdot b_w \cdot z$$

$$\beta_{ct} = 2.4$$

Ein Druckstrebenwinkel größer als 45° sollte nur in Ausnahmefällen, z.B. bei geeigneter Querkraftbewehrung verwendet werden.

Bei Zuglängsbelastung darf der Druckstrebenwinkel jedoch nicht größer als 45° angenommen werden.



Je kleiner θ gewählt wird, desto weniger Bewehrung ergibt sich. Allerdings wirkt sich θ umgekehrt proportional bei der Berechnung der Verankerungslängen der Längsbewehrung (Versatzmaß, 9.2.1.3(2)) aus!

Vereinfachend darf nach EC 2, NA-DE, NDP zu 6.2.3(2) angenommen werden für

- reine Biegung oder Biegung und Längsdruckkraft

$$\theta = 40^\circ \quad (\cot \theta = 1.2)$$

- Biegung und Längszugkraft

$$\theta = 45^\circ \quad (\cot \theta = 1.0)$$

EC 2

Der landesspezifische Wert für $\cot \theta$ darf einem nationalen Anhang entnommen werden (6.2.3(2)).

Empfohlen ist

$$1.0 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten aufnehmbaren Querkraft

Allerdings darf der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft in keinem Querschnitt des Bauteils den Wert $V_{Rd,max}$ überschreiten.

DIN 1045-1: Nach 10.3.4(6) gilt

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \dots \text{mit} \dots \alpha_c = 0.75 \cdot \eta_1$$

EC 2: Nach 6.2.3(3) und (4) gilt

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

Die landesspezifischen Werte v_1 und α_{cw} dürfen einem nationalen Anhang entnommen werden.

Empfohlen sind

$$v_1 = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \dots \text{und} \dots \alpha_{cw} = 1.0$$

NA-DE

$$v_1 = 0.75 \cdot v_2 \dots v_2 = \left(1.1 - \frac{f_{ck}}{500}\right) \leq 1.0 \dots \text{und} \dots \alpha_{cw} = 1.0$$

Wird jedoch eine Grundbewehrung a_{sb0} vorgegeben, die größer als die erforderliche Querkraftbewehrung ist, darf die Druckstrebenneigung $\cot \theta$ zur Ermittlung von $V_{Rd,max}$ um den Anteil a_{sb}/a_{sb0} reduziert werden.



Da $V_{Rd,max}$ von Θ abhängt, wird im Falle von $V_{Ed} > V_{Rd,max}$ der Winkel Θ innerhalb seiner Grenzen variiert, bis gilt $V_{Ed} = V_{Rd,max}$.

Ausnutzungsgrad des Querschnitts infolge Querkraftbeanspruchung

Die Querkraftbewehrung kann aus Bügeln oder - bei geringerer Ausnutzung $V_{Ed}/V_{Rd,max}$ - aus aufgebogenen Stäben der Längsbewehrung bestehen. Außerdem sind der maximale Längs- und Querabstand der Querkraftbewehrung zu beachten! In Analogie zum Schubereich der DIN 1045 ('88) werden daher Ausnutzungsbereiche definiert, die die Beanspruchung des Querschnitts kennzeichnen.

DIN 1045-1 - Tab. 31

Bereich	Querkraftausnutzung*	Festigkeitsklasse des Betons			
		≤ C50/60 ≤ LC50/55	> C50/60 > LC50/55	≤ C50/60 ≤ LC50/55	> C50/60 > LC50/55
		Längsabstand		Querabstand	
1	$V_{Ed} \leq 0.30 V_{Rd,max}$	0.7 h bzw. 300 mm	0.7 h bzw. 200 mm	h bzw. 800 mm	h bzw. 600 mm
2	$0.30 V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0.60 V_{Rd,max}$	0.5 h bzw. 300 mm	0.5 h bzw. 200 mm	h bzw. 600 mm	h bzw. 400 mm
3	$V_{Ed} > 0.60 V_{Rd,max}$	0.25 h bzw. 200 mm			

* V_{Ed} und $V_{Rd,max}$ nach 10.3.2 und 10.3.4

EC 2 - n. 9.3.2(3)

AB 1 $V_{Ed} \leq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$

... 2 $V_{Ed} > 1/3 \cdot V_{Rd,max}$

EC 2, NA-DE - Tabelle NA.9.1+2, NDP zu 9.2.2(6)+(8)

Bereich	Querkraftausnutzung*	Festigkeitsklasse des Betons			
		≤ C50/60	> C50/60	≤ C50/60	> C50/60
		Längsabstand		Querabstand	
1	$V_{Ed} \leq 0.30 V_{Rd,max}$	0.7 h bzw. 300 mm	0.7 h bzw. 200 mm	h bzw. 800 mm	h bzw. 600 mm
2	$0.30 V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0.60 V_{Rd,max}$	0.5 h bzw. 300 mm	0.5 h bzw. 200 mm	h bzw. 600 mm	h bzw. 400 mm
3	$V_{Ed} > 0.60 V_{Rd,max}$	0.25 h bzw. 200 mm			

* $V_{Rd,max}$ darf hier vereinfacht mit $\theta = 40^\circ$ ($\cot \theta = 1.2$) ermittelt werden

Mindestquerkraftbewehrung

DIN 1045-1 - Nach 13.2.3(5), Tab. 29 ist bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen ist eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen in Höhe von

$$\min \rho_{wv} = \rho = 0.16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq \rho_{wv} = \frac{a_{s,bü}}{b_{wv} \cdot \sin \alpha}$$

EC 2 - Nach 9.2.2(5) darf die Mindestquerkraftbewehrung für Balken einem nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlen ist

$$\rho_{wv,min} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Platten und Faltwerke bilden als Flächenträger mit $b/h > 5$ ebenso wie Stützen und Wände als Druckglieder mit $e_d/h \leq 3.5$ eine Ausnahme.

Anschluss der Gurte an den Balkensteg

Bei Plattenbalken und Doppel-T-Querschnitten ist der Anschluss der abstehenden Querschnittsteile (Gurte) an den Balkensteg zu bemessen (nur 4H-EC2QB, 4H-EC2QB).

Nähere Informationen finden Sie [hier](#).

Schubkraftübertragung in Fugen

Für einige Querschnittstypen ist es möglich, die zumeist erhöhte Querkraftbewehrung im Fugenbereich zu berücksichtigen.

Nähere Informationen finden Sie [hier](#).

Besonderheiten bei zweiachsiger Querkraftbeanspruchung (genigter Querkraft)

Die Bemessung kann auf zwei Arten erfolgen

Bemessung der Querkraftkomponenten

Die Querkraft wird in ihre Komponenten zerlegt und in den entsprechenden Richtungen (ggf. einschließlich des Torsionsmoments) einachsig bemessen.

Die Vorstellung beruht dabei darauf, dass jede Querkraftkomponente unabhängig von der anderen jeweils eine Bügelschenkelrichtung abdeckt.

Das Bemessungsergebnis ist demnach das Maximum aus den Einzelbemessungen.

Bemessungsansatz von Peter Mark

Unter den Bedingungen

- Rechteckquerschnitt
- keine Normalkraft
- innerer Hebelarm aus Biegebemessung

kann der Ansatz von P. Mark durchgeführt werden.

Vergrößerung der Bügelkräfte um den Faktor

$$1 \leq 1 + \left(\frac{2}{\sqrt{(b/h)^2 + 1}} \right) \cdot \alpha_v^k < 2$$

Verringerung der maximalen Druckstreben­tragfähigkeit um den Faktor

$$1 \leq 1 + \left(\frac{b}{b_{\text{eff}}} - 1 \right) \cdot \alpha_v^k < \frac{b}{b_{\text{eff}}}$$

mit der dimensionslosen Querkraft­neigung

$$\alpha_v \equiv \left| \frac{V_{\text{Edy}}}{V_{\text{Edz}}} \right| \cdot \frac{h}{b} \leq 1 \quad \dots \text{ sowie } \dots k = 1/2 \quad \dots \text{ und } \dots b_{\text{eff}} = 0.6 \cdot b$$

Aus Kompatibilitätsgründen (zur einachsigen Querkraftbemessung) ergibt sich die wirksame Querschnittsbreite zu

$$b_w = b \cdot \left(1 + \left(\min(1, h/b) - 1 \right) \cdot \alpha_v^k \right) \leq b$$



Je schiefwinkliger die Querkraft wirkt, um so mehr Bewehrung ergibt sich gegenüber der "Komponenten"-methode. Untersuchungen haben gezeigt, dass die nach der "Komponenten"-methode ermittelte Bewehrung ggf. zu gering ist, da das zweiachsige Tragverhalten des Querschnitts nicht erfasst wird.

Torsionsbemessung

Bei der Bemessung für Torsion ist bei Vollquerschnitten i.d.R. nur die St. Venant'sche Torsion zu betrachten.

Die Torsionstragfähigkeit kann unter Annahme eines dünnwandigen, geschlossenen Querschnitts mit der Ersatzwanddicke $t_{\text{eff}} = 2 \cdot d_1$ nachgewiesen werden.

Bei Hohlquerschnitten darf t_{eff} nicht größer sein als die vorhandene Wanddicke.

Bei schmalen Querschnitten mit $t_{\text{eff}} > b_w / 2$ wird gesetzt $t_{\text{eff}} = 2 \cdot (b_w / 2 - d_1)$.

EC 2

$$t_{\text{eff}} = A_c / u_c \leq 2 \cdot d_1 \quad \dots \text{ mit } \dots$$

A_c Querschnittsfläche

u_c äußerer Umfang des Querschnitts (Hohlquerschnitte s. o.)

Zunächst ist zu überprüfen, ob Torsionsbewehrung erforderlich ist (nicht DIN-Fb 102).

DIN 1045-1 - Dies geschieht nach Abschnitt 10.4.1(6) für einen näherungsweise rechteckigen Vollquerschnitt mit

$$T_{\text{Ed}} = (V_{\text{Ed}} \cdot b_w) / 4.5 \quad \dots \text{ und } \dots V_{\text{Ed}} \cdot \left(1 + (4.5 \cdot T_{\text{Ed}}) / (V_{\text{Ed}} \cdot b_w) \right) \leq V_{\text{Rd,ct}}$$

EC 2 - Bei näherungsweise rechteckigen Vollquerschnitten ist nur die Mindestbewehrung erforderlich, wenn gilt

$$T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,ct} \leq 1.0 \quad \dots \text{mit} \dots$$

$$T_{Rd,c} = \tau_t \cdot t_{eff} \quad \dots \text{und} \quad \dots \quad \tau_t = f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}/\gamma_c$$

α_{ct} darf einem Nationalen Anhang entnommen werden; voreingestellt ist $\alpha_{ct} = 1.0$

Bemessungswert des durch die Tragfähigkeit der Bew. begrenzten aufnehmbaren Torsionsmoments

Kann der Nachweis nicht erbracht werden, ist mit 6.3.2(3) die Bewehrung so zu ermitteln, dass gilt $T_{Ed} = T_{Rd,sy}$.

Der Bemessungswert des aufnehmbaren Torsionsmoments $T_{Rd,sy}$ ($a_{sbü,T}$ und $A_{s,T}$ ist dabei abhängig von der Neigung der Druckstreben $\cot \theta$).

DIN 1045-1 und EC 2, NA-DE - Die Neigung der Druckstreben ist für die Schubkraft in der Wand infolge Querkraft und Torsion

$$V_{Ed,T+V} = V_{Ed,T} + (V_{Ed} \cdot t_{eff})/b_w \quad \dots \text{mit} \dots \quad b_w \quad \text{wirksame Querschnittsbreite}$$

zu ermitteln. Sie ist für den Querkraftnachweis gleichermaßen anzuwenden.

Berechnung des Bemessungswerts des aufnehmbaren Torsionsmoments

$$T_{Rd,sy} = a_{sbü,T} \cdot f_{yd} \cdot 2A_k \cdot \cot \theta \quad \dots \text{bzw.} \dots \quad T_{Rd,sy} = A_{s,T}/u_k \cdot f_{yd} \cdot 2A_k \cdot \tan \theta$$

A_k Kernquerschnitt, durch die Mittellinien der Querschnittswände eingeschlossene Fläche

u_k Umfang der Fläche A_k

Bemessungswert des durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten aufnehmbaren Torsionsmoments

Allerdings darf der Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments in keinem Querschnitt des Bauteils den Wert $T_{Rd,max}$ überschreiten.

DIN 1045-1

$$T_{Rd,max} = \frac{\alpha_{c,red} \cdot f_{cd} \cdot 2A_k \cdot t_{eff}}{\cot \theta \cdot \tan \theta} \quad \dots \text{mit} \dots \quad \alpha_{c,red} = 0.7 \cdot \alpha_c$$

EC 2

$$T_{Rd,max} = v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{eff} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad \dots \text{mit} \dots \quad v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \dots \text{und} \dots \quad \alpha_{cw} = 1.0$$

Bemessung für Querkraft und Torsion

Die maximale Tragfähigkeit bei kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion wird durch die Druckstrebentragfähigkeit begrenzt mit

DIN 1045-1 und EC 2, NA-DE

$$\left[\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right]^2 + \left[\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right]^2 \leq 1 \quad \dots \text{(Kompaktquerschnitte)}$$

EC 2

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad \dots \text{(Vollquerschnitte)}$$

Hauptdruckspannungsnachweis

Wände oder ähnliche, hauptsächlich über Normalkraft abtragende Bauteile sind bezüglich ihrer Hauptdruckspannung zu überprüfen.

Nach 6.5.2 ist der Bemessungswert der Druckstrebenfestigkeit begrenzt durch

$$\sigma_2^I \leq \sigma_{Rd,max} \leq fak \cdot f_{cd} \quad \dots \text{mit} \dots \quad \sigma_2^I \quad \text{maximale Hauptdruckspannung}$$

$fak \geq 1.0$ bei mehrachsialem Druck

$fak = 0.6 \cdot v'$... mit ... $v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$ in gerissenen Druckzonen

DIN 1045, 17.5

Die Bügelbewehrung steht senkrecht auf der Längsbewehrung.

Der Sicherheitsbeiwert für Schub beträgt

$$\gamma_{Schub} = 1.75.$$

Betonstahlgüte der Schubbewehrung

Nachweistyp gestaff. Feldbewehrung

k_i für $x(Q_{max}) \neq x(M_{max})$

volle Schubdeckung im SB 2 SB 1

Fertigteil mit Ortbeton

In die Zuggurte ausgelagerter Bewehrungsanteil %

schiefe Hauptdruckspannungen nach

Querschnitt gilt dann als überdrückt, wenn $\epsilon_{b2u} \leq 0$ $\epsilon_{s2u} \leq 0$

Abb. Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

Querkraftbemessung

Die Querkraftbemessung hängt entscheidend vom Querschnittszustand (Zustand 1 – ungerissen, voll überdrückt oder Zustand 2 – gerissen) ab.

Bei einem gerissenen Querschnitt wird nach Mörsch zunächst der Grundwert der Schubspannung $\tau_0 = Q/(b_0 \cdot z)$ ermittelt, der von der Lage der Dehnungsnulllinie (k_x und k_z entweder ermittelt aus der Biegebemessung oder unter Annahme eines reinen Biegezustands) abhängig ist.

Als wirksame Breite b_0 wird die Querschnittsbreite in Höhe der Dehnungsnulllinie betrachtet.

Die einzuhaltenden Grenzen der Grundwerte der Schubspannung (Tab. 13) richten sich danach, ob das Bauteil als **Platte** (keine Querkraftbewehrung im Schubbereich 1) oder als **Balken** (Mindestquerkraftbewehrung im Schubbereich 1) betrachtet wird.

Tab. 13: Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 in N/mm^2 unter Gebrauchslast

	1		2		3		4		5		6		7		8		9
	Bauteil	Schubbereich	Grenzen der Grundwerte der Schubspannung τ_0 in N/mm^2 für Betonfestigkeitsklasse														
				B15		B25		B35		B45		B55					
1a	Platten	1*	τ_{011}														s. 17.5.5
1b					0.25	0.35	0.40	0.50	0.55								
2		2	τ_{02}														verm. Schubd. Gl. 17 zul.
3		1	τ_{012}														s. 17.5.5
4	Balken	2	τ_{02}														verm. Schubd. Gl. 17 zul.
5		3	τ_{03}														volle Schubd.
*Die Werte der Zeile 1a gelten bei gestaffelter, d.h. teilweise im Zugbereich verankerter Feldbewehrung																	

Bei Platten geht zusätzlich ein, ob die Feldbewehrung **gestaffelt** eingelegt wird, und ob max IQI und max IMI an der gleichen Stelle auftreten (Faktor k_j).

Reduzierte Grenzschubspannungen ergeben sich bei einer Ergänzung von **Fertigteilen mit Ortbeton**.

Die Größe von τ_0 ist ausschlaggebend für den Schubbereich und damit für den Bemessungswert τ , für den die Bügelbewehrung $a_{s,bü}$ bestimmt wird.

Für spezielle Anwendungen kann die Schubspannung auch **voll abgedeckt** werden. Unabhängig von den Schubbereichen wird bei Platten und Balken ohne Abminderung bemessen. Es besteht die Möglichkeit, entweder nur die Schubbereiche 2+3 oder alle Schubbereiche voll abzudecken.

Bei Plattenbalken und Doppel-T-Querschnitten werden die abstehenden Querschnittsteile (Gurte) nach 18.8.5 (nur 4H-EC2QB und 4H-DULAB) zusätzlich bemessen. Dazu ist für die Bemessung des Zugflansches der in die Gurte ausgelagerte Bewehrungsanteil anzugeben.

Bei Flächentragwerken (Platte oder Falwerk) sollte möglichst auf eine Schubbewehrung verzichtet werden.

Da die Querkraftverteilung i. A. nicht mit der Bewehrungsanordnung übereinstimmt, wird die Hauptquerkraft nachgewiesen und nach Bedarf bemessen.

Dazu werden die benötigten Parameter näherungsweise ermittelt entweder als Minimalwerte sämtlicher zu einem Lastfall gehörender Transformationskombinationen (Standardfall) oder unter Annahme eines reinen Biegezustands (s.o.).

Ist der Querschnitt überdrückt (d.h. die maximale Dehnung ist entweder $\epsilon_{b2} \leq 0$ oder $\epsilon_{s2} \leq 0$, frei eingebbar), wird für die Hauptzugspannung nach Mohr $\tau = \sigma_{11}$ bemessen.

Diese ergibt sich für baupraktische Zwecke ausreichend genau zu

$$\sigma_{11} = 0.5 \cdot \left(\sigma_x + \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2} \right) \dots \text{mit } \dots \sigma_x = N/A \pm M \cdot z / I \dots \text{ und } \dots \tau = (Q \cdot S) / (I \cdot b)$$

Für eine genauere Berechnung s. **Friemann**.

Nachweis der schiefen Hauptdruckspannungen

Außerdem ist bei erfolgreicher Querkraftbemessung der Nachweis der schiefen Hauptdruckspannung (wahlweise nach Heft 400, DAfStb oder nach Grasser (BK'85) unter Berücksichtigung des Heftes 320, DAfStb) zu führen.

Literaturangaben s. unten.

Verfahren nach Heft 400, DAfStb

Bei der Berechnung der schiefen Hauptdruckspannungen wird eine Neigung der Druckstrebe von 45° im Zustand 1 zugrunde gelegt, so dass sich σ_{11} folgendermaßen berechnet

$$\sigma_{11} = \tau \geq 0.4 \tau_0 = 0.4 \cdot Q_m / (b_1 \cdot z_s) \dots \text{mit } \dots z \text{ innerer Hebelarm}$$

Bei der Annahme lotrechter Bügel und bei einer empfohlenen Druckfeldneigung von $\tan \vartheta = 0.4$ berechnet sich aus τ_0 die schiefe Hauptdruckspannung σ_{211} zu

$$\sigma_{211} = \tau_0 / (\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta)$$

Die Begrenzung der Hauptdruckspannung wird n. DIN 1045 angegeben mit $\sigma_{211} \leq 2 \cdot \tau_{03}$.

Verfahren nach Grasser & Heft 320, DAfStb

Die Ermittlung der Neigung des Druckfelds im Zustand 2 erfolgt zu

$$\tan \vartheta = \tan \vartheta \cdot (1 - \Delta\tau / \tau_1) \geq 0.4 \dots \text{mit } \dots$$

$$\Delta\tau = 0.6 \cdot \tau_{02} \dots \text{ und } \dots \tau_1 = Q_m / (b_1 \cdot z_s) \dots \text{ und } \dots \tan \vartheta = \sigma_1 / \tau_1$$

Die Berechnung von σ_{211} erfolgt bei Annahme lotrechter Bügel wie im Heft 400 mit dem neu berechneten Neigungswinkel ϑ

$$\sigma_{211} = \tau_0 / (\sin \vartheta \cdot \cos \vartheta)$$

Nach Heft 320 sind auch Neigungswinkel von $\tan \vartheta < 0.4$ zugelassen.

Torsionsbemessung

Die Torsionsbemessung ist nur dann durchzuführen, wenn der Grundwert τ_T die Werte $0.25 \tau_{02}$ (s. Tab. 13) überschreitet.

Der Grundwert ist mit den Querschnittswerten nach Zustand 1 zu ermitteln und darf die Werte τ_{02} nicht überschreiten.

Aufgrund des gedachten räumlichen Fachwerks mit unter 45° geneigten Druckstreben ergeben sich eine Bügelbewehrung $a_{s,büT}$ und eine Längsbewehrung $A_{s,T}$.

Bemessung für Querkraft und Torsion

Der Nachweis von Querkraft und Torsion ist erfüllt, wenn gilt

$$\tau_0 / \tau_{03} + \tau_T / \tau_{02} \leq 1.3 \dots \text{für Bauteildicken } \geq 30 \text{ cm } \dots \text{ bzw. } \dots$$

$$(\tau_0 + \tau_T) / \tau_{02} \leq 1.3 \dots < 30 \text{ cm}$$

Die Bewehrungsanteile aus den Einzelnachweisen werden folgendermaßen addiert

$$\text{Bügelbewehrung } a_{s,bü} + 2 \cdot a_{s,büT} \text{ (für zweischnittige Bügel)}$$

$$\text{Längsbewehrung } A_{s,T}$$

ComBAR GFK

Besteht die Längsbewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff, darf Schubbewehrung rechnerisch nicht erforderlich sein. Daraus folgt, dass die Querkraft den Bemessungswert der ohne Querkraftbewehrung aufnehmbaren Querkraft n. EC 2, 6.2.2 nicht überschreiten darf.

Es gelten für Gl. 6.2a die Parameter $C_{Rd,c} = 0.138 / \gamma_c$ und $\sigma_{cp} = 0$.

Anschluss der Gurte an den Balkensteg (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren **nationalen Anhängen** gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

DIN 1045-1, 10.3.5 / EC 2, 6.2.4

Bei Plattenbalken und Doppel-T-Querschnitten ist bei ausgeprägten Gurtplatten der Anschluss der abstehenden Querschnittsteile an den Balkensteg nachzuweisen.

Dazu ist der Bemessungswert der einwirkenden Längsschubkraft zu ermitteln aus

$$V_{Ed} = \Delta F_d$$

bei Anschluss eines Druckgurts

$$\Delta F_d = \Delta F_{dc} = \frac{\Delta M_{Ed}}{z} \cdot \frac{A_{cc}}{A_{ca}} \approx \frac{M_{Ed}}{z} \cdot \frac{b_a}{b_{eff}} \quad \dots \text{mit } \dots$$

$$\Delta M_{Ed} = M_{Ed}(x = a_v) - M_{Ed}(x = 0)$$

z Hebelarm der inneren Kräfte

A_{ca} Fläche eines abliegenden Druckflansches

A_{cc} Gesamtfläche der Druckzone

b_a Breite eines abliegenden Druckflansches

b_{eff} mitwirkende Breite

bei Anschluss eines Zuggurts

$$\Delta F_d = \Delta F_{sd} = \frac{\Delta M_{Ed}}{z} \cdot \frac{A_{sa}}{A_s} \quad \dots \text{mit } \dots$$

$$\Delta M_{Ed} = M_{Ed}(x = 0) - M_{Ed}(x = a_v)$$

A_{sa} Fläche der in einen Flansch ausgelagerten Zugbewehrung

A_s Gesamtfläche der Zugbewehrung

Die Wahl der maßgebenden Länge a_v , innerhalb der die Längsschubkraft als konstant angenommen werden darf, sollte nicht größer sein als der halbe Abstand zwischen Momentennullpunkt und Momentenhöchstwert bzw. nennenswertem Querkraftsprung.

<input checked="" type="checkbox"/> ausgelagerter Bewehrungsanteil	Gurt oben	Σ	60	%
Eintragungslänge	a_v		100.0	cm
Differenzmoment	$ \Delta M_{Ed} $		280.00	kNm

Abb.: Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

Für diese Bemessungsquerkraft erfolgt der Nachweis der Druckstrebenfestigkeit (s. auch [Querkraftbemessung](#)) mit

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot a_v}{\tan \Theta + \cot \Theta} \quad \dots \text{mit } \dots \quad h_f \text{ Dicke des Gurtes am Anschluss}$$

Die Anschlussbewehrung (Querbewehrung in der Gurtplatte) ergibt sich zu

$$a_{sf} = \frac{\Delta F_d}{f_{yd} \cdot a_v} \cdot \frac{1}{\cot \Theta}$$

Vereinfachend wird für die Neigung der Druckstreben beim Anschluss eines Druckgurts

$$\Theta = 40^\circ \quad (\cot \Theta = 1.2)$$

und beim Anschluss eines Zuggurts angesetzt

$$\Theta = 45^\circ \quad (\cot \Theta = 1.0)$$

Schubkraftübertragung in Fugen (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren [nationalen Anhängen](#) gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

Einachsig gespannte Bauteile (Querschnitte unter einachsiger Biegung und Querkraft, nicht Kreis(ring)) und Platten (Elementdecken) können als Verbundbauteile von Fertigteil mit Ortbetonergänzung oder als zwei nacheinander betonierte Ortbetonabschnitte ausgeführt werden.

Schubkraftübertragung in horizontalen Verbundfugen

in der Fuge wirkender Querkraftanteil	v_{Edj}	<input type="text" value="1.00"/>	$\cdot v_{Ed}$
Normalkraft senkrecht zur Fuge (≥ 0 : Zugfuge)	n_{Ed}	<input type="text" value="0.00"/>	kN/m
Kontaktfläche	<input type="text" value="Stegbreite"/>	<input type="text" value="30.0"/>	cm
Oberflächenbeschaffenheit der Fuge		<input type="text" value="glatt"/>	
<input type="checkbox"/> dynamische Beanspruchung der Fuge			

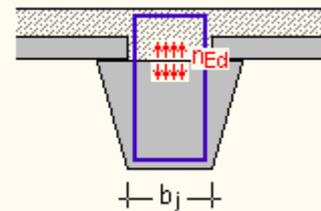


Abb. Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

DIN 1045-1 (7.01), 10.3.6

Der Bemessungswert der in der Kontaktfläche zwischen Ortbeton und Fertigteil oder in nachträglich ergänzten Querschnitten zu übertragenden Schubkraft je Längeneinheit wird ermittelt zu

$$v_{Edj} = \beta_1 \cdot \frac{v_{Ed}}{z_j} \quad \dots \text{ mit } \dots \quad \beta_1 = \frac{F_{cdj}}{F_{cd}} \quad \dots \text{ und } \dots$$

F_{cdj} Bemessungswert des über die Fuge zu übertragenden Längskraftanteils
(Fuge in der Zugzone: $F_{cdj} = F_{cd}$)

$F_{cd} = M_{Ed}/z$ Bemessungswert der Gurtlängskraft infolge Biegung

z_j innerer Hebelarm in der Fuge.
Bei reiner Verbundbewehrung kann nach 10.3.4(2) $z_j = 0.9 \cdot d$ angenommen werden.

Ohne Anordnung einer Verbundbewehrung darf v_{Edj} den folgenden Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft in Fugen von Verbundbauteilen nicht überschreiten

$$v_{Rd,ct} = (0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{1/3} - \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_j \dots \text{mit} \dots$$

β_{ct}, μ s. Tab. 13 und Absatz (4), DIN 1045-1, 10.3.6

$\sigma_{Nd} = n_{Ed} / b_j \geq 0.6 \cdot f_{cd}$ Normalspannung senkrecht zur Fuge

b_j Breite der Kontaktfläche, i.A. $b_j =$ Steg-, bzw. Querschnittsbreite

In bewehrten Fugen von Verbundbauteilen beträgt der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft

$$v_{Rd,sy} = a_{sj} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta_j + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha - \mu \cdot \sigma_{Nd} \cdot b_j \dots \text{mit} \dots$$

a_{sj} Querschnitt der die Fuge kreuzenden Bewehrung je Längeneinheit

θ_j Druckstrebenwinkel mit $1.0 \leq \cot \theta_j \leq \frac{1.2 \cdot \mu - 1.4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - v_{Rd,c} / v_{Edj}} \begin{cases} \leq 3.0 & \dots \text{für Normalbeton} \\ \geq 2.0 & \dots \text{für Leichtbeton} \end{cases}$

$$v_{Rd,c} = 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_j \quad (v_{Rd,c} \text{ ohne Reibungsanteil})$$

σ_{cd} Normalspannung parallel zur Fuge: $\sigma_{cd,Fuge} = 0$

α Winkel der Verbundbewehrung, i.A. $\alpha = 90^\circ$

 Wenn $\max \cot \theta_{j,zul} < \min \cot \theta_{j,zul}$ (d.h. der Bruch < 1.0) ist, wird ein Fehler ausgewiesen, da der Nachweis der Verbundfuge nicht zulässig ist.
Bei Zugfugen (z.B. in Überzügen) gilt i.A. $\sigma_{Nd} = \sigma_{cd} = 0$ und $\beta_1 = 1$, so dass der Bruch nur bei verzahnt ausgebildeten Fugen größer als der Grenzwert 1.0 wird!

DIN 1045-1 (8.08), 10.3.6

Der Bemessungswert der in der Kontaktfläche zwischen Ortbeton und Fertigteil oder in nachträglich ergänzten Querschnitten zu übertragenden Schubkraft je Längeneinheit wird ermittelt zu

$$v_{Edj} = \beta_1 \cdot \frac{V_{Ed}}{z_j} \dots \text{mit} \dots \beta_1 = \frac{F_{cdj}}{F_{cd}} \dots \text{und} \dots$$

F_{cdj} Bemessungswert des über die Fuge zu übertragenden Längskraftanteils (Fuge in der Zugzone: $F_{cdj} = F_{cd}$)

$F_{cd} = M_{Ed} / z$ Bemessungswert der Gurtlängskraft infolge Biegung

z_j innerer Hebelarm in der Fuge.
Bei reiner Verbundbewehrung kann nach 10.3.4(2) $z_j = 0.9 \cdot d$ angenommen werden.

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft in Fugen wird ermittelt zu

$$v_{Rdj} = (\eta_1 \cdot c_j \cdot f_{ctd} - \mu \cdot \sigma_{Nd}) \cdot b_j + v_{Rdj,sy} \leq v_{Rdj,max} \dots \text{mit} \dots v_{Rdj,sy} = a_{sj} \cdot f_{yd} \cdot (1.2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha) \dots \text{und} \dots$$

a_{sj} Querschnitt der die Fuge kreuzenden Bewehrung je Längeneinheit

c_j, μ s. Tab. 13, DIN 1045-1, 10.3.6

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

$\sigma_{Nd} = n_{Ed} / b_j \geq 0.6 \cdot f_{cd}$ Normalspannung senkrecht zur Fuge

α Winkel der Verbundbewehrung mit $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, i.A. $\alpha = 90^\circ$

Wenn σ_{Nd} eine Zugspannung ist, ist bei glatten und rauen Fugen $c_j = 0$ zu setzen.

Wenn die Fuge unter dynamischer Belastung steht, ist $c_j = 0$ zu setzen.

Die maximal aufnehmbare Schubkraft beträgt

$$v_{Rdj,max} = 0.5 \cdot \eta_1 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_j \dots \text{mit} \dots v \quad \text{Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit n. 10.3.6(4)}$$

EC 2, 6.2.5

Der Bemessungswert der in der Kontaktfläche zwischen Ortbeton und Fertigteil oder in nachträglich ergänzten Querschnitten zu übertragenden Schubkraft je Längeneinheit wird ermittelt zu

$$v_{Edj} = \beta_1 \cdot \frac{V_{Ed}}{z_j} \quad \text{mit} \quad \beta_1 = \frac{F_{cdj}}{F_{cd}} \quad \text{und} \quad \dots$$

F_{cdj} Bemessungswert des über die Fuge zu übertragenden Längskraftanteils
(Fuge in der Zugzone: $F_{cdj} = F_{cd}$)

$F_{cd} = M_{Ed}/z$ Bemessungswert der Gurtlängskraft infolge Biegung

z_j innerer Hebelarm in der Fuge.
Bei reiner Verbundbewehrung kann nach 6.2.3 (1) $z_j = 0.9 \cdot d$ angenommen werden.

Der Bemessungswert des Schubkraftwiderstands in der Fuge ist gegeben durch (Druckstrebenwinkel $\theta = 45^\circ$)

$$v_{Rdj} = \left(c \cdot f_{ctd} - \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \right) \cdot b_j \leq v_{Rd,max} \quad \text{mit} \quad \dots$$

c, μ s. Absatz (2)

$\sigma_n = n_{Ed}/b_j \geq -0.6 \cdot f_{cd}$ Normalspannung senkrecht zur Fuge

$\rho = a_{sj}/a_i$ mit a_i Fläche der Fuge

b_j Breite der Kontaktfläche, i.A. $b_j =$ Steg-, bzw. Querschnittsbreite

α Winkel der Verbundbewehrung, i.A. $\alpha = 90^\circ$

$$v_{Rd,max} = 0.5 \cdot \mu \cdot f_{cd}$$

Wenn σ_{Nd} eine Zugspannung ist, ist $c = 0$ zu setzen.

Wenn die Fuge unter dynamischer Belastung steht, ist c zu halbieren.

Nach NA-DE, Kap. 6.2.5(1), Gl. (2.25) darf der Bewehrungsanteil erhöht werden auf $\rho \cdot f_{yd} \cdot (1.2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$.

Gitterträger

Soll die Schub- und Verbundbewehrung mit Gitterträgern (einzugeben als Materialgüte der **Schubbewehrung**, nur plattenartige Querschnitte) ausgeführt werden, wird programmintern eine Zugfestigkeit der Bewehrung von $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$ (glatte Gitterträgerdiagonale werden bemessen wie eine aufgebogene **Längsbewehrung**) angesetzt.

Weitere Einschränkungen sind gegeben mit

$$\beta_1 = 1 \quad \text{und} \quad \sigma_{Nd} = 0$$

Die zulässige Größe des Druckstrebenwinkels ist in den jeweiligen Zulassungen geregelt; daher wird bei Gitterträgern $\max \cot \theta_{j,zul}$ nicht überprüft.

$$1.0 \leq \cot \theta_{j,Gitterträger} \begin{cases} \leq 3.0 & \dots \text{für Normalbeton} \\ \geq 2.0 & \dots \text{für Leichtbeton} \end{cases}$$

Weiterhin ergibt sich die Grenze des Ausnutzungsbereichs 1 (d.h. bis zu welcher Belastung die Querkraftbewehrung als reine Gitterträgerkonstruktion ohne Bügel ausgeführt werden darf) zu

$$V_{Ed} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \dots \text{für } \alpha < 55^\circ \\ 0.30 \cdot (1 + \sin(55^\circ - \alpha)) \dots \text{für } \alpha \geq 55^\circ \end{array} \right\} \cdot v_{Rd,max}$$

Rissnachweis (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren **nationalen Anhängen** gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

Das Ziel beim Entwurf von Stahlbetonbauteilen ist die Begrenzung der entstehenden Rissbreiten auf ein Maß, das die ordnungsgemäße Funktion und Dauerhaftigkeit eines Bauwerks gewährleistet.

Wird ein Stahlbetonstab einer Zugbelastung ausgesetzt, so ergibt sich (idealisiert) folgendes Last-Verformungs-Diagramm

Zunächst ist der Querschnitt ungerissen (Zustand I) bis es bei ϵ_{smI} unter S_I zum ersten Riss kommt.

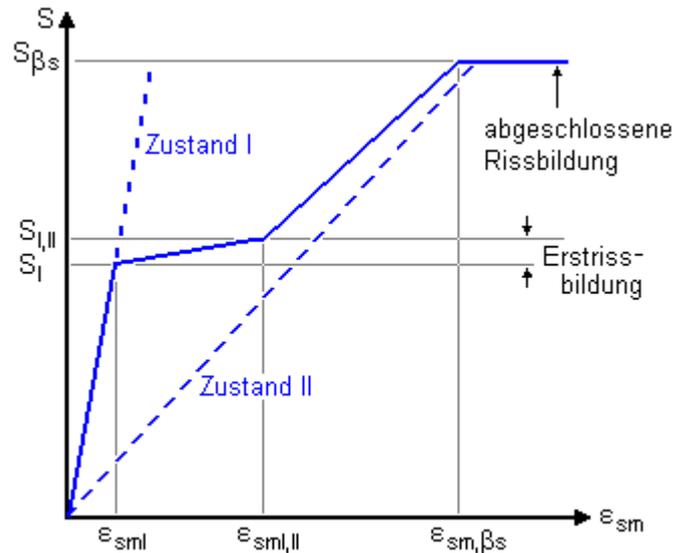
I.d.R. hat der Bewehrungsgrad hier keinen nennenswerten Einfluss auf die Steifigkeit des Trägers.

Danach nimmt die Rissanzahl bei weiterer Lastzunahme stark zu, bis bei $\epsilon_{smI,II}$ unter $S_{I,II}$ die Erstrissbildung abgeschlossen ist.

Die Steifigkeit des Bauteils nimmt mit zunehmender Belastung ständig ab und nähert sich der Steifigkeit des reinen Zustands 2 an.

Ab jetzt ändert sich die Rissanzahl wenig, bis bei ϵ_{sm,β_s} unter S_{β_s} entweder die Rissbildung abgeschlossen ist oder der Träger versagt.

Die Abnahme der Steifigkeit resultiert vor allem aus der lokalen Schädigung des Verbunds.



In **pcae**-Programmen werden - je nach Ausbaustufe - folgende Nachweisverfahren angeboten:

- **Norm** (ohne direkte Berechnung der Rissbreite)
- **Norm** (Berechnung der Rissbreite, nicht DIN 1045)
- P. **Schießl** (1989)
- P. **Noakowski** (1985)

In Abhängigkeit der nachfolgend beschriebenen Parameter wird zunächst der minimale Bewehrungsgrad in der Zugzone bestimmt.

Anschließend wird überprüft, ob die erforderlichen Grenzdurchmesser oben und unten für die maßgebende Risslast eingehalten werden. Ist der Nachweis nicht erfüllt, werden die Bewehrungsquerschnitte entsprechend erhöht.



Beim Nachweis der zulässigen Rissbreite für Plattenbalken- und Doppel-T-Querschnitte wird die Einflussbreite der Bewehrung auf Stegbreite zzgl. 3-fachem Stahlrandabstand begrenzt.

Folgende Parameter sind festzulegen

- der maximale Stabdurchmesser der Bewehrung $d_{s,gr}$
- die rechnerische Rissbreite w_{cal} (DIN 1045: über die Umweltbedingung nach Tab. 10)
- das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton (nur Schießl und Noakowski)
- das maßgebende Betonalter durch den Faktor $k_{z,t}$

Faktor $k_{z,t}$ für normal erhärtende Zemente, übliche Bauteilabmessungen und unter Normaltemperatur der Luft.

Die unteren Klammerausdrücke gelten für schnell erhärtende Zemente, sehr hohe Umgebungstemperaturen und/oder massige Bauteile; die oberen für langsam erhärtende Zemente und/oder niedrige Umgebungstemperaturen während des Erhärtens.

		Alter des Betons in Tagen			
		3	7	28	> 90
$k_{z,t}$		(0.4)	(0.6)		(1.2)
		0.5	0.75	1.0	1.1
		(0.7)	(0.9)		(1.05)

- die Art der Zwangsbeanspruchung, die den Beiwert für nichtlineare Eigenspannungen beeinflusst. Der Zwang kann *selbst-* oder *außerhalb* induziert sein (nur bei ‚Mindestbewehrung‘, nicht DIN 1045).
- die Form der Spannungsverteilung durch den Zwang, die unterschiedlich ist bei *zentrischem* oder *Biegezwang* (nur bei ‚Mindestbewehrung‘, nicht DIN 1045)
- die Zwangsschnittgröße N_c im Schwerpunkt des Betonquerschnitts. (nur bei ‚Mindestbewehrung‘, nicht DIN 1045)
- eine Kennung für langsam erhärtenden Beton (nur bei ‚Mindestbewehrung‘, nicht DIN 1045)

- den Beiwert für den Dauerstandseffekt für *langfristige* oder *kurzzeitige* Lasteinwirkung (nur bei ‚Begrenzung der Rissbreite‘, nicht *DIN 1045*)



Der k_{zt} -Wert bezieht sich auf den Betrachtungszeitpunkt der Nachweisführung. Die Berechnung der Mindestbewehrung wird zum Zeitpunkt der Erstrissbildung mit k_{zt} , der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite wird nach abgeschlossener Rissbildung mit k_{zt0} geführt.

EC 2, 7.3 / DIN 1045-1, 11.2 / DIN-Fb 102, 4.42

Beim Rissbreitennachweis ist zwischen dem Zustand der Bildung von Einzelrissen und dem Zustand mit abgeschlossenem Rissbild zu unterscheiden.

Zur Aufnahme von Zwangseinwirkungen und Eigenspannungen ist eine **Mindestbewehrung** anzuordnen, die unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung für die Schnittgrößenkombination zu bemessen ist, die im Bauteil zur Erstrissbildung führt.

Die Rissbreiten infolge einer Lastbeanspruchung sind vor allem von der vorhandenen Spannung in der Bewehrung und von deren Anordnung im Querschnitt abhängig.

Deshalb sind die Stabdurchmesser oder die Stababstände der gewählten Bewehrung in Abhängigkeit der Spannung zu begrenzen.

Es erfolgt der Nachweis zur Einhaltung der Stabdurchmesser (der Nachweis zur Einhaltung der Stababstände liegt auf der unsicheren Seite, s. Heft 525, DAfStb).

Abb. Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

Nachweisverfahren	EC 2, 7.3.2 + 7.3.4
zul. Rissbreite	w_k 0,40 mm
Stabdurchmesser	\varnothing_r 12
<input checked="" type="checkbox"/> Mindestbewehrung (Zwang/Eigenspannungen) <input type="checkbox"/> Abfluss der Hydratationswärme (vereinfacht)	
Betonzugfestigkeit bei Erstrissbildung	$f_{ct,eff} = 0,65 \cdot f_{ctm}$
Beiwert für nichtlineare Eigenspannungen	selbst induziert
Beiwert für die Spannungsverteilung	zentr. Zwang
<input checked="" type="radio"/> keine Zwangsschnittgröße <input type="radio"/> Zwangsschnittgröße vorgeben <input type="radio"/> Zwangsschnittgröße für Bodenplatten berechnen <input type="radio"/> Zwangsschnittgröße für Wände auf Fundamenten berechnen <input type="checkbox"/> langsam erhärtender Beton	
<input checked="" type="checkbox"/> Begrenzung der Rissbreite (Last, Last und Zwang)	
Betonzugfestigkeit bei abgeschloss. Rissbild	$f_{ct,eff} = 1,00 \cdot f_{ctm}$
Beiwert für den Dauerstandseffekt	langfristige Lasteinwirkung

Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite (EC 2, 7.3.2)

- Berechnung der auf die Zugzone nach Zustand 1 bezogenen Bewehrung in cm^2

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad \dots \text{mit } \dots$$

$$k_c = 0.4 \cdot \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad \text{Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung}$$

(Zugzwang $k_c = 1.0$, Biegezwang $k_c \geq 0.4$)

σ_c Betonspannung im Schwerpunkt (Erstrissbildung, $\sigma_c < 0$ bei Druck)

$k_1 = 1.5 \cdot h/h'$ für Drucknormalkraft

= 2/3 für Zugnormalkraft

$h' = \min(h, 1m)$

k Beiwert zur Berücksichtigung nichtlinear verteilter Betonzugspannungen ...

DIN 1045-1 / DIN-Fb 102

infolge selbst hervorgerufenem Zwang (z.B. Hydratationswärme)

$k = 0.8$ für $h \leq 300$ mm ... und ... $k = 0.5$ für $h \geq 800$ mm

Für h ist der kleinere Wert aus Höhe und Breite des Querschnitts anzusetzen.

Zwischenwerte werden interpoliert.

infolge außerhalb des Querschnitts hervorgerufenem Zwang (z.B. Stützensenkung) $k = 1.0$

EC 2

$k = 1.0$ für $h \leq 300$ mm für Stege und Gurte

$k = 0.65$ für $h \geq 800$ mm für Stege und Gurte

$f_{ct,eff} = k_{z,t} \cdot f_{ctm}$ wirksame Zugfestigkeit des Betons

A_{ct} Fläche der Betonzugzone nach Zustand 1 (Erstrissbildung)

σ_s Spannung in der Bewehrung nach Tab. 20 in Abhängigkeit von d_s^* und w_k

Auswertung der Formeln

DIN 1045-1 / DIN-Fb 102

$d_s^* = 6 \cdot w_k \cdot E_s \cdot f_{ct0} / \sigma_s^2$... mit ... $f_{ct0} = 3 \text{ N/mm}^2$... s. Heft 525, DAfStb

EC 2

$d_s^* = 1 / (k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot (1 - k_t)) \cdot w_k \cdot E_s \cdot f_{ct0} / \sigma_s^2$... mit ...

$k_1 = 0.8$... $k_2 = 0.5$... $k_4 = 0.776$... $k_t = 0.4$... $f_{ct0} = 2.9 \text{ N/mm}^2$ analog DIN 1045-1

• Berechnung des Grenzdurchmessers der Bewehrung

$$d_{s,gr} = d_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_t}{4 \cdot (h - d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}} \geq d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}} \quad \dots \text{mit } \dots$$

d_s^* Grenzdurchmesser n. Tab. 7.2N

h_t Höhe der Zugzone

$f_{ct0} = 3 \text{ N/mm}^2$ Bezugs-Zugfestigkeit des Betons

EC 2 $f_{ct0} = 2.9 \text{ N/mm}^2$... und ... $k = 1.0$

Mindestbewehrung bei dicken Bauteilen (EC 2, NA-DE, NCI zu 7.3.2 (3))

Es kann günstiger sein bei zentrischem Zwang stattdessen folgende Bewehrung einzulegen

$$A_s = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} / \sigma_s \geq k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / f_{yk} \quad \dots \text{bei } \dots d_{s,gr} = d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}}$$

$A_{c,eff} = b \cdot h_{eff}$ Wirkungsbereich der Bewehrung mit h_{eff} n. Bild NA.7.1 d)

Biegezwang $h_{eff} = 2.5 \cdot d_1$... für ... $h/d_1 < 10$... und ... $h_{eff} = 5.0 \cdot d_1$... für ... $h/d_1 > 60$

zentr. Zwang $h_{eff} = 2.5 \cdot d_1$... für ... $h/d_1 < 5$... und ... $h_{eff} = 5.0 \cdot d_1$... für ... $h/d_1 > 30$

Zwischenwerte werden interpoliert

EC 2 $h_{eff} = 2.5 \cdot d_1$

Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung (EC 2, 7.3.3)

$$d_{s,gr} \leq \lim d_s(\sigma_s, d_s^*) \dots \text{mit dem zul. Bewehrungsdurchmesser (Tab. 7.2N)} \quad \lim d_s = d_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{1.6 \cdot A_{c,eff} \cdot f_{ct0}} \geq d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}}$$

σ_s Spannung in der Bewehrung im Zustand 2

A_s vorhandene Bewehrung

$f_{ct,eff} = k_{z,t} \cdot f_{ctm}$ wirksame Zugfestigkeit des Betons

Die Spannungen werden auf Gebrauchslastniveau mit den gewählten Spannungsdehnungslinien (s. **Materialeigenschaften**) ermittelt.

Berechnung der Rissbreite (EC 2, 7.3.4)

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

DIN 1045-1 / DIN-Fb 102

$$s_{r,max} = \frac{d_s}{3.6 \cdot \text{eff} \rho} \leq \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3.6 \cdot f_{ct,eff}}$$

EC 2

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot d_s}{\text{eff} \rho} \dots \text{wenn Stababstand } s \leq 5 \cdot (c + d_s/2)$$

k_3, k_4 s. nationaler Anhang, empfohlen: $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$

c Betondeckung bezogen auf die Längsbewehrung

k_1 zur Beschreibung der Verbundeigenschaften der Bewehrung:
gut $k_1 = 0.8$, schlecht $k_1 = 1.6$

$$k_2 = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{2 \cdot \max(\varepsilon_{c1}, \varepsilon_{c2})} \geq 0.5 \dots \text{zur Berücksichtigung der Dehnungsverteilung}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \sigma_{cm} \cdot \alpha_e}{E_s} \geq (1 - k_t) \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s Spannung der Bewehrung im Zustand 2

$$\sigma_{cm} = k_t \cdot f_{ct,eff} \cdot \left(1 + \frac{1}{\alpha_e \cdot \text{eff} \rho}\right) \dots \text{mittlere Betonzugspannung}$$

k_t Faktor, der von der Dauer der Lasteinwirkung abhängt

$k_t = 0.6$ bei kurzzeitiger Lasteinwirkung (nur EC 2)

$k_t = 0.4$ bei langfristiger Lasteinwirkung

$f_{ct,eff} = k_{z,t} \cdot f_{ctm}$ wirksame Zugfestigkeit des Betons

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$ Verhältnis der Elastizitätsmoduln

$\text{eff} \rho = A_s / A_{c,eff}$ effektiver Bewehrungsgrad

$A_{c,eff}$ Wirkungsbereich der Bewehrung (s.o.) mit der Einschränkung

$A_{c,eff} \leq (d-x)/2$ (für Platten unter Biegebeanspruchung) bzw.

$A_{c,eff} \leq d/2$ (unter Zugbeanspruchung)

Zur Ermittlung der Mindestbewehrung kann die Formel umgestellt und nach A_s aufgelöst werden

DIN 1045-1 / DIN-Fb 102

$$\min A_s \equiv \sqrt{\frac{A_{c,eff} \cdot k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot d_s}{3.6 \cdot E_s \cdot w_k}}$$

EC 2

$$\min A_s \equiv \sqrt{\frac{k_t \cdot A_{c,eff} \cdot k_c \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot A_{ct} \cdot d_s}{E_s \cdot w_k}}$$

Diese Variante zur Ermittlung der Mindestbewehrung wird in den **pcae**-Programmen **nicht** angeboten.

Die Spannungen werden auf Gebrauchslastniveau mit den gewählten Spannungsdehnungslinien (s. **Materialeigenschaften**) ermittelt.

DIN 1045-1 / DIN-Fb 102

Tab. 20: Grenzdurchmesser d_s^* bei Betonstählen in mm (die Tab.-Werte sind ermittelt mit

$$d_s^* = 6 \cdot w_k \cdot E_s \cdot f_{ct0} / \sigma_s^2$$

Zeile	Spalte	1	2	3	4	5
	Stahlspannung σ_s N/mm ²	Grenzdurchmesser der Stäbe in mm in Abhängigkeit vom Rechenwert der Rissbreite w_k				
		$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm	$w_k = 0,15$ mm	$w_k = 0,10$ mm
1	160	56	42	28	21	14
2	200	36	27	18	14	9
3	240	25	19	13	9	6
4	280	18	14	9	7	5
5	320	14	11	7	5	4
6	360	11	8	6	4	-
7	400	9	7	5	-	-
8	450	7	5	4	-	-

Die mindestens einzuhaltende Rissbreite w_k ist abhängig von der **Expositionsklasse**, in der sich das Bauteil befindet (s. Tab. 18 und 19).

Tab. 19: Mindestanforderungsklassen in Abhängigkeit von der Expositionsklasse (Auszug)

Zeile	Spalte	...	4
	Expositionsklasse	Mindestanforderungsklasse	
		...	Stahlbetonbauteile
1	XC1		F
2	XC2, XC3, XC4		E
3	XD1, XD2, XD3 ^b , XS1, XS2, XS3		E

b Im Einzelfall können zusätzlich besondere Maßnahmen für den Korrosionsschutz notwendig sein.

Tab. 18: Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite (Auszug)

Zeile	Spalte	...		
	Anforderungsklasse	Einwirkungskombination für den Nachweis der Rissbreitenbegrenzung	Rechenwert der Rissbreite w_k in mm	
1	A		-	
2	B		selten	0,2
3	C		häufig	
4	D		häufig	
5	E		quasi-ständig	0,3
6	F		quasi-ständig	0,4



Wenn der Zeitpunkt der Erstrissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte mindestens eine effektive Betonzugfestigkeit von 3 N/mm² für Normalbeton und 2.5 N/mm² für Leichtbeton angenommen werden.

Im Programm kann eingestellt werden, ob für $k_{zt} \geq 1$ min $f_{ct,eff}$ eingehalten werden soll.

EC 2

Tab. 7.2N: Grenzdurchmesser d_s^* bei Betonstählen in mm

Stahlspannung ² [N/mm ²]	Grenzdurchmesser der Stäbe [mm]		
	w _k =0,4 mm	w _k =0,3 mm	w _k =0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

Die mindestens einzuhaltende Rissbreite w_k ist abhängig von der **Expositionsklasse**, in der sich das Bauteil befindet.

Tab. 7.1N (EC 2-1-1): Empfohlene Werte für w_{max} (Auszug)

Expositionsklasse	Stahlbetonbauteile	...
	quasi-ständige Einwirkungskombination	...
X0, XC1	0,4 ¹⁾	
XC2, XC3, XC4	0,3	
AC XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3 AE		

¹⁾ Bei den Expositionsklassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird zur allgemeinen Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes festgelegt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.

Tab. 7.101N (EC 2-2): Empfohlene Werte für w_{max} (Auszug)

Expositionsklasse	Bauteile aus Stahlbeton	...
	Quasi-ständige Einwirkungskombination	...
X0, XC1	0,3 ^a	
XC2, XC3, XC4	0,3	
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		

^a Bei den Expositionsklassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.



Wenn der Zeitpunkt der Erstrissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte mindestens eine effektive Betonzugfestigkeit von 3 N/mm² für Normalbeton und 2.5 N/mm² für Leichtbeton angenommen werden.

Im Programm kann eingestellt werden, ob für $k_{zt} \geq 1$ min $f_{ct,eff}$ eingehalten werden soll.

DIN 1045, 17.6

Der Rissbreitennachweis gliedert sich in zwei Teile.

In oberflächennahen Bereichen von Stahlbetonbauteilen, in denen Betonzugspannungen aus innerem Zwang entstehen können, ist

i. A. eine **Mindestbewehrung** einzulegen.

Wird diese nicht durch die Biegebewehrung abgedeckt, ist der

Nachweis nach DIN, 17.6

Mindestbewehrung (Zwang/Eigenspannungen)
 Begrenzung der Rissbreite (Last, Last+Zwang)

Grenzdurchmesser

oben $d_{s,gr}$ 20 mm
 unten $d_{s,gr}$ 28 mm

Beiwert k_0 1.0 zentr. Zw. außerhalb induziert

Umweltbedingung nach Tab. 17.6-1, Zeile 4 (Heft 400, DAfStb)

Rissbreite w_{cal} 0.20 mm

Beton: Faktor $k_{z,t}$ 0.50 Erhärtungsablauf

Erstrissbildung: N_c 0.00 kN

Hinweis: Die Mindestbewehrung aus abfließender Hydratationswärme wird i.A. mit $k_{z,t} \approx 0.5$ und unter Annahme zentrischen Zwangs (innerhalb induziert) nachgewiesen.

Abb. Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

Bewehrungsgrad entsprechend zu erhöhen.

Die Rissbreiten infolge einer Lastbeanspruchung richten sich nach Regeln für die *statisch erforderliche Bewehrung* und sind vor allem von der vorhandenen Spannung in der Bewehrung und von deren Anordnung im Querschnitt abhängig.

Deshalb sind die Stababstände bzw. die Stabdurchmesser der gewählten Bewehrung in Abhängigkeit der Spannung zu begrenzen.

Es erfolgt der Nachweis zur Einhaltung der Stabdurchmesser. Werden sie durch die Biegebewehrung nicht eingehalten, ist der Bewehrungsgrad entsprechend zu erhöhen.

Mindestbewehrung (17.6.2)

$$\mu_z = k_0 \cdot \beta_{bZ} / \sigma_s \quad \dots \text{ mit } \dots$$

- μ_z auf die Zugzone nach Zustand 1 bezogener Bewehrungsgehalt
- k_0 Zwangsbeiwert (Biegezwang 0.4, Zugzwang 1.0)
- β_{bZ} wirksame Betonzugfestigkeit ($\beta_{bZ} = 0.25 \cdot \beta_{wN}^{2/3}$)
- β_{wN} Nennfestigkeit des Betons ($\beta_{wN} \geq 35 \text{ N/mm}^2$)
- σ_s Spannung in der Bewehrung nach Tab. 14 ($\sigma_s \leq 0.8 \cdot \beta_S$)

Bei Zwang im frühen Betonalter $k_{z,t} \approx 0.5$ darf mit der dann vorhandenen geringeren wirksamen Betonzugfestigkeit gerechnet werden $\beta_{bZw} = k_{z,t} \cdot \beta_{bZ}$. Dann ist jedoch der Grenzdurchmesser (s.o.) im Verhältnis $\beta_{bZw} / 2.1$ zu verringern.

Regeln für die statisch erforderliche Bewehrung (17.6.3)

$$d_{s,gr} \leq \lim d_s(\sigma_s) \quad \dots \text{ mit } \dots$$

- $d_{s,gr}$ Grenzdurchmesser der Bewehrung
- σ_s Spannung in der Bewehrung aus häufigen Lasten
- $\lim d_s$ zulässiger Bewehrungsdurchmesser n. Tab. 14

Die Spannungen werden mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton und der bilinearen Spannungsdehnungslinie für die Bewehrung ermittelt (s. [Materialeigenschaften](#)).

	1	2	3	4	5	6	7
1	Betonstahlspannung σ_s in N/mm ²	160	200	240	280	350	400
2	Grenzdurchmesser in mm bei Umweltbedingungen	36	36	28	25	16	10
3	zulässiger Bewehrungsdurchmesser n. Tab. 14	28	20	16	12	8	5

Die Grenzdurchmesser dürfen im Verhältnis $\frac{d}{10(d-h)} \geq 1$ vergrößert werden.

d Bauteildicke
 h statische Nutzhöhe } jeweils rechtwinklig zur betrachteten Bewehrung

Bei Verwendung von Stabbündeln mit $d_{s,v} > 36 \text{ mm}$ ist immer eine Hautbewehrung nach 18.11.3 erforderlich. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Tab. 14: Grenzdurchmesser $d_{s,gr}$ in mm

Zeile	Umweltbedingung	Stahl σ_{ds} [mm]
1	Bauteile in geschlossenen Räumen, z.B. Wohnungen (einschließlich Küche und Bad), Büroräume, Krankenhäuser, Verkaufsstätten; ständig trockene Bauteile	≤ 12 14, 16 20 25 28
2	Bauteile, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat; Bauteile unter Wasser o. im Boden	≤ 20 25 28
3	Bauteile im Freien; Bauteile mit wechselnder Durchfeuchtung	≤ 25 28
4	Bauteile in besonders korrosionsfördernder Umgebung	≤ 25

Tab. 10 (Auszug)

P. Schießl

$$w_{k,cal} = k_4 \cdot \left(50 + 0.25 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{Zw}} \right) \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \quad \dots \text{mit } \dots$$

$k_4 = 1.7$ Streuungsfaktor

k_2 zur Beschreibung der Verbundeigenschaften der Bewehrung
gut $k_2 = 0.8$, schlecht $k_2 = 1.6$

k_3 zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone
Biegung $k_3 = 0.5$, Zug $k_3 = 1.0$

d_s Stabdurchmesser in mm

$$\mu_{Zw} = \frac{A_s}{b \cdot h_w} \quad \dots \text{mit } \dots \begin{cases} h_w = k_5 \cdot (d - h) \leq (d - x) / 3 & \text{(Biegung)} \\ h_w = k_5 \cdot (d - h) \leq d / 2 & \text{(Zug)} \end{cases}$$

k_5 zur Festlegung der Größe der Wirkungszone nach Heft 525 bzw. Heft 466, DAfStb
 $k_5 = 2.5$... für ... $h / (d - h) < 10$... und ... $k_5 = 5.0$... für ... $h / (d - h) > 60$
Zwischenwerte werden interpoliert

$$\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \leq 0.6$$

β_1 zur Berücksichtigung des Einflusses der Verbundeigenschaften
gut $\beta_1 = 1.0$, schlecht $\beta_1 = 0.5$

β_2 zur Berücksichtigung des Einflusses der Lastdauer, hier nur Dauerlast $\beta_2 = 0.5$

$$\sigma_{sr} = 0.2 \cdot \frac{\beta_{bZ}}{\mu} \quad \text{(Biegung)}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{\beta_{bZ}}{\mu} \quad \text{(Zug)}$$

$$\beta_{bZ} = k_{z,t} \cdot k_E \cdot 0.3 \cdot \beta_{WN}^{2/3} \quad \dots \text{mit } \dots \begin{cases} k_E = 0.8 & \dots \text{für } \dots d \leq 30 \text{ cm} \\ k_E = 0.6 & \dots \text{für } \dots d \geq 80 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(Mindestbewehrung) bzw.}$$

$k_E = 0.8$ (Begrenzung der Rissbreite)

Für d wird der kleinere Wert aus Höhe und Breite des Querschnitts angesetzt

Zwischenwerte werden interpoliert

P. Noakowski

$$w_k = \gamma_w \cdot C_E \cdot 3.1 \cdot \left(\frac{\sigma_{s1}^B}{\beta_{wW}^{0.66}} \cdot d_s \right)^{\frac{1}{A}} \cdot \frac{\sigma_s - C_E \cdot 0.56 \cdot \sigma_{s1}}{E_s} \quad \dots \text{ mit } \dots$$

$\gamma_w = 1.5$ Streubeiwert der Rissbreite

$C_E = 1.0$ wenn ... $\sigma_s = \sigma_{s1}$ (Erstrisszustand)

$C_E = 0.75$ wenn ... $\sigma_s > \sigma_{s1}$ (Endrisszustand)

$$\beta_{wW} = \beta_{wWN} + 5 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{s1} = 0.22 \cdot \frac{\beta_Z}{\mu} \quad (\text{Biegung})$$

$$\sigma_{s1} = 0.50 \cdot \frac{\beta_Z}{\mu} \quad (\text{Zug})$$

$$\beta_Z = C_\beta \cdot \beta_{wW}^{0.66} \cdot \frac{0.6 + 6 \cdot C_d \cdot \eta}{10 + 6 \cdot \eta} \cdot C_v \cdot k_{z,t}$$

$$C_\beta = 0.46 \dots \text{ und } \dots C_d = \frac{2.6 + 24 \cdot d}{10 + 40 \cdot d} \dots \text{ und } \dots \eta = \frac{M}{N \cdot d} \dots \text{ und } \dots C_v = (0.85 - 0.2 \cdot d) \geq 0.65$$

A, B Exponenten A, B in Abhängigkeit des Verbundbereichs:
 günstig A = 1.12, B = 0.88, ungünstig A = 1.02, B = 0.98



Wenn der Zeitpunkt der Erstrissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage festgelegt werden kann, sollte mindestens die Festigkeit eines B35 angenommen werden. Im Programm kann eingestellt werden, ob für $k_{zt} \geq 1$ min β_{bz} eingehalten werden soll.

besondere Hinweise bei Kreisquerschnitten

Der Nachweis bereitet bei Kreisquerschnitten unter Biegebeanspruchung Schwierigkeiten, da das Verfahren mit Ausnahme der ÖNorm nur für Rechteckquerschnitte gültig war, bei denen alle Bewehrungsstäbe der Zugzone die gleiche Spannung haben.

Aus diesem Grund ist auch der auf die Zugzone bezogene Bewehrungsgehalt nicht eindeutig.

Zur realistischen Bemessung sind daher für die Verfahren zur *direkten Berechnung der Rissbreite* folgende Modifikationen implementiert worden (s. hierzu [Bergfelder/Dittfach](#)).

Die Stahlspannungen werden bei Biegung über die gemittelten Zug-Stahldehnungen, bei zentrischem Zug über die maximale Stahldehnung ermittelt.

EC 2 / DIN 1045-1 / DIN-Fb 102 / Schießl

$$A_{c,eff} = 0.5 \cdot k_s \cdot (1 - \rho) \cdot (5\rho - 1) \cdot A_c$$

$$\rho = \frac{r_s}{r_b}$$

r_s Radius zur Bewehrung

r_b Außenradius

$$k_s = 1 - 2.5 \cdot \left[\frac{1 - \rho}{\vartheta \cdot \rho^2 + 2} \right] \leq 1$$

$$\vartheta = \frac{N \cdot r_b}{M} \geq \frac{2}{\rho^2}$$

Schießl, Noakowski

Biegezwang σ_r wird mit 2.2 multipliziert

Zugzwang σ_r wird mit 2.0 vervielfacht



Da diese Anpassungen nur bei der 'Berechnung der Rissbreiten' wirken, ergibt sich u.U. bei der tabellenorientierten Nachweisführung (bezogen auf einen Rechteckquerschnitt) zu wenig Bewehrung!

besondere Hinweise bei Wänden

Bei schubfest mit dem Fundament verbundenen Wänden darf die Mindestbewehrung aus Zwang aufgrund der rissverteilenden Wirkung des Fundaments bis zu einer Wandhöhe von $h/4$ oberhalb des Fundaments auf die Hälfte reduziert werden.

ComBAR GFK

Besteht die Längsbewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff, ist die Bestimmung der Mindestbewehrung nach EC 2, 7.3.2 und die Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung nach 7.3.3 nicht zulässig.

ComBAR GFK darf nur für Stabdurchmesser 8 mm bis 32 mm eingesetzt werden.

Die Rissbreite wird nach EC 2, 7.3.4 berechnet, wobei für den maximalen Rissabstand $s_{r,max}$ die Beiwerte $k_1 = k_2 = 1$, $k_3 = 0$ und $k_4 = 1 / 2.8$ (für Stabdurchmesser 32: $k_4 = 1 / 2.1$) und gesetzt werden.

Spannungsnachweis (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den **pcae**-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren **nationalen Anhängen** gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

Der Nachweis zur Begrenzung der Stahl- und Betondruckspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nur in den Eurocode-nahen Normen vorgeschrieben, da eine sehr weitreichende Berücksichtigung des plastischen Verformungsverhaltens bis hin zu vollplastischen Berechnungsverfahren zugelassen ist.

Für das nutzungsgerechte und dauerhafte Verhalten eines Bauwerks sind übermäßige Schädigungen des Betongefüges sowie nichtelastische Verformungen des Betonstahls durch Einhaltung von Spannungsgrenzen zu vermeiden.

DIN 1045-1, 11.1 / DIN Fb 102, 4.4.1 / EC 2, 7.2

Der Nachweis erfordert die Eingabe der beiden Grenzwerte σ_c für den Beton und σ_s für den Stahl.

Abb. Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

<input checked="" type="checkbox"/> Nachweis für den Beton	
Betonspannung	zul $\sigma_c = $ <input type="text" value="0.60"/> $\cdot f_{ck} = $ <input type="text" value="18.0"/> N/mm ²
	<input checked="" type="radio"/> Faktor vorgeben <input type="radio"/> Spannung vorgeben
<hr/>	
<input checked="" type="checkbox"/> Nachweis für die Bewehrung	
Stahlspannung	zul $\sigma_s = $ <input type="text" value="0.80"/> $\cdot f_{yk} = $ <input type="text" value="400.0"/> N/mm ²
	<input checked="" type="radio"/> Faktor vorgeben <input type="radio"/> Spannung vorgeben

Nach 7.2(2) sollen die Betondruckspannungen zur Vermeidung von Längsrissen unter der charakteristischen (seltenen) Einwirkungskombination auf den empfohlenen Wert von $\text{zul } \sigma_c = 0.6 \cdot f_{ck}$ begrenzt werden.

Übersteigt die Betondruckspannung unter quasi-ständiger Einwirkungskombination den Wert $0.45 \cdot f_{ck}$, ist die Tragfähigkeit oder Dauerhaftigkeit des Bauwerks durch das Kriechen wesentlich beeinflusst.

Wird dieser Wert eingehalten, braucht nichtlineares Kriechen nicht berücksichtigt zu werden.

Die Zugspannungen in der Betonstahlbewehrung sind nach 7.2(5) bei direkten Einwirkungen (Lastbeanspruchung)

unter der charakteristischen (seltenen) Einwirkungskombination auf den Wert von zul $\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk}$ zu begrenzen.

Bei reiner Zwangsbeanspruchung darf zul $\sigma_s = f_{yk}$ gelten.

Die Druck- und Zugspannungen werden auf Gebrauchslastniveau $\gamma_c = \gamma_s = 1$ mit den gewählten Spannungsdehnungslinien (s. **Materialeigenschaften**) ermittelt.

Der Spannungsnachweis wird folgendermaßen durchgeführt

- zunächst wird iterativ der vorhandene Bewehrungsquerschnitt erhöht bis die zulässigen Stahlspannungen eingehalten sind
- anschließend erfolgt eine Überprüfung und ggf. Erhöhung der Bewehrung auf der Druckseite bis auch der Betongrenzwert stimmt

Ist einer der beiden Grenzwerte = 0, wird der entsprechende Nachweis ignoriert.

ComBAR GFK

Besteht die Längsbewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff, führt das Auftreten einer Stahldruckspannung zu einer Fehlermeldung.

Ermüdungs- (Schwing-)nachweis (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren **nationalen Anhängen** gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

Tragende Bauteile, die einer hohen Anzahl von Lastwechseln unterworfen sind (nicht ruhende Belastung), können infolge Ermüdung versagen, auch wenn die Beanspruchung die für die statischen Nachweise (ruhende Belastung) maßgebenden Materialfestigkeiten nicht erreicht.

Für Tragwerke des üblichen Hochbaus braucht i. A. kein Nachweis gegen Ermüdung geführt zu werden.

DIN 1045-1, 10.8 / EC 2, 6.8

Der Ermüdungsnachweis ist für Beton und Bewehrung unter Biegung mit Längskraft und Querkraft getrennt zu führen.

Abb. Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

Nachweisverfahren	EC 2, 6.8.5 + 6.8.7(1) <input type="checkbox"/>	
Nachweis über schädigungsäquivalente Schwingbreiten		
<input checked="" type="checkbox"/> Nachweis für den Beton (EC 2, 6.8.7(1))		
Beginn der zyklischen Belastung	t_0	<input type="text" value="40"/> d
<input checked="" type="checkbox"/> Nachweis für die Bewehrung (EC 2, 6.8.5)		
Spannungsschwingbreite	$\Delta\sigma_{Rsk}$	<input type="text" value="175.0"/> N/mm ²
	$\Delta\sigma_{Rsk,v}$	<input type="text" value="79.5"/> N/mm ²

In [pcae](#)-Programmen werden - je nach Ausbaustufe - folgende Nachweisverfahren angeboten

- Nachweis über schädigungsäquivalente Schwingbreiten (Stufe 2, Grenzzustand der Tragfähigkeit)
- Vereinfachter Nachweis (Stufe 1, Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit)

Bei beiden Verfahren erfolgt der Nachweis zunächst für die Bewehrung (Eingabe der Spannungsschwingbreite zu $\Delta\sigma$). Dazu wird der vorhandene Bewehrungsquerschnitt solange iterativ erhöht bis für jede Bewehrungsgruppe die zulässige Schwingbreite eingehalten ist.

Anschließend wird überprüft, ob der Beton unter Druckbeanspruchung trägt (Eingabe des Zeitpunkts der Erstbelastung des Betons t_0).

Falls der Nachweis für Beton nicht erfüllt ist, erfolgt keine weitere Bewehrungserhöhung, sondern es wird eine Fehlermeldung ausgegeben.

Für den Nachweis sind mindestens zwei Schnittgrößenkombinationen der ermüdungswirksamen Einwirkungskombination vorzugeben.

Ist ein Wert (entweder $\Delta\sigma_s$ oder t_0) mit Null eingegeben, wird der Nachweis für diese Materialgruppe nicht geführt.

Vereinfachter Nachweis (Stufe 1)

Der vereinfachte Nachweis ist mit der häufigen zyklischen Einwirkungskombination zu führen.

Die Spannungen werden auf Gebrauchslastniveau $\gamma_c = \gamma_s = 1$ mit den gewählten Spannungsdehnungslinien (s. **Materialeigenschaften**) ermittelt.

Bewehrung

$$\Delta\sigma_s \leq \text{zul } \Delta\sigma_s \quad \dots \text{ mit } \dots \quad \text{zul } \Delta\sigma_s = 70 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nicht geschweißte Bewehrungsstäbe})$$

$$\text{zul } \Delta\sigma_s = 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{geschweißte Bewehrungsstäbe})$$

gilt auch für die Querkraftbewehrung mit

$$\tan\Theta_{\text{fat}} = \sqrt{\tan\Theta} \quad \dots \text{ für } \dots \quad \tan\Theta < 1 \quad \dots \text{ und } \dots \quad \tan\Theta_{\text{fat}} = \tan\Theta \quad \dots \text{ für } \dots \quad \tan\Theta > 1$$

Beton

$$\frac{|\sigma_{\text{cd,max}}|}{f_{\text{cd,fat}}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{|\sigma_{\text{cd,min}}|}{f_{\text{cd,fat}}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \leq 0.9 \dots \text{ bis C50/60 } \dots \text{ oder LC50/55} \\ \leq 0.8 \dots \text{ ab C55/67 } \dots \text{ oder LC55/60} \end{array} \right\} \quad \dots \text{ mit } \dots$$

$$f_{\text{cd,fat}} = k_1 \cdot \beta_{\text{cc}}(t_0) \cdot f_{\text{cd}} \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250}\right)$$

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen

$\sigma_{\text{cd,max}}$ Bemessungswert der maximalen Druckspannung

$\sigma_{\text{cd,min}} < 0$ Bemessungswert der minimalen Druckspannung am Ort von $\sigma_{\text{cd,max}}$

$\beta_{\text{cc}}(t_0) = e^{-s \cdot (1 - \sqrt{28/t_0})}$ Beiwert für die Nacherhärtung

t_0 Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung des Betons in Tagen

$s = 0.2$ für Zemente der Klasse R

$s = 0.25$ für Zemente der Klasse N, **NA-DE**: hochfester Beton: $s = 0.2$

$s = 0.38$ für Zemente der Klasse S, **NA-DE**: hochfester Beton: $s = 0.2$

$k_1 = 0.85$ für $N = 10^6$ Zyklen, **NA-DE**: $k_1 = 1.0$

Gilt auch für die Druckstreben von querkraftbeanspruchten Bauteilen mit Querkraftbewehrung, wobei

$$f_{\text{cd,fat,v}} = v \cdot f_{\text{cd,fat}} \quad \dots \text{ mit } \dots \quad v = 0.6 \cdot (1 - f_{\text{ck}}/250) \quad \text{mit } f_{\text{ck}} \text{ in N/mm}^2$$

$$\text{NA-DE} \quad v = v_2 \cdot 0.675, \quad \text{für Betonfestigkeiten } \geq \text{C55/67} \quad v_2 = 1.1 - f_{\text{ck}}/500$$

$$\text{sonst} \quad v_2 = 1.0$$

$$\text{DIN 1045-1} \quad v = 0.75 \cdot \eta_1$$

Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

$$\dots \text{wenn } \dots \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0.0 \dots \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|} \left\{ \begin{array}{l} \leq 0.9 \dots \text{bis C50/60} \dots \text{oder LC50/55} \\ \leq 0.8 \dots \text{ab C55/67} \dots \text{oder LC55/60} \end{array} \right.$$

$$\dots \text{wenn } \dots \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0.0 \dots \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0.5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|}$$

$V_{Ed,max}$ Bemessungswert der maximalen Querkraft

$V_{Ed,min}$ minimalen Querkraft am Ort von $V_{Ed,max}$

$V_{Rd,ct}$ aufnehmbaren Querkraft (s. Querkraftbemessung)

Nachweis über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten (Stufe 2)

Falls der vereinfachte Nachweis versagt, kann anstelle eines expliziten Betriebsfestigkeitsnachweises der Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreiten für die Bewehrung und schädigungsäquivalente Druckspannungen für den Beton geführt werden.

Zur Berechnung ist eine Unterteilung in zyklische und nichtzyklische Einwirkungen vorzunehmen.

Die Grundkombination der nichtzyklischen Einwirkungen entspricht der häufigen Einwirkungskombination, die zyklische Einwirkung ist mit der ungünstigen nichtzyklischen Grundkombination zu kombinieren.

DIN 1045-1 und EC 2, NA-DE - Im allgemeinen Hochbau sind die folgenden Einwirkungskombinationen zu berücksichtigen

- ständige Einwirkungen
- wahrscheinlicher Wert der Setzungen, sofern ungünstig wirkend
- häufiger Wert der Temperatureinwirkung, sofern ungünstig wirkend
- Einwirkungen aus Nutzlasten



Ständige Lasten, Setzungen, Temperatureinwirkungen und quasiständige Nutzlasten sind nichtzyklische Einwirkungen und verändern daher nicht die Spannungsschwingbreiten, sondern beeinflussen lediglich das Nachweisniveau.

Soll dagegen ein Industriebauwerk erstellt werden, ist die ermüdungswirksame zyklische Einwirkung (z.B. aus Kranbahn- oder Gabelstaplerbelastung) zusätzlich anzusetzen.

Die Spannungen werden im Grenzzustand der Ermüdung mit den gewählten Spannungsdehnungslinien (s. **Materialeigenschaften**) ermittelt.

Bewehrung

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,eq}(N^*) \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,fat} \quad \dots \text{mit } \dots$$

$$\gamma_{F,fat} = 1.0$$

$$\gamma_{s,fat} = \gamma_s$$

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ Spannungsschwingbreite für N^* Lastzyklen

DIN 1045-1 (7.01)

... für ... $N^* = 10^6$... $\Delta\sigma_{Rsk} = \xi_I \cdot \xi \cdot 195 \text{ N/mm}^2$ (gerade und gebogene Stäbe)

... für ... $N^* = 10^7$... $\Delta\sigma_{Rsk} = \xi_I \cdot 58 \text{ N/mm}^2$ (geschweißte Stäbe einschl. Heft- und Stumpfstoßverbindungen)

$$\xi = 0.35 + 0.026 \cdot d_{br}/d_s \leq 1.0$$

d_{br} Biegerollendurchmesser

d_s Stabdurchmesser

$$\xi_I = 1.0 \quad \dots \text{für } \dots d_s \leq 28 \text{ mm} \quad \dots \text{und } \dots \xi_I = 0.8 \quad \dots \text{für } \dots d_s > 28 \text{ mm}$$

DIN 1045-1 (8.08) und EC 2, NA-DE

... für ... $N^* = 10^6$... $\Delta\sigma_{Rsk} = \xi_I \cdot 175 \text{ N/mm}^2$ (gerade und gebogene Stäbe)

$$\xi_I = 0.35 + 0.026 \cdot d_{br}/d_s \leq 1.0$$

d_{br} Biegerollendurchmesser

d_s Stabdurchmesser

... für Stäbe mit ... $d_s > 28 \text{ mm}$... $\Delta\sigma_{Rsk} = 145 \text{ N/mm}^2$ (nur hochduktilen Betonstähle)

... für ... $N^* = 10^6$... $\Delta\sigma_{Rsk} = 85 \text{ N/mm}^2$ (geschweißte Stäbe und Betonstahlmatten einschl. Heft- und Stumpfstoßverbindungen)

EC 2

... für ... $N^* = 10^6$... $\Delta\sigma_{Rsk} = \xi_I \cdot 162.5 \text{ N/mm}^2$ (gerade und gebogene Stäbe)

$$\xi_I = 0.35 + 0.026 \cdot d_{br}/d_s \leq 1.0$$

d_{br} Biegerollendurchmesser

d_s Stabdurchmesser

... für ... $N^* = 10^7$... $\Delta\sigma_{Rsk} = 58.5 \text{ N/mm}^2$ (geschweißte Stäbe und Betonstahlmatten)

$\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$... schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bei N^* Lastzyklen

$$\text{(i.A. } \Delta\sigma_{s,eq}(N^*) = \max \Delta\sigma_s)$$

$\max \Delta\sigma_s$ maximale Spannungsamplitude

Der Nachweis der Querkraftbewehrung wird mit dem vereinfachten Verfahren (s.o.) geführt.

Beton

$$E_{cd,max,eq} = \frac{|\sigma_{cd,max,eq}|}{f_{cd,fat}} \quad \dots \text{mit } \dots$$

$$E_{cd,max,eq} + 0.43 \cdot \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1.0$$

$$R_{equ} = \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{\sigma_{cd,max,eq}}$$

$\sigma_{cd,max,eq}$, $\sigma_{cd,min,eq}$ obere bzw. untere Spannung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite

Der Querkraftnachweis mit und ohne Querkraftbewehrung wird mit dem vereinfachten Verfahren (s.o.) geführt.

DIN 1045, 17.8

Der Schwingnachweis ist nur für den Betonstahl zu führen.

Abb. Eigenschaftsblatt aus 4H-EC2QB

Schwingbreite $\Delta\sigma$ 80 N/mm²
DIN 1045, 17.8

Die Spannungsdifferenz aus Ober- und Unterlast

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s0} - \sigma_{su}$$

darf die eingegebene Schwingbreite zu $\Delta\sigma_s$ nicht überschreiten.

Die Spannungen werden mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton und der bilinearen Spannungsdehnungslinie für die Bewehrung ermittelt (s. [Materialeigenschaften](#)).

Der Schwingbreitennachweis wird folgendermaßen durchgeführt: der vorhandene Bewehrungsquerschnitt wird iterativ erhöht bis die zulässige Schwingbreite eingehalten ist. Kann keine Lösung gefunden werden, wird eine Fehlermeldung ausgegeben.

ComBAR GFK

Besteht die Längsbewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff, wird der Nachweis nicht geführt.

Verformungsnachweis (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind *besonders* gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind *besonders* gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren [nationalen Anhängen](#) gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

Die Verformungen eines Bauteils oder eines Tragwerks dürfen weder die ordnungsgemäße Funktion noch das Erscheinungsbild des Bauteils selbst oder angrenzender Bauteile beeinträchtigen.

Es darf angenommen werden, dass das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks nicht beeinträchtigt werden, wenn der Durchhang unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination (bzw. unter Gebrauchslast) das 1/250-fache der Stützweite (bei Kragträgern das 1/100 der Kraglänge) nicht überschreitet.

Der Grenzzustand der Verformung kann nachgewiesen werden

- über die Begrenzung der Biegeschlankheit (ohne direkte Berechnung)
- nach Grasser/Thielen (Heft 240, DAfStb)

DIN 1045, 17.7.2

Begrenzung der Biegeschlankheit

- die Schlankheit von biegebeanspruchten Bauteilen darf nicht größer sein als 35
- bei Bauteilen, die Trennwände zu tragen haben, soll die Schlankheit $l_i/h \leq 150/l_i$ (l_i und h in m) sein
- die Ersatzstützweite l_i wird nach Heft 240, DAfStb, angenommen zu $l_i = \alpha \cdot L$ (α s. Heft 240, DAfStb)
- das Verfahren ist nur anwendbar, wenn $\alpha \geq 0$ gilt

DIN 1045-1, 11.3.2

Begrenzung der Biegeschlankheit

- die Schlankheit von biegebeanspruchten Bauteilen darf nicht größer sein als 35
- bei Bauteilen, die Trennwände zu tragen haben, soll die Schlankheit $l_i/d \leq 150/l_i$ (l_i und h in m) sein
- die Ersatzstützweite l_i wird nach Heft 240, DAfStb, angenommen zu $l_i = \alpha \cdot l_{\text{eff}}$ (α s. Tab.22 oder Heft 240, DAfStb)
- das Verfahren ist nur anwendbar, wenn $\alpha \geq 0$ gilt

- bei Leichtbeton sind die Grenzwerte mit $\eta_E^{0.15}$ abzumindern

EC 2, 7.4.2

Begrenzung der Biegeschlankheit

- der Grenzwert der Biegeschlankheit wird nach Gl. 7.16 ermittelt zu

$$\frac{l_{\text{eff}}}{d} = K \cdot \left(11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^2 \right) \quad \dots \text{wenn } \dots \rho \leq \rho_0$$

$$\frac{l_{\text{eff}}}{d} = K \cdot \left(11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right) \quad \dots \text{wenn } \dots \rho > \rho_0$$

K Beiwert zur Berücksichtigung der verschiedenen statischen Systeme kann einem nationalen Anhang entnommen werden. Voreingestellt sind mit $K=0$ die Werte aus Tab.7.4N.

$\rho_0 = \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot 10^{-3}$ Referenzbewehrungsgrad, f_{ck} in N/mm²

ρ, ρ' erf. Zug-, Druckbewehrungsgrad in Feldmitte (am Einspannquerschnitt von Kragträgern)

- bei Bauteilen, die Trennwände zu tragen haben, sind die Werte mit $7/l_{\text{eff}}$ (l_{eff} in m) zu multiplizieren
- bei Plattenbalken oder I-Profilen mit einem Verhältnis von mitwirkender Breite zu Stegbreite > 3 sind die Werte mit 0.8 zu multiplizieren
- bei Leichtbeton sind die Grenzwerte mit $\eta_E^{0.15}$ abzumindern (11.7(1)P)

Nach NA-DE sollten die Biegeschlankheiten auf die Maximalwerte begrenzt werden

- allgemein: $l/d \leq K \cdot 35$
- Bauteile mit verformungsempfindlichen Ausbauelementen: $l/d \leq K^2 \cdot 150 / l$

 Die Biegeschlankheitsgrenzen nach EC2 sind deutlich strenger als die aus DIN 1045-1, da die Schadensfreiheit mit dem Nachweis nach der älteren Norm aufgrund der höheren Ausnutzung der Tragwerke nicht mehr in jedem Fall gewährleistet ist.

Wird trotzdem der Nachweis der Biegeschlankheit nach DIN 1045-1 gewählt, muss beachtet werden, dass die Einstellung 'Vorgabe des Beiwerts K' entsprechend interpretiert wird als 'Vorgabe des Beiwerts α ' (s.o.).

Heft 240, DAfStb

Beschränkung der Durchbiegung unter Gebrauchslast

Es wird die wahrscheinliche Durchbiegung des Trägers zum Anfangs- sowie Endzeitpunkt der Lastaufbringung ermittelt, die zwischen derjenigen im Zustand 1 (Träger vollständig ungerissen) und Zustand 2 (Träger vollständig gerissen) liegt.

Dazu wird die Ersatzstützweite $l_i = \alpha \cdot L$ bestimmt über

$$\alpha = \frac{1 + 4.8 \cdot (m_1 + m_2)}{1 + 4 \cdot (m_1 + m_2)} \quad \dots \text{für beidseits gestützte Felder von Durchlaufträgern bzw.}$$

$$\alpha = 0.8 \cdot \left[\frac{l}{l_k} \cdot \left(4 + 3 \cdot \frac{l_k}{l} \right) - \frac{q}{q_k} \cdot \left(\frac{l}{l_k} \right)^3 \cdot (4 \cdot m_k + 1) \right] \quad \dots \text{für Kragbalken an Durchlaufträgern}$$

m_1, m_2, m_k auf $q \cdot l^2$ bezogene Momente über den Stützen des betrachteten Innenfeldes (m_1, m_2) bzw. über der vom Kragarm abliegenden Stütze des anschließenden Innenfeldes (m_k)

q, q_k maßgebliche Gleichlast des untersuchten Feldes (q), bei Kragträgern des an den Kragarm anschließenden Feldes (q) bzw. die maßgebliche Gleichlast des Kragarms (q_k)

l, l_k Stützweite des untersuchten Feldes (l), bei Kragträgern des an den Kragarm anschließenden Feldes (l) bzw. die Kragarmlänge (l_k)

Das Verfahren ist nur anwendbar, wenn gilt

$$m_1 \geq - \left(m_2 + \frac{5}{24} \right) \dots \dots \dots \text{ bei beidseits gestützten Feldern von Durchlaufträgern}$$

$$m_k \leq \frac{q_k}{q} \cdot \left(\frac{l_k}{l} \right)^2 \cdot \left(4 + 3 \cdot \frac{l_k}{l} \right) - \frac{1}{4} \dots \dots \text{ bei Kragbalken an Durchlaufträgern}$$

Die Berechnungen der Durchbiegungen setzen sich zusammen aus dem Grundwert der Durchbiegung, Anteilen aus der Bewehrungsmenge und -anordnung, Kriech- sowie Schwindanteilen.

Aus den Durchbiegungen zu den Zeitpunkten t_0 und t_∞ im reinen Zustand 1 und 2 wird die wahrscheinliche Durchbiegung ermittelt zu

$$f_0 = f_0'' - \frac{M_{R0}}{M_F} (f_0'' - f_0')$$

... zum Zeitpunkt t_0

$$f_\infty = f_\infty'' - \frac{M_{R\infty}}{M_F} (f_\infty'' - f_\infty')$$

... zum Zeitpunkt t_∞

$$\frac{M_{R0}}{M_F} \leq 1 \dots \text{ bzw. } \dots \frac{M_{R\infty}}{M_F} \leq 1 \quad M_R \text{ Rissmoment, } M_F \text{ maximales Feld- bzw. Kragmoment im betrachteten Bauteil}$$

ComBAR GFK

Besteht die Längsbewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff, wird der Nachweis nicht geführt.

Dauerhaftigkeit und Betondeckung

Die Forderung nach einem angemessen dauerhaften Tragwerk ist erfüllt, wenn dieses während seiner Nutzungsdauer seine Funktion ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften erfüllt.

Dabei sind die Umgebungsbedingungen zu beachten, die die Mindestbetonfestigkeitsklasse und die minimale Betondeckung der Bewehrung festlegen.

Das Bauteil ist in Expositionsklassen bestimmter Kategorien einzuteilen, aus denen sich die Mindestwerte ergeben.

DIN 1045-1, 6 / DIN-Fb 102, 2.4

Tab. 3: Expositionsklassen (DIN 1045-1 (8.08))

--	--

1	2	3	4
Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen	Mindestbetonfestigkeitsklasse
1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko			
X0	Kein Angriffsrisiko	Fundamente ohne Bewehrung ohne Frost, Innenbauteile ohne Bewehrung	C12/15
2 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung^a			
XC1	Trocken oder ständig nass	Bauteile in Innenräumen mit üblicher Luftfeuchte; Beton, der ständig in Wasser getaucht ist	C16/20
XC2	Nass, selten trocken	Teile von Wasserbehältern; Gründungsbauteile	C16/20
XC3	Mäßige Feuchte	Bauteile, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat; Innenräume mit hoher Luftfeuchte	C20/25
XC4	Wechselnd nass und trocken	Außenbauteile mit direkter Beregnung	C25/30
3 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser			
XD1	Mäßige Feuchte	Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen; Einzelgaragen	C30/37 ^c
XD2	Nass, selten trocken	Solebäder; Bauteile, die chloridhaltigen Industrierässern ausgesetzt sind	C35/45 ^c oder ^f
XD3	Wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken mit häufiger Spritzwasserbeanspruchung; Fahrbahndecken; direkt befahrene Parkdecks ^b	C35/45 ^c
4 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser			
XS1	Salzhaltige Luft, kein unmittelbarer Meerwasserkontakt	Außenbauteile in Küstennähe	C30/37 ^c
XS2	Unter Wasser	Bauteile in Hafenanlagen, die ständig unter Wasser liegen	C35/45 ^c oder ^f
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Kaimauern in Hafenanlagen	C35/45 ^c
^a Die Feuchteangaben beziehen sich auf den Zustand innerhalb der Betondeckung der Bewehrung. Im Allgemeinen kann angenommen werden, dass die Bedingungen in der Betondeckung den Umgebungsbedingungen des Bauteils entsprechen. Dies braucht nicht der Fall zu sein, wenn sich zwischen dem Beton und seiner Umgebung eine Sperrschicht befindet. ^b Ausführung nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z.B. rissüberbrückende Beschichtung, siehe auch DAfStb-Heft 525) ^c Bei Verwendung von Luftporenbeton, z.B. auf Grund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Festigkeitsklasse niedriger; siehe auch Fußnote e. ^e Diese Mindestbetonfestigkeitsklassen gelten für Luftporenbeton mit Mindestanforderungen an den mittleren Luftgehalt im Frischbeton nach DIN 1045-2 unmittelbar vor dem Einbau. ^f Bei langsam und sehr langsam erhärtenden Betonen ($r < 0,30$ nach DIN EN 206-1) eine Festigkeitsklasse im Alter von 28 Tagen niedriger. Die Druckfestigkeit zur Einteilung in die geforderte Betonfestigkeitsklasse ist auch in diesem Fall an Probekörpern im Alter von 28 Tagen zu bestimmen.			

EC 2, 4

Tab. 4.1: Expositionsklassen

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko		
X0	Für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall: alle Expositionsklassen, ausgenommen Frostangriff mit und ohne Taumittel, Abrieb oder chemischen Angriff Für Beton mit Bewehrung oder eingebettetem Metall: sehr trocken	Beton in Gebäuden mit sehr geringer Luftfeuchte
2 Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung		
XC1	Trocken oder ständig nass	Beton in Gebäuden mit geringer Luftfeuchte Beton, der ständig in Wasser getaucht ist
XC2	Nass, selten trocken	Langzeitig wasserbenetzte Oberflächen; vielfach bei Gründungen
XC3	Mäßige Feuchte	Beton in Gebäuden mit mäßiger oder hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Freien
XC4	Wechselnd nass und trocken	wasserbenetzte Oberflächen, die nicht der Klasse XC2 zuzuordnen sind
3 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser		
XD1	Mäßige Feuchte	Betonoberflächen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XD2	Nass, selten trocken	Schwimmbäder; Beton, der chloridhaltigen Industrieab-wässern ausgesetzt ist
XD3	Wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken, die chloridhaltigem Spritzwasser ausgesetzt sind; Fahrbahndecken; Parkdecks
4 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
XS1	Salzhaltige Luft, kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Bauwerke in Küstennähe oder an der Küste
XS2	Unter Wasser	Teile von Meeresbauwerken
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Teile von Meeresbauwerken
5 Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel		
XF1	Mäßige Wassersättigung ohne Taumittel	senkrechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind
XF2	Mäßige Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	senkrechte Betonoberflächen von Straßen-bauwerken, die taumittelhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XF3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel	waagerechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind
XF4	Hohe Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	Straßendecken und Brückenplatten, die Taumitteln ausgesetzt sind; senkrechte Betonoberflächen, die taumittelhaltigen Sprühnebeln und Frost ausgesetzt sind; Spritzwasserbereich von Meeresbauwerken, die Frost ausgesetzt sind
6. Betonangriff durch chemischen Angriff der Umgebung		
XA1	Chemisch schwach angreifende Umgebung nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser
XA2	Chemisch mäßig angreifende Umgebung und Meeresbauwerke nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser
XA3	Chemisch stark angreifende Umgebung nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser

Die Verschleißbeanspruchung des Betons darf durch eine Vergrößerung der Betondeckung (Opferbeton) berücksichtigt werden.

- XM1 mäßige Verschleißbeanspruchung (z.B. Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luftbereifte Fahrzeuge)
- XM2 starke Verschleißbeanspruchung (z.B. Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibereifte Fahrzeuge)
- XM3 sehr starke Verschleißbeanspruchung (z.B. Industrieanlagen mit Beanspruchung durch elastomer- oder stahlrollenbereifte Fahrzeuge)

Mindestfestigkeitsklassen

Expositionsklasse										
Bewehrungskorrosion										
	ausgelöst durch Karbonatisierung				ausgelöst durch Chloride ausgenommen Meerwasser			ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Indikative Mindestfestigkeitsklasse $\langle AC \rangle$	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Betonangriff										
	kein Angriffsrisiko	durch Frost mit und ohne Taumittel			durch chemischen Angriff der Umgebung					
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Indikative Mindestfestigkeitsklasse $\langle AC \rangle$	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45		

Betondeckung

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Mindestbetondeckung

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

$c_{min,b}$ Mindestbetondeckung aus der Verbundanforderung

$c_{min,dur}$ Mindestbetondeckung aus der Dauerhaftigkeitsanforderung

$\Delta c_{dur,\gamma}$ additives Sicherheitselement (s. NA, empf. = 0)

$\Delta c_{dur,st}$ Verringerung der Mindestbetondeckung bei Verwendung nichtrostenden Stahls (s. NA, empf. = 0)

$\Delta c_{dur,add}$ Verringerung der Mindestbetondeckung auf Grund zusätzlicher Schutzmaßnahmen (s. NA, empf. = 0)

Δc_{dev} Vorhaltemaß (s. NA, empf. = 10 mm)

Verbundbedingung	
Art der Bewehrung	Mindestbetondeckung $c_{min,b}$ ¹⁾
Betonstabstahl	Stabdurchmesser
Stabbündel	Vergleichsdurchmesser (ϕ_h)(siehe 8.9.1)

¹⁾ Ist der Nenndurchmesser des Größtkorns der Gesteinskörnung größer als 32 mm, ist in der Regel $c_{min,b}$ um 5 mm zu erhöhen.

Dauerhaftigkeitsanforderung für $c_{min,dur}$ (mm)							
Anforderungsklasse	Expositionsklasse						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

$\Delta c_{dur,\gamma}$ additives Sicherheitselement (s. NA, empf. = 0)

$\Delta c_{dur,st}$ Verringerung der Mindestbetondeckung bei Verwendung nichtrostenden Stahls (s. NA, empf. = 0)

$\Delta c_{dur,add}$ Verringerung der Mindestbetondeckung auf Grund zusätzlicher Schutzmaßnahmen (s. NA, empf. = 0)

Δc_{dev} Vorhaltemaß (s. NA, empf. = 10 mm)

Bei Verschleißbeanspruchung: Vergrößerung der Betondeckung (s. NA, empf. XM1 5 mm, XM2 10 mm und XM3 15 mm).

mitwirkende Plattenbreite (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind *besonders* gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind *besonders* gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren [nationalen Anhängen](#) gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

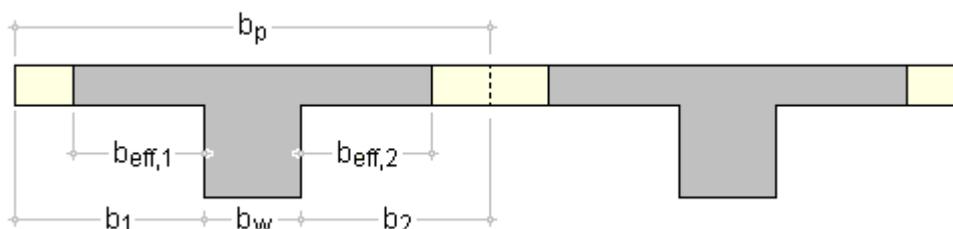
Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

DIN 1045, 15.3 / DIN 1045-1, 7.3.1 / DIN-Fb 102, 2.5.2.2.1 / EC 2, 5.3.2.1

Bei Plattenbalken- bzw. plattenbalkenähnlichen Querschnitten darf vereinfachend die mitwirkende Plattenbreite bei Durchführung der Nachweise unter Traglast- und Gebrauchslast angesetzt werden.

Das Programm benötigt zur automatischen Ermittlung Angaben über den Untersuchungsort (Endfeld, Innenfeld, Kragarm, Stützbereich, Einfeldträger), die entsprechenden Feldlänge(n) l_i sowie die vorhandenen Gurtbreiten b_i .

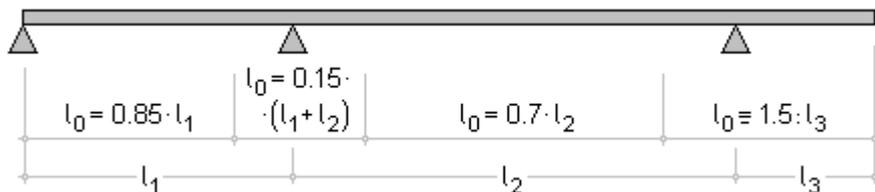


Die mitwirkende Plattenbreite wird dann berechnet zu

$$b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,i} \leq b_p \dots \text{mit } \dots b_{eff,i} = b_{eff,i+1} \quad (\text{nur gleichseitige Plattenbalken})$$

$$\text{DIN 1045 bzw. Heft 240, DAfStb} \quad b_{eff,i} = \beta \cdot b_i \quad \dots \text{mit } \beta \text{ n. Tafel 1.1 oder 1.2}$$

$$\text{DIN 1045-1, DIN-Fb 102, EC 2} \quad b_{eff,i} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 \leq 0.2 \cdot l_0$$



EC 2: Für den Kragträger gilt $l_0 = 0.15 \cdot l_2 + l_3$; wird derzeit nicht unterstützt.

Schnittgrößentransformation bei Flächenträgern (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden. Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren [nationalen Anhängen](#) gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.

Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.

Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

Biegebemessung

Die z.B. aus einer Finite-Element-Rechnung stammenden Schnittgrößenkombinationen können i.A. nicht direkt bemessen werden (wie bei Balken), da die Hauptachsen der berechneten Schnittgrößen normalerweise nicht mit der Richtung der zu bemessenden Bewehrung übereinstimmen.

Zur Umrechnung werden drei Verfahren angeboten, wobei die Verfahren nach Baumann und EC 2 (6.92) nicht für Falwerke anwendbar sind

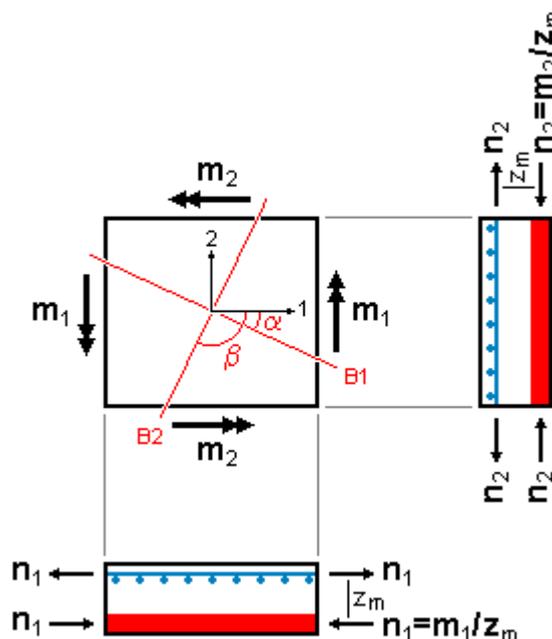
- Baumann
- EC 2 (6.92), Vornorm
- Thürlimann

Die Verfahren basieren darauf, den Flächenträger als Sandwichplatte mit einer Dicke von etwa $2 \cdot h_s$ (bzw. $2 \cdot d$) zu idealisieren.

Die an einem Flächenträgerelement angreifenden Momente und Normalkräfte werden durch statisch äquivalente Normalkräfte in den einzelnen Sandwichscheiben ersetzt und diese für deren Wirkung bemessen.

Die Vorgehensweise der verschiedenen Verfahren unterscheidet sich grundlegend darin, dass bei EC 2 (6.92) und Thürlimann zunächst die auf das globale Koordinatensystem bezogenen Schnittgrößen eines Punktes aus der FEM-Berechnung in Richtung des Bewehrungskoordinatensystems zu transformieren sind. Mit diesem transformierten Schnittgrößenfeld wird die Bemessungsgröße errechnet.

Die Baumann'schen Transformationsformeln ergeben dagegen direkt die Bemessungsgrößen.



Nur das Verfahren von Thürlimann ist für eine Bemessung von Biegung mit Normalkraft geeignet; EC 2 (6.92) und Baumann können nur entweder Normalkräfte oder Biegemomente transformieren.

Baumann

Die folgenden Formeln sind formuliert für Schnittgrößen im Hauptachsensystem (1,2). Mit x,y werden die Zug-Bewehrungslagen (in der Grafik B1,B2) bezeichnet. Die z-Richtung entspricht der Richtung der Hauptdruckkraft.

$$t_x = \frac{n_1 \cdot \sin \beta \cdot \sin \gamma + n_2 \cdot \cos \beta \cdot \cos \gamma}{\sin(\beta - \alpha) \cdot \sin(\gamma - \alpha)}$$

$$t_y = \frac{n_1 \cdot \sin \alpha \cdot \sin \gamma + n_2 \cdot \cos \alpha \cdot \cos \gamma}{\sin(\beta - \alpha) \cdot \sin(\beta - \gamma)}$$

$$t_z = \frac{-n_1 \cdot \sin \alpha \cdot \sin \beta - n_2 \cdot \cos \alpha \cdot \cos \beta}{\sin(\beta - \gamma) \cdot \sin(\gamma - \alpha)} \leq 0$$

... mit ... $n_1 > n_2$

$$\alpha = \angle(n_1, t_x)$$

$$\beta = \angle(n_1, t_y)$$

$$\gamma = \angle(n_1, t_z)$$

$$\text{Annahme ... } \gamma = \frac{\alpha + \beta}{2} \text{ ... und ... } |\alpha| < |\beta|$$

... wobei gilt ... $t_x + t_y + t_z = n_1 + n_2$

$$\text{Betondruckkraft } \sigma_c = \frac{t_z}{h_e} \geq -0.8 \cdot f_{cd} \text{ ... mit ... } h_e \approx \frac{z_m}{3} \text{ ... und ... } z \approx (0.8 + 0.9) \frac{d_x + d_y}{2}$$

Die in den o.a. Formeln verwendeten Hauptschnittgrößen und Winkel müssen noch weitere Bedingungen einhalten, die an dieser Stelle nicht näher erläutert werden (s. hierzu unter [Literatur](#)).

EC 2 (6.92)

Die folgenden Formeln sind formuliert für Schnittgrößen, die bereits auf die Bewehrungsrichtungen x,y (in der Grafik B1,B2) bezogen sind. Sie gelten nur für orthogonal zueinander liegende Bewehrungsstäbe.

- für Platten mit $m_y > m_x$

wenn $m_x \geq -|m_{xy}|$...

$$m_{ux} = m_x + |m_{xy}|$$

$$m_{uy} = m_y + |m_{xy}|$$

sonst ... $m_{ux} = 0$

$$m_{uy} = m_y + m_{xy}^2 / |m_x|$$

wenn $m_y \leq |m_{xy}|$...

$$m_{ox} = -m_x + |m_{xy}|$$

$$m_{oy} = -m_y + |m_{xy}|$$

sonst ... $m_{ox} = -m_x + m_{xy}^2 / |m_y|$

$$m_{oy} = 0$$

Die Tragfähigkeit gilt als nachgewiesen, wenn gilt

$$-(m_{ux} - m_x) \cdot (m_{uy} - m_y) + m_{xy}^2 \leq 0$$

$$-(m_{ox} + m_x) \cdot (m_{oy} + m_y) + m_{xy}^2 \leq 0 \quad \dots m_x \leq m_{ux} \dots m_y \leq m_{oy} \dots m_x \geq -m_{ox} \dots m_y \geq -m_{oy}$$

- für Scheiben mit $\sigma_y > \sigma_x$

wenn $\sigma_x \geq -|\tau_{xy}|$... $f_{tx} = \sigma_x + |\tau_{xy}|$... und ... $f_{ty} = \sigma_y + |\tau_{xy}|$... und ... $\sigma_c = 2 \cdot |\tau_{xy}|$

sonst ... $f_{tx} = 0$... und ... $f_{ty} = \sigma_y + \tau_{xy}^2 / |\sigma_x|$... und ... $\sigma_c = |\sigma_x| \cdot (1 + (\tau_{xy} / \sigma_x)^2)$

Die Tragfähigkeit gilt als nachgewiesen, wenn gilt

$$-(f_{tx} - \sigma_x) \cdot (f_{ty} - \sigma_y) + \tau_{xy}^2 \geq 0$$

$$-(f_{cd} - \sigma_x) \cdot (f_{cd} - \sigma_y) + \tau_{xy}^2 \geq 0 \quad \dots \sigma_x \leq f_{tx} \dots \sigma_y \leq f_{ty} \dots \sigma_x \geq -f_{cd} \dots \sigma_y \geq -f_{cd} \dots \sigma_c \leq v \cdot f_{cd} \dots \text{mit } v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.5$$

Thürlimann

Die folgenden Formeln sind formuliert für Schnittgrößen, die bereits auf die Bewehrungsrichtungen x,y (in der Grafik B1, B2) bezogen sind. Sie gelten nur für orthogonal zueinander liegende Bewehrungsstäbe.

Um auch schiefwinkliger Bewehrungsgitter berücksichtigen zu können, werden die FEM-Schnittgrößen zunächst (wie auch bei orthogonalem Gitter) in die jeweilige Bewehrungsrichtung transformiert und anschließend nach den folgenden Formeln ausgewertet, in der Annahme, dass sich eine obere Grenze der Beanspruchung ergibt

$$n_{B1}^{sup} = n_{B1} + n_{B1,B2} \quad \dots \quad n_{B1}^{inf} = n_{B1} - n_{B1,B2}$$

$$n_{B2}^{sup} = n_{B2} + n_{B1,B2} \quad \dots \quad n_{B2}^{inf} = n_{B2} - n_{B1,B2} \quad \dots \quad m_{B1}^{sup}, m_{B1}^{inf}, m_{B2}^{sup}, m_{B2}^{inf} \text{ analog}$$

Für eine Schnittgrößenkombination ergeben sich bei der Bemessung von

- Scheibe maximal zwei (je eine Normalkraft max n für jede Bewehrungsrichtung B1, B2)
- Platte maximal vier (je ein Biegemoment für jede Bewehrungsrichtung und Lage B1o, B1u, B2o, B2u)
- Faltwerk maximal acht (je zwei, nämlich max n, m und min n, m, für jede Bewehrungsrichtung und Lage B1o, B1u, B2o, B2u)

verschiedene Bemessungskombinationen.

Betondruckkraft

$$n_c^{sup} = n_{xx} + n_{yy} - n_{B1}^{sup} - n_{B2}^{sup}$$

$$n_c^{inf} = n_{xx} + n_{yy} - n_{B1}^{inf} - n_{B2}^{inf} \quad m_c^{sup}, m_c^{inf} \dots \text{ analog}$$

Die maßgebende Betondruckkraft ergibt sich zu

$$n_c = \min(n_c^{sup}, n_c^{inf}) \quad \dots m_c \text{ analog}$$

Transformation in die Bewehrungsrichtungen

Die Transformation der kartesischen Schnittgrößen n_{xx} , n_{yy} , n_{xy} in die Bewehrungsrichtungen $\alpha_{x,B1}$ und $\beta_{x,B2}$ erfolgt über die Beziehungen

$$n_{B1} = \frac{\sin^2 \beta \cdot n_{xx} + \cos^2 \beta \cdot n_{yy} - \sin(2\beta) \cdot n_{xy}}{\sin^2(\beta - \alpha)}$$

$$n_{B2} = \frac{\sin^2 \alpha \cdot n_{xx} + \cos^2 \alpha \cdot n_{yy} - \sin(2\alpha) \cdot n_{xy}}{\sin^2(\beta - \alpha)}$$

$$n_{B1,B2} = - \frac{\sin \alpha \cdot \sin \beta \cdot n_{xx} + \cos \alpha \cdot \cos \beta \cdot n_{yy} - \sin(\alpha + \beta) \cdot n_{xy}}{\sin^2(\beta - \alpha)} \quad \dots m_{B1}, m_{B2}, m_{B1,B2} \text{ analog}$$

Hauptschnittgrößen

Die Hauptschnittgrößen werden aus den kartesischen Schnittgrößen n_{xx} , n_{yy} , n_{xy} wie folgt ermittelt

$$n_1 = \frac{n_{xx} + n_{yy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{n_{xx} - n_{yy}}{2}\right)^2 + n_{xy}^2}$$

$$n_2 = \frac{n_{xx} + n_{yy}}{2} - \sqrt{\left(\frac{n_{xx} - n_{yy}}{2}\right)^2 + n_{xy}^2} \quad \dots m_1, m_2, \alpha_m \text{ analog}$$

$$\tan(2\alpha_n) = \frac{n_{xy}}{\left(\frac{n_{xx} - n_{yy}}{2}\right)}$$

Bewehrungsanordnung bei Platten und Faltwerken

Durch die Transformation der Berechnungsschnittgrößen ergeben sich Bemessungsgrößen je Bewehrungsrichtung (B1, B2) und -Lage (oben, unten), d.h. es werden 4 Schnitte B1o, B1u, B2o, B2u untersucht.

Aus der einachsigen Bemessung können dabei je Schnitt 2 Bewehrungen resultieren (Zug- und Druckbewehrung).

Bei geringer Belastung kann ein Gleichgewichtszustand gefunden werden, bei dem nur Zugbewehrung erforderlich ist. Dann erhält jeder Schnitt genau eine Bewehrung.

Ist jedoch eine hohe Belastung vorhanden, kann es notwendig sein, Druckbewehrung einzulegen.

Sie wird mit der Zugbewehrung aus der Bemessung des anderen Schnitts in der Bewehrungsrichtung maximiert.

Ob und wie viel Druckbewehrung erforderlich ist, richtet sich nach dem Grenzwert der bezogenen Druckzonenhöhe $\lim x_d / d$. Je geringer der Grenzwert ist, um so größer fällt die Druckbewehrung aus.

Bei der Stabbemessung lässt sich mit $\lim x_d / d = -\epsilon_{c2u} / (-\epsilon_{c2u} + \epsilon_{s0})$ ein optimaler Grenzwert bestimmen, bei dem die erforderliche Bewehrung minimal wird. Für Normalbeton und B500 ergibt sich $\lim x_d / d = 0.62$.

Bei der Flächenbemessung jedoch hängt es von der Größe der Zugbewehrung im anderen Schnitt der betrachteten Bewehrungsrichtung ab, welcher Grenzwert sinnvoll ist.

Da die Schnitte unabhängig voneinander bemessen werden, ist es notwendig, den Grenzwert vorzugeben.

Bei zweiachsig belasteten Platten aus Normalbeton hat sich ein Wert $\lim x_d / d = 0.45$ bewährt, jedoch ergibt bei einachsig gespannten Platten der Wert aus der Stabbemessung eine wirtschaftlichere Bewehrung.

Querkraftbemessung

Die Bewehrungsrichtungen stimmen i. A. nicht mit der Hauptquerkrafttrichtung überein. Zudem ergeben sich aus der Transformation der Biegeschnittgrößen auf die Bewehrungsrichtungen keine zugehörigen Querkräfte.

Das einachsige Tragverhalten ist aber Voraussetzung zur Anwendung der Bemessungsverfahren nach den z.Z. gültigen Normen. Um Flächenträger normenkonform bemessen zu können, sind deshalb Transformationen in ein Balkenproblem notwendig.

Es kommen unterschiedliche Verfahren zur Anwendung.

DIN 1045

Die Querkraftbemessung erfolgt nahezu unabhängig von der Biegebemessung auf Basis von Schubspannungen.

Als Bemessungsgröße wird die Hauptquerkraft q_1 gewählt. Schwierigkeiten ergeben sich bei der Ermittlung des inneren Hebelarms, der Stahlrandabstände, des Querschnittszustands (überdrückt, überzogen).

Der Einfachheit halber wird die Hauptquerkraft in jeder Bewehrungsrichtung/-lage angesetzt.

Die Einzelergebnisse werden anschließend extremiert.

Bei Druckgliedern wird der Nachweis der Hauptdruckspannungen für die minimale Betondruckkraft (aus der Transformation) geführt.

DIN 1045-1

Die Querkraftbemessung erfolgt auf Basis von Schubkräften, die stark richtungsabhängig sind. Außerdem gehen in die Bemessung die vorhandene Zugbewehrung und die Normalspannung ein – der Bezug zur Biegebemessung ist also sehr eng.

Deshalb wird die Querkraft vektoriell in die beiden Bewehrungsrichtungen (s.a. 10.3.2 (2), DIN 1045-1 (8.08)) zerlegt.

Mit den zugehörigen Werten aus der Biegebemessung wird je Richtung der maximale Bewehrungsanteil ermittelt.

Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt ergibt sich aus der Summation der Einzelanteile.

Der wesentliche Vorteil des Verfahrens liegt darin, dass die Anteile in den Bewehrungsrichtungen bekannt sind.

Dadurch ist es leicht möglich, Aufbiegungen der Längsbewehrungen als mögliche Querkraftbewehrung vorzusehen.

Nachteilig ist, dass das Bemessungsverfahren wesentliche Größen – wie z.B. zur Bestimmung von Längs- und Querabständen der Querkraftzulagen, Weitergabe von Daten an Fertigteilwerke (V_{Ed} , $V_{Rd,ct}$, $V_{Rd,max}$) – auch (nur) richtungsbezogen liefert. Diese müssen im Anschluss an die Bemessung zurücktransformiert werden.

Daher wurde eine zweite Bemessungsvariante implementiert. Sie lehnt sich an die bekannte Bemessung nach DIN 1045 an und ermittelt die Schubbewehrung in Hauptquerkrafttrichtung. Sämtliche benötigten Größen werden zur Bemessung in diese Richtung transformiert.

Bemessung von unbewehrtem Beton (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den [pcae](#)-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.

Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.

Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren **nationalen Anhängen** gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.
Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.
Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

Die Bemessung von unbewehrtem Beton nach DIN Fb 102 wird nicht unterstützt.

DIN 1045-1

Nach 10.2(2) dürfen bei Bauteilen aus unbewehrtem Beton höhere Betonfestigkeiten als C 35/45 bzw. LC 20/22 rechnerisch nicht ausgenutzt werden.

Biegebemessung

Nach 5.3.3(8) ist der Sicherheitsbeiwert im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation mit $\gamma_c = 1.8$ und für außergewöhnliche Bemessungssituationen mit $\gamma_c = 1.55$ anzusetzen.

Bildet sich eine klaffende Fuge aus, die über den Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts geht, ist die Tragfähigkeit überschritten.

Druckglieder aus unbewehrtem Beton (Th. II. Ord.)

Nach 8.6.7(3) darf der Bemessungswert der Normalkraft berechnet werden mit

$$N_{Rd} = - (b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \varphi)$$

φ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen nach Th. II. Ord.

Für unverschieblich ausgesteifte Bauteile gilt

$$\varphi = 1.14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{tot}/h) - 0.02 \cdot l_0/h \quad \dots \text{ und } \dots \quad 0 \leq \varphi \leq 1 - 2 \cdot e_{tot}/h$$

$e_{tot} = e_0 + e_a + e_\varphi$ Gesamtausmitte

e_0 Lastausmitte nach Th. I. Ord.

e_a ungewollte zusätzliche Ausmitte infolge geometrischer Imperfektionen ($e_a = 0.5 \cdot l_0/200$)

e_φ Ausmitte infolge Kriechen (i.A. $e_\varphi = 0$)

l_0 Knicklänge

Nach 8.6.7(2) hat die Schlankheit unbewehrter Druckglieder i.d.R. den Wert $\lambda = 0.85$ nicht zu überschreiten.

Nach 8.6.7(1) ist für Druckglieder aus unbewehrtem Beton mit $l_{co}/h < 2.5$ der Einfluss nach Th. II. O. vernachlässigbar.

Schubbemessung

Nach 10.3.7(2) darf ein unbewehrtes Bauteil als ungerissen angesehen werden, wenn die Hauptzugspannung die Größe von 1.0 N/mm^2 nicht überschreitet.

Nach 10.3.7(3) ist ansonsten der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit am ungerissenen Restquerschnitt zu berechnen.

Dieser ergibt sich nach 10.3.3(2) unter der Voraussetzung, dass die Betonzugspannungen stets kleiner sind als $f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ zu

$$V_{Rd} = V_{Rd,ct} = \frac{I_c \cdot b_w}{S_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}\right)^2 - \alpha_1 \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}}$$

I_c Flächenmoment 2. Grades

S_c Flächenmoment 1. Grades

$\alpha_1 = 1$ Vorfaktor

$f_{ctk,0.05} \leq 2.7 \text{ N/mm}^2$ unterer Quantilwert der Betonzugfestigkeit

γ_c Teilsicherheitsbeiwert für unbewehrten Beton

b_w kleinste Querschnittsbreite

$\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c$ Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts

EC 2

Biegebemessung

Nach 12.3.1(1) sind aufgrund der geringeren Duktilität die Werte $\alpha_{cc,pl}$ und $\alpha_{ct,pl}$ geringer anzusetzen als die Werte α_{cc} und α_{ct} für bewehrten Beton.

Der axiale Widerstand ergibt sich nach 12.6.1(3) zu

$$N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot h_w \cdot (1 - 2 \cdot e/h_w)$$

$\eta \cdot f_{cd,pl}$ wirksame Bemessungsdruckfestigkeit

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\eta = 1.0 \text{ für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 1.0 - (f_{ck} - 50)/200 \text{ für } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ N/mm}^2$$

b Gesamtbreite des Querschnitts

h_w Gesamtdicke des Querschnitts

e Lastausmitte von N_{Ed} in Richtung h_w

Auswirkungen von Verformungen (Th. II. Ord.) auf Einzeldruckglieder und Wände

Nach 12.6.5.2(1) darf der Bemessungswert der Normalkraft berechnet werden mit

$$N_{Rd} = f_{cd,pl} \cdot b \cdot h_w \cdot \Phi$$

Φ Faktor zur Berücksichtigung der Lastausmitte

Für ausgesteifte Bauteile gilt

$$\Phi = 1.14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{tot}/h_w) - 0.02 \cdot l_0/h_w \leq 1 - 2 \cdot e_{tot}/h_w$$

$e_{tot} = e_0 + e_i$ Gesamtausmitte

e_0 Lastausmitte nach Th. I. Ord.

e_i ungewollte zusätzliche Ausmitte infolge geometrischer Imperfektionen

l_0 Knicklänge

Nach 12.6.5.1(5) hat die Schlankheit unbewehrter Druckglieder i.d.R. den Wert $\lambda = 0.86$ nicht zu überschreiten.

Schubbemessung

Nach 12.6.3(3) darf ein unbewehrtes Bauteil als ungerissen angesehen werden, wenn die Hauptzugspannung den Wert f_{ctd} nicht überschreitet.

Die Komponenten des Bemessungswerts der Schubspannung sind nach 12.6.3(2) anzusetzen mit

$$\tau_{cp} = k \cdot V_{Ed}/A_{cc} \text{ und } \sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cc}$$

k Beiwert, empfohlen $k = 1.5$

A_{cc} Druckbereich

Folgendes ist zu prüfen

$$\tau_{cp} \leq f_{c,vd}$$

$f_{c,vd}$ Bemessungswert der Betonfestigkeit bei Querkraft und Druck

... wenn $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$... $f_{c,vd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}}$

... wenn $\sigma_{cp} > \sigma_{c,lim}$... $f_{c,vd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2}$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd,pl} - (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})}$$

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

DIN 1045, 17.9

Bei Bauteilen aus unbewehrtem Beton dürfen höhere Betonfestigkeiten als B 35 rechnerisch nicht ausgenutzt werden.

Der Last-Sicherheitsbeiwert ist mit 2.1 anzunehmen.

Die Einflüsse von Schlankheit und ungewollter Ausmitte dürfen näherungsweise durch Verringerung der zulässigen Last

mit dem Beiwert κ berücksichtigt werden

$$\kappa = 1 - \frac{\lambda}{140} \cdot \left(1 + \frac{m}{3}\right)$$

$m = e/k$ bezogene Ausmitte im Gebrauchszustand

$e = M/N$ planmäßige Ausmitte im mittleren Drittel des Knickstabes

$k = W_d/A_b$ Kernweite des Betonquerschnitt (Rechteckquerschnitt: $k = d/6$)

$\lambda = s_k/i$ Schlankheit

s_k Knicklänge

$i = \sqrt{I_b/A_b}$ Trägheitsradius in Knickrichtung

Bildet sich eine klaffende Fuge aus, die über den Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts geht, ist die Tragfähigkeit überschritten.

umschnürte Druckglieder (Basics)

In den Eurocode-nahen Normen werden keine Angaben zur Ermittlung der durch eine wendelförmig angebrachte Bewehrung zusätzlich aufnehmbaren Bruchnormalkraft gemacht.

Daher kann der günstige Einfluss einer Wendelbewehrung nicht berücksichtigt werden.

DIN 1045, 17.3.2

Bei relativ großen Betonstauchungen führt eine wendelartige Umschnürung des Druckgliedes zu einer Traglaststeigerung.

Dieser Einfluss darf nur bei Druckgliedern mit mindestens der Festigkeitsklasse B 25 und nur bis zu einer Schlankheit ≤ 50 und einer Lastausmitte $< 1/8$ des Kern- bzw. Wendeldurchmessers in Rechnung gestellt werden.

Außerdem ist der Einfluss der Zusatzmomente nach Theorie II Ordnung zu berücksichtigen, d.h. die Eingabeschnittgrößen sind nach Theorie II Ordnung zu ermitteln.

Vereinfachter Knicknachweis für Einzeldruckglieder (Basics)

Die Eurocode-nahen Normen DIN 1045-1, DIN-Fb 102 und der Eurocode EC 2-1-1, EC 2-2 sind bis auf wenige Unterschiede identisch. Im Folgenden wird sich auf die aktuelle Norm EC 2-1-1 bezogen, Unterschiede zu den anderen Normen sind besonders gekennzeichnet.

Eine Zusammenstellung der korrespondierenden Kapitel, Gleichungen und Tabellen ist [hier](#) zu finden.

- Anmerkungen zur DIN 1045-1 Die Ausgabe der Norm August 2008 kann in den **pcae**-Programmen zur Bemessung herangezogen werden.
 Unterschiede gegenüber der Ausgabe Juli 2001 sind besonders gekennzeichnet.
- Anmerkungen zum Eurocode Die Eurocode-Normen sind nur in Verbindung mit ihren **nationalen Anhängen** gültig, die für eine Auswahl an Parametern nationale Festlegungen treffen.
 Im Folgenden wird sich auf den Original-Code bezogen.
 Unterschiede zum nationalen Anhang von Deutschland (NA-DE) sind gekennzeichnet.

DIN 1045-1, 8.6 / EC 2, 5.8.3

Bei Einzeldruckgliedern darf durch Vergleich der Schlankheit mit Grenzwerten entschieden werden, ob Einflüsse nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden müssen.

Einzeldruckglieder gelten als schlank, wenn

$$\lambda > \lambda_{crit} \dots \text{mit} \dots$$

$$\lambda = l_0 / i_T$$

$$i_T = \sqrt{\frac{I_C}{A_C}} \dots \dots \dots \text{Trägheitsradius des Querschnitts}$$

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} \dots \dots \dots \text{Knicklänge (bei Pendelstützen: } \beta = 1)$$

DIN 1045-1 und EC 2, NA-DE

$$\lambda_{max} = \frac{16}{\sqrt{\nu_{Ed}}} \geq 25 \dots \text{mit} \dots \nu_{Ed} = \frac{|N_{Ed}|}{A_C \cdot f_{cd}}$$

Einzeldruckglieder in unverschieblich ausgesteiften Tragwerken brauchen nicht nach Th. II. Otd. untersucht werden, wenn

$$\lambda < \lambda_{crit} \dots \text{mit} \dots$$

$$\lambda_{crit} = 25 \cdot (2 - e_{01}/e_{02})$$

$$e_{01}/e_{02} \leq 1 \dots \dots \dots \text{Verhältnis der Lastausmitten an den Stützenenden}$$

bei Pendelstützen: $e_{01}/e_{02} = 1$

EC 2

$$\lambda_{max} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \dots \text{mit} \dots n = \frac{|N_{Ed}|}{A_C \cdot f_{cd}}$$

vereinfacht: $A = 0.7, B = 1.1, C = 0.7$

Die Bemessung erfolgt mit dem Modellstützenverfahren.

DIN 1045-1, 8.6.5 / EC 2, 5.8.8

Das Modellstützenverfahren gilt für Druckglieder mit einer Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung $e \geq 0.1 \cdot h$, kann aber auch für Lastausmitten $e < 0.1 \cdot h$ angewendet werden.

Die Modellstütze ist eine am Fuß eingespannte, symmetrisch bewehrte Kragstütze der Länge $l = l_0/2$, die eine einfach gekrümmte Verformungsfigur aufweist.

Die Übertragung auf anders gelagerte Stützen erfolgt über die Ersatzlänge l_0 .

Die Gesamtausmitte nach Theorie II. Ordnung ergibt sich zu

$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$... mit ...

$e_0 = M_{Ed0} / N_{Ed}$ planmäßige Ausmitte im am stärksten beanspruchten Querschnitt

$e_a = \alpha_{a1} \cdot l_0 / 2$ ungewollte Lastausmitte aus Imperfektionen mit

$\alpha_{a1} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l_{col}}} \leq \frac{1}{200}$ Winkel der Schiefstellung

$e_2 = K_1 \cdot K_\varphi \cdot (1/r) \cdot c \cdot l_0^2$ zusätzliche Lastausmitte infolge Auswirkungen nach Th. II. O.

$K_1 = \lambda / 10 - 2.5 \leq 1$ Anpassungsfaktor

c Beiwert für den Krümmungsverlauf
parabelförmig: $c = 5/48$, rechteckförmig: $c = 1/8$, dreieckförmig: $c = 1/12$

$(1/r) = 2 \cdot K_2 \cdot \varepsilon_{yd} / \Delta h_s$ Krümmung im kritischen Schnitt
 Δh_s Abstand der Stahllagen (vereinfachte Annahme: $\Delta h_s = 0.9 \cdot d$)

$K_2 = \frac{N_{ud} - N_{Ed}}{N_{ud} - N_{bal}} \leq 1$

$N_{ud} = -(f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s)$

$N_{bal} \approx 0.4 \cdot N_{ud}$ die Annahme $K_2 = 1$ liegt auf der sicheren Seite

$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{eff} \geq 1$ Beiwert zur Berücksichtigung von Kriecheinflüssen

$\varphi_{eff} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{1perm} / M_{1Ed}$ mit $\varphi(\infty, t_0)$ Endkriechzahl und

M_{1perm} / M_{1Ed} Verhältnis der Biegemomente unter quasi-ständiger (GZG) zur Bemessungs-Einwirkungskombination (GZT) nach Th. I. O. inkl. Imperfektionen

$\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150 \geq 0$

Die Stütze wird bemessen für

$M_{Ed,Th.II.O.} = N_{Ed} \cdot e_{tot}$, wobei $e_{tot} \geq h/20$

Nationale Anhänge zu den Eurocodes

Die Eurocode-Normen gelten nur in Verbindung mit ihren *nationalen Anhängen* in dem jeweiligen Land, in dem das Bauwerk erstellt werden soll.

Für ausgewählte Parameter können abweichend von den Eurocode-Empfehlungen (im Eurocode-Dokument mit 'ANMERKUNG' gekennzeichnet) landeseigene Werte bzw. Vorgehensweisen angegeben werden.

In **pcae**-Programmen können die veränderbaren Parameter in einem separaten Eigenschaftsblatt eingesehen und ggf. modifiziert werden.



Dieses Eigenschaftsblatt dient dazu, dem nach Eurocode zu bemessenden Bauteil ein nationales Anwendungsdokument (NA) zuzuordnen.

NAe enthalten die Parameter der nationalen Anhänge der verschiedenen Eurocodes (EC 0, EC 1, EC 2 ...) und ermöglichen den **pcae**-Programmen das Führen normengerechter Nachweise, obwohl sie von Land zu Land unterschiedlich gehandhabt werden.

Die EC-Standardparameter (Empfehlungen ohne nationalen Bezug) wie auch die Parameter des deutschen nationalen Anhangs (NA-DE) sind grundsätzlich Teil der *pcae*-Software.

Darüber hinaus stellt *pcae* ein Werkzeug zur Verfügung, mit dem weitere NAE aus Kopien der bestehenden NAE erstellt werden können. Dieses Werkzeug, das über ein eigenes Hilfedokument verfügt, wird normalerweise aus der Schublade des DTE[®]-Schreibtisches heraus aufgerufen. Einen direkten Zugang zu diesem Werkzeug liefert die kleine Schaltfläche hinter dem **Schraubenziehersymbol**.

Kapitelnummern DIN 1045-1 / DIN-Fb 102 / EC 2

DIN 1045-1 (7.01,8.08)	DIN-Fachber. 102 (3.09)	EN 1992-1-1	EN 1992-2	Thema
3.1	1.4	1.5	s. EC 2-1-1	Begriffe
5.3.3 (8)	–	12.3.1 (1)	s. EC 2-1-1	unbewehrter Beton - Sicherheitsniveau
7.3.1	2.5.2.2.1	5.3.2.1	s. EC 2-1-1	mitwirkende Plattenbreite
8.2 (3)	2.5.3.4.2 (5)	5.6.3 (2)	5.6.3 (102)	vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation
8.2 (5)	2.5.3.3 (5)*	5.3.2.2 (3)	s. EC 2-1-1	Mindeststützmoment am Auflagerrand
8.3 (3)	2.5.3.4.2 (3)*P	5.5 (4)	5.5. (104)	Umlagerungsgrenzen
8.6.7	–	12.6.5	s. EC 2-1-1	Druckglieder aus unbewehrtem Beton
9.1	3.1.4	3.1	s. EC 2-1-1	Betonfestigkeitsklassen
9.1.4	3.1.5.5	3.1.4	s. EC 2-1-1	Beton – Kriechen und Schwinden
9.1.5	4.2.1.3.3 a), Abb. 4.1	3.1.5	s. EC 2-1-1	Beton (Spannungsdehnungslinie für Verformungsberechnungen)
9.1.6	4.2.1.3.3 b), Abb. 4.2	3.1.7	s. EC 2-1-1	Beton (Spannungsdehnungslinie für die Bemessung, Parabel-Rechteck-Diagr.)
Tabelle 9, Tabelle 10	Tabelle 3.1, Tabelle 3.2	Tabelle 3.1 Tabelle 11.3.1	s. EC 2-1-1	Betonkennwerte
9.2.3	4.2.2.3.2 a), Abb. 4.5 a)	3.2, Anhang C	s. EC 2-1-1	Betonstahl (Spannungsdehnungslinie für Verformungsberechnungen)
9.2.4	4.2.2.3.2 b), Abb. 4.5 b)	3.2	s. EC 2-1-1	Betonstahl (Spannungsdehnungslinie für die Bemessung)
10.2	4.3.1	6.1	s. EC 2-1-1	Biegung mit oder ohne Längskraft und Längskraft allein
10.3	4.3.2	6.2	s. EC 2-1-1	Querkraft
10.3.2 (2)	4.3.2.2 (11)*	6.2.2 (6)	s. EC 2-1-1	Querkraft – auflagernahe Einzellasten
10.3.3 (1)	4.3.2.3 (1)*P	6.2.2 (1)	6.2.2 (101)	Querkraft – Querkrafttragfähigkeit ohne Bewehrung
10.3.3 (2)	4.3.2.3 (2)*	12.6.3 (2)	s. EC 2-1-1	Querkraft – Querkrafttragfähigkeit für ungerissenen Beton
10.3.4 (2)	4.3.2.4.2 (2)*	6.2.3 (1)	s. EC 2-1-1	Querkraft – innerer Hebelarm
10.3.4 (3)	4.3.2.4.4 (1)*P	6.2.3 (2)	s. EC 2-1-1	Querkraft – Grenzen für die Druckstrebenneigung
10.3.4 (6)	4.3.2.4.4 (2)*P	6.2.3 (3), (4)	s. EC 2-1-1	Querkraft – Querkrafttragfähigkeit mit Bewehrung
10.3.5	4.3.2.5	6.2.4	s. EC 2-1-1	Anschluss der Gurte an den Balkensteg
10.3.6	4.3.2.6	6.2.5	s. EC 2-1-1	Schubkraftübertragung in Fugen
10.3.7	–	12.6.3 (2)	s. EC 2-1-1	Schubbemessung für unbewehrten Beton
10.4	4.3.3	6.3	s. EC 2-1-1	Torsion
10.6.2 (2) a)	4.3.8.2 (2)*P a)	6.5.2 (1)	s. EC 2-1-1	Bemessung von Druckstreben – Hauptdruckspannungsnachweis

10.8	4.3.7	6.8	s. EC 2-1-1	Nachweis gegen Ermüdung
10.8.3	4.3.7.8	6.8.5, 6.8.7 (1)	s. EC 2-1-1 6.8.7 (101)	Nachweis gegen Ermüdung – im GZT (Stufe 2)
10.8.4	4.3.7.4, 4.3.7.5	6.8.6, 6.8.7 (2)	s. EC 2-1-1	Nachweis gegen Ermüdung – im GZG (Stufe 1)
10.8.4 (5), (6)	4.3.7.4 (102)P, (103)P	6.8.7 (3), (4)	s. EC 2-1-1	Nachweis gegen Ermüdung – für Querkraft im GZG (Stufe 1)
11.1	4.4.1	7.2	s. EC 2-1-1	Begrenzung der Spannungen
11.1.2	4.4.1.2	7.2 (2), (3)	s. EC 2-1-1	Begrenzung der Betondruckspannungen
11.1.3	4.4.1.3	7.2 (5)	s. EC 2-1-1	Begrenzung der Betonstahlspannungen
11.2	4.4.2	7.3	s. EC 2-1-1	Begrenzung der Rissbreiten
11.2.1, Tabelle 18	4.4.0.3, Tabelle 4.118	7.3.1 (5), Tabelle 7.1N	7.3.1 (105), Tabelle 7.101N	Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite
Tabelle 20	Tabelle 4.120	Tabelle 7.2N	s. EC 2-1-1	Grenzdurchmesser zur Begrenzung der Rissbreite
11.2.2	4.4.2.2	7.3.2	s. EC 2-1-1	Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite
11.2.2 (8)	4.4.2.2 (9)	–	–	Mindestbewehrung bei dickeren Bauteilen unter zentrischem Zwang
11.2.3	4.4.2.3	7.3.3	s. EC 2-1-1	Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung
11.2.4	4.4.2.4	7.3.4	s. EC 2-1-1	Berechnung der Rissbreite
11.3	4.4.3	7.4	s. EC 2-1-1	Verformungsnachweis
11.3.2	–	7.4.2	–	Nachweis der Biegeschlankheit
12	5.2.1	8	s. EC 2-1-1	allgemeine Bewehrungsregeln
12.5	5.2.2.2	8.4.2	s. EC 2-1-1	Verbundspannung
12.6.2	5.2.2.3, 5.2.3.4	8.4.3, 8.4.4 (2)	s. EC 2-1-1	Verankerungslänge
13	5.4	9	s. EC 2-1-1	Konstruktionsregeln
13.1.1 (1)	5.4.2.1.1 (101), 4.3.1.3 (109)P	9.2.1.1 (1)	s. EC 2-1-1	Mindestbewehrung für Biegeglieder (duktilen Bauteilverhalten)
13.2.1 (1)	–	9.2.1.2 (1)	s. EC 2-1-1	Mindeststützmomente am Endauflager
13.2.1 (2)	5.4.2.1.1 (3)	–	–	Auslagerung der Längsbewehrung bei Plattenbalken und Hohlkästen
13.2.2 (3)	5.4.2.1.3 (3)*	9.2.1.3 (2)	s. EC 2-1-1	Versatzmaß
13.2.3 (5)	5.4.2.2 (3)*P	9.2.2 (5)	s. EC 2-1-1	Mindestquerkraftbewehrung für Biegeglieder
13.3.3 (2)	5.4.3.3 (2)*P	6.2.1 (4)		Mindestquerkraftbewehrung für Platten bei $V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$
13.2.3 (5)	5.4.2.2 (4)*P	9.3.2 (2)	s. EC 2-1-1	Mindestquerkraftbewehrung für Platten
13.2.3 (9)	5.4.2.2 (7)*P	–		Querkraftdeckung
13.3.2 (2), (3)	5.4.3.2.1 (2)*P, (3)*P	9.3.1.1 (2)	s. EC 2-1-1	Querbewehrung von Platten
13.5.2 (1)	5.4.1.2.1 (1)*P	9.5.2 (2)	s. EC 2-1-1	Mindestbewehrung für stabförmige Druckglieder (Stützen)
13.5.3	5.4.1.2.2	9.5.3	s. EC 2-1-1	Querbewehrung für stabförmige Druckglieder (Stützen)
13.7.1 (3)	5.4.7.2 (1)*P	9.6.2 (1)	s. EC 2-1-1	Mindestbewehrung für flächenhafte Druckglieder (Wände)
13.7.1 (9)	5.4.7.2 (4)*P	9.6.4	s. EC 2-1-1	Mindestbügelbewehrung für flächenhafte Druckglieder (Wände)

Tabelle 31	Tabelle 5.8	9.2.2 (6)+(8), 9.3.2 (3)	s. EC 2-1-1	Querkraftausnutzung
------------	-------------	-----------------------------	-------------	---------------------

Literatur

Normen

- ♦ DIN 1055-100 Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe März 2001
- ♦ DIN 1045 Beton und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausg. Juli 1988
- ♦ DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgaben Juli 2001 und August 2008
- ♦ Erläuterungen zu DIN 1045-1, Heft 525, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 2003
- ♦ Berichtigung 1 zum DAfStb-Heft 525, Mai 2005
- ♦ DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe März 2009
- ♦ DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Ausgabe März 1994
- ♦ DIN 4102-4/A1: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Änderung A1, Ausgabe November 2004
- ♦ DIN 4102-22: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 22: Anwendungsnorm zu 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten, Ausgabe November 2004
- ♦ DIN EN 1990, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1990/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-1, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-1/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002 + AC:2009, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-2/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsches Institut für Normung e.V., Ausg. Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-3, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003 + AC:2009, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-3/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten; Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-4, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-4/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-5, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC:2009, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1991-1-5/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen; Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Januar 2011

- ♦ DIN EN 1992-1-1/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe April 2013
- ♦ DIN EN 1992-1-2, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN EN 1992-1-2/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Dezember 2010
- ♦ DIN V ENV 1992-1-2, Eurocode 2 (Vornorm): Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung ENV 1992-1-2:1995, Ausgabe Mai 1997
- ♦ Nationales Anwendungsdokument (NAD) Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1992-1-2: 1997-05 Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. DIN-Fachbericht 92, 2000
- ♦ Normenausschuss Bauwesen (NABau) – Stand der Auslegungen, Deutsches Institut für Normung e.V., www.nabau.din.de

Schnittgrößentransformation bei Flächenträgern

- ♦ T. Baumann: Zur Frage der Netzbewehrung von Flächenträgern. Der Bauingenieur 47 (1972), Heft 10, Springer Verlag, 1972
- ♦ DIN V ENV 1992-1-1, Eurocode 2 (Vornorm): Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Juni 1992
- ♦ B. Thürlimann: Anwendungen der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton. Vorlesung zum Fortbildungskurs für Bauingenieure von 13.-15. April 1983. Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
- ♦ K. Holschemacher: Stahlbetonplatten – Neue Aspekte zur Bemessung, Konstruktion und Bauausführung, Bauwerk-Verlag GmbH, 2005

Biegebemessung

- ♦ D. Bertram & N. Bunke: Erläuterungen zu DIN 1045 Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07.88, Heft 400, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1989
- ♦ K. Zilch, G. Zehetmaier: Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1, Springer Verlag, 2006
- ♦ R. Avak: Stahlbetonbau in Beispielen, Teil 1, 4. neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Werner Verlag, 2004
- ♦ A. Goris: Stahlbetonbau-Praxis nach DIN 1045 neu, 2. aktualisierte und erweiterte Auflage, Bauwerk Verlag GmbH, 2004
- ♦ F. Fingerloos: DIN 1045 Ausgabe 2008 Tragwerke aus Beton und Stahlbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Kommentierte Kurzfassung, 3. Auflage, Fraunhofer IRB und Beuth Verlag, 2008
- ♦ Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), Heft 600, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1. Auflage, 2012
- ♦ F. Fingerloos, J. Hegger, K. Zilch: Eurocode 2 für Deutschland, Kommentierte Fassung, Beuth Verlag und Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 2012
- ♦ O. Wommelsdorff, A. Albert: Stahlbetonbau - Bemessung und Konstruktion, Teil 1, 10. Auflage, Werner Verlag, 2011
- ♦ O. Wommelsdorff, A. Albert: Stahlbetonbau - Bemessung und Konstruktion, Teil 2, 9. Auflage, Werner Verlag, 2012

Schubbemessung

- ♦ D. Bertram & N. Bunke: Erläuterungen zu DIN 1045 Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07.88, Heft 400, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1989
- ♦ E. Grasser: Bemessung für Biegung mit Längskraft, Schub und Torsion, Betonkalender Teil I, Verlag Ernst und Sohn, 1985

- ♦ Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1, Band 1: Hochbau, 2. Auflage, Ernst und Sohn Verlag, 2005
- ♦ D. Bertram: Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton (Teil I, Abschnitt 12), Heft 320, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1989
- ♦ H. Friemann: Schub und Torsion in geraden Stäben, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1983
- ♦ K. Zilch und A. Rogge: Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Brücken- und Hochbau, Betonkalender 2004
- ♦ G. Valentin und G. Kidery: Stahlbetonbau, Manz Verlag Schulbuch, Wien 2001
- ♦ P. Mark: Ein Bemessungsansatz für zweiachsig durch Querkräfte beanspruchte Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitt, Heft 5, Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005)

mitwirkende Plattenbreite

- ♦ E. Grasser, G. Thielen: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Heft 240, DAfStb, Beuth Verlag Berlin, 1991

Aussparung, Konsolen

- ♦ F. Leonhardt & E. Mönning: Vorlesungen über Massivbau, Zweiter Teil: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau, Dritte Auflage, Springer-Verlag, 1986
- ♦ F. Leonhardt & E. Mönning: Vorlesungen über Massivbau, Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau, Springer-Verlag, 1977
- ♦ R. Eligehausen & R. Gerster: Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen, Heft 399, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1993
- ♦ U. Hottmann & K. Schäfer: Bemessen von Stahlbetonbalken und -wandscheiben mit Öffnungen, Heft 459, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1996
- ♦ J. Hegger et al.: Bewehren nach Eurocode 2, Heft 599, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 2013
- ♦ Teil 1: Erläuterungen zu DIN EN 1991-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA, Heft 600, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2. überarbeitete Auflage, Beuth Verlag GmbH, 2020
- ♦ M. Schellenbach-Held & S. Ehmann: Stahlbetonträger mit großen Öffnungen, Heft 3, Beton- und Stahlbetonbau 97, Verlag Ernst & Sohn, 2002
- ♦ D. Bertram & N. Bunke: Erläuterungen zu DIN 1045 Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07.88, Heft 400, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1989
- ♦ E. Grasser: Bemessung für Biegung mit Längskraft, Schub und Torsion, Betonkalender Teil I, Verlag Ernst und Sohn, 1985
- ♦ D. Bertram: Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton (Teil I, Abschnitt 12), Heft 320, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1989
- ♦ E. Grasser & G. Thielen: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken, Heft 240, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1991
- ♦ F. Fingerloos, G. Stenzel: Konstruktion und Bemessung von Details, Betonkalender Teil 2, Verlag Ernst und Sohn, 2007
- ♦ H. Bachmann, M. Tillmann, S. Urban: Bauen mit Betonfertigteilen, Betonkalender Teil 1, Verlag Ernst und Sohn, 2021

Rissnachweis

Verfahren nach Norm

- ♦ G. König & N. Viet Tue: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, Heft 466, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1996
- ♦ G. Lohmeyer, K. Ebeling: Weiße Wannen einfach und sicher, Verlag Bau+Technik, 11. Auflage, 2018
- ♦ H. K. Hilsdorf: Zeitabhängige Betonverformungen (EC 2 - Abschnitte 2.5.5, 3.1.2.5 und Anhang 1), Heft 425, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1992

Verfahren nach Schießl

- ♦ P. Schießl: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite, Heft 400, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1989
- ♦ J. Bergfelder, J. Dittfach: Beschränkung der Rissbreite bei Ortbetonpfählen, Beton- und Stahlbetonbau 87, 1992

Verfahren nach Noakowski

- ♦ P. Noakowski: Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rissbreite, Beton- und Stahlbetonbau 80, 1985
- ♦ K. Frank, M. Litzenburger, G. Peters: Rissnachweis nach Noakowski, aufbereitet für den Taschenrechner, Heft 5, Bautechnik 65, 1988

Schwingbreiten- / Ermüdungsnachweis

- ♦ K. Zilch und A. Rogge: Bemessung von Stahlbeton und Spannbetonbauteilen im Brücken- und Hochbau, Betonkalender 2004, Verlag Ernst & Sohn, 2004
- ♦ K. Zilch, G. Zehetmaier und C. Gläser: Ermüdungsnachweis bei Massivbrücken, Betonkalender 2004, Verlag Ernst & Sohn, 2004
- ♦ J. Hegger, W. Roeser, R. Beutel, N. Kerkeni: Konstruktion und Bemessung von Industrie- und Gewerbebauten nach DIN 1045-1, Betonkalender 2006, Verlag Ernst & Sohn, 2006
- ♦ M. Heunisch, C.-A. Graubner, C. Hock: Berechnung und Bemessung von Kranbahnen, Betonkalender 2006, Verlag Ernst & Sohn, 2006

vereinfachter Brandschutznachweis für Druckglieder

- ♦ H. M. Bock, E. Klement: Brandschutz-Praxis für Architekten und Ingenieure, 2. Auflage, Bauwerk-Verlag GmbH, 2006
- ♦ N. A. Fouad, A. Schwedler: Brandschutz-Bemessung auf einen Blick nach DIN 4102, Bauwerk-Verlag GmbH, 2006
- ♦ Musterliste der Technischen Baubestimmungen, Kap.3 Techn. Regeln zum Brandschutz, Betonkalender 2007, Teil 2
- ♦ F. Fingerloos, E. Richter: Zur Heißbemessung von Stahlbetonstützen, Der Prüferingenieur, April 2007

Brandbemessung n. DIN EN 1992-1-2 (EC 2 für Brandbeanspruchung)

- ♦ Normenhandbuch Eurocodes – Spezialband Tragwerksbemessung für den Brandfall. Vom DIN konsolidierte Fassung, Beuth Verlag, 2012
- ♦ M. Cyllok & M. Achenbach: Anwendung der Zonenmethode für brandbeanspruchte Stahlbetonstützen, Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 12, 2009
- ♦ M. Cyllok & M. Achenbach: Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall: Absicherung der nicht-linearen Zonenmethode durch Laborversuche, Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 1, 2011
- ♦ K. Zilch, A. Müller, C. Reitmayer: Erweiterte Zonenmethode zur brandschutztechnischen Bemessung von Stahlbetonstützen, Bauingenieur Band 85, 2010
- ♦ R. Hinkelmann: Efficient Numerical Methods and Information-Processing Techniques for Modelling Hydro- and Environmental Systems. Springer-Verlag, 2005
- ♦ J. Hildebrand: Berechnung nichtlinearer Diffusionsvorgänge in Strukturen mit der Randelementmethode. VDI Verlag GmbH, 1998
- ♦ H. Köhne: Digitale und analoge Lösungsmethoden der Wärmeleitungsgleichung. Westdeutscher Verlag, 1970
- ♦ H. Pennekamp: Ein analytisches Näherungsverfahren zur Berechnung mehrdimensionaler, instationärer Temperaturfelder in geometrisch einfachen Strukturen. Dissertation, Fakultät für Bergbau und Hüttenwesen der TU Aachen, 1973

Druckzonendicke / Nachweis der Dichtigkeit

- ♦ DAfStb-Richtlinie: Wasserundurchlässige Bauwerke, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ausg. Dezember 2017

- ◆ DAFStb-Richtlinie: Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ausgabe März 2011
- ◆ Erläuterungen zur DAFStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke, Heft 555, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2006

Bemessung einer Rahmenecke

- ◆ O. Wommelsdorff, A. Albert: Stahlbetonbau – Bemessung und Konstruktion, Teil 2, 9. Auflage, Werner Verlag, 2012
- ◆ K. Beer: Bewehren nach DIN EN 1992-1-1 (EC2), 3. Auflage, Springer Vieweg, 2012.
- ◆ Bewehren nach Eurocode 2: Heft 599, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2013

Verschiedenes

- ◆ Merkblätter des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins e.V.: Beton und Betonstahl, Fassung Januar 2008
- ◆ U. Quast: Nichtlineare Statik im Stahlbetonbau. Bauwerk Verlag, 2007
- ◆ G. Allgöwer: Bemessung von Stahlbetondruckgliedern unter zweiachsiger Biegung mit Interaktionsdiagrammen nach Theorie II Ordnung. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Architektur und Stadtplanung der TU Cottbus, 2001
- ◆ S. Köseoglu: Treppen. Betonkalender Teil II, Verlag Ernst und Sohn, 1980
- ◆ Schöck ComBAR GFK, Zulassung Z-1.6-238 vom 8.7.2019, Deutsches Institut für Bautechnik

