

2 Baustoffe

2.1 Anforderungen

Die Nutzung des Bauwerks ist entscheidend für die Planung und Baustoffauswahl. Der Planer muss deshalb die Anforderungen kennen oder erfragen. Nur dann kann er seiner Aufgabe gerecht werden und den Bauherrn bzw. Architekten beraten.

Bei der Nutzung des Gebäudes sind die Einwirkungen infolge Lasten und Umwelt bestimmend für die Materialwahl. Hier einige Beispiele:

- Hörsaal mit vertikaler Verkehrslast von 3,5 KN/m²: C25/30 bis C35/45
- Parkhaus (offen) Verkehrslast von 3,5 KN/m²: C25/30 aber mit zusätzlichen Anforderungen aufgrund von Umwelteinflüssen
- Gewerbebau, befahrbare Hofdecke, Gabelstapler, nicht vorwiegend ruhende Belastung, Dauerschwingfestigkeit: Stabstahl statt Matten
- Bauteil vollständig im Wasser: Beton unproblematisch
- Bauteil wasserundurchlässig: Betonzusammensetzung entspr. abstimmen
- Frost- und Tausalzbeständigkeit: Betonzusammensetzung entspr. abstimmen

Die Schäden im Bauwerk treten kaum durch fehlerhafte Statik auf. Der überwiegende Teil beruht auf Planungsfehlern in Konstruktion und Ausschreibung. Hinzu kommen Ausführungsfehler. Zur Sicherung der Qualität im Stahlbetonbau ist es erforderlich die möglichen Fehlerquellen auszuschalten. Dieses sollte über ein Qualitätsmanagementsystem (QMS) erreicht werden.

Hinweisen möchte ich hier auf die ISO 9000ff. Die früher bekannte Güteüberwachung wurde durch Einführung neuer Landesbauordnungen verändert. So sind geregelte Produkte in der Bauregelliste A Teil 1 aufgeführt. Nicht geregelte Bauprodukte weichen von den in der Bauregelliste A Teil 1 bekannt gemachten technischen Regeln wesentlich ab oder es gibt keine technischen Baubestimmungen oder allgemein anerkannten Regeln der Technik. Solche Produkte dürfen nur mit einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, einem allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnis oder der Zustimmung im Einzelfall eingesetzt werden.

Die DIN EN 206 regelt die Güteüberwachung im Betonbau. Sie unterscheidet zwischen Eigenüberwachung und Gütenachweis. Im nationalen Anwendungsdokument (NAD) wird unterschieden zwischen der Herstellung von Beton mit den Festigkeitsklassen $\geq C 30/37$ (Fall 1) und der für niedrigere Betonfestigkeitsklassen (Fall 2). Weitere Einzelheiten sind der Vorlesung Baustoffkunde vorbehalten.

2.2 Beton

Der Beton wird in Abhängigkeit von seiner Druckfestigkeit eingeteilt. Den Festigkeitsklassen wird für Normal- und Schwerbeton ein „C“ als Abkürzung für „concrete“, der englischen Übersetzung für Beton, vorangestellt. Anschließend folgen zwei Zahlen getrennt durch einen Schrägstrich. Die erste Zahl steht für die Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck,cyl}$, bestimmt an einem Zylinder mit $d = 150$ mm und $h = 300$ mm, und die hintere Zahl ist die Würfelfestigkeit $f_{ck,cube}$, bestimmt an einem Würfel mit der Kantenlänge von 150

mm jeweils im Alter von 28 Tagen. So ist ein C20/25 ein Normalbeton (Zeichen C) mit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit von $f_{ck,cyl} = 20 \text{ N/mm}^2$ und der Würfelfestigkeit von $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$. Die Umrechnung zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Würfelfestigkeit erfolgt in der Form:

$$f_{ck,cyl} \approx 0,8 \cdot f_{ck,cube}$$

Als charakteristischer Wert f_{ck} gilt die Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck,cyl}$. Die Bezeichnung der Festigkeitsklassen erfolgt – für die Normalbetone C12/15 bis C90/105 – nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1; für die Leichtbetone LC12/13 bis LC80/88 nach der dortigen Tabelle 11.3.1. Im nationalen Anhang wird ein weitere Beton C100/115 definiert. Für Hochleistungsbeton der Festigkeitsklasse C 90/105 und C 100/115 ist eine Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich.

Der mittlere Wert der Betondruckfestigkeit wird ermittelt aus

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ in N/mm}^2$$

Die Zugfestigkeit f_{ct} bezieht sich auf die erreichbare Höchstspannung unter einachsiger zentrischer Zugbeanspruchung. Der Mittelwert ergibt sich zu

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad \text{für } \leq \text{C50/60}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln[1+(f_{cm}/10)] \quad \text{für } > \text{C50/60}$$

Hieraus lassen sich die 5% bzw 95% Quantilwerte ermitteln zu

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad \text{bzw.} \quad f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$$

Die elastischen Verformungen des Betons hängen in hohem Maße von seiner Zusammensetzung ab. Hierbei ist vor allem die Gesteinskörnung von entscheidender Bedeutung. Ist das Tragwerk empfindlich gegenüber Verformungen, so ist der Elastizitätsmodul aus zylindrischen Proben zu bestimmen. Die Norm stellt lediglich Richtwerte zur Verfügung. Die wirkliche Größe des E-Moduls ist u.a. abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit, dem Betonalter, dem Kriecheinfluss und der Betonrezeptur. Der Streubereich kann bis zu $\pm 40\%$ betragen. Die Richtwerte für die Elastizitätsmoduli E_{cm} werden wie folgt ermittelt:

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \text{ in N/mm}^2$$

Die Querdehnzahl ν für elastische Dehnungen darf im Allgemeinen zu 0,2 angesetzt werden. Bei Rissbildung im Beton wird sie näherungsweise zu Null angenommen. Die Wärmeausdehnungskoeffizient ε_T beträgt für Normalbeton $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$.

Für die Bemessung ist der Bemessungswert f_{cd} zugrunde zu legen. Er ergibt sich aus der Beziehung

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

wobei γ_c der Teilsicherheitsbeiwert für Beton mit 1,50 ist (vgl. Kap. 1.5.3) und α_{cc} der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen auf die Betondruckfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung. Der Beiwert α_{cc} ist in Deutschland gemäß DIN EN 1992-1-1/NA für Normalbeton mit 0,85 anzunehmen.

Der Bemessungswert für die Zugfestigkeit f_{ctd} wird definiert als

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c$$

wobei γ_c der Teilsicherheitsbeiwert für Beton mit 1,50 ist (vgl. Kap. 1.5.3) und α_{ct} der Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen auf die Betonzugestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung. Der Beiwert α_{ct} ist in Deutschland gemäß DIN EN 1992-1-1/NA für Normalbeton ebenfalls mit 0,85 anzunehmen.

Im Gebrauchsbereich (bis ca. $0,4 f_c$) kann das Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons nach dem Hookeschen Gesetz beschrieben werden. Der Elastizitätsmodul kann als konstant angesehen werden. Die Schnittgrößenberechnung erfolgt üblicherweise mit dem linear-elastischen Verfahren mit den Steifigkeiten des Zustands I (Beton im ungerissenen Zustand), die sich aus der Multiplikation der Querschnittswerte (z.B. der Querschnittsfläche A oder das Trägheitsmoment I des reinen, ungerissenen Querschnitts) mit dem in der Norm angegebenen Elastizitätsmoduli E_{cm} ergeben. Alternativ lässt die Norm auch nichtlineare Verfahren zur Schnittgrößen- und Verformungsberechnung zu, um dem tatsächlichen Materialverhalten des Betons gerecht zu werden (Rissbildung, nichtlineares Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons im Druckbereich). Die hierfür maßgebende Spannungs-Dehnungslinie wird im Bild 2.1 dargestellt. Sie wird durch die bis zur Bruchdehnung ϵ_{cu} bei Erreichen der Festigkeitsgrenze gültige Gleichung

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}$$

beschrieben mit

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1} \quad (\text{mit } \epsilon_{c1} \text{ als Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung})$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\epsilon_{c1}| / f_{cm}$$

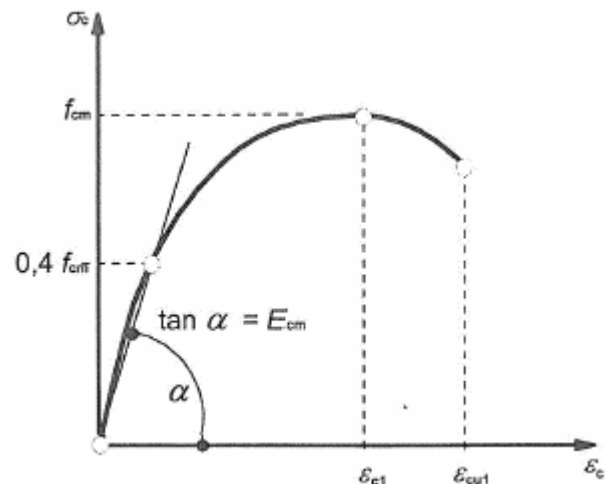


Bild 2.1: Spannungs-Dehnungslinie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren und für Verformungsberechnungen.

Für die Querschnittsbemessung ist die Spannungs-Dehnungslinie nach Bild 2.2 zugrunde zu legen. Sie basiert auf dem Bemessungswert f_{cd} (vgl. S. 2.2) und wird durch die folgenden Gleichungen beschrieben:

$$\sigma_c = - f_{cd} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right) \quad \text{für } 0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = - f_{cd} \quad \text{für } \epsilon_{c2} \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{cu2}$$

Dabei ist:

n der Exponent gemäß DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 (vgl. auch Tab. 2.1)

ϵ_{c2} der Dehnung bei Erreichen der Maximalfestigkeit gemäß DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1

ϵ_{cu2} der Bruchdehnung gemäß DIN EN 1992-1-1, Tabelle 3.1 (vgl. auch Tab. 2.1)

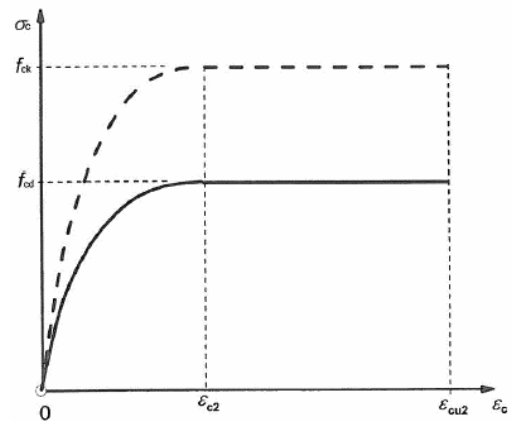


Bild 2.2: Parabel-Rechteckdiagramm für Beton unter Druck zur Querschnittsbemessung

Für die Betongüteklassen bis C50/60 sind in der Norm $n = 2,0$ und $\varepsilon_{c2} = - 2,0 \text{ ‰}$ vorgesehen. Werden diese in die obige Gleichung eingesetzt, ergibt sich eine Vereinfachung für die Anwendung des Parabel-Rechteckdiagramms:

$$\sigma_c = - f_{cd} \cdot 1000 \cdot (\varepsilon_c - 250 \cdot \varepsilon_c^2) \quad \text{für } 0 \geq \varepsilon_c \geq -0,002$$

$$\sigma_c = - f_{cd} \quad \text{für } -0,002 \geq \varepsilon_c \geq -0,0035$$

Die DIN EN 1992-1-1 lässt auch andere Vereinfachungen für die Spannungs-Dehnungslinie zu, sofern sie im Hinblick auf die Verteilung der Druckspannungen gleichwertig sind. Im Bild 2.3 ist die bilineare Spannungs-Dehnungslinie dargestellt. Die Werte ε_{c3} und ε_{cu3} sind der Norm (hier Tabelle 3.1) zu entnehmen. Bis Betongüteklasse C50/60 ist $\varepsilon_{c3} = - 1,35 \text{ ‰}$ und $\varepsilon_{cu3} = - 3,5 \text{ ‰}$.

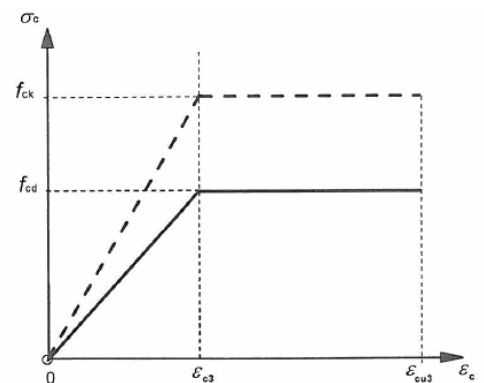


Bild 2.3: Bilineare Spannungs-Dehnungslinie zur Querschnittsbemessung

Wenn die Dehnungsnulllinie im Querschnitt liegt, darf auch der rechteckige Spannungsblock angesetzt werden. Die Dehnung ist dann mit ε_{cu3} zu begrenzen. Der Bemessungswert f_{cd} ist für den konstanten Verlauf um η abzumindern:

$$\eta = 1,0 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{für } 50 \text{ N/mm}^2 < f_{ck} \leq 90 \text{ N/mm}^2$$

Die Höhe x der Druckspannung ist für den rechteckigen Spannungsblock zu reduzieren auf

$$\lambda = 0,80 \quad \text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = 0,80 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{für } 50 \text{ N/mm}^2 < f_{ck} \leq 90 \text{ N/mm}^2$$

Sofern die Querschnittsbreite zum gedrückten Rand hin abnimmt, sollte der Wert $\eta \cdot f_{cd}$ um 10% abgemindert werden. Der Spannungsblock wird in Bild 2.4 dargestellt.

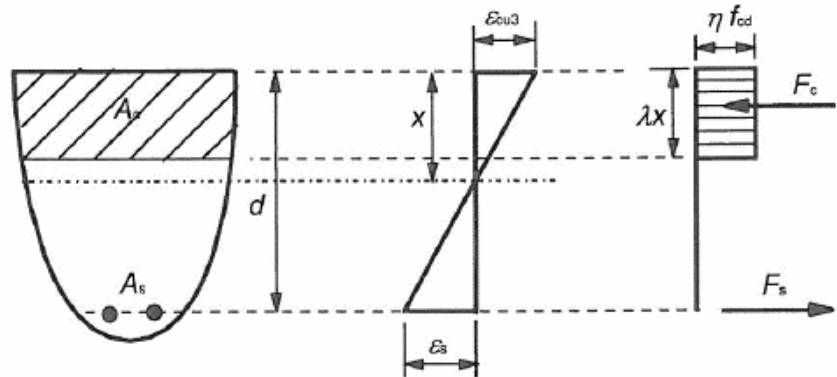


Bild 2.4: Spannungsblock

Tabelle 2.1: Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Normalbeton

Betonfestigkeitsklasse														analytische Beziehung		
f_{ck}	N/mm ²	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$	N/mm ²	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm}	N/mm ²	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm}	N/mm ²	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$	N/mm ²	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5% Quantil
$f_{ctk,0,95}$	N/mm ²	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95% Quantil
$E_{cm} \cdot 10^{-3}$	N/mm ²	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0,3}$
ϵ_{c1}	‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 $\epsilon_{c1}^{(f_{100})} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 (AE)$
ϵ_{cu1}	‰	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 für $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu1}^{(f_{100})} = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2}	‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Siehe Bild 3.3 für $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{c2}^{(f_{100})} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2}	‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.3 für $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu2}^{(f_{100})} = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$
η		2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	für $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ $\eta = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	‰	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Siehe Bild 3.4 für $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{c3}^{(f_{100})} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50) / 40]$
ϵ_{cu3}	‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.4 für $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{cu3}^{(f_{100})} = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$

2.3 Betonstahl

Für Betonstahl zur Bewehrung von Beton gilt nach DIN EN 1992-1-1 die DIN EN 10080 bzw. die DIN 488 (Bauregelliste). Als Betonstabstahl wird ein stabförmiger Betonstahl mit einem Durchmesser von 6 bis 28 mm bezeichnet, der als Einzelstabbewehrung verwendet wird. In früheren Normen wurden noch die Betonstahlsorten BSt 420 S (III S) und BSt 500 S (IV S) angegeben. Mittlerweile wird nur noch B 500 verwendet. Es wird ausschließlich von schweißgeeigneten, gerippten Betonstählen mit der charakteristischen Streckgrenze von $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ gesprochen.

Der Betonstabstahl hat eine optische Kennung über die Querrippenform. In den Bildern 2.5 bis 2.8 sind die Unterschiede aufgezeigt. Bei Umbauten oder Nachrechnung älterer Bauwerke ist auf die Stahlgüte zu achten, da es auch noch andere Festigkeitsklassen wie z.B. den BSt 220 gab.

In Tabelle 2.2 sind die neun verschiedenen Durchmesser für gerippten Betonstabstahl mit ihren Querschnitten und Gewichten angegeben.

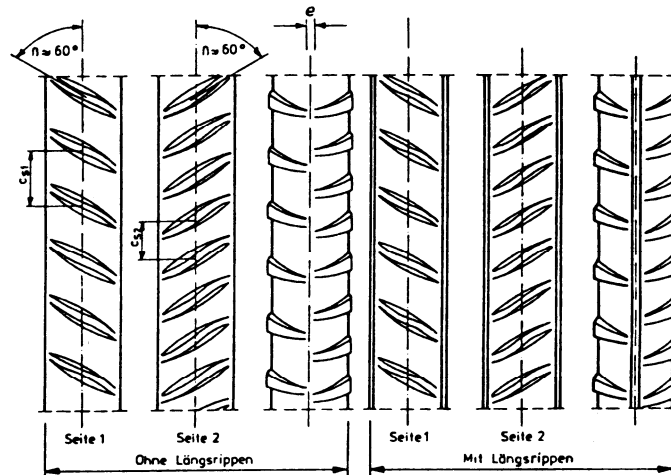


Bild 2.5: Nicht verwundener Betonstahl BSt 420 S mit und ohne Längsrippen

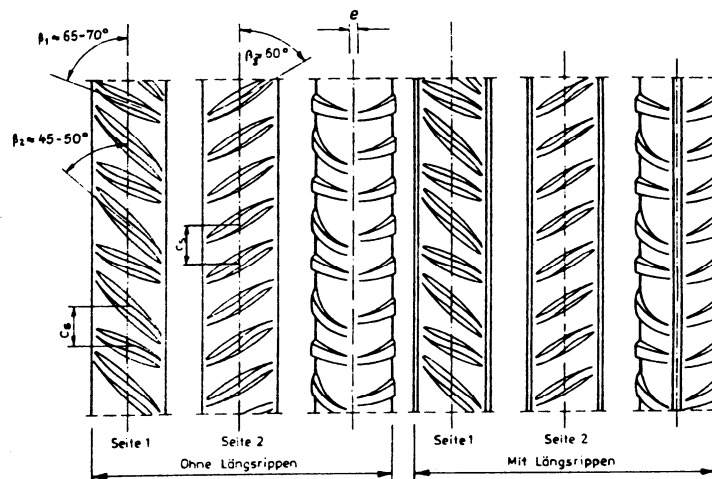


Bild 2.6: Nicht verwundener Betonstahl BSt 500 S mit und ohne Längsrippen

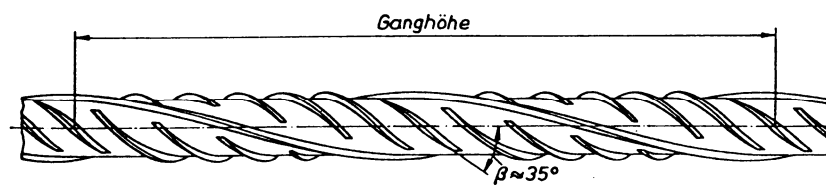


Bild 2.7: Kalt verwundener Betonstahl BSt 420 S

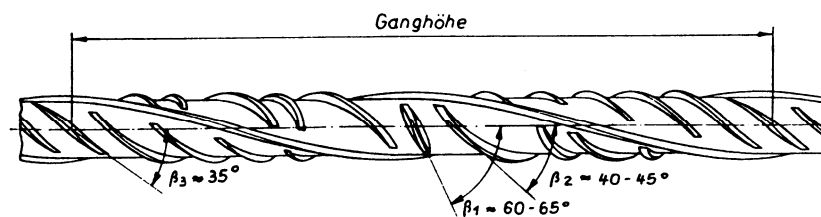


Bild 2.8: Kalt verwundener Betonstahl BSt 500 S

Tabelle 2.2: Durchmesser, Querschnitt und Gewicht von geripptem Betonstahl

Nenn Durchmesser	Nennquerschnitt	Nenngewicht
d_s [mm]	A_s [cm ²]	G [kg/m]
6	0,283	0,222
8	0,503	0,395
10	0,785	0,677
12	1,13	0,888
14	1,54	1,21
16	2,01	1,58
20	3,14	2,47
25	4,91	3,85
28	6,16	4,83

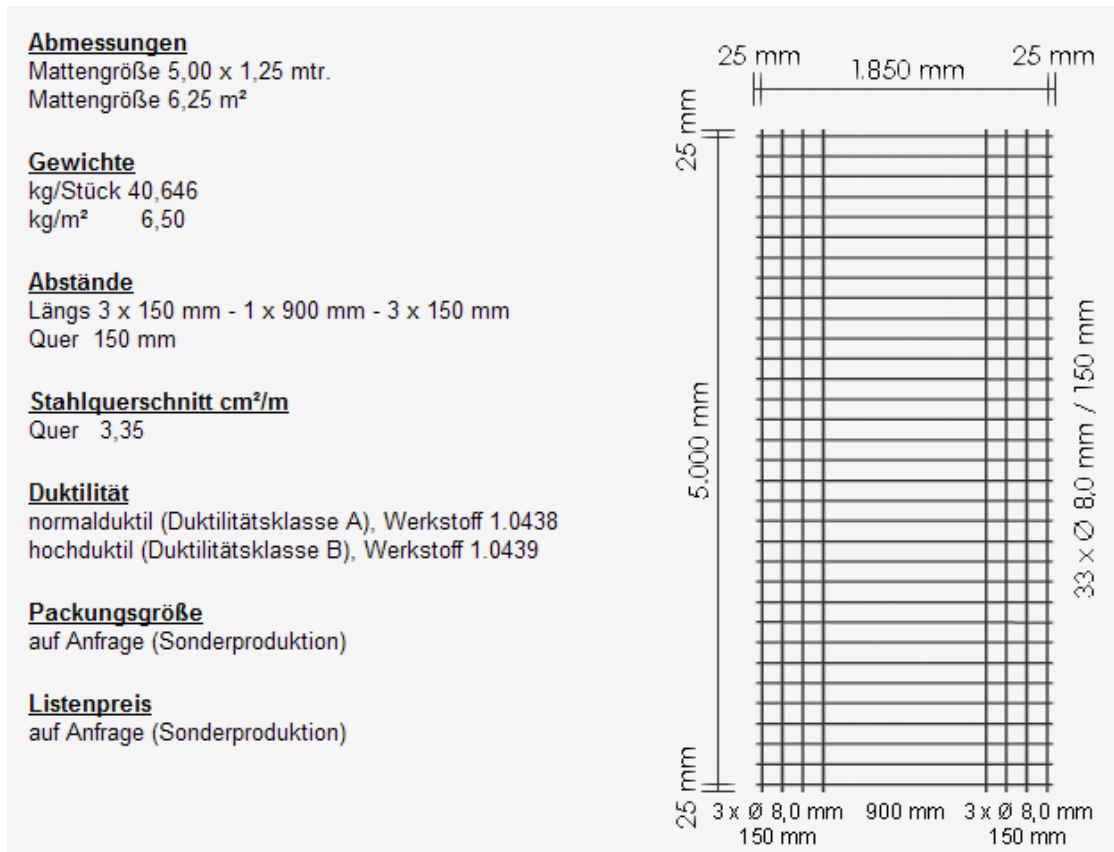
Als Betonstahlmatte wird ebenfalls nur die Stahlsorte B 500 verwendet. Betonstahlmatten sind eine werksmäßig vorgefertigte Bewehrung aus sich kreuzenden kalt verformten, gerippten Stäben, die an den Kreuzungspunkten durch Punktschweißung scherfest verbunden sind. Die Schweißung beeinflusst die Dauerschwingfestigkeit negativ. Es kommen Stabdurchmesser von 6 bis 10 mm zum Einsatz.

Tabelle 2.3: Übersicht über Lagermatten

Mattentyp	Querschnitte		Länge Breite	Gewicht je Matte	Mattenaufbau in Längsrichtung und Querrichtung				Überstände Anfang / Ende links / rechts	
	längs quer	cm ² / m			Stab- abstände	Stabdurchmesser		Anzahl der Längsrandstäbe (Rand einsparung)		
						Innenbereich	Randbereich	links		rechts
Q188A	1,88	1,88	6,00 2,30	41,7	150	• 6,0		75		
	150				• 6,0		25			
Q257A	2,57	2,57		56,8	150	• 7,0		75		
	150				• 7,0		25			
Q335A	3,35	3,35		74,3	150	• 8,0		75		
	150				• 8,0		25			
Q424A	4,24	4,24		84,4	150	• 9,0 / 7,0	- 4 / 4	75		
	150				• 9,0		25			
Q524A	5,24	5,24		100,9	150	• 10,0 / 7,0	- 4 / 4	75		
	150				• 10,0		25			
Q636A	6,36	6,28	6,00 2,35	132,0	100	• 9,0 / 7,0	- 4 / 4	62,5		
	125				• 10,0		25			
R188A	1,88	1,13	6,00 2,30	33,6	150	• 6,0		125		
	250				• 6,0		25			
R257A	2,57	1,13		41,2	150	• 7,0		125		
	250				• 6,0		25			
R335A	3,35	1,13		50,2	150	• 8,0		125		
	250				• 6,0		25			
R424A	4,24	2,01		67,2	150	• 9,0 / 8,0	- 2 / 2	125		
	250				• 8,0		25			
R524A	5,24	2,01		75,7	150	• 10,0 / 8,0	- 2 / 2	125		
	250				• 8,0		25			

Betonstahlmatten werden angeboten als:

- Lagermatten: beim Baustoffhändler in bevorzugten Abmessungen ($l = 6,0\text{ m}$; $b = 2,30\text{ oder }2,35\text{ m}$) am Lager vorgehalten; Unterscheidung in R- und Q-Matten.
- Listennatten: auf Bestellung nach Baumaß im Werk gefertigt; $l_{max} = 12,00\text{ m}$, $b_{max} = 3,00\text{ m}$, Maße in einer Zeichnung festgelegt, projektbezogene Herstellung, nur bei großer Stückzahl sinnvoll.



2-achs-Matte mit gleichbleibender Längs- und Querteilung

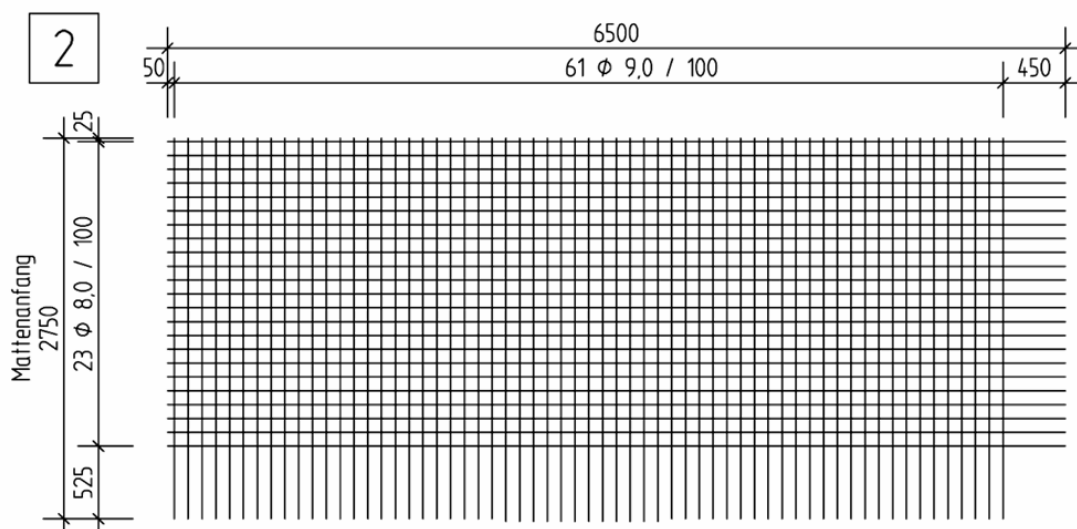


Bild 2.9: Beispiele für Listennatten

Im Bild 2.10 sind die verschiedenen Arten der Randausbildung von sogenannten Randsparmatten dargestellt. Die Randstäbe weisen ca. 50% des Mattennennquerschnittes auf. Durch den Überlappungsstoß in Querrichtung wird der fehlende Querschnitt ergänzt, so dass dann die vollständige Bewehrung an jeder Stelle vorhanden ist.

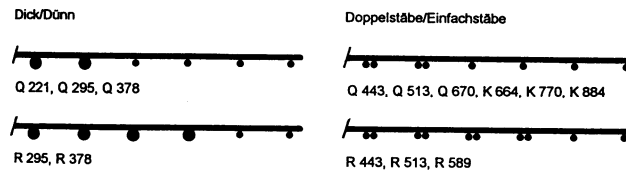


Bild 2.10: Randausbildung bei Lagermatten

Die Festigkeitseigenschaften werden durch die Streckgrenze f_{yk} und die Zugfestigkeit f_{tk} charakterisiert, die sich aus der Last bei Erreichen der Streckgrenze bzw. der Höchstlast geteilt durch den Nennquerschnitt ergeben. Da der Betonstahl B 500 ein kaltverformter Stahl ist und keine ausgeprägte Streckgrenze besitzt, wird anstelle der Streckgrenze die Dehngrenze $f_{0,2k}$ zugrunde gelegt.

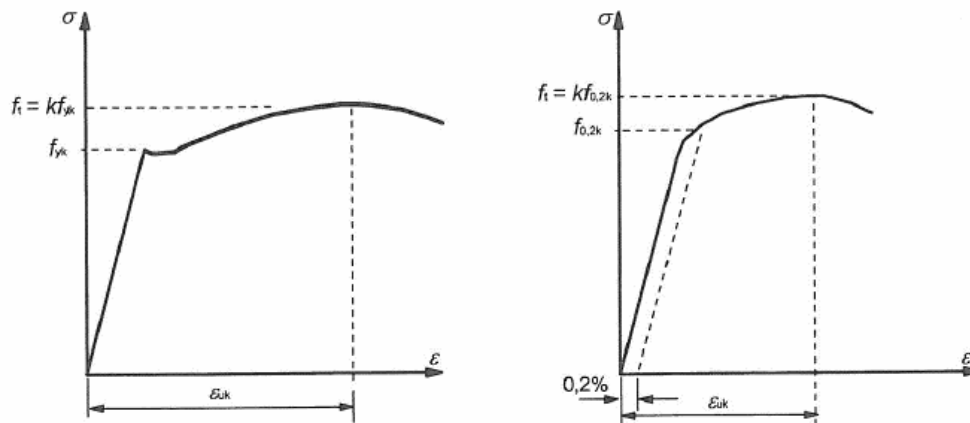


Bild 2.11: Spannungs-Dehnungsdiagramm für typischen Bewehrungsstahl

Die Bewehrung muss angemessene Duktilität aufweisen. Diese wird durch das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Streckgrenze, also f_{yk}/f_{tk} und der Dehnung bei Höchstlast ϵ_{uk} definiert. Für die Betonstähle sind die Duktilitätsmerkmale in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung geregelt. Es wird hierbei unterschieden zwischen normaler Duktilität (A) und hoher Duktilität. Die Betonstahlbezeichnung erhält zur Kennzeichnung der Duktilität ein A oder B angehängt, z.B. B 500 A; vgl. Tab. 2.4.

Wie schon beim Beton wird auch beim Betonstahl eine wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungslinie für die Ermittlung der Schnittgrößen beim nichtlinearen Verfahren zur Verfügung gestellt (Bild 2.12). Vereinfacht darf ein bilinearer idealisierter Verlauf angenommen werden. Dabei wird für den Wert f_y der Wert f_{yR} angesetzt, der sich wie folgt ergibt:

$$\begin{aligned}
 f_y &= f_{yR} = 1,10 \cdot f_{yk} \\
 f_t &= f_{tR} = 1,08 \cdot f_{yR} && \text{für Betonstahl mit hoher Duktilität} \\
 f_t &= f_{tR} = 1,05 \cdot f_{yR} && \text{für Betonstahl mit normaler Duktilität}
 \end{aligned}$$

Begrenzt wird die Dehnung ϵ_s durch die Stahldehnung ϵ_{su} unter Höchstlast. Die entsprechenden Zahlenwerte sind der Tabelle 2.4 zu entnehmen.

Tabelle 2.4: Eigenschaften der Betonstähle

Zeile	Spalte	1	2	3	4	5
	Benennung ^a	BSt 500 S(A)	BSt 500 M(A)	BSt 500 S(B)	BSt 500 M(B)	Art der Anforderung bzw. Quantilwert p in %
1	Erzeugnisform	Betonstahl	Betonstahlmatten	Betonstahl	Betonstahlmatten	
2	Duktilität	normal		hoch		
3	Streckgrenze f_{yk} in N/mm ²	500				5
4	Verhältnis $(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$		$\geq 1,08$		min. 10
5	Verhältnis f_y/f_{yk} (f_y = tatsächliche Streckgrenze)	—		$\leq 1,3$		max. 10
6	Stahldehnung unter Höchstlast ϵ_{uk} in ‰	25		50		10
7	Kennwert für die Ermüdungsfestigkeit $N = 2 \cdot 10^6$ in N/mm ² (mit einer oberen Spannung von nicht mehr als $0,6 f_y$)	215	100	215	100	10
8	Bezogene Rippenfläche f_R für Nenn Durchmesser d_s (in mm)			0,039	0,045	0,052
	5,0 bis 6,0			0,039	0,045	0,052
	6,5 bis 8,5			0,045	0,052	0,056
	9,0 bis 10,5			0,052	0,056	
	11,0 bis 40,0			0,056		
9	Unterschreitung des Nennquerschnitts in %	4				max. 5
10	Biegerollendurchmesser beim Rückbiegeversuch für Nenn Durchmesser d_s (in mm)					min. 1
	6 bis 12					
	14 bis 16					
	20 bis 25					
	28 bis 40					

^a S: Betonstahl; M: Betonstahlmatten; A: normale Duktilität; B: hohe Duktilität
^b Falls höhere Werte im Versuch nachgewiesen werden, dürfen die Bemessungswerte nach Tabelle 16 entsprechend abgeleitet werden.

Legende

1 idealisierter Verlauf

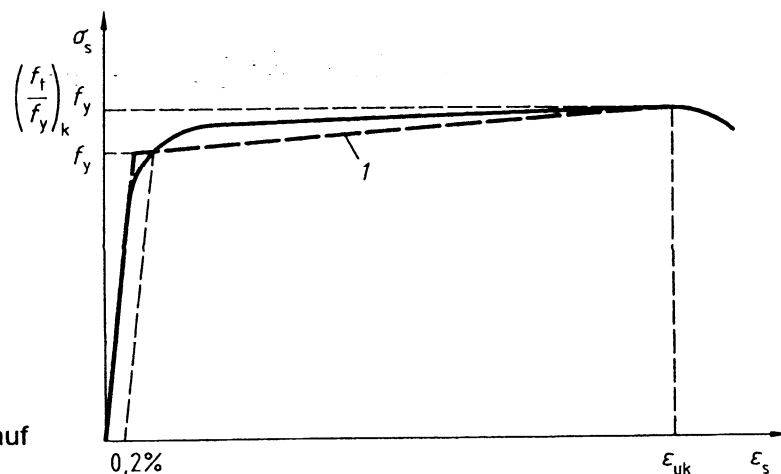


Bild 2.12: Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls für die Schnittgrößenermittlung

Für die Querschnittsbemessung ist die idealisierte Spannungs-Dehnungslinie nach Bild 2.13 zugrunde zu legen. Die Bemessung wird auf der Grundlage der Nettoquerschnittswerte und des Nenndurchmessers durchgeführt. Die Stahldehnung wird unabhängig von der Duktilität auf den Wert $\epsilon_{su} = 25$ ‰ begrenzt. Der charakteristische Wert für die Zugfestigkeit des Betonstahls $f_{tk,cal}$ ist mit 525 N/mm^2 anzusetzen.

- Legende:**
- 1 idealisierter Verlauf
 - 2 Verlauf für die Bemessung
 - 3 Vereinfachte Annahme für die Bemessung

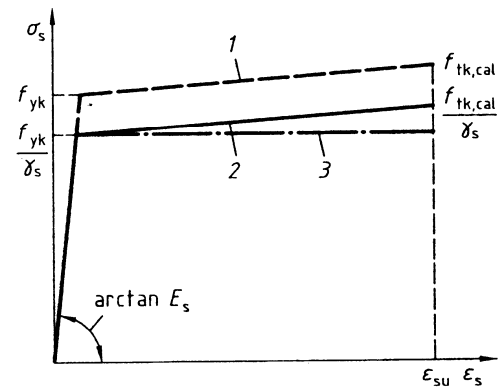


Bild 2.13: Rechnerische Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls für die Bemessung (für Zug und Druck)

Soweit in den DIN 488 oder den allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassungen keine abweichenden Regelungen getroffen sind, kann die Wärmedehnzahl zu $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ und der Elastizitätsmodul zu $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$ oder 20000 kN/cm^2 angenommen werden:

Betonstähle müssen eine Schweißbeignung aufweisen. Je nach Verbindungsart sind verschiedene Schweißverfahren möglich. Die EN 10080 regelt die Ausführungen von Schweißarbeiten an Betonstählen. Der Schweißer muss eine besondere Prüfung für das Verschweißen von Betonstahl ablegen. Der ausführende Betrieb muss eine entsprechende Zulassung besitzen.

Tab. 2.5: Zulässige Schweißverfahren und Anwendungsbeispiele

Belastungsart	Schweißverfahren	Zugstäbe ¹	Druckstäbe ¹
Vorwiegend ruhend (siehe auch 6.8.1 (2))	Abbreinstumpfschweißen	Stumpfstoß	
	Lichtbogenhandschweißen und Metall-Lichtbogenschweißen	Stumpfstoß mit $\phi \geq 20 \text{ mm}$, Laschenstoß, Überlappstoß, Kreuzungsstoß ³ , Verbindung mit anderen Stahlteilen	
	Metall-Aktivgasschweißen <small>(gestrichelter Text)</small>	Laschenstoß, Überlappstoß, Kreuzungsstoß ³ , Verbindung mit anderen Stahlteilen	
	Reibschweißen	—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 20 \text{ mm}$
	Widerstandspunktschweißen	Überlappstoß ⁴ Kreuzungsstoß ^{2,4}	
Nicht vorwiegend ruhend (siehe auch 6.8.1 (2))	Abbreinstumpfschweißen	Stumpfstoß	
	Lichtbogenhandschweißen	—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 14 \text{ mm}$
	Metall-Aktivgas schweißen <small>(gestrichelter Text)</small>	—	Stumpfstoß mit $\phi \geq 14 \text{ mm}$
	Widerstandspunktschweißen	Überlappstoß ⁴ Kreuzungsstoß ^{2,4}	
ANMERKUNGEN			
1. Es dürfen nur Stäbe mit näherungsweise gleichem Nenndurchmesser zusammengeschweißt werden.			
2. Zulässiges Verhältnis der Stabnenndurchmesser sich kreuzender Stäbe $\geq 0,57$			
3. Für tragende Verbindungen $\phi \leq 16 \text{ mm}$			
4. Für tragende Verbindungen $\phi \leq 28 \text{ mm}$			

2.4 Verbundwerkstoff Stahlbeton

Der Verbundwerkstoff Stahlbeton funktioniert nur dann, wenn zwischen Beton und der Bewehrung eine schubfeste Verbindung besteht und somit Kräfte übertragen werden können. Bei glatten Stäben erfolgt eine Kraftübertragung über Haftung und Reibung. Bei den heute gebräuchlichen gerippten Stäben erfolgt sie aber hauptsächlich durch den Formbeiwert infolge der Verzahnung der Rippen im Beton. Durch den Verbund ist gewährleistet, dass die Bewehrung – über die Länge „verschmiert“ betrachtet – die gleiche Dehnung aufweist wie der unbewehrte Beton.

Betrachtungen am zentrisch auf Zug beanspruchten Stahlbetonprisma:

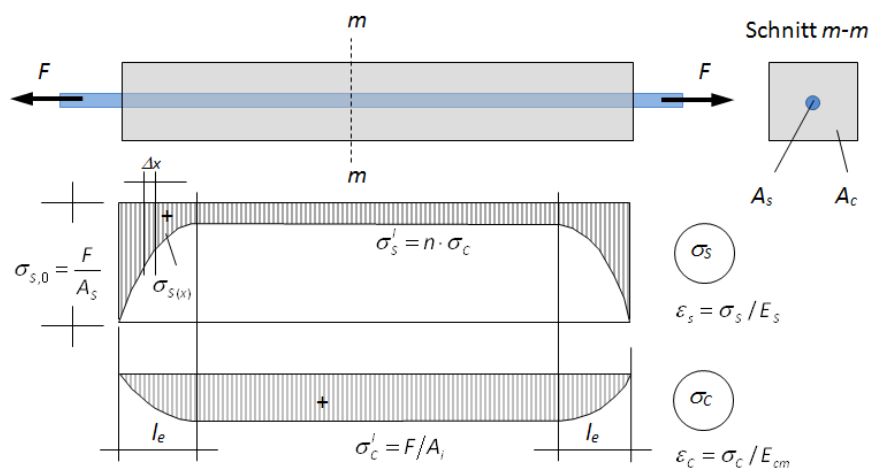


Bild 2.14: Spannungen zwischen Beton und Betonstahl im Zustand I

Im Zustand I (d.h. der Beton ist nicht gerissen und trägt auf Zug mit; die Dehnungen im Beton liegen unterhalb der Rissdehnung) verhalten sich beide Baustoffe etwa elastisch. Die Spannungen σ_s und σ_c können wie folgt ermittelt werden:

Gleichgewicht : $F = F_s + F_c = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_c \cdot A_{c,n}$
 Verformung: $\epsilon_s = \epsilon_c$ („Grundgesetz“ des Stahlbetons)

Solange die Betonspannung kleiner ist als die Betonzugspannung gilt:

$$\sigma_s = \epsilon_s \cdot E_s \quad \text{und} \quad \sigma_c = \epsilon_c \cdot E_{cm}$$

Für den Zustand I folgt daraus: $\sigma_s^I = E_s / E_{cm} \cdot \sigma_c^I = n \cdot \sigma_c^I$

Durch Einsetzen in die Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich:

$$F = n \cdot \sigma_c^I \cdot A_s + \sigma_c^I \cdot A_{c,n} = \sigma_c^I \cdot (A_{c,n} + n \cdot A_s)$$

$$\sigma_c^I = F / (A_{c,n} + n \cdot A_s) = F / A_i$$

A_i ist hierbei der ideale Querschnitt

$$A_i = A_{c,n} + n \cdot A_s = A_c + (n-1) \cdot A_s$$

Mit dem geometrischen Bewehrungsgrad $\rho_s = A_s / A_c$

folgt für A_i $A_i = [1 + (n - 1) \cdot \rho_s] \cdot A_c$

Bei Laststeigerung steigt die Betonspannung bis zur Zugfestigkeit des Betons an. An einer schwachen Stelle im Betongefüge kommt es zum Riss; der Stahlbetonstab befindet sich im Zustand II.

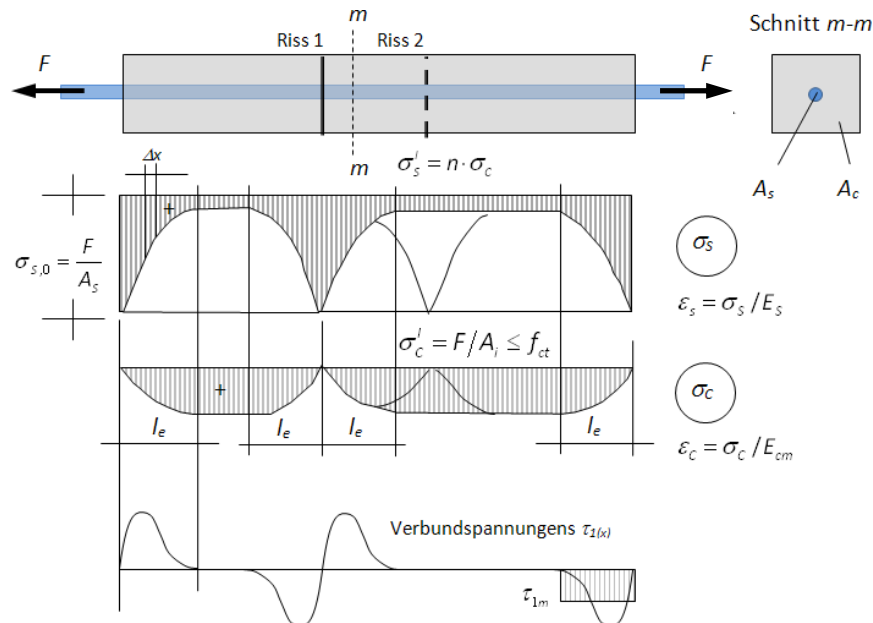


Bild 2.15: Spannungen zwischen Beton und Betonstahl bei Laststeigerung im Zustand II

Die zuvor vom Beton getragene Zugkraft

$$Z_{C,Riss} = f_{ct} \cdot A_{c,n}$$

geht auf den Stahlstab über, dadurch steigt die Stahlspannung im Riss auf

$$\sigma_s'' = F / A_s$$

an. Der Verbund bewirkt, dass sich die Spannungen am Riss nicht sprunghaft verändern. Im Bereich einer von der Verbundgüte abhängigen Eintragungslänge l_e , in der die Verbundspannungen τ_1 wirken, findet ein kontinuierlicher Übergang statt. Erst in der Entfernung von der Eintragungslänge

$$l_e = Z_{C,Riss} / (\tau_1 \cdot u)$$

kommt es zum nächsten Riss, da hier die zum Reißen erforderliche Zugkraft $Z_{C,Riss}$ wieder erreicht wird. Im Bereich der Eintragungslängen weicht die Stahldehnung von der Betondehnung ab. Bei unterschiedlichen Dehnungen zwischen Beton und Betonstahl stützen sich die Rippen über schräge Druckstreben auf den Beton ab. Die schrägen Druckstreben breiten sich im Beton aus, wobei es zu tangentialen und radialen Zugspannungen kommen kann (vgl. Bild 2.16).

Der Verbund versagt, wenn

- die dreiaxiale Festigkeit des Druckkegels überschritten wird
- die Querspannungen (im Zugring des Modells) nicht mehr aufgenommen werden; z. B. weil die Betondeckung zu gering ist oder die konstruktive Querbewehrung fehlt.

Die Verbundwirkung zwischen Betonstahl und Bewehrung kann durch drei Mechanismen beschrieben werden:

- Haftverbund (Klebewirkung zwischen Stahl und Zementstein)
- Reibungsverbund (nur durch Querdruck möglich; z.B. bei Endauflagern)
- Scherverbund (Verzahnung von Stahloberfläche und Beton als die wirksamste Verbundwirkung, die sich durch Abstützung von schiefen Betondruckstreben auf die Rippen des Bewehrungsstabs einstellt.

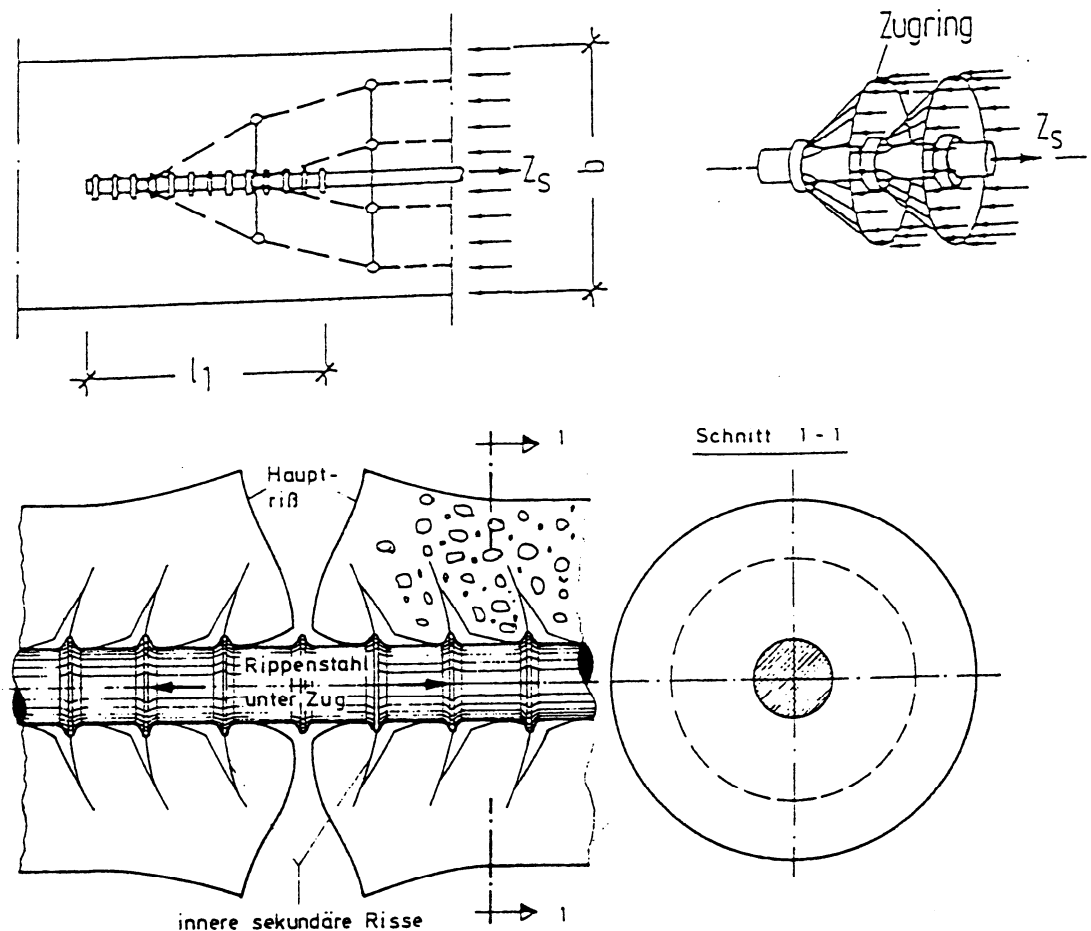


Bild 2.16: Tragmodell des Verbundes bei geripptem Bewehrungsstahl unter zentrischem Zug

Die Änderung der Kraft im Stahlstab bezogen auf die zugehörige Staboberfläche $\pi \cdot d_s \cdot \Delta x$ wird als die Verbundspannung f_b bezeichnet. Man tut so, als ob die Verbundkräfte über Schubspannungen τ_1 an der Stahloberfläche übertragen werden. f_b stellt also in Wirklichkeit eine Maßzahl dar. Für Nachweise wird mit einer gleichmäßigen Verteilung der Verbundspannungen τ_{1m} über die Eintragungslänge l_e gerechnet. Die DIN EN 1992-1-1, Kap. 8.4.2 gibt hierfür Bemessungswerte der Verbundspannung an. Die Eintragungslänge wird später für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch das Grundmaß der Verankerungslänge l_{bd} „ersetzt“. Hierzu wird in einem späteren Kapitel näher eingegangen (Verankerung der Bewehrung, Bewehrungsstöße, Bewehrungsrichtlinie).

Stellt man für den oben abgebildeten Stahlbetonstab in einem Zugversuch ein Lastverformungsdiagramm (vgl. Bild 2.17) auf, so kann man feststellen, dass dieser bei einer Last oberhalb der Risslast immer noch geringere Verformungen aufweist als der Bewehrungsstab alleine, obwohl der Stahl am Riss die volle Zugkraft übernommen hat. Dieser Effekt beruht auf der Mitwirkung des Betons (auf Zug) zwi-

2.5 Dauerhaftigkeit und Betondeckung

Die DIN EN 1992-1-1 stellt in Kap. 4 Anforderungen an die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken. Hier wird zunächst eine Zuordnung des Bauteils aufgrund von Umwelteinflüssen vorgegeben. Die Umweltbedingungen sind durch physikalische oder chemische Einflüsse gekennzeichnet und führen zu der Einordnung des Bauteils in eine sogenannte Expositionsklasse (Tab. 2.6).

Tabelle 2.6: Expositionsklassen mit Zuordnung der Mindestbetonfestigkeitsklasse

Klasse	Umgebungseinwirkung	Beispiele für Zuordnung von Expositionsklassen	Mindestfestigkeitsklasse
Bewehrungskorrosion			
1 - Kein Korrosions- oder Betonangriffsrisiko (0 = zero risk)			
XC 0	kein Angriffsrisiko	Bauteile ohne Bewehrung, ohne Frost	C12/15
2 - Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung ^{a)}(C = carbonation)			
XC 1	Trocken	Innenbereich normale Luftfeuchte	C16/20
XC 2	nass, selten trocken	Wasserbehälter, Gründungsbauteil	C16/20
XC 3	mäßig feucht	Räume, Hallen offen außen	C20/25
XC 4	Zyklisch naß und trocken	außen Regen, Wasserwechselzone	C25/30
3 - Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser (D = deicing)			
XD 1	mäßig feucht	in chloridhaltigem Sprühnebel	C30/37 ^{c)}
XD 2	nass, selten trocken	Schwimmbecken, chloridhaltige Industrierwässern ausgesetzten Bauteile	C35/45 ^{c) od. f)}
XD 3	Zyklisch nass und trocken	Spitzwasserbereich von Straßen und Parkdecks mit Tausalzeinsatz	C35/45 ^{c)}
4 - Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser (S = sea water)			
XS 1	Salzhaltige Luft, kein dir. Meerwasserkontakt	Außenbauteile in Küstennähe	C30/37 ^{c)}
XS 2	unter Meerwasser	unter Meerwasser, z.B. im Hafen; Sohle einer Schleuse	C35/45 ^{c) od. f)}
XS 3	Gezeitenzone, mit Spritzzone	Piers, Kaimauern, Molen von Meerhäfen	C35/45 ^{c)}
Betonangriff			
5 - Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel (F = frost)			
XF 1	mäßig wassergesättigt; ohne Taumittel	Außenbauteile	C25/30
XF 2	mäßig wassergesättigt; mit Taumittel	Im Sprühnebelbereich von Straßen	C25/30 (LP) ^{e)} C35/45 ^{f)}
XF 3	hoch wassergesättigt; ohne Taumittel	Offene Wasserbehälter, Bauteile in Süßwasser-, Wechselwasserzonen	C25/30 (LP) ^{e)} C35/45 ^{f)}
XF 4	hoch wassergesättigt; mit Taumittel	Straßenbeläge unter Tausalz oder Bauteile im Spritzwasserbereich	C30/37 (LP) ^{e,g,i)}
6 - Betonangriff durch aggressive chemische Umgebung ^{d)}(A = acid)			
XA 1	chemisch leicht aggressiv	Behälter von Kläranlagen, Gülle	C25/30
XA 2	chemisch mäßig aggressiv	in betonangreifenden Böden Bauteile mit Meerwasserkontakt	C35/45 ^{c) od. f)}
XA 3	chemisch hoch aggressiv	Bauteile gegen stark aggressive Industrieabwässer, z.B. Käsereien	C35/45 ^{c)}
7 - Betonangriff durch Verschleißbeanspruchung (M = mechanical abrasion)			
XM 1	mäßiger Verschleiß	Angriff aus luftbereiften Fahrzeugen	C30/37 ^{c)}
XM 2	schwerer Verschleiß	Verkehrsflächen unter luft- oder vollgummibereiften Gabelstaplern	C30/37 ^{c,h)} C35/45 ^{c)}
XM 3	extremer Verschleiß	Beläge unter Kettenfahrzeugbetrieb u. ä.	C35/45 ^{c)}
			Fortsetzung Tab. 2.6

8 – Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäure-Reaktion		
WO	Beton, der während der Nutzung weitgehend trocken bleibt	Innenbauteile des Hochbaus; Bauteile, auf die Außenluft einwirken können, ausgenommen z.B. Niederschläge, Oberflächenwasser, Bodenfeuchte und/oder ständige Einwirkung mit RH > 80%.
WF	Beton, der während der Nutzung häufig oder längere Zeit feucht ist	Ungeschützte Außenbauteile, die Niederschlägen, Oberflächenwasser oder Bodenfeuchte ausgesetzt sind; Feuchträume, wie Hallenbäder, Wäschereien mit RH > 80%; häufige Taupunktunterschreitung, wie z.B. bei Schornsteinen, Wärmeübertragungsstationen, Filterkammern, Viehställen; massige Bauteile aus Beton (> 80 m) gem. DafStb-Ri.
WA	Beton, der zusätzlich zur Klasse WF häufig oder langfristig Alkalizufuhr von außen ausgesetzt ist	Meerwassereinwirkung, Tausalzeinwirkung ohne hohe dynamische Beanspr. (z.B. Spritzwasserbereiche, Fahr- u. Stellflächen in Parkhäusern); Industriebauten und landwirtschaftliche Bauwerke (z.B. Güllebehälter) mit Alkalizufuhr
WS	Beton unter hoher dynamische Beanspruchung	Bauteile unter Tausalzeinwirkung mit zusätzlicher hoher dynamischer Beanspruchung (z.B. Betonfahrbahnen) u. Alkalieintrag
a) Feuchteangaben für den Zustand der Betondeckung der Bewehrung; i. Allg. kann angenommen werden, dass dies gleich den Umgebungsbedingungen ist (das gilt ggf. nicht, wenn sich zwischen Beton und Umgebung eine Sperrschicht befindet). b) Ausführung nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z.B. rissüberbrückende Beschichtung). c) Bei Luftporenbeton, z.B. wegen gleichzeitiger Anforderung aus XF, eine Betonfestigkeitsklasse niedriger (vgl. auch ^{e)}) d) Grenzwerte für die Expositionsclassen siehe DIN EN 206-1 und DIN 1045-2. e) Anforderungen gelten für Luftporenbeton. f) Bei langsam oder sehr langsam erhärtendem Beton ($r < 0,30$ nach DIN EN 206-1) eine Festigkeitsklasse niedriger. g) Erdfeuchter Beton ($w/z \leq 0,40$) auch ohne Luftporen. h) Bei Oberflächenbehandlung des Betons nach DIN 1045-2 (Vakuumsieren, Flügelglätten). i) Bei Verwendung von Beton ohne Luftporen für Räumlerlaufbahnen mindestens C40/50 (s. a. DIN 1045-1,6.2).		

Jeder Expositionsklasse sind Mindestbetonfestigkeitsklassen zugeordnet. Bei mehr als einer möglichen Expositionsklasse ist die größere Klasse maßgebend. Zusätzlich zu beachten sind die Anforderungen der DIN EN 206-1 und der DIN 1045-2 an die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons. Die nachfolgenden Tabellen geben eine kurze Zusammenstellung wesentlicher Eigenschaften.

Tabelle 2.7: Grenzwerte für die Betonzusammensetzung - Bewehrungskorrosion

Expositionsklasse	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Max. zulässiger w/z-Wert	--	0,75	0,75	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Mindestzementgehalt ^{a)b)} in kg/m ³	--	240	240	260	280	300	320	320	300	320	320
a) Bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm darf der Zementgehalt um 30 kg/m ³ reduziert werden. b) Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen s. DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1.											

Tabelle 2.8: Grenzwerte für die Betonzusammensetzung - Betonangriff

Expositionsklasse	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2 ^{d)}	XM3
Max. zulässiger w/z-Wert	0,60	0,55 0,50	0,55 0,50	0,50	0,60	0,50	0,45	0,55	0,45	0,45
Mindestzementgehalt ^{a)b)} in kg/m ³	280	300 ^{c)} 320	300 ^{c)} 320	280	280	320	320	300	320	320
a) Bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm darf der Zementgehalt um 30 kg/m ³ reduziert werden. b) Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen s. DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1. c) Mindestluftgehalt und Zusatzregelungen für Luftporenbeton s. DIN 1045-2. d) Mit Oberflächenbehandlung (Vakuumbehandlung o. Ä.) w/z-Wert = 0,55 und Mindestzementgehalt 300 kg/m ³ .										

Ein wesentlicher Aspekt der Dauerhaftigkeit ist der Nachweis einer angemessenen Betondeckung, um die Bewehrung ausreichend gegen derartige Einflüsse zu schützen. Als Betondeckung bezeichnet man den minimalen Abstand zwischen einer Bewehrungsoberfläche zur nächstgelegenen Betonoberfläche

(einschließlich vorhandener Bügel, Haken oder Oberflächenbewehrung). Die Betondeckung soll folgende Aufgaben erfüllen:

- Sicherung des Verbundes (Sicherstellung der Tragfähigkeit)
- Sicherung des Korrosionsschutzes (Dauerhaftigkeit)
- Schutz gegen Brandeinwirkung (erf. Feuerwiderstand gemäß DIN EN 1992-1-2)

Die hohe Alkalität des Betons wird durch CO₂ im oberflächennahen Bereich abgebaut. Es kommt zur Karbonatisierung, das heißt Umwandlung von Ca(OH)₂ zu CaCO₃. Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit ist unter anderen abhängig vom Wasser-Zement-Faktor und vom Zementgehalt. Deshalb sind für bestimmte Bauteile auch Mindestanforderungen an die Betongüte gestellt. Die Betondeckung muss ausreichend dick und dicht sein, um Wasser- und Sauerstoffzufuhr zum Betonstahl zu verhindern. Die Norm gibt unter Kap. 4.4.1 in Abhängigkeit von der Expositionsklasse und dem Stabdurchmesser verschiedene Maße für die Ermittlung der Betondeckung an.

- Mindestmaße $c_{min,b}$ zur Sicherung des Verbundes
- Mindestmaße $c_{min,dur}$ aus Gründen der Dauerhaftigkeit (u.a. Korrosion)
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ als additives Sicherheitselement zum Mindestmaß der Betondeckung
- $\Delta c_{dur,st}$ als Verringerung der Mindestbetondeckung bei Verwendung nichtrostenden Stahls
- $\Delta c_{dur,add}$ als Verringerung der Mindestbetondeckung aufgrund zusätzlicher Schutzmaßnahmen
- Vorhaltemaße Δc_{dev} zur Anpassung der Mindestmaße an konstruktive bzw. bauliche Imperfektionen

Der Bemessung ist der größte Wert der Betondeckung c_{min} , der sich aus den Verbund- bzw. Dauerhaftigkeitsanforderungen ergibt, zugrunde zu legen:

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm \right\}$$

Das so ermittelte Mindestmaß c_{min} darf an keiner Stelle unterschritten werden. Da sich nahezu immer kleinere unvermeidliche Fehler beim Biegen der Bewehrung (Toleranzen) und Verformungen der Bewehrungsstäbe zwischen den Unterstützungspunkten einstellen, wird ein Nennmaß der Betondeckung c_{nom} definiert, die sich aus der Addition des Mindestmaßes und des Vorhaltemaßes Δc_{dev} ergibt:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Tabelle 2.9: Vorhaltemaße Δc_{dev}

Bedingungen	$\Delta c_{dev}^{a)b)}$ in [mm]
Im Allgemeinen	15
bei Expositionsklasse XC1	10
falls Verbundbedingung maßgebend	10
a) Vergrößerung von Δc_{dev} erforderlich, wenn Beton gegen unebene Oberflächen (strukturierte Oberflächen, Waschbeton, Baugrund u.a.) geschüttet wird. Erhöhung um das Differenzmaß der Unebenheit, mindestens jedoch um 20 mm, bei Schüttung gegen Baugrund um 50 mm. b) Verminderung von Δc_{dev} nur in Ausnahmefällen bei entsprechender Qualitätskontrolle (genauere Angaben enthalten DBV-Merkblätter „Betondeckung und Bewehrung“ und „Abstandshalter“).	

Tabelle 2.10: Mindestmaße $c_{min,b}$ zur Sicherung des Verbundes

	Einzelstäbe	Doppelstäbe, Stabbündel
Stahlbeton	$c_{min,b} \geq \varnothing$	$c_{min,b} \geq \varnothing_n$ ^{a)}
a) \varnothing_n Vergleichsdurchmesser; $\varnothing_n = \varnothing \cdot \sqrt[n]{n}$ mit n als Anzahl der Stäbe b) Ist der Nenndurchmesser des Größtkorns der Gesteinkörnung größer als 32 mm, ist in der Regel $c_{min,b}$ um 5 mm zu erhöhen.		

Tabelle 2.11: Mindestmaße $c_{min,dur}$ sowie $\Delta c_{dur,\gamma}$ aus Anforderungsbedingungen der Dauerhaftigkeit

	Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$ bzw. $\Delta c_{dur,\gamma}$ in mm ^{a)b)c)}									
	Karbinatisierungsinduzierte Korrosion				Chloridinduzierte Korrosion			Chloridinduz. Korrosion aus Meerwasser		
Expo.-klasse	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3 ^{d)}	XS1	XS2	XS3
$c_{min,dur}$	10	20		25	30	35	40	30	35	40
$\Delta c_{dur,\gamma}$	0				10	5	0	10	5	0
a) c_{min} darf bei Bauteilen, deren Festigkeitsklasse um 2 Klassen höher liegt, als DIN EN 1992-1-1, 4.2 erforderlich, um 5 mm vermindert werden (gilt nicht für Expositionsklasse XC1). b) Zusätzlich sind 5 mm für die Umweltklasse XM1, 10 mm für XM2 und 15 mm für XM3 vorzusehen, sofern nicht zusätzliche Anforderungen an die Gesteinskörnung nach EN 206 berücksichtigt werden. c) Es sind weitere Regelungen bezüglich des kraftschlüssigen Anschlusses zwischen Ortbeton und einem Fertigteil zu beachten. d) Im Einzelfall können besondere Maßnahmen zum Korrosionsschutz der Bewehrung nötig werden.										

Hinweise zu den Verminderungsanteilen $\Delta c_{dur,st}$ und $\Delta c_{dur,add}$ sind den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen zu entnehmen (z.B. kann bei einer rissüberbrückenden Beschichtung die Betondeckung mit $\Delta c_{dur,add}$ um 10 mm vermindert werden). Im Normalfall jedoch bleiben diese Anteile unberücksichtigt; d.h. es gilt bis auf Weiteres: $\Delta c_{dur,st} = 0$ und $\Delta c_{dur,add} = 0$.

Als „abschließende“ Größe im Zusammenhang mit der Betondeckung wird das Verlegemaß c_v ermittelt. Es ist das auf ein Vielfaches von 5 mm aufgerundete Nennmaß des Bewehrungselementes, das am dichtesten an der nächstliegenden Betonoberfläche liegt und durch Abstandshalter in seiner Position fixiert wird. Es gilt:

$$c_v \geq \left\{ \begin{array}{l} c_{nom,bü} \\ c_{nom,l} - d_{s,bü} \end{array} \right\}$$

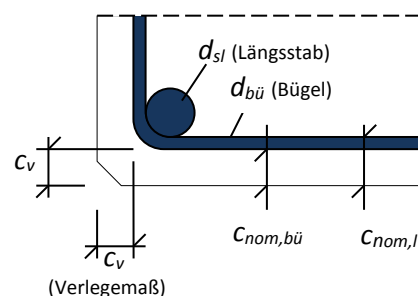






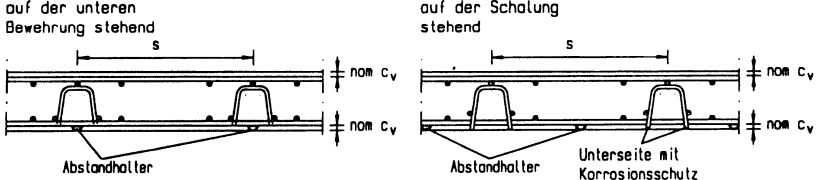
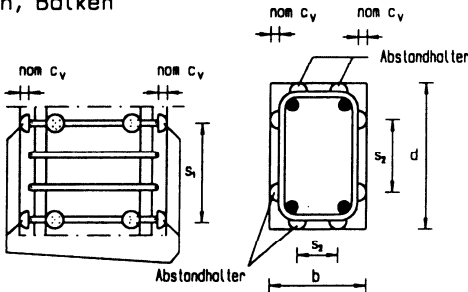
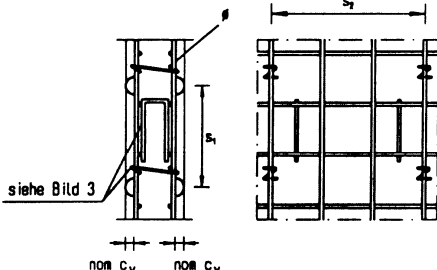
Bild 2.18: Verlegemaß und Nennmaße

Auf den Konstruktionszeichnungen ist neben dem Vorhaltemaß Δc_{dev} das für die Abstandshalter maßgebende Verlegemaß c_v anzugeben. Für die Bemessung und die Sicherheitsnachweise wird ebenfalls das Verlegemaß zugrunde gelegt.

Zur Einhaltung der geforderten Betondeckung sind Abstandshalter, Unterstüztungen und konstruktive Maßnahmen zur Lagesicherung erforderlich. Sie müssen vom Material her geeignet, ausreichend stabil und standfest sein. Der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein (DBV) hat in seiner Merkblattreihe Hinweise für diese notwendigen Sicherungen der Betondeckung gegeben.

Beim Einbau der Bewehrung ist besonders auf das richtige Anordnen der Bewehrung in der Schalung, die Eignung, Höhe, Anzahl und Anordnung der Abstandshalter, die Anordnung von Rüttelgassen, das Einhalten der Mindeststababstände sowie auf eine genügende Steifigkeit des Bewehrungsgeflechtes zu achten.

Tabelle 2.12: Abstandshalter, Richtwerte für Anzahl und Anordnung

Abstandshalter	punktförmig		z.B. Klötzchen, Rädchen																														
	Linienförmig und flächig		z.B. Dreieckprofile, U-Profile, Ringe																														
Unterstützungen			z.B. Unterstützungskörbe, Unterstützungsböcke, Stehbügel																														
Lagesicherungen			z.B. S-Haken, U-Haken																														
Platten	Unterstützungen für die obere Bewehrung	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3"># Tragsläbe</th> <th colspan="3">Abstände s der Abstandhalter/Unterstützungen</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Abstandhalter</th> <th rowspan="2">Unterstützungen</th> </tr> <tr> <th>punktförmig</th> <th>Linienförmig, flächig</th> </tr> <tr> <td></td> <td>max s</td> <td>Stück/m²</td> <td>max s</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>bis 14 mm</td> <td>50 cm</td> <td>4</td> <td>50 cm</td> </tr> <tr> <td>über 14 mm</td> <td>70 cm</td> <td>2</td> <td>70 cm</td> </tr> </tbody> </table>		# Tragsläbe	Abstände s der Abstandhalter/Unterstützungen			Abstandhalter		Unterstützungen	punktförmig	Linienförmig, flächig		max s	Stück/m²	max s	bis 14 mm	50 cm	4	50 cm	über 14 mm	70 cm	2	70 cm									
	# Tragsläbe	Abstände s der Abstandhalter/Unterstützungen																															
Abstandhalter		Unterstützungen																															
punktförmig			Linienförmig, flächig																														
	max s	Stück/m²	max s																														
bis 14 mm	50 cm	4	50 cm																														
über 14 mm	70 cm	2	70 cm																														
z. B. Unterstützungskörbe																																	
Stützen, Balken			<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3"># Längsläbe</th> <th colspan="2">Abstände der Abstandhalter max s_l in Längsrichtung</th> </tr> <tr> <th>Stützen</th> <th>Balken</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>bis 10 mm</td> <td>50 cm</td> <td>25 cm</td> </tr> <tr> <td>12 bis 20 mm</td> <td>100 cm</td> <td>50 cm</td> </tr> <tr> <td>über 20 mm</td> <td>125 cm</td> <td>75 cm</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3">b bzw. d</th> <th colspan="2">Abstände der Abstandhalter max s_t in Querrichtung</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Anzahl, Abstände</th> </tr> <tr> <th>Stützen</th> <th>Balken</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>bis 100 cm</td> <td>2</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>über 100 cm</td> <td>≥ 3</td> <td>≥ 3</td> </tr> <tr> <td>max</td> <td>75 cm</td> <td>50 cm</td> </tr> </tbody> </table>	# Längsläbe	Abstände der Abstandhalter max s _l in Längsrichtung		Stützen	Balken	bis 10 mm	50 cm	25 cm	12 bis 20 mm	100 cm	50 cm	über 20 mm	125 cm	75 cm	b bzw. d	Abstände der Abstandhalter max s _t in Querrichtung		Anzahl, Abstände		Stützen	Balken	bis 100 cm	2	2	über 100 cm	≥ 3	≥ 3	max	75 cm	50 cm
# Längsläbe	Abstände der Abstandhalter max s _l in Längsrichtung																																
	Stützen	Balken																															
	bis 10 mm	50 cm	25 cm																														
12 bis 20 mm	100 cm	50 cm																															
über 20 mm	125 cm	75 cm																															
b bzw. d	Abstände der Abstandhalter max s _t in Querrichtung																																
	Anzahl, Abstände																																
	Stützen	Balken																															
bis 100 cm	2	2																															
über 100 cm	≥ 3	≥ 3																															
max	75 cm	50 cm																															
Wände			<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3"># Tragsläbe</th> <th colspan="3">Abstände und Anzahl</th> </tr> <tr> <th>Abstandhalter</th> <th>S-Haken</th> <th>Lagesicherung U-Bügel</th> </tr> <tr> <th>max s_t</th> <th>Stück je m² Wand 1)</th> <th>Stück je m² Wand</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>bis 8 mm</td> <td>70 cm</td> <td>4</td> <td rowspan="3">1</td> </tr> <tr> <td>10 bis 16 mm</td> <td rowspan="2">100 cm</td> <td rowspan="2">2</td> </tr> <tr> <td>über 16 mm</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table> <p>1) und je Wandseite</p>	# Tragsläbe	Abstände und Anzahl			Abstandhalter	S-Haken	Lagesicherung U-Bügel	max s _t	Stück je m² Wand 1)	Stück je m² Wand	bis 8 mm	70 cm	4	1	10 bis 16 mm	100 cm	2	über 16 mm	4											
# Tragsläbe	Abstände und Anzahl																																
	Abstandhalter	S-Haken	Lagesicherung U-Bügel																														
	max s _t	Stück je m² Wand 1)	Stück je m² Wand																														
bis 8 mm	70 cm	4	1																														
10 bis 16 mm	100 cm	2																															
über 16 mm				4																													

Diese Forderungen lassen sich in der Praxis nur dann erfüllen, wenn die planerischen Vorleistungen durch den Ingenieur, wie

- Querschnittsabmessungen
- Bemessung
- Vorgabe der erforderlichen Bewehrung




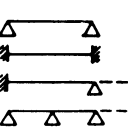
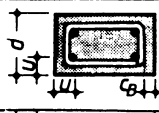

und dem Bauzeichner

- Stababstände
- Biegeformen der Bewehrung
- Machbarkeit

erfolgt sind.

Der Brandschutz erfordert teilweise größere Betondeckungen. Einzelheiten regelt die DIN 4102, Teil 4. Einige Angaben zur Darstellung der Größenordnung zeigt die folgende Tabelle. Die Angaben in der Tabelle zeigen, dass F 30-A im Regelfall ohne besondere Maßnahmen erreicht wird. Für F 90-A müssen in bestimmten Fällen größere Achsabstände der Bewehrung gewählt werden. Weitere Angaben enthalten die Tabellen 2.13 bis 2.15.

Tabelle 2.13: Mindestquerschnittswerte und –achsabstände des Ortbetonbaus


Zeile	Bauteil, Konstruktionsmerkmale, Maße in mm Beton: Normalbeton \geq B 25 Stahl: Betonstahl nach DIN 1045	statisches System	Feuerwiderstandsklasse Benennung		
			F 30-A	F 90-A	
1	Balken mit $b \geq 250$, $\varnothing_B \geq 6$, $c_B \geq 15$ und n Längsstäben mit $d_s \geq 10$ bei dreiseitiger Brandbeanspruchung bei statisch bestimmter Lagerung Mindestachsabstand u seitlicher Mindestachsabstand u_s , Mindeststabzahl n bei einlagiger Bewehrung			DIN 1045 DIN 1045 DIN 1045	40 ¹⁾ 50 ¹⁾ 4
1.1					
2	Platten mit $d \geq 100$ Mindestachsabstand u bei freier Auflagerung Mindestachsabstand u bei eingespannten oder durchlaufenden Platten ²⁾ mit min $l \geq 0,8$ max l			DIN 1045 DIN 1045	35 DIN 1045
3	Stützen mit $d \geq 300$, $\varnothing_B \geq 8$, $c_B \geq 20$ und $d_s \geq 14$ Mindestachsabstand u			DIN 1045	DIN 1045
4	Wände mit $h/d \leq 25$ Mindestdicke d Mindestachsabstand u			120 DIN 1045	170 35

¹⁾ Bei den angegebenen Mindestachsabst. ist es notwendig, die Betondeckung $c_B > 15$ zu wählen.
²⁾ Die oben liegende Bewehrung muß jeweils um $0,15 l$ gegenüber DIN 1045 verlängert werden und mit $0,2 a_{s,Stütz}$ durchlaufen.

Tabelle 2.14: Mindestdicke und Mindestabstand der Bewehrung von Stahlbetonstützen

Zeile	Konstruktionsmerkmale	Feuerwiderstandsklasse		
		F 30-A	F 60-A	F 90-A
1	unbekleidete Stützen bei mehrseitiger Brandbeanspruchung Minstdicke d in mm bei Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 0,3$ Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 0,7$ Ausnutzungsfaktor $\alpha_1 = 1,0$ Mindestachsabstand der Bewehrung	150	150	180
		150	180	210
		150	200	240
		Mindestwerte für c nach DIN 1045		
2	unbekleidete Stützen bei einseitiger Brandbeanspruchung Minstdicke d in mm Mindestachsabstand der Bewehrung	120	120	140
Mindestwerte für c nach DIN 1045				
3	Stützen mit Putzbekleidung Die angegebenen Maße dürfen bei Anordnung einer mit Drahtgeflecht nach DIN 1200 bewehrten Putzbekleidung auch unterschritten werden, wenn als Ersatz für je 10 mm Normalbeton 8 mm Putzmörtel der Gruppen P II und P IV a bis P IV c nach DIN 18 550 Teil 2, zusätzlich 5 mm Glättputz über Bewehrung, verwendet wird. Einzelheiten in DIN 4102 Teil 4. Verbleibende Minstdicken jedoch	140	140	160

Tabelle 2.15: Zugbewehrung von 1- bis 4-seitig beanspruchten, statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonbalken aus Normalbeton

Zeile	Konstruktionsmerkmale 	Feuerwiderstandsklasse		
		F 30-A	F 60-A	F 90-A
1	Mindestachsabstände $u^1)$ und $u_s^1)$ sowie Mindeststabzahl $n^2)$ der Zugbewehrung unbekleideter, einlagig bewehrter Balken bei einer Balkenbreite b in mm von u in mm u_s in mm n	80 25 35 1	≤ 120 40 50 2	≤ 150 55 ³⁾ 65 2
2	bei einer Balkenbreite b in mm von u in mm u_s in mm n	120 15 25 2	160 35 45 2	200 45 55 3
3	bei einer Balkenbreite b in mm von u in mm u_s in mm n	160 12 22 2	200 30 40 3	250 40 50 4
4	bei einer Balkenbreite b in mm von $u = u_s$ in mm n	≤ 200 12 3	≤ 300 25 4	≤ 400 35 5

¹⁾ Zwischen den u - und u_s -Werten darf für andere Balkenbreiten b geradlinig interpoliert werden.

Beispiel 2.1: Bestimmung von Betondeckungen und Mindestbetonfestigkeiten

Gegeben:

Es wird ein Gebäude (Bild 2.19) mit angrenzendem Lager (Gabelstaplerbetrieb) und einer Stützwand errichtet. Alle Bauteile in Beton der Klasse C 30/37 und Bewehrung als B 500. Eine Chlorid-Belastung durch Streusalz gibt es nicht.

Gesucht:

Für die Punkte 1 bis 5 sind die Betondeckungen zu ermitteln und die Mindestbetonfestigkeiten zu bestimmen.

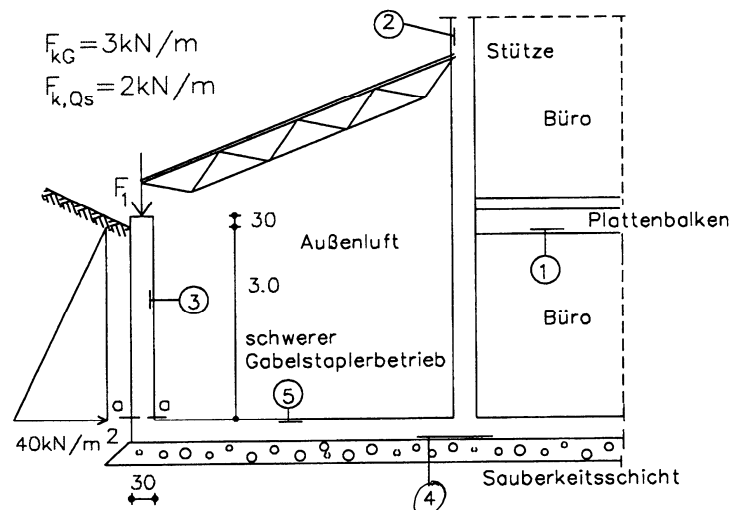


Bild 2.19: Schnitt durch das Tragwerk

Punkt 1: Unterzug im Büro – Unterseite mit Bewehrung $d_{sl} = 25 \text{ mm}$ und $d_{sbü} = 8 \text{ mm}$

Expositionsklasse(n)	XC1
minimale Betongüte	C16/20
$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$	$10 + 0 = 10 \text{ mm}$
$c_{min,l}$	$\max(25; 10; 10) = 25 \text{ mm}$
$c_{min,bü}$	$\max(8; 10; 10) = 10 \text{ mm}$
Vorhaltemaß Δc_{dev}	10 mm
erf $c_{nom,bü}$	$10 + 10 = 20 \text{ mm}$
erf $c_{nom,l}$	$25 + 10 = \mathbf{35 \text{ mm} (!!)}$
zugeh. $c_{nom,Bü}$	$35 - 8 = 27 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$
Verlegemaß c_v	30 mm

Punkt 2: Stütze im Außenbereich – Außenseite beregnet mit Bewehrung $d_{sl} = 20 \text{ mm}$ und $d_{sbü} = 6 \text{ mm}$

Expositionsklasse(n)	XC4 / XF1
minimale Betongüte	C25/30 / C25/30
$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$	$25 + 0 = 25 \text{ mm}$
$c_{min,l}$	$\max(20; 25; 10) = 25 \text{ mm}$
$c_{min,bü}$	$\max(8; 25; 10) = 25 \text{ mm}$
Vorhaltemaß Δc_{dev}	15 mm
erf $c_{nom,bü}$	$25 + 15 = \mathbf{40 \text{ mm}}$
erf $c_{nom,l}$	$25 + 15 = 40 \text{ mm}$
zugeh. $c_{nom,Bü}$	$40 - 6 = 34 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$
Verlegemaß c_v	40 mm

Punkt 3: Stützwand Luftseite überdacht; Mattenbewehrung $d_{sl} < 10 \text{ mm}$

Expositionsklasse(n)	XC3 / XF1
minimale Betongüte	C20/25 / C25/30
$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$	$20 + 0 = 20 \text{ mm}$ (abzügl. 5 mm)
$c_{min,l}$	$\max(10; 20-5; 10) = 15 \text{ mm}$
Vorhaltemaß Δc_{dev}	15 mm
erf $c_{nom,l} = c_v$	$15 + 15 = 30 \text{ mm}$

Punkt 4: Unterseite Bodenplatte auf Sauberkeitsschicht mit kreuzweiser Bewehrung $d_{sl} = 14$ mm

Expositionsklasse(n)	XC2 / XF1
minimale Betongüte	C16/20 / C25/30
$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$	20 + 0 = 20 mm (abzügl. 5 mm)
$c_{min,l}$	max (14; 20-5; 10) = 15 mm
Vorhaltemaß Δc_{dev}	15 mm + 20 mm
erf $c_{nom,l}$	15 + 35 = 50 mm
Verlegemaß c_v	50 mm

Punkt 5: Oberseite Bodenplatte (schwerer Gabelstaplerbetrieb) mit kreuzw. Bewehrung $d_{sl} = 14$ mm

Expositionsklasse(n)	XC3 / XF1 / XM2
minimale Betongüte	C20/25 / C25/30 / C30/37
$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma}$	20 + 0 = 20 mm (- 5 mm + 10 mm)
$c_{min,l}$	max (14; 25; 10) = 25 mm
Vorhaltemaß Δc_{dev}	15 mm
erf $c_{nom,l}$	25 + 15 = 40 mm
Verlegemaß c_v	40 mm