technische universität dortmund

Neuerungen des EC2-2 für Betonbrücken

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

DAfStb
DAfStb-Jahrestagung 2013
7./8. November 2013
RUHR UNIVERSITÄT BOCHUM RUB

54. Forschungskolloquium des DAfStb
Innovationen in Beton

Bochum, 08. November 2013

1 Einleitung

Die Berechnung, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken erfolgt seit dem Stichtag 1. Mai 2013 in Deutschland nach

- **DIN EN 1992-2: 2010-12**

  Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

  Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln

mit zugehörigem Nationalen Anhang

- **DIN EN 1992-2 / NA : 2013 - 04**

Für die Berechnung, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken nach EN-Normen waren ursprünglich die folgenden 4 Dokumente vorgesehen:

– **DIN EN 1992-1-1:2011-01** **mit zugehörigem Nationalen Anhang** **DIN 1992-1-1/NA: 2013-04**	*Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken –* *Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*
– **DIN EN 1992-2:2010-12** **mit zugehörigem Nationalen Anhang** **DIN1992-2/NA: 2013-04**	*Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken –* *Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln*

Im Zuge der Bearbeitung erwies es sich jedoch aufgrund der sehr umfangreichen NCI‘s im Nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA als zweckmäßig, den für DIN EN 1992-2 mitgeltenden Teil zu den „Allgemeine Bemessungsregeln“ vollständig in den Nationalen Anhang DIN EN 1992-2/NA zu integrieren

Daher sind für die Berechnung, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken nach EN-Normen die folgenden 3 Dokumente maßgebend:

- **DIN EN 1992-1-1:2011-01**

  Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

- **DIN EN 1992-2:2010-12 mit zugehörigem Nationalen Anhang DIN1992-2/NA: 2013-04**

  Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken — Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln

Inhalt DIN EN 1992-1-1:

Kapitel 1:	Allgemeines
Kapitel 2:	Grundlagen der Tragwerksplanung
Kapitel 3:	Baustoffe
Kapitel 4:	Dauerhaftigkeit und Betondeckung
Kapitel 5:	Ermittlung der Schnittgrößen
Kapitel 6:	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)
Kapitel 7:	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
Kapitel 8:	Allgemeine Bewehrungsregeln
Kapitel 9:	Konstruktionsregeln
Kapitel 10:	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen
Kapitel 11:	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton
Kapitel 12:	Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton

Anhänge

Inhalt DIN EN 1992-2:

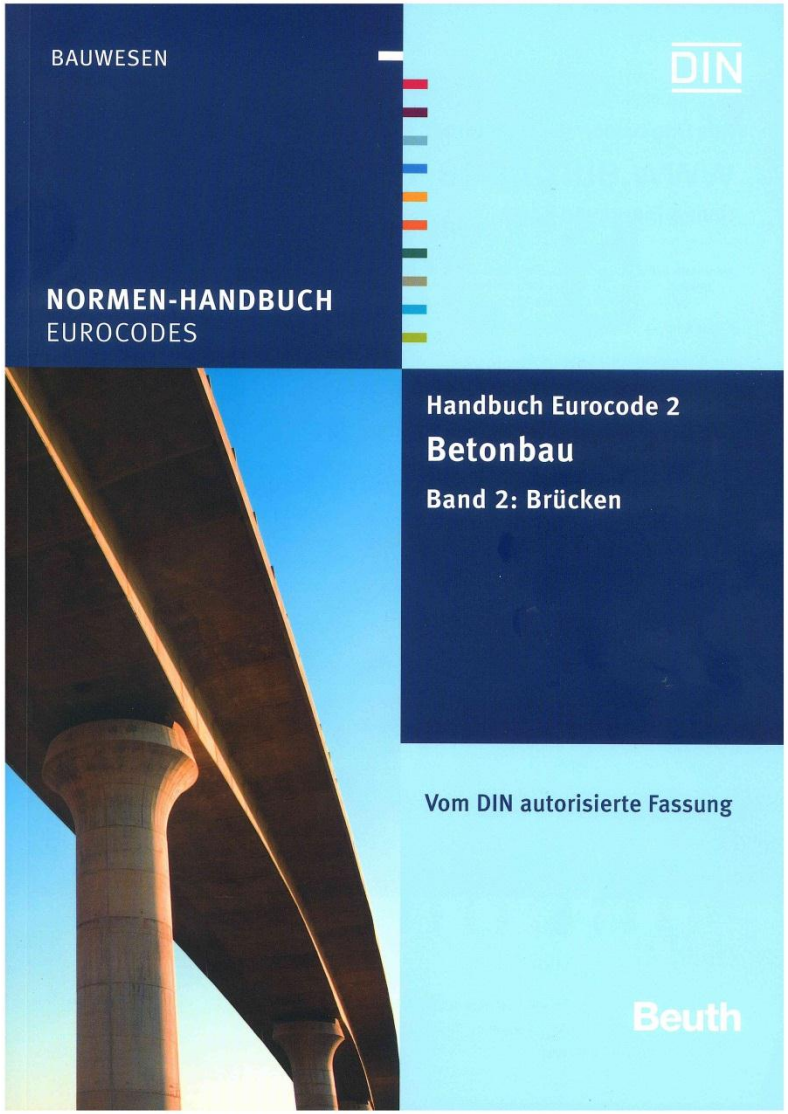
Kapitel 1:	Allgemeines
Kapitel 2:	Grundlagen der Tragwerksplanung
Kapitel 3:	Baustoffe
Kapitel 4:	Dauerhaftigkeit und Betondeckung
Kapitel 5:	Ermittlung der Schnittgrößen
Kapitel 6:	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)
Kapitel 7:	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
Kapitel 8:	Allgemeine Bewehrungsregeln
Kapitel 9:	Konstruktionsregeln
Kapitel 10:	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen
Kapitel 11:	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton
Kapitel 12:	Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton
Kapitel 113:	Bemessung für Bauzustände
Anhänge	

Für die einfachere praktische Anwendung wurden alle maßgebenden Dokumente der DIN EN-Normen mit den jeweils zugehörigen nationalen Anhängen zu DIN-Handbüchern zusammengefasst.

- **Handbuch Eurocode 1: Einwirkungen auf Brücken**
- **Handbuch Eurocode 2: Betonbrücken**
- **Handbuch Eurocode 3: Stahlbrücken**
- **Handbuch Eurocode 4: Verbundbrücken**

Der technische Inhalt der DIN-Handbücher wurde von den zuständigen Normenausschüssen autorisiert.

Vom BMVBS verbindlich eingeführt wurden die DIN EN – Normen mit den zugehörigen nationalen Anhängen


BAUWESEN
DIN
NORMEN-HANDBUCH
EUROCODES
Handbuch Eurocode 2
Betonbau
Band 2: Brücken
Vom DIN autorisierte Fassung
Beuth

Anpassung der ergänzenden Regelwerke für Betonbrücken

- **Straßenbrücken:**
  Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen (ZTV), Richtzeichnungen etc.

- **Eisenbahnbrücken:**
  Ril 804, Ril 853, ELTB, Richtzeichnungen etc.

Durch die Umstellung von DIN-FB 102 auf DIN EN 1992-2 verlieren viele Zulassungen für Spannverfahren formal ihren Geltungsbereich für die Anwendung. Da aber ein hohes Maß an Übereinstimmung zwischen diesen beiden Technischen Regelwerken besteht, können die noch nicht auf den Geltungsbereich von DIN EN 1992-2 umgestellten Zulassungen grundsätzlich weiterhin verwendet werden.

2 Unterschiedliche Regelungen zum DIN-Fachbericht 102:2009-03

- **Durch entsprechende Festlegungen in den nationalen Anhängen (NDP, NCI) sind die Unterschiede im technischen Inhalt zwischen**
  - **DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1 (+NA)**

  sowie
  - **DIN-Fachbericht 102 und DIN EN 1992-2 (+NA)**

  vergleichsweise gering.
- **Eine Zusammenstellung bemessungsrelevanter Unterschiede zwischen Eurocode 2-2 und DIN-Fachbericht 102 einschließlich Vergleichsrechnungen für Straßenbrücken enthält der Abschlussbericht eines Forschungsvorhabens der BASt (FE 15.0450/2007/FRB).**

– **EN 1992-1-1 und EN 1992-2 räumen die Möglichkeit ein, im Nationalen Anhang sicherheitsrelevante Parameter national festzulegen**

NDP national determined parameter

– **Darüber hinaus enthält der Nationale Anhang ergänzende, nicht widersprechende Angaben zur Anwendung**

NCI non-contradictory complementary information

Beispiel für ein NCI: Begrenzung der Rissbreiten

- **EN 1992-1-1, Abschnitt 7.3.2**

7.3.2 Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite

(2) Sofern nicht eine genauere Rechnung zeigt, dass ein geringerer Bewehrungsquerschnitt ausreicht, darf die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nach Gleichung (7.1) ermittelt werden. Bei gegliederten Querschnitten wie Hohlkästen oder Plattenbalken ist in der Regel die Mindestbewehrung für jeden Teilquerschnitt (Gurte und Stege) einzeln nachzuweisen.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \qquad (7.1)$$

Dabei ist

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Eigenspannungen, die zum Abbau von Zwang führen

k = 1,0 für Stege mit $h \leq$ 300 mm oder Gurten mit Breiten unter 300 mm,

k = 0,65 für Stege mit $h \geq$ 800 mm oder Gurten mit Breiten über 800 mm.

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden;

EN 1992-1-1 sieht hier kein NDP vor!

- **EN 1992-1-1- NA-D, Abschnitt 7.3.2 (Begrenzung der Rissbreiten)**

NCI zu 7.3.2 (2)

Dabei ist

k der Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen. Modifizierte Werte für k sind für unterschiedliche Fälle nachfolgend angegeben:

a) Zugspannungen infolge im Bauteil selbst hervorgerufenen Zwangs (z. B. Eigenspannungen infolge Abfließen der Hydratationswärme):

→ k darf mit 0,8 multipliziert werden. Für h ist der kleinere Wert von Höhe oder Breite des Querschnitts oder Teilquerschnitts zu setzen;

Einige unterschiedliche Regelungen:

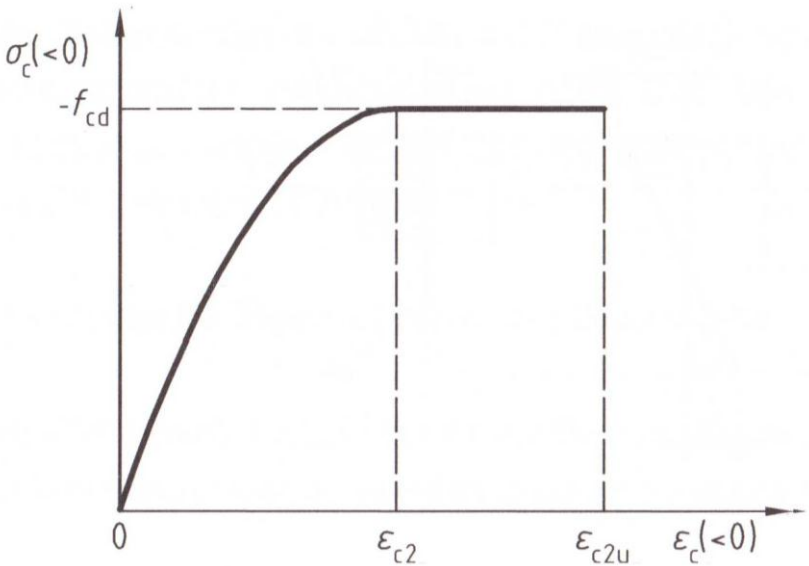
- **Formale Abweichungen: *Formelzeichen, Druckspannungen und Stauchungen sind für Beton positiv***
- **nicht-häufige Einwirkungskombination entfällt**
- **Elastizitätsmodul des Betons**
- **Kriechen und Schwinden des Betons**
- **Spannkraftverluste infolge Relaxation des Spannstahls**
- **Nachweis gegen Durchstanzen**
- **Nachweis gegen Ermüdung (Wöhlerlinien)**
- **Anforderungen an die Dekompression, Randzugspannungen**
- **Allgemeine Bewehrungsregeln**
- **Straßenbrücken: Deutliche Anhebung der Verkehrslasten**

3 Erläuterungen zu einigen abweichenden Regelungen

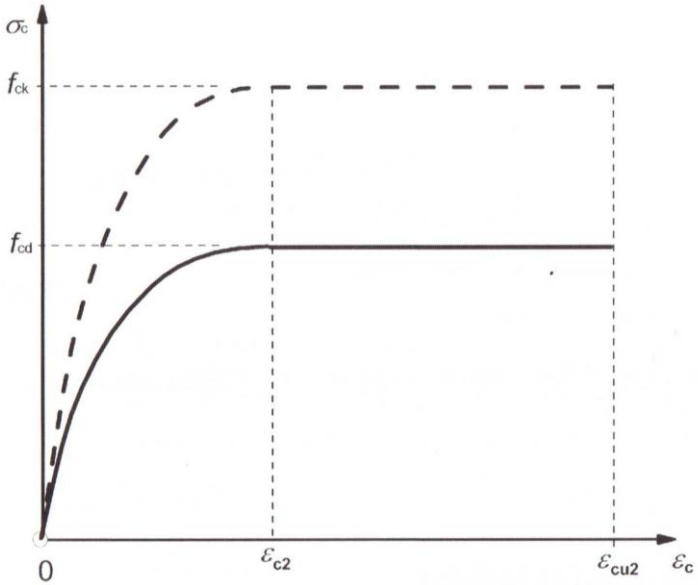
3.1 Formale Abweichungen

Beispiel: ***Formelzeichen, Parabel-Rechteck-Diagramm***

DIN-FB 102



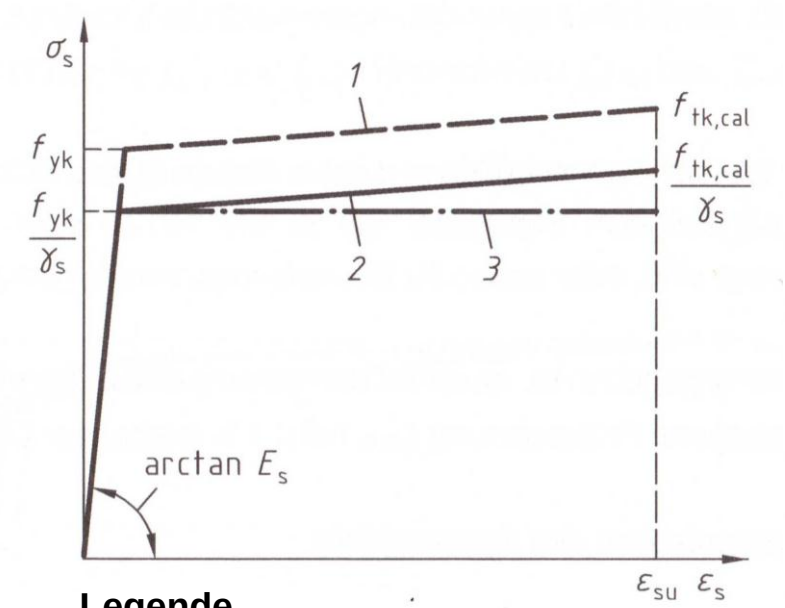
DIN EN 1992-2



$$\varepsilon_{c2u} \longrightarrow \varepsilon_{cu2}$$

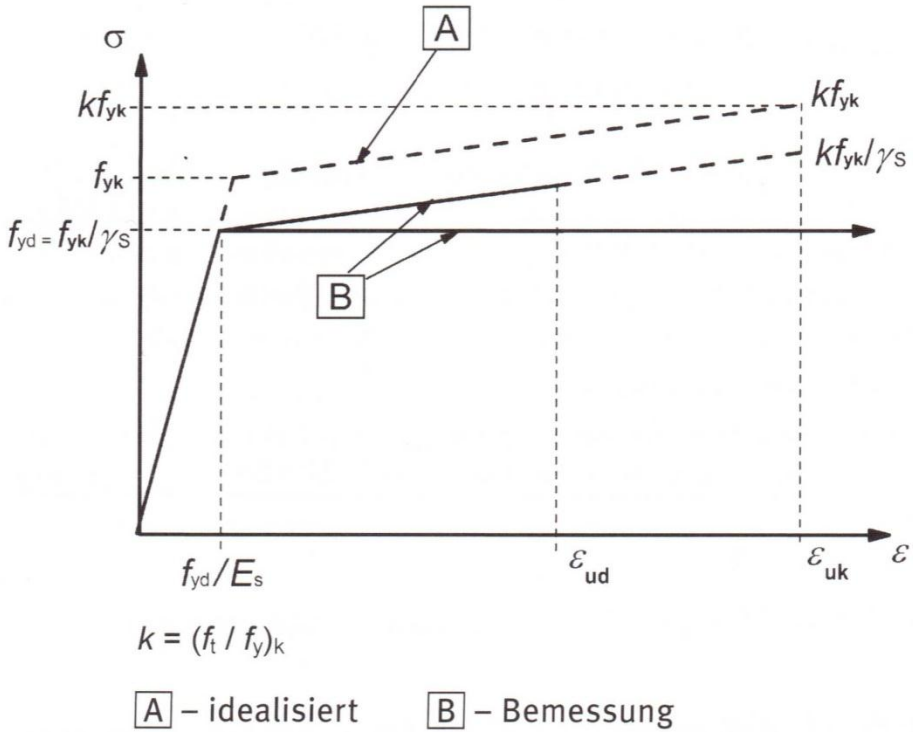
Beispiel: *Formelzeichen*

DIN-FB 102



Legende
1 idealisierter Verlauf
2 Verlauf für die Bemessung
3 vereinfachte Annahme für die Bemessung

DIN EN 1992-2



$$\varepsilon_{su} \longrightarrow \varepsilon_{ud}$$

Beispiel: ***Vorzeichen Betondruckspannungen positiv***

Querkraft: Neigung θ der Druckstreben des Fachwerkmodells

DIN-FB 102

$$4/7 \leq \cot\theta \leq \frac{1{,}2 - 1{,}4\,\sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}} \leq 7/4$$

mit

$$V_{Rd,c} = c_j \cdot 0{,}48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1{,}2\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z$$

Druckspannungen **negativ (-)**

DIN EN 1992-2

$$1{,}0 \leq \cot\theta \leq \frac{1{,}2 + 1{,}4\,\sigma_{cp}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 1{,}75$$

Bei geneigter Querkraftbewehrung darf $\cot\theta$ bis 0,58 ausgenutzt werden.

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0{,}48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 - 1{,}2\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z$$

Druckspannungen **positiv (+)**

3.2 Entfall der nicht-häufigen Einwirkungskombination

DIN EN 1992-2

Die Kombination der Einwirkungen orientiert sich am Bauwerksverhalten und am jeweiligen Gebrauchstauglichkeitskriterium

a) Charakteristische Kombination

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j}\ "+"\ \mathrm{P}\ "+"\ Q_{k,1}\ "+"\ \sum_{i>1} \psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

b) Häufige Kombination

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j}\ "+"\ \mathrm{P}\ "+"\ \psi_{1,1}\cdot Q_{k,1}\ "+"\ \sum_{i>1} \psi_{2,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

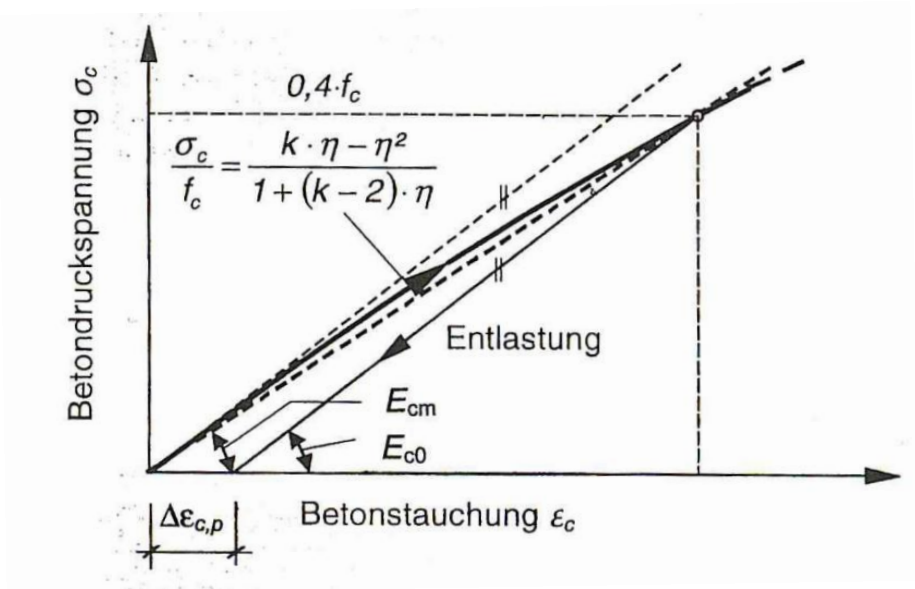
c) Quasi-ständige Kombination

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} G_{k,j}\ "+"\ \mathrm{P}\ "+"\ \sum_{i>1} \psi_{2,i}\cdot Q_{k,i}\right\}$$

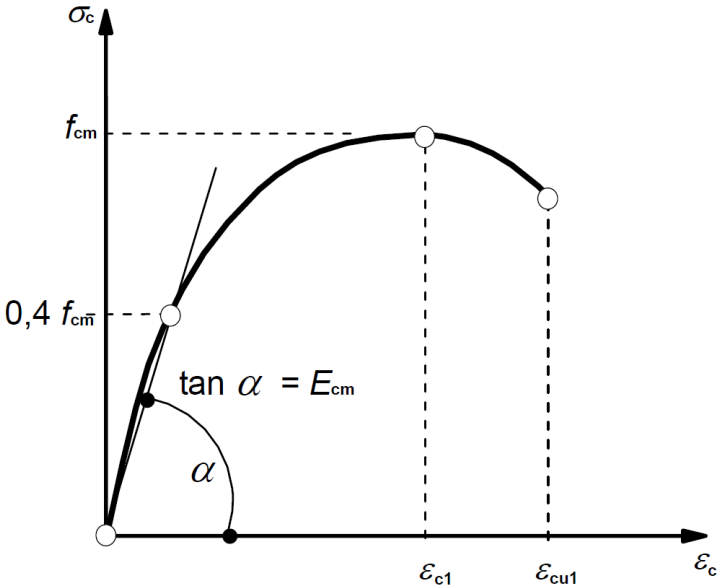
3.3 E-Modul des Betons

Unterschiedliche Festlegungen für den Tangenten und Sekantenmodul in DIN EN 1992-2 und DIN – Fachbericht 102.

	DIN FB 102	**DIN EN 1992-2**
Tangentenmodul	$E_{c0m} = 9500*(f_{ck}+8)^{1/3}$	$E_c = 1{,}05*E_{cm}$
Sekantenmodul	$E_{cm} = \alpha_i*E_{c0m}$ mit $\alpha_i = (0{,}8+0{,}2*f_{cm}/88) \leq 1{,}0$	$E_{cm} = 22000*(f_{cm}/10)^{0,3}$ mit $f_{cm} = f_{ck}+8$



Definition E-Modul Ecm, E_{c0}



Definition E-Modul nach DIN EN 1992-1-1

DIN-Fachbericht 102

Tangentenmodul

$$E_{c0m} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3}$$

Sekantenmodul

$$E_{cm} = \alpha_i \cdot E_{c0m}$$

$$\alpha_i = \left(0{,}8 + 0{,}2 \cdot \frac{f_{cm}}{88}\right) \leq 1{,}0$$

C 30/37 $E_{c0m} = 31900\ MN/m^2$

$E_{cm} = 28300\ MN/m^2$

C 40/50 $E_{c0m} = 34500\ MN/m^2$

$E_{cm} = 31400\ MN/m^2$

DIN EN 1992-2

Tangentenmodul

$$E_c = 1{,}05 \cdot E_{cm}$$

Sekantenmodul

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0{,}3}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

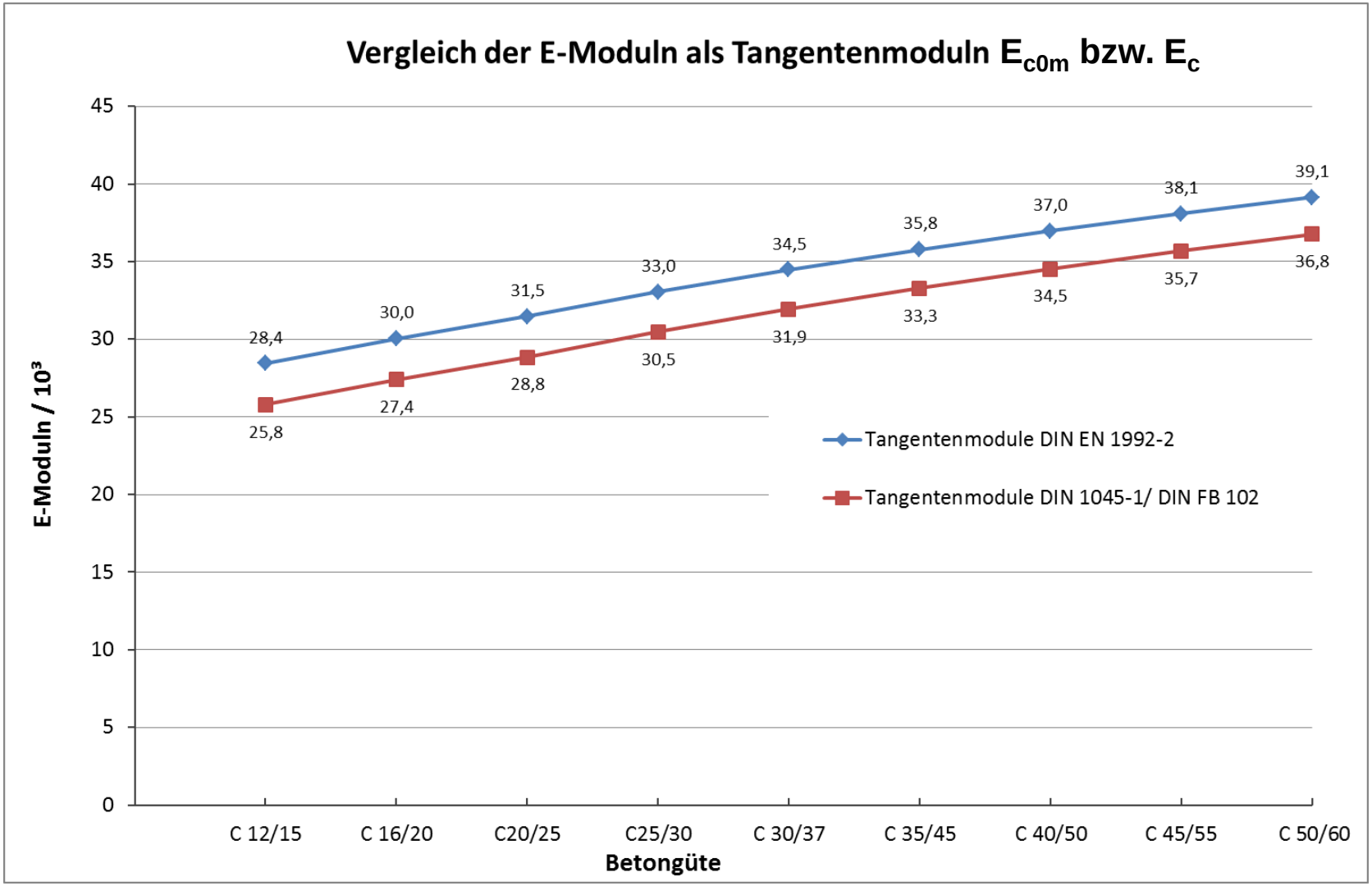
C 30/37 $E_c = 34650\ MN/m^2$

$E_{cm} = 33000\ MN/m^2$

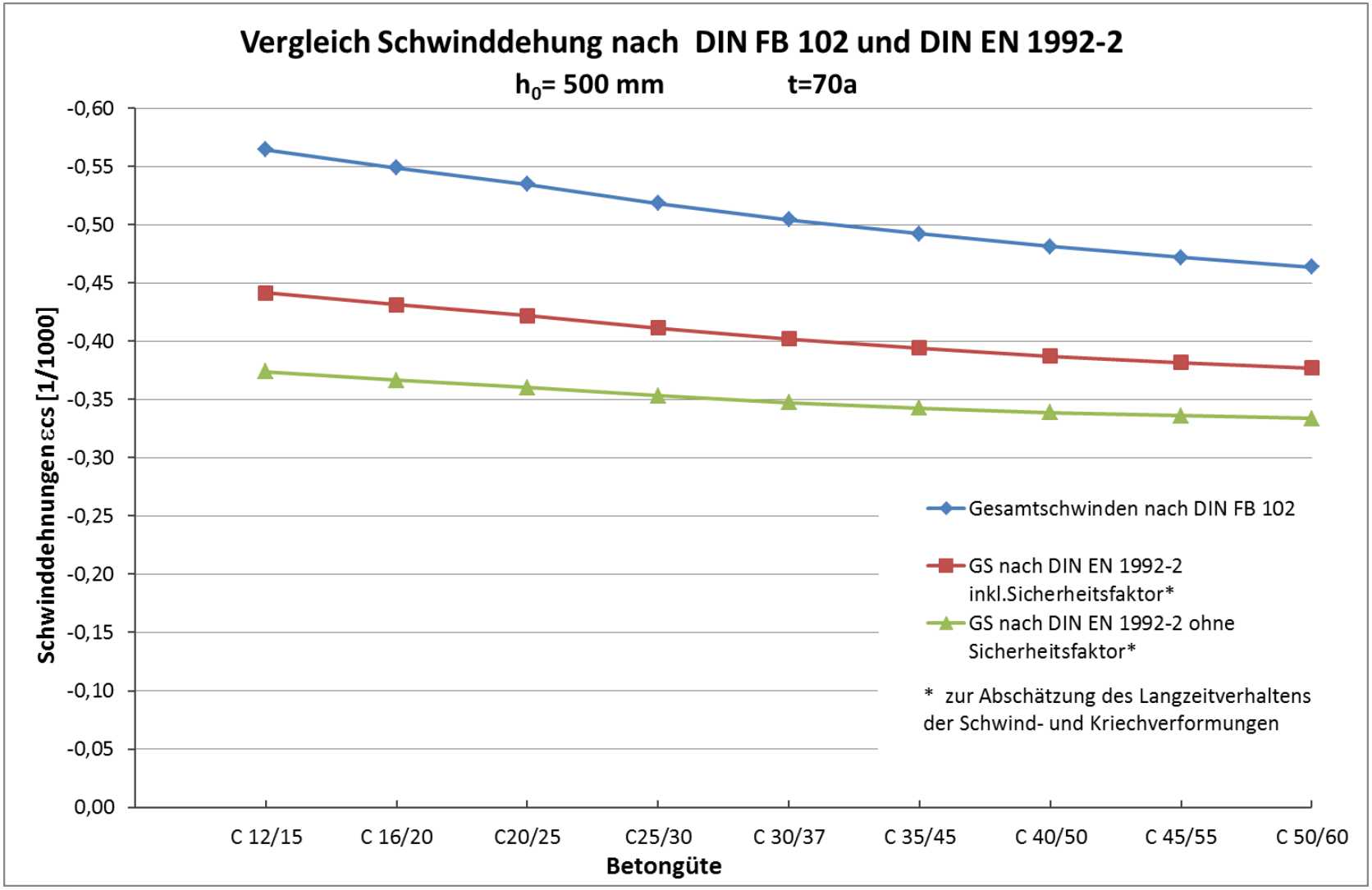
C 40/50

$E_c = 36750\ MN/m^2$

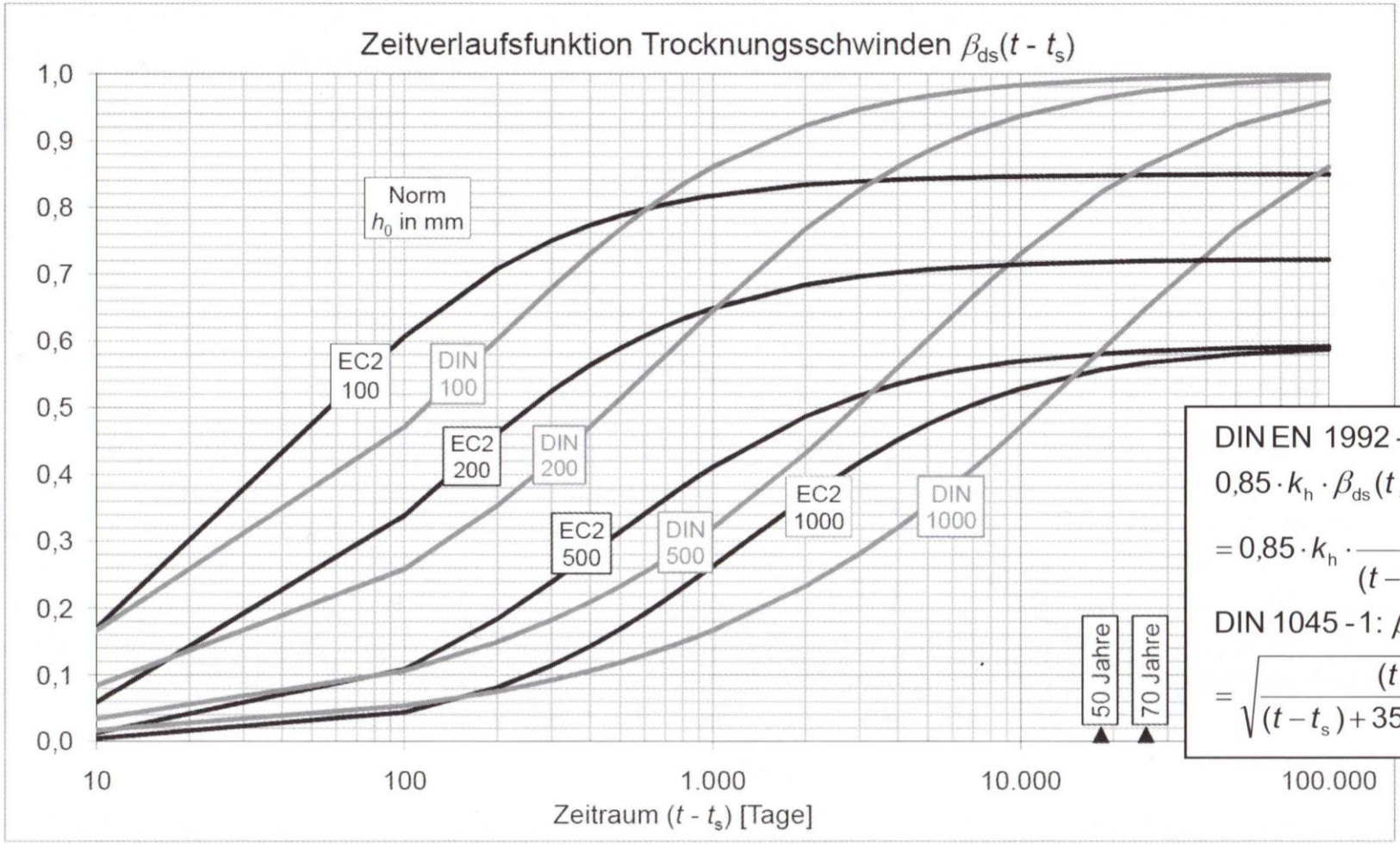
$E_{cm} = 35000\ MN/m^2$


Vergleich der E-Moduln als Tangentenmoduln E_{c0m} bzw. E_c
E-Moduln / 10³
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
28,4
30,0
31,5
33,0
34,5
35,8
37,0
38,1
39,1
25,8
27,4
28,8
30,5
31,9
33,3
34,5
35,7
36,8
Tangentenmodule DIN EN 1992-2
Tangentenmodule DIN 1045-1/ DIN FB 102
C 12/15
C 16/20
C20/25
C25/30
C 30/37
C 35/45
C 40/50
C 45/55
C 50/60
Betongüte

3.4 Kriechen und Schwinden



Heft 600 DAfStb



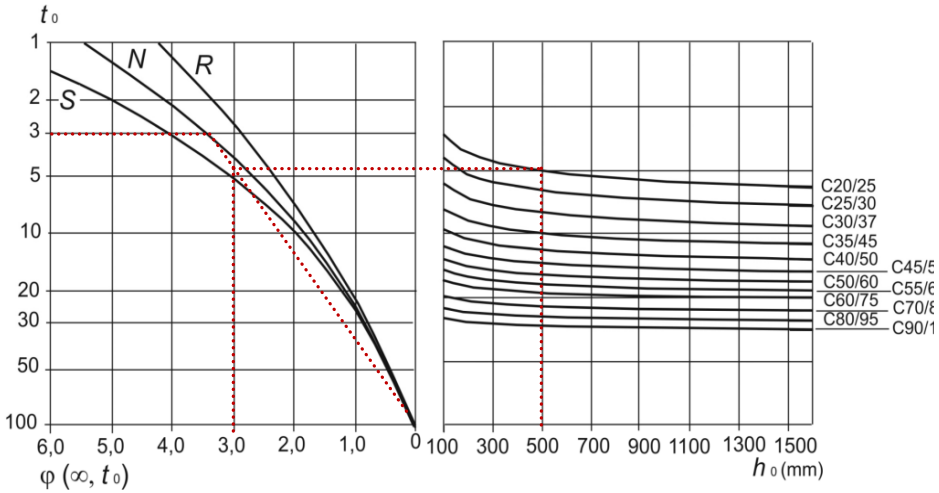
DIN EN 1992-1-1:

$$0{,}85 \cdot k_h \cdot \beta_{ds}(t, t_s) = 0{,}85 \cdot k_h \cdot \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^3}}$$

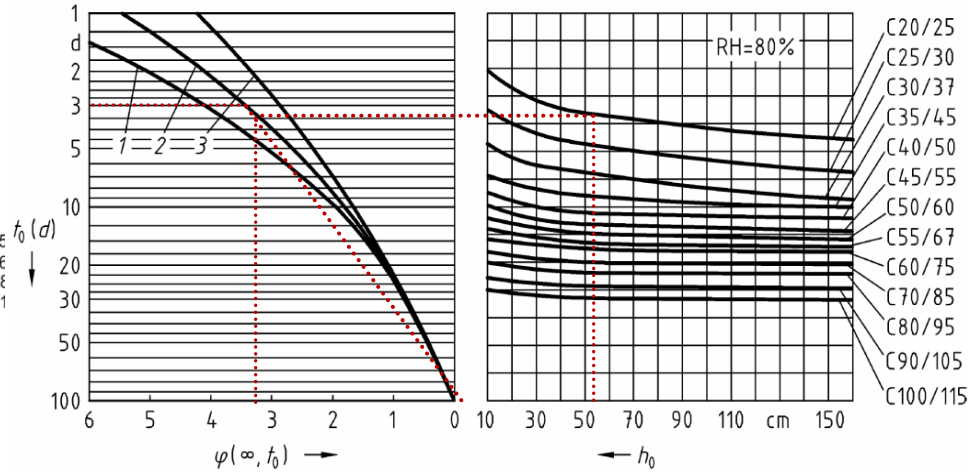
DIN 1045-1: $\beta_{ds}(t - t_s)$

$$= \sqrt{\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 350 \cdot (h_0 / 100)^2}}$$

Vergleich Kriechzahlen nach DIN FB 102 und DIN EN 1992-2



Außenluft, RH=80 %, DIN EN 1992-2



Außenluft, RH=80 %, DIN FB 102 bzw. DIN 1045

- Kriechverformungen nach EN 1992-2 für Betonfestigkeiten < C 30/35 geringfügig kleiner als in DIN FB 102, bei höheren Festigkeiten ab C 30/37 keine Unterschiede

3.5 Zeitabhängige Spannkraftverluste

DIN-Fachbericht 102

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t,t_0)\cdot E_p + \Delta\sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \phi(t,t_0)\cdot(\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1+\alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c}\left(1+\frac{A_c}{I_c}\cdot z_{cp}^2\right)\left[1+0{,}8\cdot\phi(t,t_0)\right]} \qquad (4.10)$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{pr}$ Spannungsänderung im Spannstahl an der Stelle *x* infolge Relaxation ($\Delta\sigma_{pr} < 0$). Diese darf für das Verhältnis Ausgangsspannung / charakteristische Zugfestigkeit (σ_{p0} / f_{pk}) der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für den Spannstahl entnommen werden mit einer Ausgangsspannung von

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pg0} - 0{,}3\cdot\Delta\sigma_{p,c+s+r} \qquad (4.11)$$

wobei σ_{pg0} die anfängliche Spannung im Spannstahl aus Vorspannung und ständigen Einwirkungen ist.

DIN EN 1992-2

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0{,}8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t,t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right)\left[1 + 0{,}8\varphi(t,t_0)\right]}$$

Dabei ist

$\Delta\sigma_{pr}$ der absolute Wert der Spannungsänderung in den Spanngliedern an der Stelle x zum Zeitpunkt t infolge Relaxation des Spannstahls. Sie wird für eine Spannung

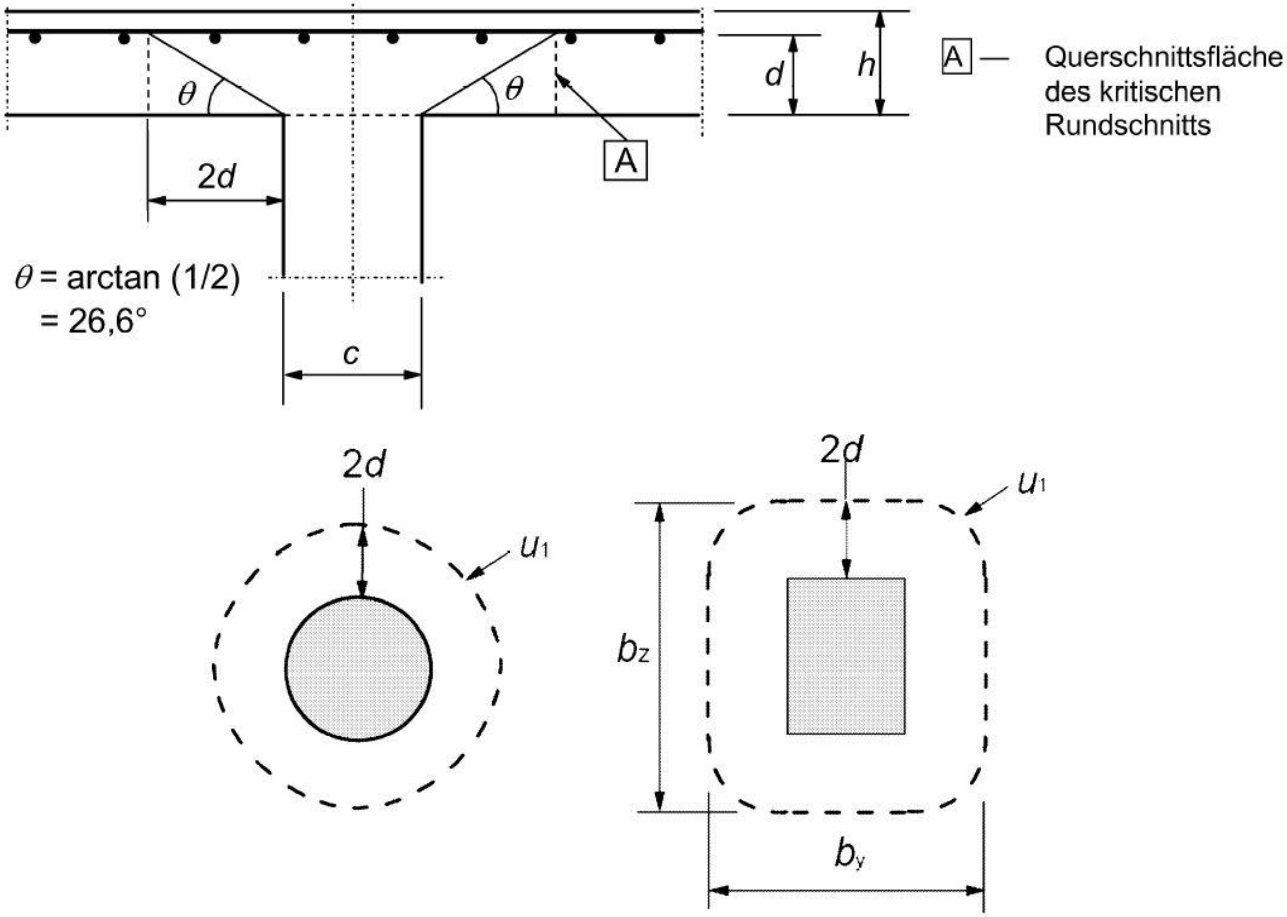
$$\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$$

bestimmt. Dabei ist σ_p die Ausgangsspannung in den Spanngliedern unmittelbar nach dem Vorspannen und infolge der quasi-ständigen Einwirkungen

→ Die iterative Berechnung von $\Delta\sigma_{pr}$ entfällt

3.6 Nachweis gegen Durchstanzen

Bemessungsmodell für Flachdecken nach DIN EN 1992-1-1



Nachweisverfahren

- Bemessungswerte für den Durchstanzwiderstand nach DIN EN 1992-1-1, 6.4.3:

$v_{Rd,c}$	Durchstanzwiderstand (N/mm²) einer Platte ohne Durchstanzbewehrung längs des kritischen Rundschnitts u_1
$v_{Rd,cs}$	Durchstanzwiderstand (N/mm²) einer Platte mit Durchstanzbewehrung längs des kritischen Rundschnitts u_1
$v_{Rd,max}$	maximaler Durchstanzwiderstand (N/mm²) einer Platte längs des kritischen Rundschnitts u_1
$v_{Rd,c,out}$	Durchstanzwiderstand (N/mm²) einer Platte längs eines äußeren Rundschnitts u_{out}, für den Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich ist

Nachweisverfahren

- Die folgenden Nachweise sind zu erbringen

Im kritischen Rundschnitt u_1 darf der maximale Durchstanzwiderstand nicht überschritten werden:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} = 1{,}4 \cdot v_{Rd,c}$$

Entlang des kritischen Rundschnitts u_1:

$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ für Platten ohne Durchstanzbewehrung

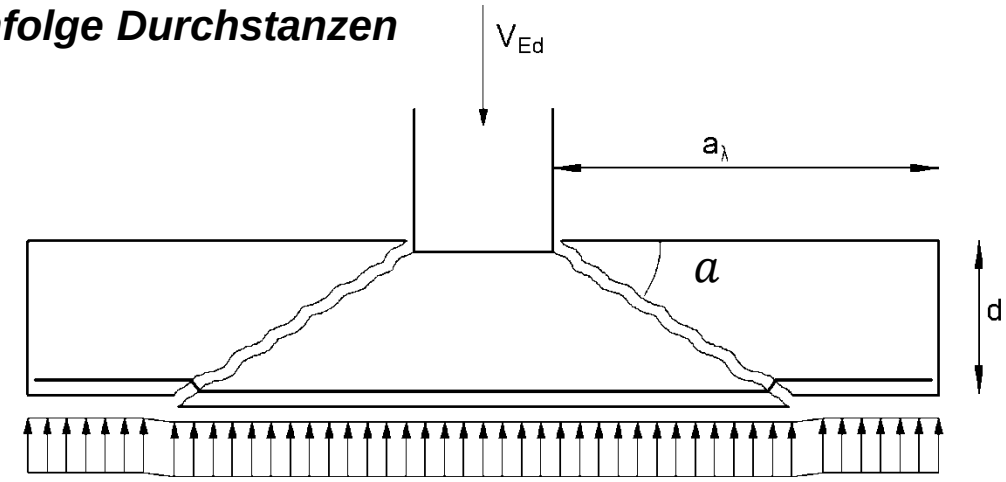
$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$ für Platten mit Durchstanzbewehrung

Entlang des äußeren Rundschnitts u_{out}:

$v_{Ed} \leq v_{Rd,c,out}$ Durchstanzbewehrung nicht mehr erforderlich

Durchstanzen bei Fundamenten

Bruchkegel infolge Durchstanzen



$$\sigma_{gd} = \frac{V_{Ed}}{A_F}$$

- Neigung des Versagensrisses α :
  - Flachdecken: ca. 30° bis 35°
  - Fundamente: ca. 45°

- Schubschlankheit Fundament:
  - $\lambda = \alpha_\lambda / d$
  - $\lambda > 2{,}0$: schlanke Fundamente
  - $\lambda \leq 2{,}0$: gedrungene Fundamente

Versuche haben Unterschiede im Durchstanzverhalten von Flachdecken und Fundamenten ergeben

- Fundamente weisen in der Regel eine deutlich kleinere Schubschlankheit $\lambda = a_\lambda / d$ als Flachdecken auf

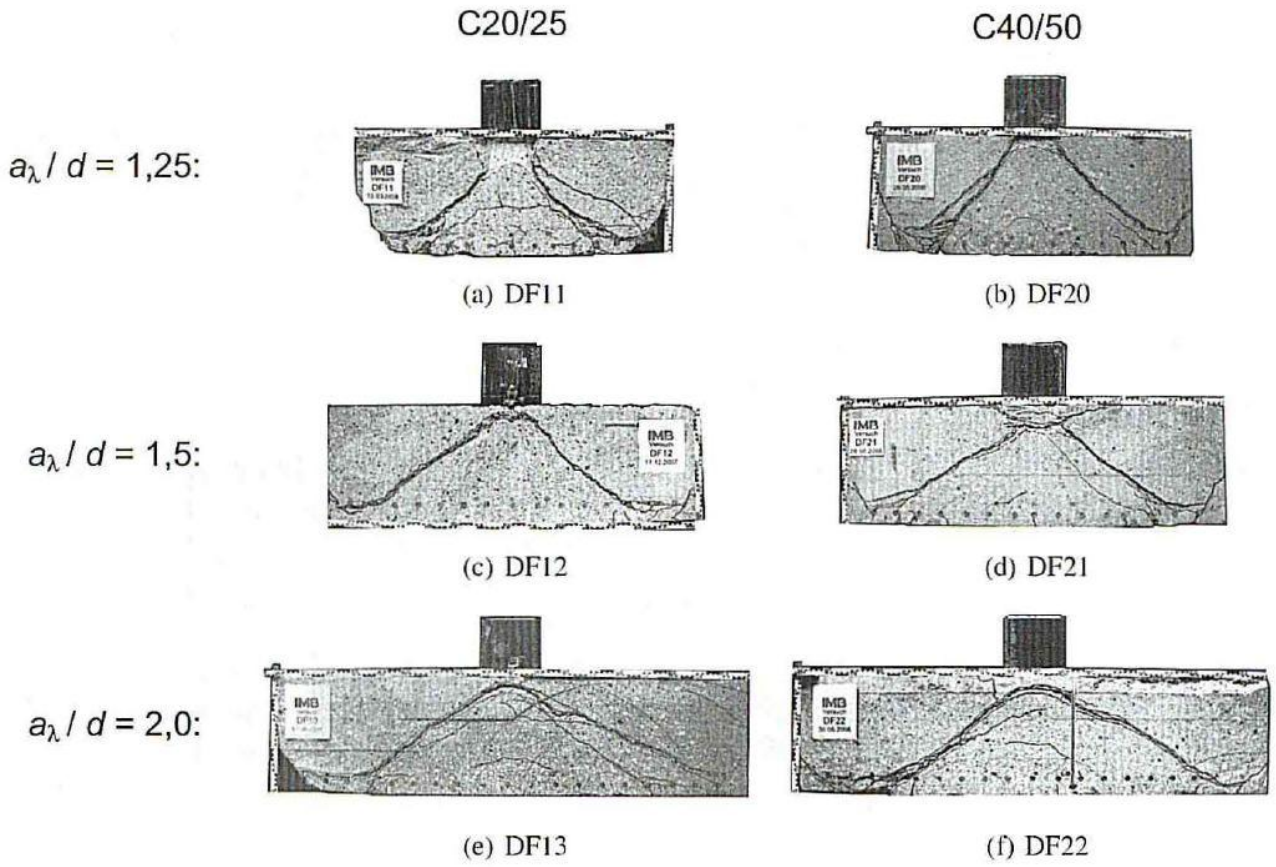
- Die Neigung des Versagensrisses ist bei Fundamenten mit ca. 45° deutlich steiler als bei Flachdecken mit ca. 30° bis 35°

- Bei Fundamenten ist die Belastung aus Bodenpressung deutlich größer als die Flächenlast einer Flachdecke, wodurch die Stützenkraft abgemindert werden darf

Folge:
Das Bemessungsmodell für Durchstanzen wurde für die Fundamente modifiziert

Modifiziertes Bemessungsmodell für Fundamente

- Bei abnehmender Schubschlankheit wird die Neigung des Versagensrisses zunehmend steiler



Modifiziertes Bemessungsmodell für Fundamente

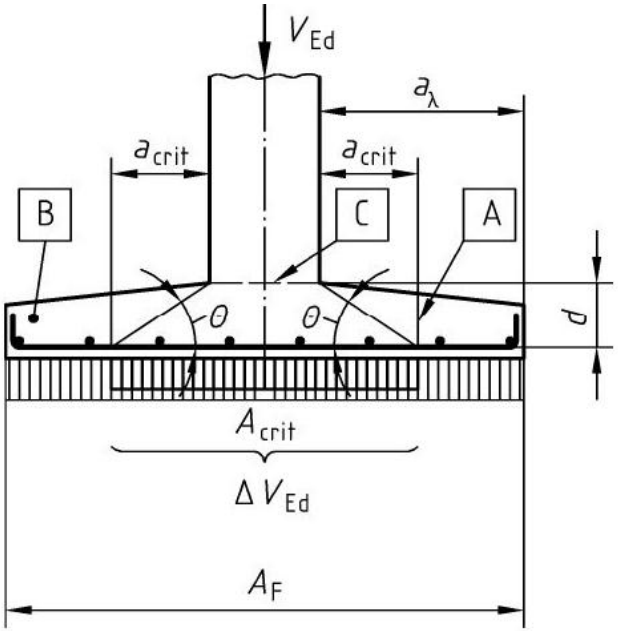
- **gedrungene Fundamente ($\boldsymbol{\lambda = a_\lambda / d \leq 2,0}$):**
  wegen Interaktion mit dem Abzugswert des Sohldrucks ΔV_{Ed} muss der Abstand a_{crit} des kritischen Rundschnitts von der Stütze iterativ ermittelt werden

- **Bodenplatten und schlanke Fundamente ($\boldsymbol{\lambda = a_\lambda / d > 2,0}$):**
  der kritische Rundschnitt darf vereinfachend im Abstand $a_{crit} = 1{,}0 \cdot d$ angenommen werden

Durchstanzwiderstand für ein Fundament ohne Durchstanzbewehrung

Bemessungswert des Durchstanzwiderstands [N/mm²]:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \geq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a}$$



Legende

A	kritischer Rundschnitt
B	Fundament
C	Lasteinleitungsfläche A_{load}
A_F	Fundamentgrundfläche
ΔV_{Ed}	Abzugswert des Sohldrucks ohne Fundamentlast

$\lambda = a_\lambda / d$ mit a_λ und d an der Lasteinleitungsfläche

$\theta \geq \arctan 1/2$

Durchstanzwiderstand für ein Fundament ohne Durchstanzbewehrung

Dabei ist:

a der Abstand vom Stützenrand zum betrachteten Rundschnitt

$C_{Rd,c}$ $= 0{,}15/\gamma_c$

f_{ck} die charakteristische Betondruckfestigkeit [N/mm²]

k $= 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2{,}0$ mit d in [mm]

ρ_l $= \sqrt{\rho_{lz} \cdot \rho_{ly}} \leq 0{,}02;$ $\rho_l \leq 0{,}5 \cdot f_{cd}/f_{yd}$

ρ_{lz}, ρ_{ly} der Bewehrungsgrad bezogen auf die verankerte Zugbewehrung in z- bzw. y-Richtung. Die Werte ρ_{lz} und ρ_{ly} sind in der Regel als Mittelwerte unter Berücksichtigung einer Plattenbreite entsprechend der Stützenabmessung zuzüglich 3·d pro Seite zu berechnen

$$v_{min} = \left(\frac{0{,}0525}{\gamma_c}\right) \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \qquad f\ddot{u}r\ d < 600mm$$

$$v_{min} = \left(\frac{0{,}0375}{\gamma_c}\right) \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \qquad f\ddot{u}r\ d > 800mm$$

Für $600mm < d \leq 800mm$ darf interpoliert werden.

Bemessungswert der Beanspruchung V_{Ed}

– Wenn die Auflagerreaktion ausmittig bezüglich des betrachteten Rundschnitts ist, ist in der Regel die maximale einwirkende Querkraft je Flächeneinheit wie folgt zu ermitteln:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

Dabei ist

d	die mittlere Nutzhöhe der Platte, $(d_y + d_z)/2$
d_y, d_z	die statische Nutzhöhe der Platte in y- bzw. z- Richtung
u_i	der Umfang des betrachteten Rundschnitts
β	Lasterhöhungsfaktor, wenn die Last nicht mittig eingeleitet wird. Werte kleiner als β=1,10 sind nicht zulässig.

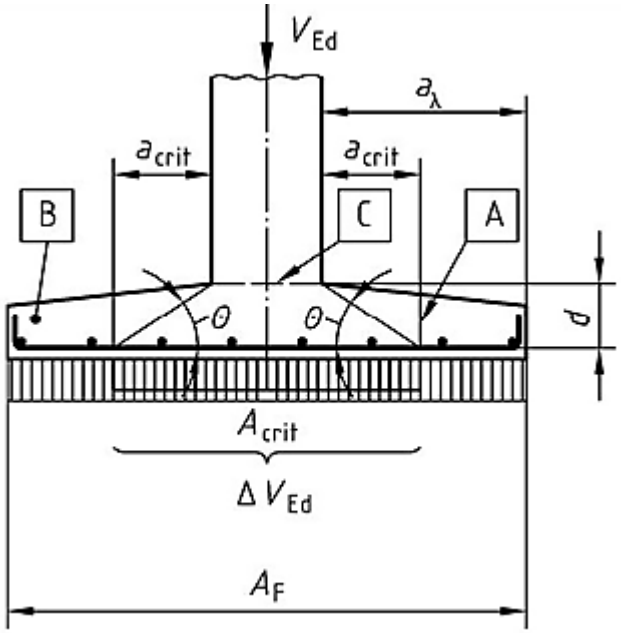
Bemessungswert der Beanspruchung $V_{Ed,red}$

- Die Querkraft V_{Ed} in einer Fundamentplatte darf um die günstige Wirkung des Sohldrucks innerhalb des betrachteten Rundschnitts abgemindert werden:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$$= V_{Ed} - A_{crit} \cdot \sigma_{gd}$$

$$v_{Ed,red} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d}$$



Beispiel: Mittige Belastung

- Die Querkraft $V_{Ed,red}$ ist mindestens mit einem Lasterhöhungsfaktor $\beta = 1{,}10$ zu vergrößern, auch bei planmäßig mittiger Belastung.
- schlanke Fundamente ($a_\lambda/d > 2{,}0$): $a_{crit} = 1{,}0 \cdot d$
- gedrungene Fundamente ($a_\lambda/d \leq 2{,}0$): a_{crit} iterativ bestimmen
- Innerhalb des iterativ bestimmten Rundschnitts a_{crit} darf die Summe der Bodenpressungen zu 100% entlastend angesetzt werden.

Bestimmung des kritischen Rundschnitts im Abstand a_{crit}

- Die Bestimmung erfolgt iterativ aufgrund zweier gegenläufiger Effekte:
  - die aufnehmbare Schubspannung $v_{Rd,c}$ ist umso größer, je dichter der Rundschnitt an der Lasteinleitungsfläche liegt (Faktor 2·d/a):

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \geq v_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a}$$

  - der Abzugswert $\Delta V_{Ed} = A_{crit} \cdot \sigma_{gd}$ wird kleiner, je dichter der Rundschnitt an der Lasteinleitungsfläche liegt

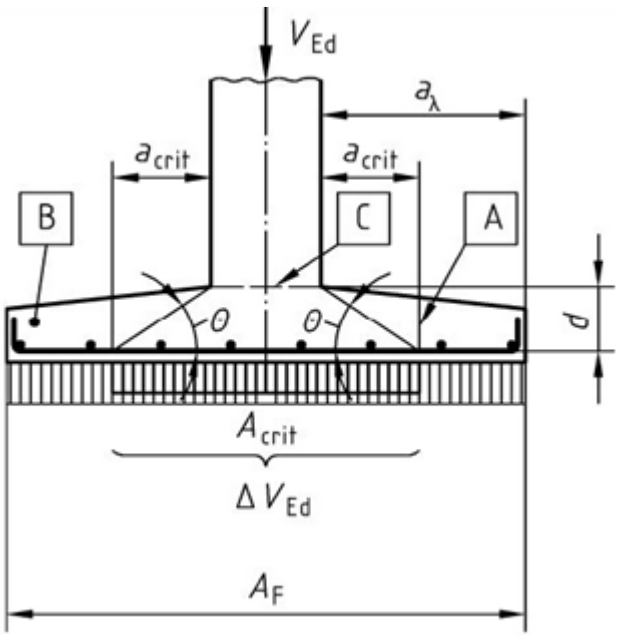
- **Iteration:**

$$\beta \cdot V_{Ed,red} \leq V_{Rd,c} \qquad \text{mit } V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u \cdot d$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = V_{Ed} - A_{crit} \cdot \sigma_{gd} = V_{Ed} - A_{crit} \cdot \frac{V_{Ed}}{A_F}$$

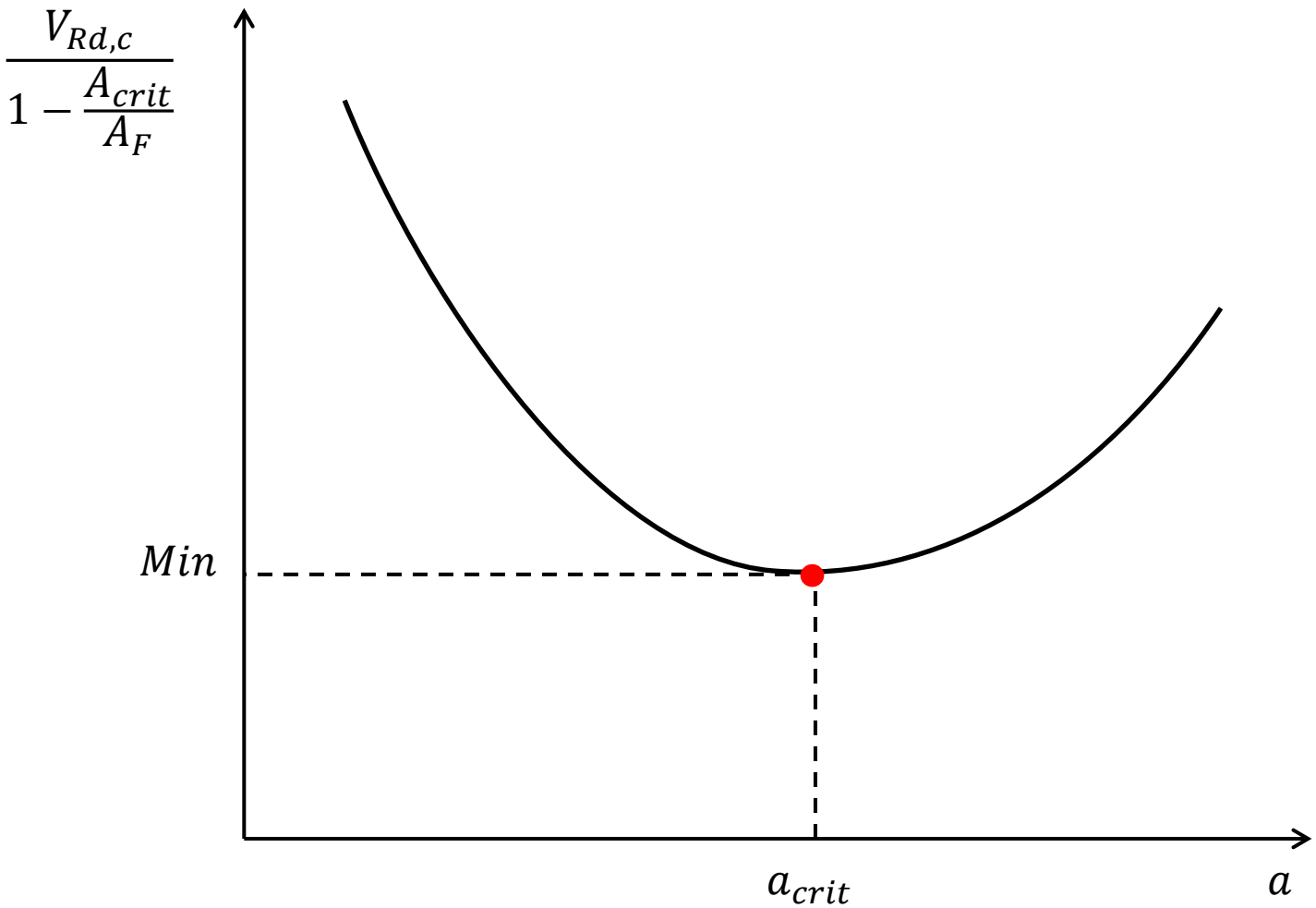
$$\beta \cdot \left(V_{Ed} - A_{crit} \cdot \frac{V_{Ed}}{A_F} \right) = \beta \cdot V_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{A_{crit}}{A_F} \right) \leq V_{Rd,c}$$

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq \frac{V_{Rd,c}}{1 - \frac{A_{crit}}{A_F}}$$



kritischer Rundschnitt:

$$\frac{V_{Rd,c}}{1 - \frac{A_{crit}}{A_F}} = Minimum$$


$\frac{V_{Rd,c}}{1-\frac{A_{crit}}{A_F}}$
Min
a_{crit}
a

3.7 Nachweis gegen Ermüdung - Wöhlerlinien

Spannstahl DIN FB 102:2009-03:

Tabelle 4.116: Parameter der Wöhlerlinien für Spannstahl

Zeile	Spalte		1	2	3	4
	Spannstahl [a]		N^*	Spannungsexponent k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk}$ in N/mm² bei N^* Zyklen in N/mm² [b]
1	im sofortigen Verbund:		10^6	5	9	185
2	im nach-träglichen Verbund	Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185
3		gerade Spannglieder; gekrümmte Spannglieder in Kunststoff-hüllrohren	106	5	9	150
4		gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120
5		Kopplungen und Verankerungen [a]	10^6	3	5	80

[a] sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für den eingebauten Zustand festgelegt werden.

[b] Werte im eingebauten Zustand

Spannstahl DIN EN 1992-2

Tabelle 6.4DE — Parameter der Ermüdungsfestigkeitskurven (Wöhlerlinien) für Spannstahl

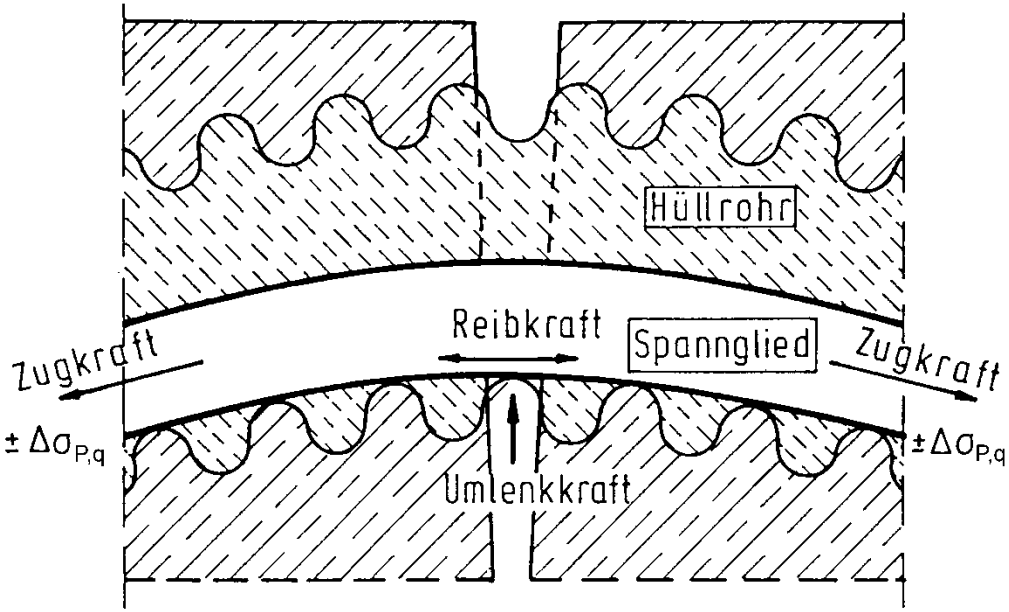
Spannstahl [1]	N^*	**Spannungs-exponent**		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei N^* Zyklen [2] N/mm²	
		k_1	k_2	**Klasse 1**	**Klasse 2**
im sofortigen Verbund	10^6	5	9	185	120
im nachträglichen Verbund					
— Einzellitzen in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	185	120
— gerade Spannglieder, gekrümmte Spannglieder in Kunststoffhüllrohren	10^6	5	9	150	95
— gekrümmte Spannglieder in Stahlhüllrohren	10^6	3	7	120	75

[1] Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für den eingebauten Zustand festgelegt werden.

[2] Werte im eingebauten Zustand. Die Spannstähle werden in 2 Klassen eingeteilt. Die Werte für Klasse 1 sind durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für den Spannstahl nachzuweisen. Die Werte für Nachweise des Verankerungsbereichs von Spanngliedern sind immer der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu entnehmen.

Spannstahl: Ermüdungsfestigkeit in einbetoniertem Zustand maßgebend

Reibkorrosion, Reibdauerbeanspruchung



Hüllrohr gekrümmt
Riss im beton

Tabelle 4.117: Parameter der Wöhlerlinien für Betonstahl

Zeile	Spalte	1	2	3	4
	Betonstahl	N^*	**Spannungsexponent**		$\Delta\sigma_{Rsk}$ **in N/mm²** **bei N =** N^*
			k_1	k_2	
1	Gerade und gebogene Stäbe [a]	10^6	5	9 [d]	195
2	Geschweißte Stäbe einschließlich Heft- und Stumpfstoßverbindungen; Kopplungen [b c]	10^7	3	5	58

a Für $d_{br} < 25\ d_s$ ist $\Delta\sigma_{Rsk}$ mit dem Reduktionsfaktor $\xi_1 = 0{,}35 + 0{,}026\ d_{br} / d_s$ zu multiplizieren.

Dabei ist
d_s der Stabdurchmesser
d_{br} der Biegerollendurchmesser

b Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall festgelegt werden.

c Die Wöhlerlinie für geschweißte Stäbe und Kopplungen gilt bis zu einer Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsk}$=380 N/mm² (N^* = 0.036 ·10^6). Darüber gilt die Linie für gerade und gebogene Stäbe mit den Parametern in Zeile 1.

d Wert gilt für nichtkorrosionsfördernde Umgebung (keine chloridinduzierte Bewehrungskorrosion) Umgebungsbedingungen: trocken oder ständig nass, in allen anderen Fällen ist k_2= 5 zu setzen

Tabelle 4.117: Parameter der Wöhlerlinien für Betonstahl

Zeile	Spalte	1	2	3	4
	Betonstahl	N^*	Spannungsexponent k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk}$ in N/mm² bei N^* Zyklen in N/mm² b)
1	Gerade und gebogene Stäbe a)	10^6	5	9 c)	175
2	Geschweißte Stäbe einschließlich Heft- und Stumpfstoßverbindungen b)	10^6	4	5	85

a) Für $d_{br} < 25\ d_s$ ist $\Delta\sigma_{Rsk}$ mit dem Reduktionsfaktor $\xi_1 = 0{,}35 + 0{,}026\ d_{br} / d_s$ zu multiplizieren.

Dabei ist
d_s der Stabdurchmesser
d_{br} der Biegerollendurchmesser

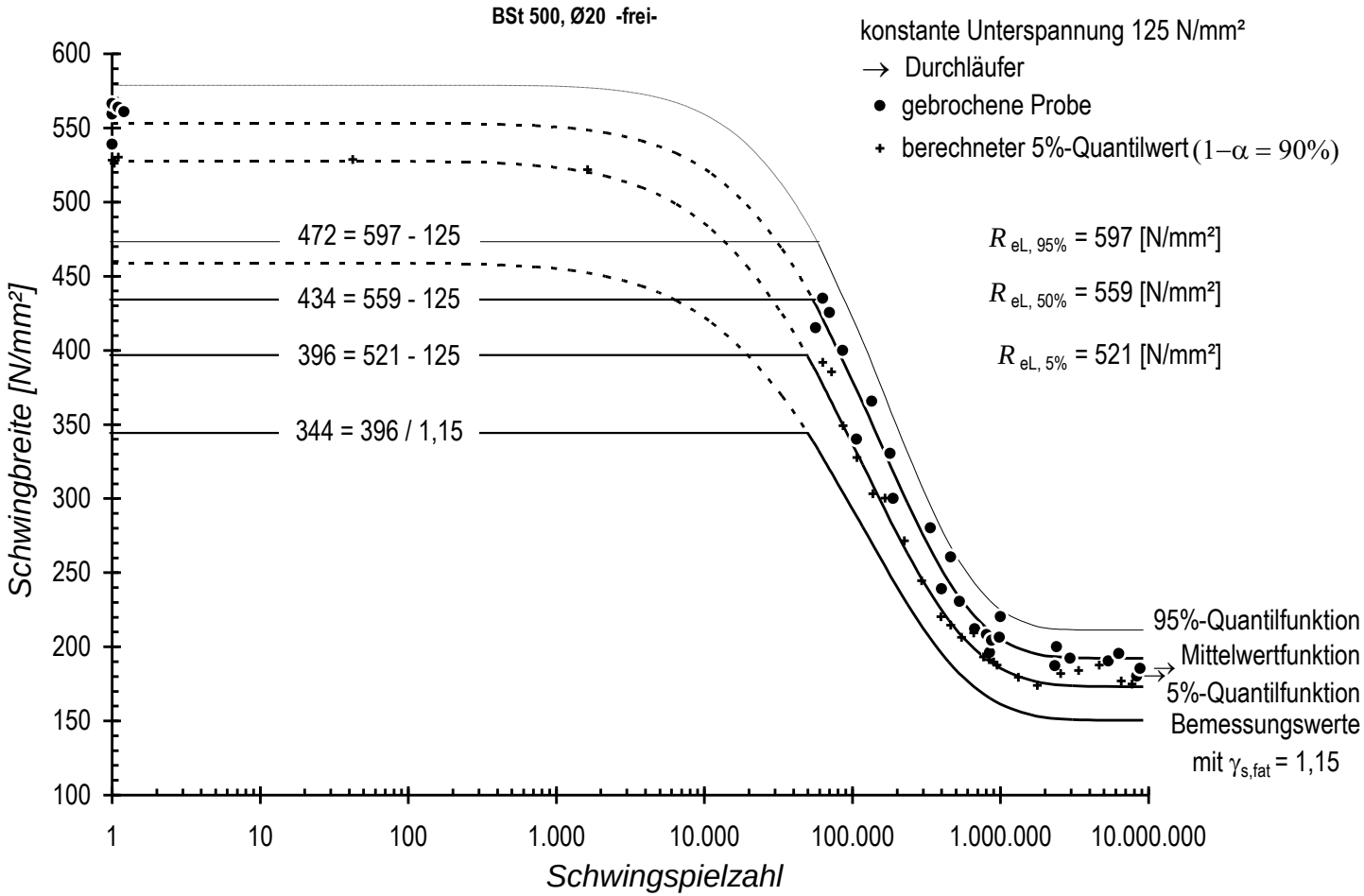
Der Reduktionsfaktor ξ_1 sollte bei Querkraftbewehrung nur für $d_s > 16$ mm berücksichtigt werden

Für Stäbe $d_s > 28$ mm ist $\Delta\sigma_{Rsk} = 145$ N/mm²

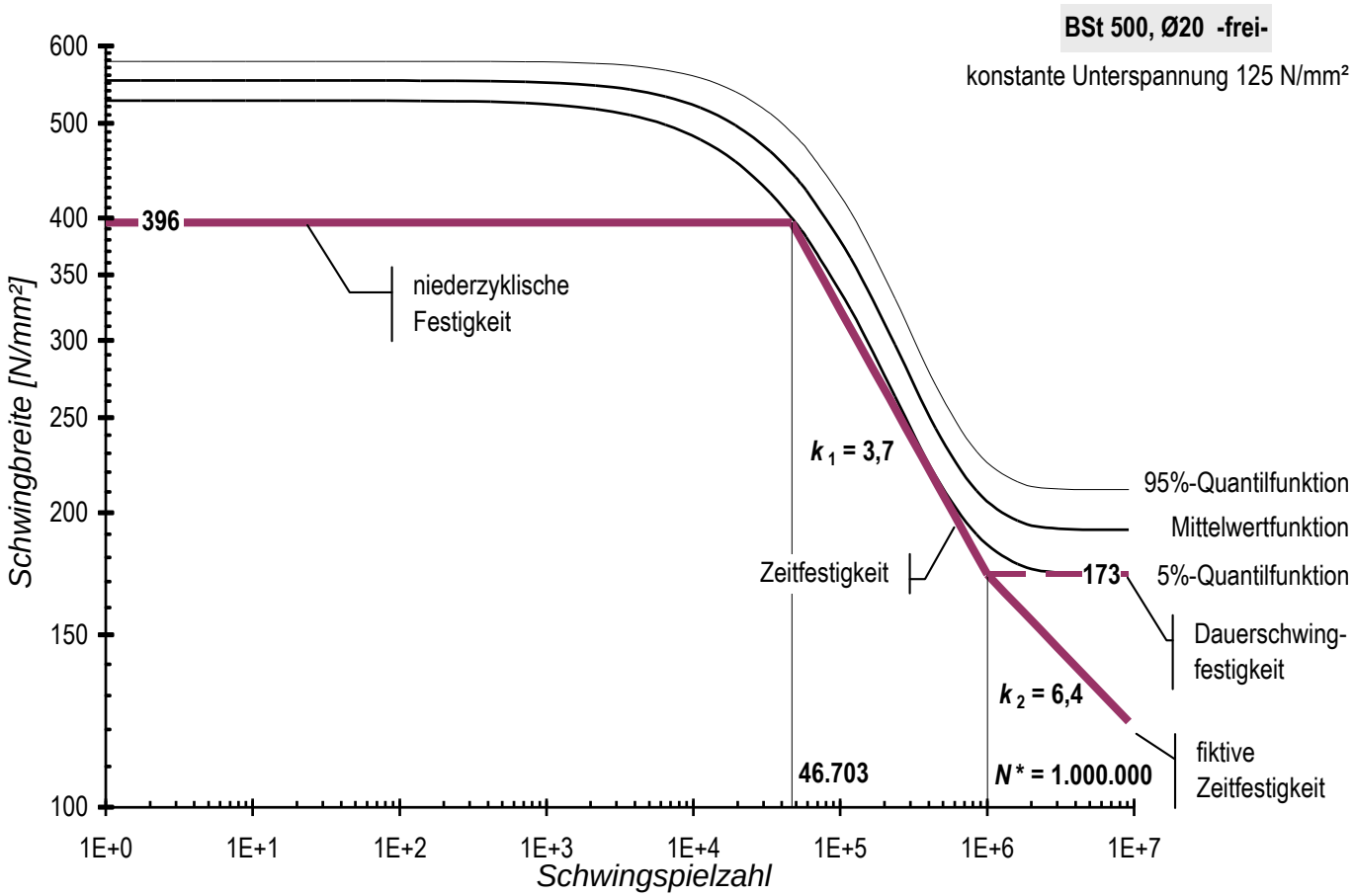
b) Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall festgelegt werden.

c) In korrosiven Umgebungsbedingungen (XC2, XC3, XC4, XS, XD) sind weitere Überlegungen zur Wöhlerlinie anzustellen. Wenn keine genaueren Erkenntnisse vorliegen, ist im Falle einer Schädigung durch Korrosion für k_2 ein reduzierter Wert $5 \leq k_2 < 9$ anzusetzen.

Versuchsergebnisse freischwingend geprüfter Betonstahl

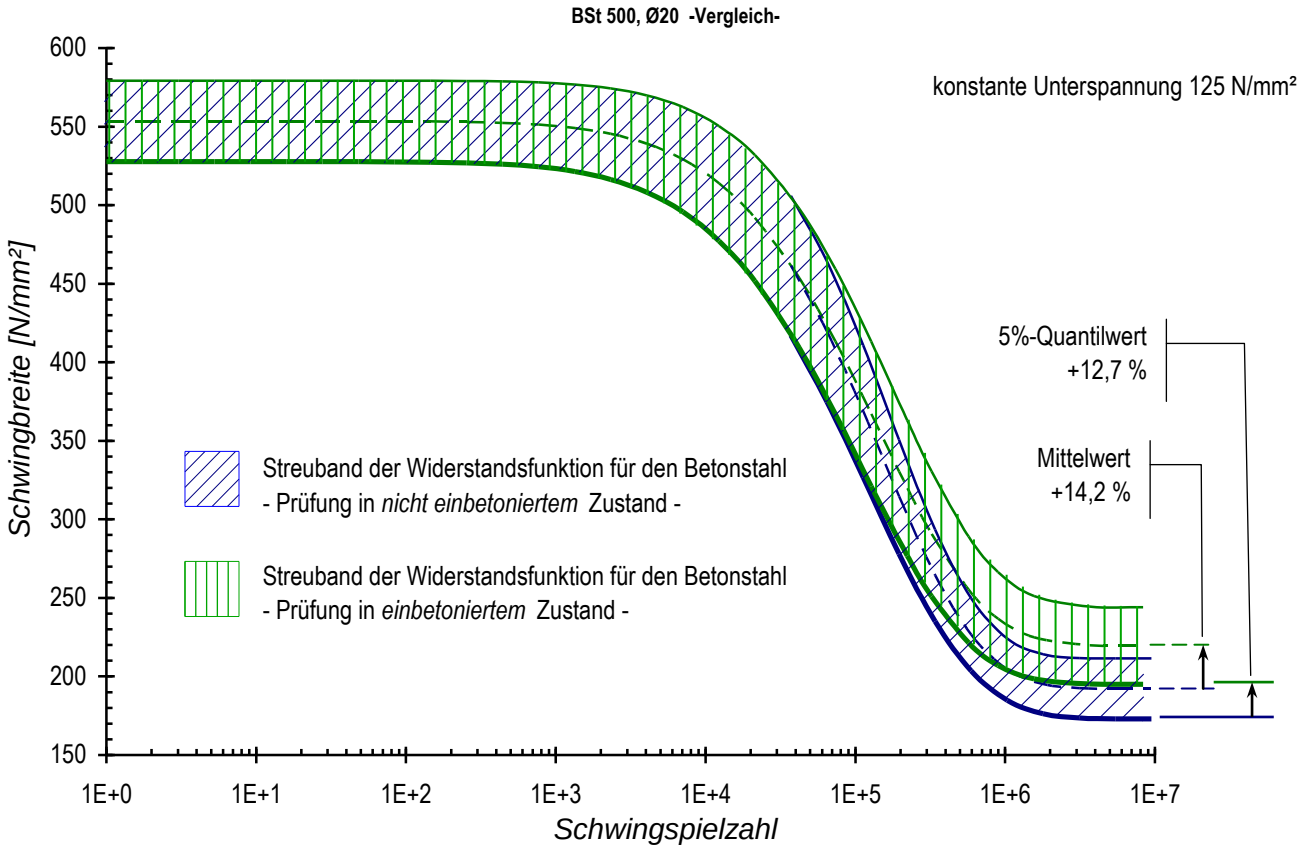


Vollständige Wöhlerlinien im Bereich von einem Belastungszyklus bis zur Dauerschwingfestigkeit



$\Delta\sigma^*_{Rsk}$ = 173 N/mm² (Vertrauensniveau 90%)

Vergleich der Ermüdungsfestigkeiten von einbetoniertem Betonstahl und freischwingend geprüftem Betonstahl



Lit.: Maurer, R, Block,K., Dreier, F.: Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl
Bauingenieur Januar 2010 ; Springer Verlag

Zusammenfassung zur Ermüdungsfestigkeit

- Betonstahl
  - Die Bemessungs-Wöhlerlinie weist keine starke Abhängigkeit von der Art der Prüfung (freischwingend, einbetoniert) auf
- Spannstahl
  - Die Bemessungs-Wöhlerlinien müssen im einbetonierten Zustand (Reibdauerbeanspruchung) ermittelt werden, da die Ermüdungsfestigkeit bei freischwingend geprüften Spannstählen (Konformitätsprüfung) deutlich größer ist
  - Nach DIN EN 1992-2 erfolgt künftig Einteilung in Klasse 1 und Klasse 2
  - ARS Nr. 22/2012: Es dürfen nur Spannstähle der Klasse 1 verwendet werden (Nachweis durch abZ)

3.8 Begrenzung der Spannungen im Gebrauchszustand

DIN-Fachbericht 102	DIN EN 1992-2
Druckspannungen im Beton	
$\sigma_{c,nicht-häufig} \leq 0{,}6 \cdot f_{ck}$	$\sigma_{c,selten} \leq 0{,}6 \cdot f_{ck}$
Betonstahlspannungen	
$\sigma_{s,nicht-häufig} \leq 0{,}8 \cdot f_{yk}$	$\sigma_{s,selten} \leq 0{,}8 \cdot f_{yk}$

3.9 Dekompression, Randzugspannungen und Rissbreiten

DIN-Fachbericht 102

Zeile	Spalte	1	2	3
	Anforderungs-klasse	**Einwirkung für den Nachweis der**		**Rechenwert der Rissbreite wk in mm**
		Dekompression	**Rissbreitenbegr.**	
1	A	nicht-häufig	selten	0,2
2	B	häufig	nicht-häufig	
3	C	quasi-ständig	häufig	
4	D	-	häufig	
5	E	-	quasi-ständig	0,3

Beispiel: Straßenbrücken

Tabelle 7.101DE – Anforderungen an die Nachweise der Dekompression, zulässigen Randzugspannungen und Rissbreitenbeschränkung bei Straßenbrücken

Bauteile	Anforderungen			
Stahlbetonbauteile allgemein	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungs-kombination	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungs-kombination	w_{max}
Längs	-	-	häufig	0,2
Quer	-	-	häufig	0,2

DIN EN 1992-2/NA

Stahlbetonüberbau oder Spannbetonüberbau ausschließlich mit Vorspannung ohne Verbund	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungs-kombination	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungs-kombination	w_{max}
längs ohne Vorspannung	-	-	häufig	0,2
längs mit Vorspannung (Endzustand)	quasi-ständig[1)]	Dekompression	häufig	0,2
längs mit Vorspannung (Bauzustand)	quasi-ständig	Tabelle 7.103DE	häufig	0,2
quer ohne Vorspannung	selten	Tabelle 7.103DE	häufig	0,2
quer mit Vorspannung ohne Verbund	selten	Tabelle 7.103DE	häufig	0,2

1) Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist mit dem Beiwert ψ_2 = 0,3 für alle Einwirkungen aus Verkehr, jedoch ohne Ansatz von Temperatur und Setzungen zu berücksichtigen.

DIN EN 1992-2/NA

Spannbetonüberbau **Vorspannung mit Verbund oder Mischbauweise**	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungs-kombinaton	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungs-kombinaton	w_{max}
längs statisch unbestimmt (Endzustand)	quasi-ständig	Dekompression	häufig	0,2
längs statisch bestimmt (Endzustand)	quasi-ständig[2)]	Dekompression	häufig	0,2
längs (Bauzustand)	quasi-ständig	$0{,}85 \cdot f_{ctk;0,05}$	häufig	0,2
quer ohne Vorspannung	selten	Tabelle 7.103DE[3)]	häufig	0,2
quer mit Vorspannung ohne Verbund	quasi-ständig [2)]	Dekompression[3)]	häufig	0,2

1) Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist mit dem Beiwert ψ_2 = 0,3 für alle Einwirkungen aus Verkehr, jedoch ohne Ansatz von Temperatur und Setzungen zu berücksichtigen.

2) Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist mit dem Beiwert ψ_2 = 0,5 für alle Einwirkungen aus Verkehr zu berücksichtigen.

3) Nachweis für Fahrbahnplatten gefordert. Lokale begrenzte Überschreitungen dieses Grenzwertes bis zu 1 MN/mm² sind zulässig.

DIN EN 1992-2/NA

Tabelle 7.103DE – Zulässige Betonrandzugspannungen

Betonfestigkeitsklasse	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
zul $\sigma_{c,Rand}$ [MN/m^2]	4,0	5,0	5,5	6,0	6,5

4 Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell LMM

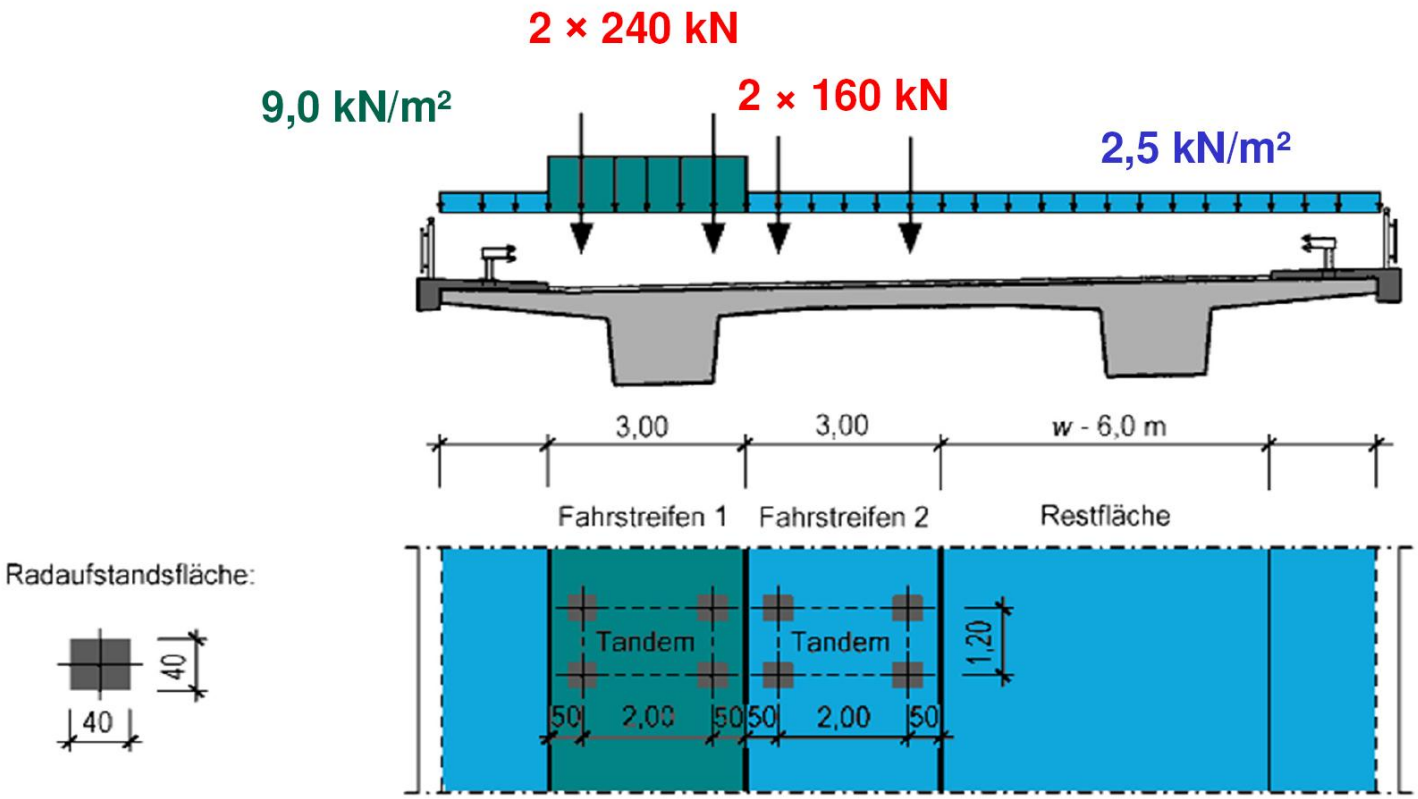
	LM1 nach DIN-FB 101				LM1 nach DIN EN 1991-2/NA			
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]	α_{Qi}	α_{qi}	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi}\ Q_{ik}$	$\alpha_{qi}\ q_{ik}$
Fahrstreifen 1	300	9,0	0,8	1,0	1,0	1,33	300	12,0
Fahrstreifen 2	200	2,5	0,8	1,0	1,0	2,40	200	6,0
Fahrstreifen 3	100	2,5	0	1,0	1,0	1,20	100	3,0
Weitere Fahrstreifen	0	2,5	-	1,0	-	1,20	-	3,0
Restfläche	0	2,5	-	1,0	-	1,20	-	3,0
Teilsicherheitsbeiwert ULS	**1,50**				**1,35**			

Teilsicherheitsbeiwert wird europäisch harmonisiert!

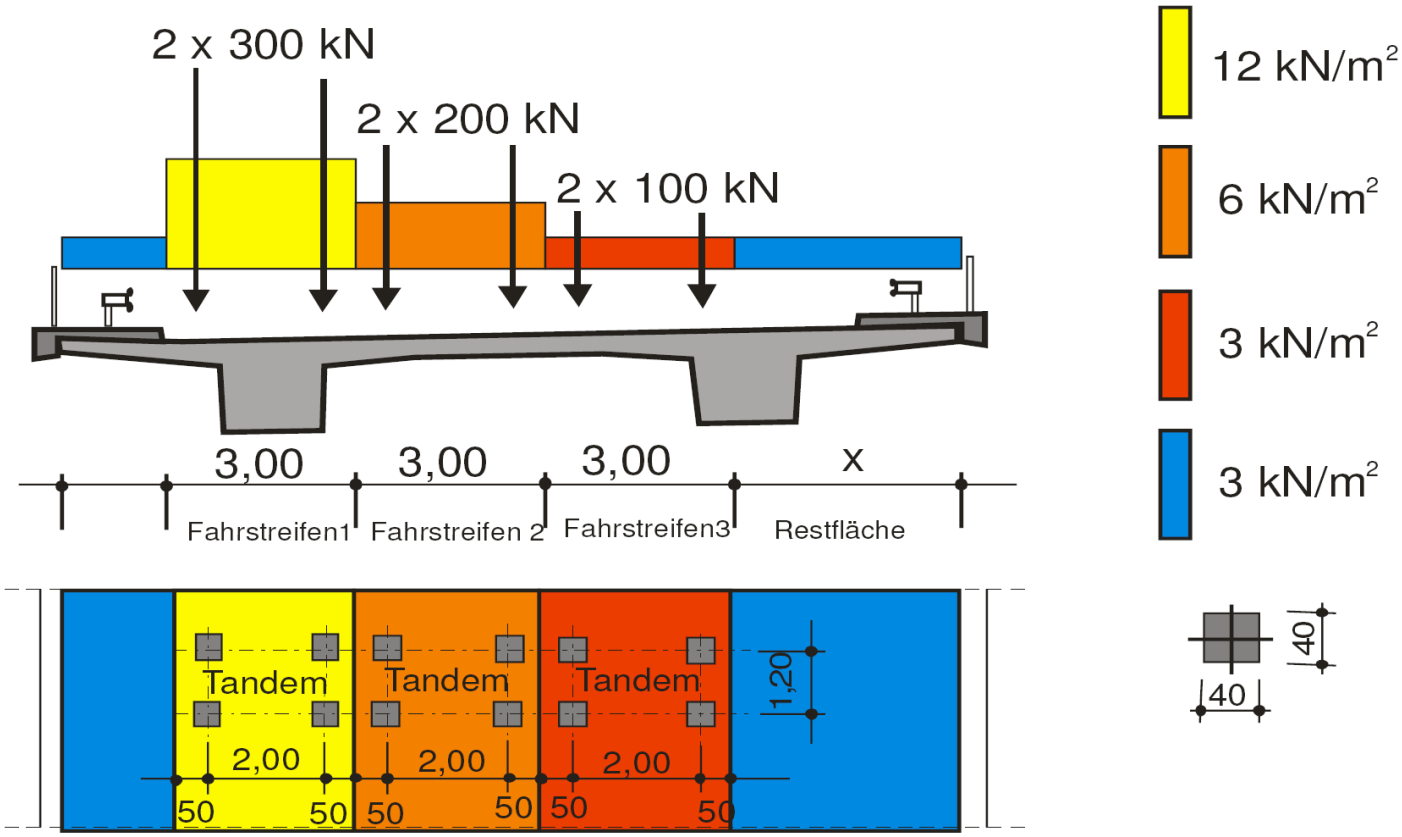
Kombinationsbeiwerte ψ für charakteristische, häufige und quasi-ständige Kombinationen bleiben unverändert!

Bemessungslasten für Verkehr
DIN-FB 101:2009 Einwirkungen auf Brücken

Lastmodell LM1



Bemessungslasten für Verkehr
Lastmodell LMM nach DIN EN 1991-2/NA



Im Auftrag des BMVBS, vertreten durch die BASt, wurden zu den Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell LMM auf die Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken Vergleichsrechnungen auf der Grundlage des DIN-Fachbericht 102 durchgeführt.

Ziel: Kalibrierung der Parameter für DIN EN 1992-2/NA

FE-Nr. 15.0450/2007/FRB

Lit.: Maurer, R., Arnold, A., Müller, M.:
Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell nach DIN EN 1991-2/NA bei Betonbrücken
Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 11

Resümee aus den Vergleichsrechnungen

- **Aufgrund des hohen Eigengewichts der Betonbrücken sind die Auswirkungen der erhöhten Verkehrslasten auf die Bemessungsergebnisse in Längsrichtung relativ gering**

- **Die Auswirkungen sind in Querrichtung größer als in Längsrichtung, wobei die Auswirkungen in Querrichtung stark vom Querschnittstyp abhängig sind**

Auswirkungen auf DIN EN 1992-2/NA aus der Erhöhung der Verkehrslasten und dem Entfall der nicht-häufigen Kombination

Anpassung der Anforderungsklassen nach DIN-Fachbericht 102 bezüglich

- **Nachweis der Dekompression**
- **Nachweis der zulässigen Randzugspannungen**
- **Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten**

DIN EN 1992-2/NA: Neue Tabellen 7.101DE, 7.102DE, 7.103DE

5 Zusammenfassung

- **In Verbindung mit den nationalen Anhängen sind die Unterschiede zwischen**

  DIN EN 1992-1-1 und DIN 1045-1

  DIN EN 1992-2 und DIN Fachbericht 102

  vergleichsweise gering

- **Wesentliche Änderungen bei der Bemessung ergeben sich beim Nachweis gegen Durchstanzen im GZT**

- **Für Spannstahl sieht DIN EN 1992-2 bezüglich der Ermüdungsfestigkeit die Klassen 1 und 2 vor. Das ARS Nr. 12/2012 fordert für Straßenbrücken die Klasse 1.**

Straßenbrücken

- **Ein wesentlicher Einfluss auf die Bemessungsergebnisse resultiert für die Straßenbrücken aus dem neuen Verkehrslastmodell LMM**

- **Die Anforderungen an die Nachweise der Dekompression, zulässigen Randzugspannungen und Begrenzung der Rissbreiten wurden an die Auswirkungen aus dem neuen Lastmodell LMM und dem Wegfall der nicht-häufigen Kombination angepasst:**
  Tabellen 7.101 DE und 7.103 DE

Eisenbahnbrücken

- **Eine ungleichbare Anhebung der Verkehrslasten wie bei Straßenbrücken ist nicht erfolgt.**

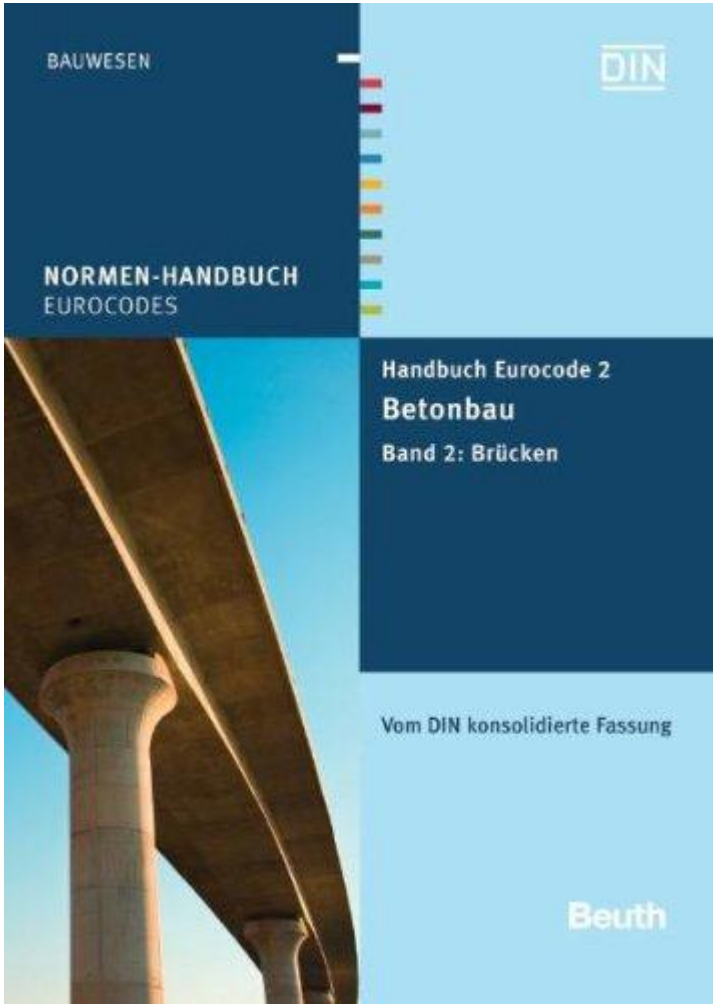
- **Die Anforderungen an die Nachweise der Dekompression, zulässigen Randzugspannungen und Begrenzung der Rissbreiten wurden an die Auswirkungen aus dem Entfall der nicht-häufigen Kombination angepasst:**
  Tabellen 7.102 DE und 7.103 DE

Ausblick

- **Ab 2013 werden die Eurocodes einer Überprüfung unterzogen**

- **Die Normenorganisation CEN wurde mit dem Mandat M / 515 beauftragt, den Prozess der Weiterentwicklung der Eurocodes einzuleiten**
  - **der Umfang der NDP´s soll deutlich reduziert werden**
  - **neue Themenfelder sollen ergänzt werden**
  - **die Anwenderfreundlichkeit soll verbessert werden**

- **Im Jahr 2016 sollen die Entwürfe der 2. Generation der Eurocodes vorliegen**


BAUWESEN
DIN
NORMEN-HANDBUCH
EUROCODES
Handbuch Eurocode 2
Betonbau
Band 2: Brücken
Vom DIN konsolidierte Fassung
Beuth

Vielen Dank