

**Die Formelsammlungen sind teilweise stark veraltet (Vorlesungsinhalte aus vergangenen Semestern, alte Normen...) und sollten lediglich als Hilfestellung zum Verfassen eigener Formelsammlungen dienen. Kontrolliert auf jeden Fall die Formeln, es haben sich auch Fehler eingeschlichen.**

# Grundlagen des Spannbetons Massivbrücken

Jan Höffgen

31. März 2016

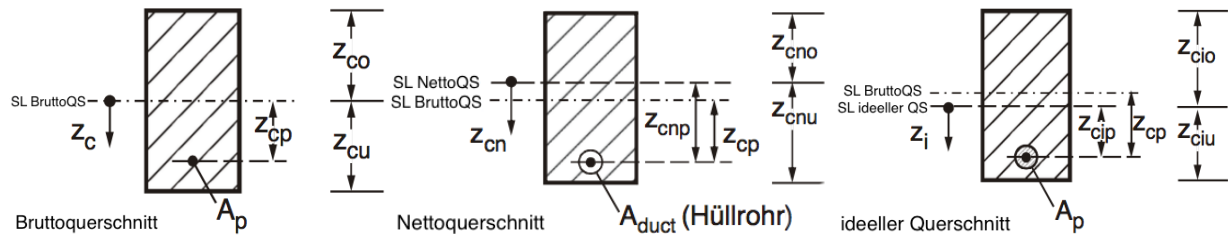
Diese Zusammenfassung wurde auf der Basis der Master-Module  
*Grundlagen des Spannbetons*  
im SS 2015 und  
*Massivbrücken*  
im WS 2015/16 erstellt.

Kein Anspruch auf Vollständigkeit oder Fehlerfreiheit.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Querschnittswerte</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Expositionsklassen und Betondeckung im Brückenbau</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>Einwirkungen und Schnittgrößen auf Brücken</b>	<b>5</b>
3.1	Einwirkungen auf Brücken . . . . .	5
3.2	Schnittgrößen auf Brücken . . . . .	7
<b>4</b>	<b>Wirkung der Vorspannung</b>	<b>8</b>
4.1	Schnittgrößen durch Vorspannung . . . . .	8
4.1.1	Statisch bestimmte Tragwerke . . . . .	8
4.1.2	Statisch unbestimmte Tragwerke . . . . .	9
4.2	Wahl der Spanngliedführung . . . . .	10
4.3	Zulässige Vorspannkraft . . . . .	10
4.4	Spannkraftverluste . . . . .	10
4.4.1	Reibung . . . . .	11
4.4.2	Kriechen, Schwinden und Relaxation . . . . .	13
<b>5</b>	<b>Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit</b>	<b>14</b>
5.1	Vorbemessung . . . . .	14
5.1.1	Vereinfachter Nachweis der Dekompression . . . . .	14
5.1.2	Vorbemessung über Betondruckspannungen . . . . .	15
5.1.3	Vorbemessung über Eigengewicht . . . . .	15
5.2	Spannungsnachweise . . . . .	15
5.3	Begrenzung der Rissbreiten . . . . .	17
5.3.1	Rissbreitennachweis für äußere Belastung . . . . .	17
5.3.2	Mindestbewehrung zur Beschänkung der Rissbreiten (Zwang) . . . . .	19
<b>6</b>	<b>Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit</b>	<b>20</b>
6.1	Biegebemessung für Vorspannung mit Verbund . . . . .	20
6.2	Biegebemessung für Vorspannung ohne Verbund . . . . .	22
6.3	Querkraftbemessung . . . . .	23
6.3.1	Querkraftnachweis für Balken, Plattenbalken und einachsrig gespannte Platten mit $b/h > 5$ . . . . .	23
6.3.2	Querkraftnachweis für Platten . . . . .	25
6.4	Torsion . . . . .	26
6.5	Bemessung eines Brückenüberbaus in Querrichtung . . . . .	27
<b>7</b>	<b>Bauliche Durchbildung</b>	<b>29</b>
7.1	Robustheitsbewehrung zur Sicherstellung duktilen Bauteilverhaltens . . . . .	29
7.2	Oberflächenbewehrung zur Aufnahme von Eigenspannungen . . . . .	29
7.3	Mindestquerkraftbewehrung . . . . .	30
<b>8</b>	<b>Verankerungen</b>	<b>31</b>
8.1	Verankerungsbereiche bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund und ohne Verbund . . . . .	31
8.1.1	Näherungsverfahren nach DAfStb Heft 240 . . . . .	32
8.1.2	Bewehrung einer Eckkonsole (Lisene) . . . . .	33
8.2	Verankerungsbereiche bei Vorspannung mit sofortigem Verbund . . . . .	33
8.2.1	Nachweis der Verankerungslänge . . . . .	33
8.2.2	Querbewehrung im Verankerungsbereich . . . . .	35
<b>9</b>	<b>Nachweis gegen Ermüdung von Beton- und Spannstahl</b>	<b>35</b>
<b>10</b>	<b>Bemessung von Brückenlagern</b>	<b>38</b>
	<b>Anhang</b>	<b>40</b>

# 1 Querschnittswerte



- mitwirkende Breite:  $b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$

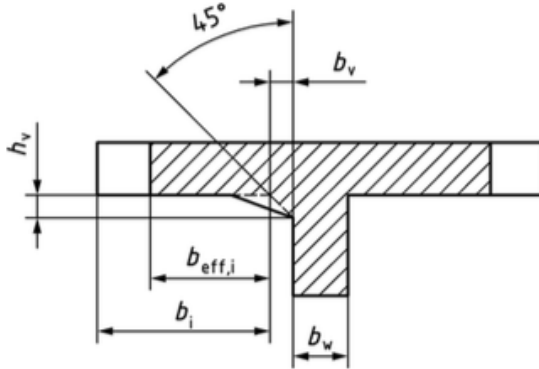
$$- b_{eff,i} = \min \begin{cases} b_i \\ 0.2 \cdot l_0 \\ 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0 \end{cases} \quad \text{mit } l_0: \text{ Abstand der Momentennullpunkte}$$

- Berücksichtigung von Vouten bei Massivbrücken

- \* steile Voute ( $\alpha \leq 45^\circ$ ):  $b'_w = b_w + b_v$

- \* flache Voute ( $\alpha \geq 45^\circ$ ):  $b'_{eff,i} = b_{eff,i} + h_v$

- im Feldbereich keine Ersatzbreite  $h_v$  für flache Voute ansetzen, da Voute vrsl. unter Zug steht (Druckfaser an Oberseite)



- Normalkräfte auf Gesamtquerschnitt, Momente auf idealisiertem Querschnitt beziehen

- Bruttoquerschnittswerte

- $A_c$ : Betonquerschnittsfläche

- $I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$ : Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnitts

- Nettoquerschnittswerte

- $A_{cn} = A_c - A_{duct}$ : Nettoquerschnittsfläche

- $z_{cnp} = \frac{A_c}{A_{cn}} \cdot z_{cp}$ : Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Nettoquerschnitts und dem Spannglied

- $z_{cno} = z_{co} - (z_{cnp} - z_{cp})$ : Abstand Nettoschwerpunkt - OK Betonquerschnitt

- $z_{cnu} = z_{cu} + (z_{cnp} - z_{cp})$ : Abstand Nettoschwerpunkt - UK Betonquerschnitt

- $I_{cn} = I_c - A_{duct} \cdot z_{cnp}^2 + A_{cn} \cdot (z_{cnp} - z_{cp})^2$ : Netto-FTM

- $W_{cno} = \frac{I_{cn}}{z_{cno}}$ : Nettowiderstandsmoment OK

- $W_{cnu} = \frac{I_{cn}}{z_{cnu}}$ : Nettowiderstandsmoment UK

- $W_{cnp} = \frac{I_{cn}}{z_{cnp}}$ : Nettowiderstandsmoment Spanngliederschwerpunkt

- Ideale Querschnittswerte

- $\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}}$ : Steifigkeitsverhältnis zwischen Beton und Spannstahl

- \*  $E_p = 195$  GPa für Litzen

\*  $E_p = 205$  GPa für gerippte Drähte und Stäbe

	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95
<b>Ecm</b>	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42
<b>Litzen</b>	6,290	5,909	5,735	5,571	5,417	5,270	5,132	5,000	4,756	4,643
<b>Drähte</b>	6,613	6,212	6,029	5,857	5,694	5,541	5,395	5,256	5,000	4,881

- $A_{ci} = A_c + (\alpha_p - 1) \cdot A_p$ : ideelle Querschnittsfläche
- $z_{ci} = \frac{A_p}{A_{ci}} \cdot (\alpha_p - 1) \cdot z_{cp}$ : Abstand zwischen den Schwerpunkten des ideellen QS und des Betonquerschnitts
- $z_{cip} = z_{cp} - z_{ci}$ : ideelle Exzentrizität des Spannglieds
- $I_{ci} = I_c + A_c \cdot z_{ci}^2 + (\alpha_p - 1) \cdot A_p \cdot z_{cip}^2$ : ideales FTM
  - \* FTM des Spannstahls  $\approx 0 \Rightarrow$  nur Steiner-Anteil berücksichtigen
- $z_{cio} = z_s \pm z_{ci}$ : Abstand ideeller Schwerpunkt – OK Betonquerschnitt
- $z_{ciu} = z_s \mp z_{ci}$ : Abstand ideeller Schwerpunkt – UK Betonquerschnitt
- $W_{cio} = \frac{I_{ci}}{z_{cio}}$ : ideales Widerstandsmoment OK
- $W_{ciu} = \frac{I_{ci}}{z_{ciu}}$ : ideales Widerstandsmoment UK
- $W_{cip} = \frac{I_{ci}}{z_{cip}}$ : ideales Widerstandsmoment Spanngliedschwerpunkt

## 2 Expositionsklassen und Betondeckung im Brückenbau

- Auswahl der Mindestfestigkeitsklasse aufgrund der Expositionsklassen (Anhang)
  - vorwiegend horizontale und direkt mit tausalzhaltigem Wasser beaufschlagte Flächen, Betonschutzwände: XF4, XD3
  - nicht vorwiegend horizontale Betonflächen im Spritzwasserbereich: XF2, XD2
  - Betonflächen ausschließlich durch Sprühnebel befeuchtet: XF2, XD1
  - Gründungen: XD2
- Bauwerke im Bereich der Bundesfernstraßen sind der Feuchtigkeitsklasse WA zuzuordnen (langzeitige Alkalizufuhr)
- Betondeckung für Betonstahl  $c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev}$

$$\Delta c_{dev} = \begin{cases} 5 \text{ mm} & \text{allgemein} \\ 10 \text{ mm} & \text{für Brückenkappen (betonberührt)} \end{cases}$$

Bauteil	$c_{min,dur}$ mm	$c_{nom}$ mm
<b>Überbau</b>	40	45
<b>Kappen und dergleichen bei Straßenbrücken</b>		
- nicht betonberührte Flächen	40	50
- betonberührte Flächen	20	25
<b>Kappen und dergleichen bei Eisenbahnbrücken</b>		
- nicht betonberührte Flächen	30	35
- betonberührte Flächen	20	25
<b>Unterbauten und dergleichen</b>		
- nicht erdberührte Flächen	40	45
- erdberührte Flächen	50	55

- nur hochduktilen Betonstahl verwenden

- Betondeckung für Hüllrohre von Spanngliedern:  $c_{nom} = \max \begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} \\ c_{min} \end{cases}$ 
  - nachträglicher Verbund:  $c_{min,b} = \begin{cases} \phi_H \leq 80 \text{ mm} & \text{für runde Hüllrohre} \\ \max\{a; b/2\} \leq 80 \text{ mm} & \text{für rechteckige Hüllrohre mit } a \leq b \end{cases}$

- Litzen im sofortigen Verbund:  $c_{\min,b} = 2,5 \cdot \phi_p$
- Dauerhaftigkeit:  $c_{\min,dur} \geq 50$  mm
- Mindestmaß:  $c_{\min} = \begin{cases} 100 \text{ mm} & \text{für Längsspannglieder} \\ 80 \text{ mm} & \text{für Querspannglieder} \end{cases}$  unterhalb der Oberfläche der Fahrbahnplatte oder der Deckplatte von Fußgängerbrücken

### 3 Einwirkungen und Schnittgrößen auf Brücken

#### 3.1 Einwirkungen auf Brücken

- Eigenlasten
  - Tragwerk
  - Fahrbahnbelag zzgl. Mehreinbau von  $0,50 \text{ kN/m}^2$  (Flächenlast auf gesamter Fahrbahnfläche)
  - Kappen
  - Schutzplanke (Herstellerangaben)
  - Geländer (Herstellerangaben)
- Stützensenkung
  - wahrscheinliche Setzung  $\Delta s_m$  (für GZG), i. d. R. 1 cm
  - mögliche Setzung  $\Delta s_k$  (für GTZ)
  - nur anzusetzen, wenn ungünstig wirkend, aber als ständige Last mit  $\gamma_{G,set} = 1,0$
  - ohne genauen Nachweis Verwendung der 0,6-fachen Steifigkeiten des Zustands I wegen Übergang in Zustand II im GZT
- Temperaturbelastung (Typ 3: Massivbrücken)
  - konstanter Temperaturanteil  $\Delta T_N$  aus der Differenz der maximalen und minimalen konstanten Temperaturanteile
    - \*  $T_{e,max} = +37 \text{ °C}$ ,  $T_{e,min} = -17 \text{ °C} \Rightarrow \Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 54 \text{ K}$
    - \* Verkürzung:  $\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0 = -27 \text{ K}$
    - \* Ausdehnung:  $\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 = +27 \text{ K}$ 
      - $T_0$ : Aufstelltemperatur, i. d. R.  $T_0 = 10 \text{ °C}$
      - betragliche Erhöhung von  $T_{N,neg}$  und  $T_{N,pos}$  um 10 K bei der Bemessung von Lagern und Dehnungsfugen, wenn mittlere Bauwerkstemperaturen beim Einbau und der endgültigen Verbindung mit den Lagern durch Messung nicht bekannt
    - \* kann für die Bemessung des Überbaus vernachlässigt werden
  - vertikaler linearer Temperaturanteil  $\Delta T_M = \Delta T_{My}$ 
    - \* Oberseite wärmer als Unterseite:  $\Delta T_{M,pos} = \begin{cases} +15 \text{ K} & \text{für Plattenbalken und Platte} \\ +10 \text{ K} & \text{für Hohlkasten} \end{cases}$
    - \* Unterseite wärmer als Oberseite:  $\Delta T_{M,neg} = \begin{cases} -8 \text{ K} & \text{für Plattenbalken und Platte} \\ -5 \text{ K} & \text{für Hohlkasten} \end{cases}$
    - \* Korrekturfaktor  $K_{sur}$  zur Berücksichtigung unterschiedlicher Oberbelagsdicken
 

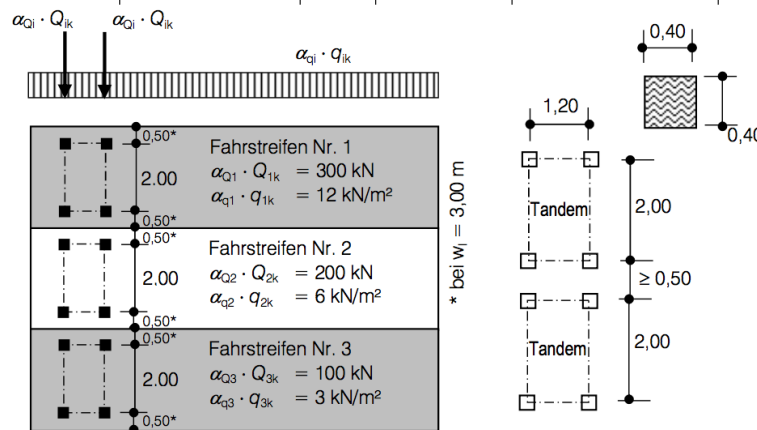
Belagsdicke [mm]	0	50	<b>80</b>	100	150	Schotter (600)
Oben wärmer	1,5	1,0	<b>0,82</b>	0,7	0,5	0,6
Unten wärmer	1,0	1,0	<b>1,0</b>	1,0	1,0	1,0
    - \* bei Überlagerung des konstanten und linearen Temperaturanteils die ungünstigere der beiden Kombinationen  $0,35 \cdot \Delta T_N + \Delta T_M$  und  $\Delta T_N + 0,75 \cdot \Delta T_M$  ansetzen
  - horizontal linearer Temperaturanteil  $\Delta T_{Mz}$  und nichtlinearer Anteil  $\Delta T_E$  i. d. R. vernachlässigbar
  - ohne genauen Nachweis Verwendung der 0,6-fachen Steifigkeiten des Zustands I wegen Übergang in Zustand II im GZT

• Vertikallasten aus Straßenverkehr: Lastmodell 1 (LM1)

- Für Straßenbrücken mit Einzelstützweiten  $l_i < 200$  m und Fahrbahnbreiten  $w < 42$  m (sonst sichere Seite)
- Unterteilung der Fahrbahn (Breite  $w$  zwischen den Schutzeinrichtungen) in  $n$  rechnerische Fahrstreifen mit Breite  $w_i$  und Restfläche
  - \*  $w \leq 5,4$  m:  $n = 1 \rightarrow w_i = 3,0$  m,  $w_r = w - 3$  m
  - \*  $5,4 \text{ m} \leq w \leq 6$  m:  $n = 2 \rightarrow w_i = \frac{w}{2}$ ,  $w_r = 0$  m
  - \*  $w > 6$  m:  $n = \text{Int} \frac{w}{3} \rightarrow w_i = 3$  m,  $w_r = w - n_i \cdot w_i$
  - \* wenn Schrammbordhöhe  $> 75$  mm,  $w =$  lichte Weite zwischen den Schrammborden
  - \* bei zwei Richtungsfahrbahnen auf einem Überbau: Sind mittlere Rückhaltesysteme fest angebracht, jeden Teil (einschl. Bankette und Standstreifen) getrennt in Fahrstreifen unterteilen, sind Rückhaltesysteme abnehmbar, gesamte Fahrbahnbreite zusammen unterteilen.
  - \* nur ein höchstbelasteter Fahrstreifen je Überbau (eine Nummerierung für gesamten Überbau)
- je eine Doppelachse (TS) je rechnerischem Fahrstreifen mit Radabstand 2,0 m, Abstand der Achsen untereinander 1,2 m und Radaufstandsfläche  $0,40 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m}$

\* Bemessungssachslast (TS)  $Q_{id} = \alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ , Bemessungsflächenlast (UDL)  $q_{id} = \alpha_{qi} \cdot q_{ik}$

FS-Nr.	Doppelachsen TS			Gleichmäßig verteilte Last		
	Achslast $Q_{ik}$	$\alpha_{Qi}$	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$	Flächenlast $q_{ik}$	$\alpha_{qi}$	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$
1	300 kN	1,0	300 kN	9,0 kN/m <sup>2</sup>	1,33	12 kN/m <sup>2</sup>
2	200 kN	1,0	200 kN	2,5 kN/m <sup>2</sup>	2,4	6 kN/m <sup>2</sup>
3	100 kN	1,0	100 kN	2,5 kN/m <sup>2</sup>	1,2	3 kN/m <sup>2</sup>
> 3	0 kN	–	0 kN	2,5 kN/m <sup>2</sup>	1,2	3 kN/m <sup>2</sup>
RF	0 kN	–	0 kN	2,5 kN/m <sup>2</sup>	1,2	3 kN/m <sup>2</sup>



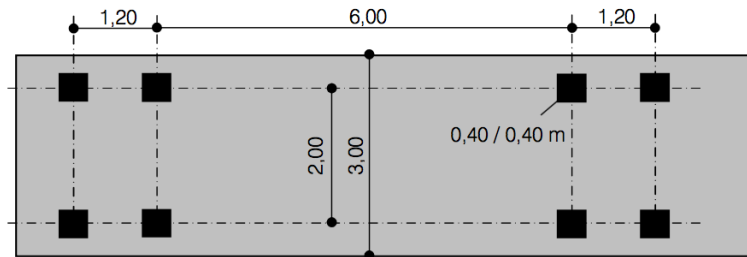
- \* bei Nachweisen in Querrichtung sind die Doppelachsen nebeneinander stehend anzunehmen
- \* Lastausbreitung unter  $45^\circ$  bis zur Systemlinie
- \* dynamische Erhöhung für mittlere Unebenheit und normale Fahrzeugfederung enthalten
- \* für alltägliche Verkehrszusammensetzungen Reduzierung der  $\alpha$ -Faktoren empfohlen
- Notgehweg auf den Kappen ist Restfläche
- FS und RF so ansetzen, dass sich die maximale Belastung auf die Hauptträger ergibt, Lage der Fahrstreifen untereinander variieren

• Vertikallasten aus Fußgängerverkehr: LM4 (Menschengedränge)

- Flächenlast  $q = 5 \text{ kN/m}^2$  auf der gesamten Überbaubreite zwischen Geländern
- bei Fußgängerbrücken oder auf Verlangen des Bauherrn
- keine Ansetzung zusammen mit LM1

- Ermüdung: Lastmodell 3 (FLM3)

- schädigungsäquivalentes, idealisiertes Einzelfahrzeug mit vier Achsen (Achslast  $Q_i = 120$  kN)



- \* wenn maßgebend, zweites Bemessungsfahrzeug in mindestens 40 m Abstand anordnen

- Lastkollektiv:  $N_{obs}$ : Anzahl erwarteter LKW je Jahr für einen LKW-Fahrstreifen

- \* Straßen und AB mit zwei oder mehr Fahrstreifen je Richtung mit hohem LKW-Anteil:  $N_{obs} = 2,0 \cdot 10^6$

- \* Straßen und AB mit mittlerem LKW-Anteil:  $N_{obs} = 0,5 \cdot 10^6$

- \* Hauptstraßen mit geringem LKW-Anteil:  $N_{obs} = 0,125 \cdot 10^6$

- \* Örtliche Straßen mit geringem LKW-Anteil:  $N_{obs} = 0,05 \cdot 10^6$

- dynamische Vergrößerungsfaktoren im Lastmodell enthalten, Erhöhungsfaktor  $\Delta\varphi_{fat}$  in der Nähe von Fahrbahnübergängen berücksichtigen

- \*  $\Delta\varphi_{fat} = 1 + 0,30 \cdot \left(1 - \frac{D}{6}\right) \geq 1,0$   
mit  $D$  [m]: Abstand des Querschnitts vom betrachteten Fahrbahnübergang

- Schnee

- zeitgleicher Ansatz mit LM1 nicht erforderlich
- berücksichtigen bei Bauzuständen oder überdachten oder beweglichen Brücken

- Wind

- Überprüfung der Schwingungsanfälligkeit gegenüber Windeinwirkungen
- vertikal wirkende Windlast vernachlässigbar
- horizontal wirkende Windlast in Abhängigkeit der Windzone, Geländekategorie und Höhe der Windresultierenden bestimmen
- \* Berücksichtigung von Lärmschutzwänden und Verkehrsband in der Projektionsfläche

### 3.2 Schnittgrößen auf Brücken

- Eigengewicht  $g_{k1}$  und Vorspannung: Berücksichtigung von Kriechen bzw. abschnittweisem Bauen

- Schnittgrößen lagern sich durch Kriechverformungen mit unterschiedlichen Betonaltern um  $\Rightarrow$  neues Kriechen durch jede neue Belastung

1. Schnittgrößenermittlung am Eingussystem (EGS) im fertigen Bauzustand

2. Schnittgrößenermittlung für jeden Bauzustand (BZ), dabei Last nur im vom Brückenbeginn entferntesten Feld anordnen

3. Schnittgröße ( $t \rightarrow \infty$ )  $\simeq EGS \cdot 0,8 + \sum BZ \cdot 0,2$

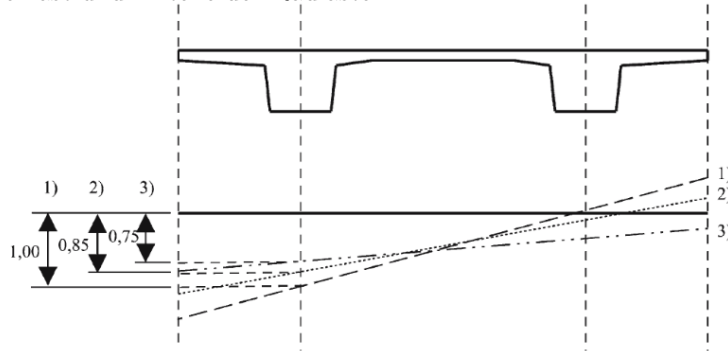
- Alternativ sehr aufwändige (EDV-gestützte) genauere Berechnung

- Ausbaulast  $g_{k2}$  auf EGS



- Vertikallasten aus Verkehr  $q_{k,TS}, q_{k,UDL}, q_{k,LM3}$

– Querverteilung der Verkehrslasten auf Hauptträger aus Einflusslinie → Streckenlast aus Flächenlast und Anteile der Radlasten



- — — — — starre Lagerung der Fahrbahnplatte auf den Längsträgern
- - - - - Plattenbalken mit üblichen Abmessungen
- · - · - · - Hohlkästen mit normalem Seitenverhältnis (1:1 bis 1:2) und Plattenbalken mit breiten Stegen

– Umhüllende für TS und FLM3 aus Einflusslinien (eigentlich nicht für Doppelachsen, sondern für Einzellasten)

– Umhüllende für ULS am EGS aus allen Laststellungen der Streckenlast

- Temperatur  $T_{k,M}$ :  $M_{St} = -1,5 \cdot \alpha_T \cdot (T_u - T_o) \cdot \frac{EI}{h} = 1,5 \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_M \cdot \frac{EI}{h}$

–  $T_o = -T_u = \frac{1}{2} \Delta T_M$  für  $\Delta T_{M,pos}$  und  $\Delta T_{M,neg}$

– positives Stützmoment für Oberseite wärmer als Unterseite

–  $M_F \simeq M_{St}$  in Mittelfeldern an Mehrfeldträgern

- Stützensenkung  $g_{kSET}$ :  $M_{St} = \pm \Delta s \cdot \frac{3 \cdot EI}{l^2}$

– Relativverschiebung einer Stütze zu beiden Nachbarstützen positiv oder negativ

– Feldmoment über Strahlensatz

- Momentenausrundung über Stützen:  $\Delta M = \frac{F \cdot t}{8}$

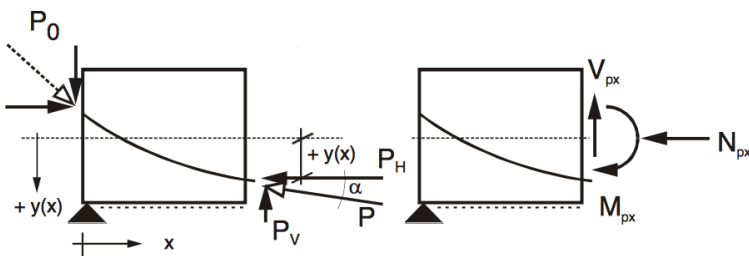
–  $F$ : Auflagerkraft

–  $t = b + 2 \cdot \tan 35^\circ \cdot z_u$ : auf die Schwerlinie des Querschnitts unter  $35^\circ$  aufgeweitete Auflagerbreite ( $b$ )

## 4 Wirkung der Vorspannung

### 4.1 Schnittgrößen durch Vorspannung

#### 4.1.1 Statisch bestimmte Tragwerke



- Keine Auflagerreaktionen aus Vorspannung  $\Rightarrow$  Eigenspannungszustand

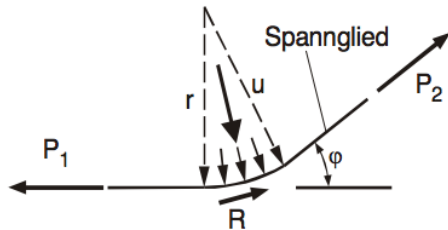
- $N_{px} = -P \cdot \cos \alpha \simeq -P$

- $V_{px} = -P \cdot \sin \alpha \simeq -P \cdot \tan \alpha = -P \cdot y'(x)$

- $M_{px} = -P \cdot \cos \alpha \cdot y(x) \simeq -P \cdot y(x)$
- Näherungen für  $\alpha \ll 1 \rightarrow \alpha \leq 8^\circ$
- alternativ: Umlenkkraftmethode

#### 4.1.2 Statisch unbestimmte Tragwerke

- Auflagerreaktionen aus Vorspannung möglich
- $M_{p,ges} = M_{p,dir} + M_{p,ind}$ 
  - $M_{p,dir} \approx f \cdot P$ : Direkter Anteil des Vorspannmoments am statisch bestimmten Ersatzsystem
  - $M_{p,ind}$ : Indirekter Anteil des Vorspannmoments
    - \* Linearer Verlauf zwischen Lagern, an Gelenken = 0
- Umlenkkraftmethode
  - Einzelkräfte aus Verankerungen
  - Umlenkkräfte (und Reibungskräfte) bei Richtungsänderungen



( $P_1 = P_2 = P$ , Annahme Reibungskräfte  $R \simeq 0$ )

- \* geknickter Verlauf: Einzellast  $U = 2 \cdot P \cdot \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \simeq P \cdot \varphi$ 
  - $U_v = U \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{2}\right) \simeq P \cdot \varphi$
  - $U_h = U \cdot \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) \simeq P \cdot \frac{\varphi^2}{2}$
- \* gekrümmter Verlauf: Streckenlast  $u = \frac{P}{R}$ 
  - $R = \frac{1}{\kappa}$  mit  $\kappa = \frac{f''(x)}{(1+(f'(x))^2)^{1,5}}$
  - Näherung:  $u = \frac{8 \cdot P \cdot f_{\max}}{l^2}$  (näherungsweise konstanter Verlauf)
- Berechnung der Schnittgrößen mit Kraftgrößenverfahren (aufwändig) oder über Tafelwerke (S4.2ff)
  - Wirkung der Vorspannkraft wie äußere Belastung auf das Tragwerk aufbringen (eigener Lastfall)
  - konstanter Spanngliedverlauf  $\rightarrow$  konstantes Biegemoment  $M_p = P \cdot f$
  - in beidseitig eingespannten Bauteilen mit konstantem Spanngliedverlauf keine Vorspannwirkung
  - Zweifeldträger mit  $R_1$  im Feld und  $R_2$  über dem Zwischenaufleger
    1. Berechnung von  $u_1$  als konstante Gleichstreckenlast und  $u_3 = u_1 + u_2$  zwischen den Wendepunkten am Zwischenaufleger
    2.  $M_{p,St,1} = 0,125 \cdot u_1 \cdot l^2$
    3.  $M_{p,St,3} = -u_3 \cdot \frac{a^2}{8} \cdot \left(2 - \frac{a}{l}\right)^2$  mit  $a$ : Abstand zwischen Zwischenaufleger und Wendepunkt
    4.  $M_{p,St,ind} = M_{p,St} - f \cdot P \rightarrow$  nimmt linear auf 0 zum Randaufleger ab
    5.  $M_{p,F} = P \cdot f_F + M_{p,ind,F}$ 
      - $M_{p,F,3} \approx 0$
  - Mehrfeldträger mit ungefähr gleicher Stützweite
    1. Berechnung von  $u_1$  als konstante Gleichstreckenlast und  $u_3 = u_1 + u_2$  zwischen den Wendepunkten am Zwischenaufleger
    2.  $M_{p,St,1} = 0,1 \cdot u_1 \cdot l^2$
    3.  $M_{p,St,3,aussen} = -u_3 \cdot \frac{a^2}{8} \cdot \left(2 - \frac{a}{l}\right)^2$  mit  $a$ : Abstand zwischen Zwischenaufleger und Wendepunkt

4.  $M_{p,St,3,innen} = -u_3 \cdot \frac{a^2}{3} \cdot (1,5 - \frac{a}{l})$  mit  $a$ : Abstand zwischen Zwischenaufleger und Wendepunkt
5.  $M_{p,St,3} \approx \frac{1}{2} \cdot (M_{p,St,3,aussen} + M_{p,St,3,innen})$
6.  $M_{p,St,ind} = M_{p,St} - f \cdot P \rightarrow$  nimmt linear auf 0 zum Randaufleger ab
7.  $M_{p,F} = P \cdot f_F + M_{p,ind,F}$

## 4.2 Wahl der Spanngliedführung

- Spanngliedführung im Randfeld eines Mehrfeldträgers
- parabelförmiger Spanngliedverlauf:  $y(x) = \frac{x^2}{2 \cdot R}$ ,  $y'(x) = \frac{x}{R}$ ,  $y''(x) = \frac{1}{R}$
- Abschnitt Verankerung – Feld: Ausrundungsradius  $R_1 = \frac{l^2 - l_0^2}{2 \cdot f}$ 
  - Geradenstück der Länge  $l_0$  (aus Zulassung) ab Verankerung
  - $l_1 = l - l_0$ : Abstand von Ende des Geradenstücks bis zum Tiefpunkt
  - $f$ : Stich zwischen Verankerung und Tiefpunkt an der Stelle  $l$
- Abschnitt Feld – Stütze
  - Wendepunkt liegt auf der Verbindungslinie zwischen Tief- und Hochpunkt
  - Steigung der Spanngliedführung im Wendepunkt entspricht der doppelten Steigung der Verbindungslinie
  - $\frac{l_2}{R_2} = \frac{l_3}{R_3} = 2 \cdot \frac{f_2 + f_3}{l_2 + l_3} = 2 \cdot \frac{f}{l} \rightarrow$  bei bekannter Geometrie und Stich  $R_2$  oder  $R_3$  wählen und den anderen bestimmen
- Abschnitt Stütze – Mittelfeld analog Feld – Stütze

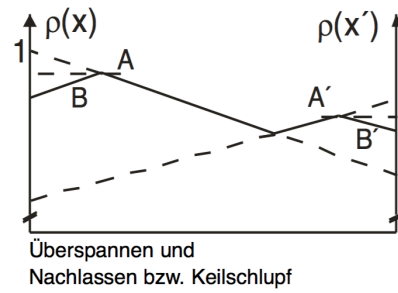
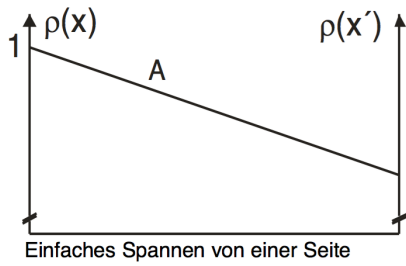
## 4.3 Zulässige Vorspannkraft

- allgemein: zul. Vorspannkraft  $P_{\max} = A_p \cdot \text{zul } \sigma_p$
- während des Spannens:  $\text{zul } \sigma_p = \begin{cases} 0,8 \cdot f_{pk} \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} \end{cases}$ 
  - abmindern durch Überspannreserve
- nach dem Spannen:  $\sigma_{pm0} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot f_{pk} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} \end{cases}$ 
  - Mittelwert der Vorspannkraft unmittelbar nach dem Verankern ( $P_{\max}$  abzgl. Verluste durch Reibung)

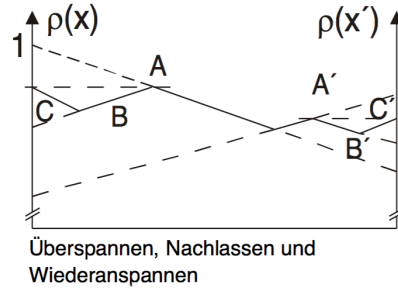
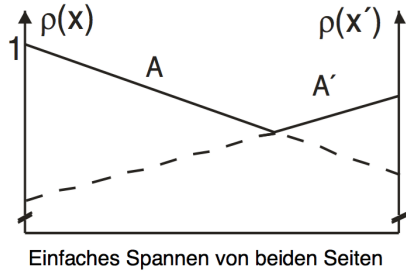
## 4.4 Spannkraftverluste

- $P(x, t) = P_0 - \Delta P_{el} - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{sl} - \Delta P_{c+s+r}(t)$ : Vorspannkraft zum Zeitpunkt  $t$  an der Stelle  $x$ 
  - $P_0 = A_p \cdot \text{zul } \sigma_{p0}$ : Maximale Vorspannkraft unmittelbar nach dem Vorspannen
  - $\Delta P_{el}$ : Spannkraftverlust infolge elastischer Verformung des Bauteils
  - $\Delta P_{\mu}(x)$ : Spannkraftverlust infolge Reibung (inkl. Überspannreserve)
  - $\Delta P_{sl}$ : Spannkraftverlust infolge Verankerungsschlupf
  - $\Delta P_{c+s+r}(t)$ : Zeitabhängige Spannkraftverluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation

4.4.1 Reibung



$$\rho(x) = \frac{P(x)}{P_0}$$



- Bei gekrümmtem oder umgelenktem Spanngliedverlauf wird das Spannglied gegen das Hüllrohr gepresst (auch bei Vorspannung ohne Verbund)
- $P(x) = P_0 \cdot e^{-\mu \cdot \gamma(x)}$ : Spannkraftverlauf über Spanngliedlänge ab Spannanker ( $x = 0$ )
  - $P_0$ : Vorspannkraft am Spannanker
  - $\mu$ : Reibungsbeiwert
    - \* Abhängig von Oberflächenbeschaffenheit der Spannglieder und Hüllrohre, Korrosionsbefall, Spannstahlprofilierung und Material
    - \* Werte aus Zulassungen oder nach EC2

	Interne Spannglieder <sup>a</sup>	Externe Spannglieder ohne Verbund			
		nicht geschmiert		geschmiert	
		Stahlhüllrohr	HDPE-Hüllrohr	Stahlhüllrohr	HDPE-Hüllrohr
kaltgezogener Draht	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Litze	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
gerippte Stäbe	0,65	–	–	–	–
glatte Rundstäbe	0,33	–	–	–	–

<sup>a</sup> bei Spanngliedern, die etwa die Hälfte des Hüllrohrs ausfüllen

- $\gamma(x) = \sum_i |\theta_i(x)| + k \cdot x$  [rad]: Umlenkwinkel bis zur Stelle  $x$ 
  - \*  $\sum_i |\theta_i(x)|$ : Summe der planmäßigen Umlenkwinkel bis zur Stelle  $x$  (jeweils Wendepunkt bis Horizontale des Spanngliedverlaufs oder Schnittwinkel der Wendepunkt tangente)
    - Allgemein: Umlenkwinkel aus Ableitung der Funktion des Spanngliedverlaufs oder als Sekantensteigung zwischen einzelnen Punkten
    - Bei konstanter Krümmung (Kreisbogen, Parabel):  $\theta = \frac{x}{r}$
    - Bei Krümmung in Auf- und Grundriss:  $\theta(x) = \sqrt{\theta_v^2 + \theta_h^2}$
  - \*  $k$  [ $\frac{\text{rad}}{\text{m}}$ ]: Unplanmäßiger Umlenkwinkel durch die Welligkeit des Spannglieds beim Einbau (bei externen Spanngliedern ohne Verbund vernachlässigbar)
- $\rho(x) := \frac{P(x)}{P_0} = e^{-\mu \cdot \gamma(x)}$ : Wirkungsfaktor
- Vereinfacht für kleine Winkel: Spannkraftverlust  $\Delta P = P_0 \cdot \mu \cdot \gamma(x)$
- Beidseitiges Vorspannen: Spannanker an beiden Seiten des Spannglieds, zuerst an der einen Seite, dann an der anderen vorspannen → dreiecksförmiger Spannkraftverlauf mit Minimum in Feldmitte
- Tabellarisches Vorgehen

Stelle	$x$ [m]	$\Delta\theta_i$	$\sum_i \Delta\theta_i$	$k \cdot x$	$\gamma(x) = \sum_i \Delta\theta_i + k \cdot x$	$\mu \cdot \gamma(x)$	$\rho(x) = e^{-\mu \cdot \gamma(x)}$
1	0	–	0	0	0	0	1,0

- $\Delta l_{sl}$ : Keilschlupf (Weg des Spannglieds, um sich im Beton zu verankern; aus Zulassung)
  - $A_{sl} = \frac{\Delta l_{sl}}{P_0 \cdot \left( \frac{1}{E_p \cdot A_p} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} \right)}$ : Fläche unter der Wirkungslinie, die vom Keilschlupf abgeschnitten wird
  - Gleichungssystem:  $\left[ \begin{array}{l} A_{sl} = x_{sl} \cdot \Delta \rho_{sl} \\ \frac{\Delta \rho_{sl}}{x_{sl}} = \frac{1 - \rho(x=l)}{l} \end{array} \right]$  (Fläche des Keils) (aus Strahlensatz)  $\rightarrow x_{sl}, \Delta \rho_{sl}$  (vereinfacht)
    - \*  $x_{sl}$ : Abstand des Blockierpunkts vom Spannanker/Einflusslänge des Keilschlupfs
    - \*  $\Delta \rho_{sl}$ : Spannkraftverlust zwischen Spannanker und Blockierpunkt
    - \*  $l$ : Spanngliedlänge
  - Ausführlich: Berechnung der Keilflächen der einzelnen Abschnitte mit konstanter Krümmung
    1.  $A_{s1} = (\rho_1 - \rho_2) \cdot \Delta x_1$
    2.  $A_{si} = A_{si-1} + (2 \cdot \Delta x_{i-1} + \Delta x_i) \cdot (\rho_i - \rho_{i+1}) \geq A_{sl}$ 
      - \* Blockierpunkt liegt im Abstand  $x$  vom Außenrand des äußersten Abschnitts, dessen Fläche größer als  $A_{sl}$  ist
      - \* Abschnitt  $i$  mit Länge  $\Delta x_i$  und Wirkungsfaktoren  $\rho_i$  (außen) und  $\rho_{i+1}$  (innen)
    3.  $\frac{\Delta \rho(x_B)}{x} = \frac{\rho_i - \rho_{i+1}}{\Delta x_i} \rightarrow \Delta \rho(x_B)$ : Steigung im Abschnitt  $i$  mit  $\Delta \rho(x_B)$ : Spannungsverlust zwischen Außenrand und Blockierpunkt (unbekannt)
    4.  $A_{sl} \stackrel{!}{=} \sum_{k=1}^{i-1} A_{sk} + 2 \cdot \sum_{k=1}^{i-1} \Delta x_k \cdot \Delta \rho(x_B) + x \cdot \Delta \rho(x_B) \rightarrow x \rightarrow \Delta \rho(x_B)$
    5.  $x_B = \sum_{k=1}^{i-1} \Delta x_k + x$
    6.  $\rho(x_B) = \rho_i - \Delta \rho$
  - $\rho'(0) = \rho(0) - 2 \cdot \Delta \rho_{sl}$ : Wirkungsfaktor am Spannanker durch Keilschlupf
  - $\rho(x = x_{sl}) = \rho(0) - \Delta \rho_{sl}$ : Wirkungsfaktor am Blockierpunkt
  - Keilschlupfwirkung erzielbar durch Überspannen und Nachlassen
  - Keile der Festanker und beweglicher Übergreifungskopplungen mit  $1,1 \cdot P_{m0,max}$  vorverkeilen, wenn die rechnerisch Spannkraft  $P = 0,7 \cdot P_{m0,max}$  unterschreitet.  
Ohne Vorverkeilung: Keilschlupf am Festanker:  $\Delta l_{sl} = 4$  mm, an der Übergreifungskopplung:  $\Delta l_{sl} = 8$  mm
  - Keile der Spannanker nach dem Spannen mit mindestens  $F = 0,1 \cdot P_{m0,max}$  eindrücken. Keilschlupf:  $\Delta l_{sl} = 3$  mm
- Überspannreserve
  - Kurzzeitiges Überspannen auf  $0,95 \cdot f_{p0,1k}$  nur mit erhöhtem (Genehmigungs-)Aufwand möglich  $\rightarrow$  Spannglied nicht voll ausnutzen, um größere Reibungsverluste kompensieren zu können
  - $k_\mu = e^{-\mu \cdot \gamma(x) \cdot (\kappa - 1)}$ : Abminderungsfaktor für die Spannstahlspannung
    - \*  $\kappa$ : Vorhaltemaß
      - $\kappa = 1,5$  bei ungeschützter Lagerung des Spannglieds im Hüllrohr bis zu drei Wochen oder mit Maßnahmen zum Korrosionsschutz
      - $\kappa = 2,0$  bei ungeschützter Lage über mehr als drei Wochen ( $\equiv$  um 100 % erhöhte Reibung)
    - \*  $x$ : Spangliedlänge bei einseitigem Vorspannen/Einflusslänge bei zweiseitigem Vorspannen
    - \* Auswirkung auf Wirkungsfaktor:  $\rho_{eff} = \rho \cdot k_\mu = e^{-\kappa \cdot \mu \cdot \gamma}$
  - $\sigma_{p,max} \leq k_\mu \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{pk} \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right.$
- $\Delta l_N$ : Nachlassen
  - Spannglied wird nach dem Vorspannen am Spannanker von  $\rho_0$  auf  $\rho'_0$  entlastet
  - Wirkung analog Keilschlupf
  - $\rho_N = \sqrt{\rho_0 \cdot \rho'_0}$ : Wirkungsfaktor am Blockierpunkt
  - $\gamma_N = \frac{1}{2 \cdot \mu} \cdot \ln \left( \frac{\rho_0}{\rho'_0} \right)$ : Umlenkung am Blockierpunkt
  - Ablesen/berechnen der Einflusslänge des Nachlassens ( $x_N$ ) über  $\gamma_N$  oder  $\rho_N$

- $\Delta l = P_0 \cdot A_1 \cdot \left( \frac{1}{E_p \cdot A_p} + \frac{1}{E_c \cdot A_{cn}} \right)$ : Längenänderung beim Nachlassen
- \*  $A_1 = \int_0^{x_N} (\rho(x) - \rho'(x)) dx \approx \frac{1}{2} \cdot x_N \cdot (\rho_0 - \rho'_0)$ : Fläche des Entlastungskeils

- Spannberechnung zur Kontrolle des Spannkraftverlaufs (vor Verkeilen und Nachlassen)

- $\Delta l = \delta_p - \delta_{cp} = P_0 \cdot A_0 \cdot \left( \frac{1}{E_p \cdot A_p} + \frac{1}{E_c \cdot A_{cn}} \right)$
- \*  $\delta_p$ : Verlängerung des Spannglieds
- \*  $\delta_{cp}$ : Verkürzung des Betons durch Vorspannkraft (vernachlässigbar)
- \*  $A_0 = \int_0^l \rho(x) dx$ : Fläche unter  $\rho(x)$  (näherungsweise als Trapez über die gesamte Spanngliedlänge)

#### 4.4.2 Kriechen, Schwinden und Relaxation

1. Berechnungen der Spannstahlspannung  $\sigma_{p0}$  und der Betonspannung am Spannglied  $\sigma_{c,QP}$  durch die quasi-ständige Last zum Belastungszeitpunkt  $t_0$  nach Abschnitt 5.2

- $\sigma_{p0}$ : Ausgangsspannung in den Spanngliedern unmittelbar nach dem Vorspannen und infolge der quasi-ständigen Einwirkungen
- $\sigma_{c,QP} = \sigma_{cip}$ : Betonspannung in Höhe der Spannglieder unter der quasi-ständigen EWK (mit Vorspannung, ohne Tandemachsen und Flächenlast aus Verkehr) oder je nach Bauzustand nur eines Teils der Vorspannung und des Eigengewichts
- Kräfte, die beim Vorspannen wirken, zusammenfassen
- später wirkende Lasten (Ausbaulast, Schnee) in eigenem Lastfall mit eigener Kriechzahl bestimmen und superponieren oder auf der sicheren Seite liegend gleichzeitig mit Vorspannkraft ansetzen

2. Bestimmung der Kriechzahl  $\varphi(t = \infty, t_0)$

- Berechnung von  $h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{u}$  mit  $u$ : Umfangslänge des QS, die dem Trocknen ausgesetzt ist
  - Innenseite von Hohlkastenquerschnitten nur zu 50 % bei  $u$  berücksichtigen
- Ablesen der Kriechzahl  $\varphi$  in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte, des Belastungsalters  $t_0$ , der Zementart, der Betonfestigkeitsklasse und  $h_0$  aus Anhang
  - $RH = 80$  % für Brückenbauwerke
- Nichtlineares Kriechen, wenn  $\sigma_{c,perm} > 0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$ :  $\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp(1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45))$  mit  $k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{ck}(t_0)}$

3. Berechnung der Endschwinddehnung  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$

- $\varepsilon_{cd}(t) = \gamma_{lt} \cdot \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0}$ : Trocknungsschwinden
  - $\varepsilon_{cd0}$  in Abhängigkeit der rel. Luftfeuchte, Festigkeitsklasse und Zementart aus Anhang
  - $k_h$ 

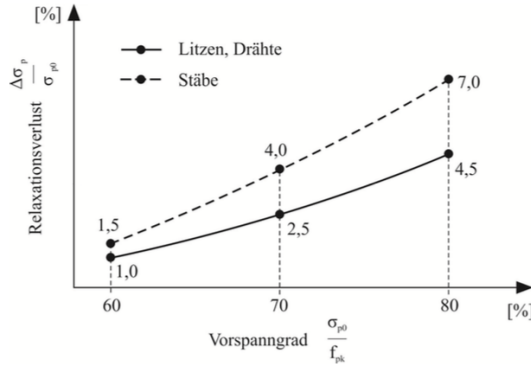
$h_0$ [mm]	100	200	300	$\geq 500$
$k_h$	1,0	0,85	0,75	0,70
  - $\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t-t_s}{(t-t_s)+0,04 \cdot h_0^{1,5}} \rightarrow 1,0$  für  $t \rightarrow \infty$  ( $t_s$ : Endzeitpunkt der Nachbehandlung)
  - $\gamma_{lt}$ : Sicherheitsfaktoren für die Langzeit-Extrapolation verzögerter Verformungen
 

$t$ [a]	< 1	5	10	50	100	300
$\gamma_{lt}$	1,00	1,07	1,10	1,17	1,20	1,25
- $\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$ 
  - $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$
  - $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) \rightarrow 1,0$  für  $t \rightarrow \infty$

4. Berechnung des Relaxationsverlusts des Spannstahls:  $\Delta\sigma_{pr} = \rho_\infty \cdot \sigma_{p0}$

- Berechnung des Vorspanngrads  $\frac{\sigma_{p0}}{f_{pk}}$

- Ablesen des Relaxationsbeiwerts  $\rho_{1000} \rightarrow \rho_{inf,ty} \approx 3 \cdot \rho_{1000}$  (oder aus Zulassung)



5. Spannkraftverlust:  $\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(\infty, t_0) \cdot |\sigma_{c,QP}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_{ci}} \cdot (1 + \frac{A_{ci}}{I_{ci}} \cdot z_{cip}^2) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi(\infty, t_0))}$

- Lasten, die nach dem Vorspannen angreifen:  $\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \frac{\frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(\infty, t_0) \cdot |\sigma_{c,QP}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_{ci}} \cdot (1 + \frac{A_{ci}}{I_{ci}} \cdot z_{cip}^2) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi(\infty, t_0))}$

## 5 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

- Durchzuführende Nachweise und Grenzwerte für Rissbreiten im Anhang
- Einwirkungskombinationen

- Quasi-ständig:  $E_{d,perm} = \sum_i G_{i,k} + \sum_j \psi_{2,j} \cdot Q_{j,k} + r_{inf/sup} \cdot P$
- Häufig:  $E_{d,freq} = \sum_i G_{i,k} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j>1} \psi_{2,j} \cdot Q_{j,k} + r_{inf/sup} \cdot P$
- Selten/charakteristisch:  $E_{d,rare} = \sum_i G_{i,k} + Q_{k,1} + \sum_{j>1} \psi_{0,j} \cdot Q_{j,k} + r_{inf/sup} \cdot P$
- Bei Straßenbrücken entweder Temperatur oder Lastgruppe (TS+UDL) als Leiteinwirkung

- Streuung der Vorspannung

- $r_{sup} = \begin{cases} 1,10 & \text{für Vorspannung mit nachträglichem Verbund} \\ 1,05 & \text{für Vorspannung ohne Verbund oder mit sofortigem Verbund} \end{cases}$ , wenn Vorspannung für Nachweis und Einwirkungskombination ungünstig wirkt
- $r_{inf} = \begin{cases} 0,90 & \text{für Vorspannung mit nachträglichem Verbund} \\ 0,95 & \text{für Vorspannung ohne Verbund oder mit sofortigem Verbund} \end{cases}$ , wenn Vorspannung für Nachweis und Einwirkungskombination günstig wirkt

### 5.1 Vorbemessung

#### 5.1.1 Vereinfachter Nachweis der Dekompression

- hier: Vorgehen für Last von oben, Vorspannung im Feld nahe der Unterseite, am Zwischenaufleger nahe der Oberseite (andernfalls Bezeichnungen umkehren)

1. Bestimmung des Biegemoments  $M_{Ed}$  unter der maßgebenden Einwirkungskombination ohne Berücksichtigung der Vorspannung für die vorliegende Expositionsklasse (siehe Tabelle)
2. Berechnung der Bruttoquerschnittswerte (Abschnitt 1)

3. Nachweis an der Unterseite im Feld:  $\sigma_{cu} = \left( -\frac{P_\infty}{A_c} - \frac{M_{p\infty}}{W_{cu}} \right) \cdot r_{inf} + \frac{M_{Ed}}{W_{cu}} \stackrel{!}{\leq} 0 \rightarrow P_{\infty, \min}$

- Vorspannung bewirkt Längsdruckspannung und negatives Biegemoment, äußere Lasten positives Moment ( $M_{Ed} > 0$ )

4. Nachweis an der Oberseite im Feld:  $\sigma_{co} = \left( -\frac{P_\infty}{A_c} + \frac{M_{p\infty}}{W_{co}} \right) \cdot r_{sup} - \frac{M_{Ed}}{W_{co}} \stackrel{!}{\leq} 0 \rightarrow P_{\infty, \max}$

5. Nachweis an der Unterseite am Auflager:  $\sigma_{cu} = \left( -\frac{P_\infty}{A_c} + \frac{M_{p\infty}}{W_{cu}} \right) \cdot r_{sup} + \frac{M_{Ed}}{W_{cu}} \stackrel{!}{\leq} 0 \rightarrow P_{\infty, \max}$

- Vorspannung bewirkt Längsdruckspannung und positives Biegemoment, äußere Lasten negatives Moment ( $M_{Ed} < 0$ )
6. Nachweis an der Oberseite am Auflager:  $\sigma_{co} = \left(-\frac{P_\infty}{A_c} - \frac{M_{p\infty}}{W_{co}}\right) \cdot r_{inf} - \frac{M_{Ed}}{W_{co}} \stackrel{!}{\leq} 0 \rightarrow P_{\infty, \min}$
  7.  $P_\infty = P_0 \cdot (c + s + r) = A_p \cdot \sigma_{pm0} \cdot (c + s + r) = A_p \cdot \sigma_{pm\infty}$ : Spannkraft zum Zeitpunkt  $t = \infty$ 
    - $\sigma_{pm0} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right.$  : zul. Spannstahlspannung nach Absetzen der Pressen
  8. Wahl des Spannverfahrens und Anzahl der Litzen/Spannstähle
    - (a)  $n_{erf} = \frac{A_p}{A_{p, Litze}} \rightarrow$  aufrunden
    - (b) Wahl des Spannglieds gemäß Zulassung
  9. Weiteres Vorgehen
    - (a) Bestimmung des Hüllrohrdurchmessers
    - (b) Berechnung der Nettoquerschnittswerte
    - (c) Wahl der Vorspannkraft  $P_{m0} = A_{p, vorh} \cdot \sigma_{pm0}$
    - (d) Genaue Querschnittsnachweise

### 5.1.2 Vorbemessung über Betondruckspannungen

- Spannungsberechnung analog Abschnitt 5.1.1 unter Berücksichtigung der Streuung und des zeitlichen Verlusts der Vorspannkraft für den jeweiligen Querschnittsrand unter den äußeren Einwirkungen
- quasi-ständiges Biegemoment  $M_{Ed}$  unter der maßgebenden Einwirkungskombination ohne Berücksichtigung der Vorspannung
- zulässige Betondruckspannung (negativ):  $\sigma_{c, zul} = -0,45 \cdot |f_{ck}|$  (lin. Kriechen)

### 5.1.3 Vorbemessung über Eigengewicht

- Schnittgrößen infolge Vorspannung entsprechen annähernd dem Eigengewicht  $\rightarrow u \approx g$
- $g_1 \stackrel{!}{=} u_{Feld} = \frac{P_\infty}{R} = \frac{8 \cdot P_\infty \cdot f}{l^2} \rightarrow P_\infty \rightarrow P_{m0}$
- Wahl der Spannglieder über  $erfA_p = \frac{erfP_{m0}}{zul\sigma_{pm0}}$  mit  $zul\sigma_{pm0} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right.$
- Bei vorgespannten Platten Spanngliederabstand  $s$  berechnen

## 5.2 Spannungsnachweise

- hier: Vorgehen für Last von oben, Vorspannung nahe der Unterseite (andernfalls Bezeichnungen umkehren), Vorzeichen für positives Biegemoment
1. Berechnung der Netto- und der ideellen Querschnittswerte
  2. Bestimmung des Biegemoments durch Eigengewicht ( $g_1$ ), Ausbaulast ( $g_2$ ) und Verkehrslast ( $q$ ) getrennt nach Einwirkungsarten ( $j$ )
  3. Berechnung der Betonspannungen an den maßgebenden Querschnittsstellen
    - Spannungen aus Lasten, die vor dem Vorspannen auf das Bauteil wirken, auf Nettoquerschnitt
      - $\sigma_{cno, g1[+g2]} = -\frac{M_{g1k}[+M_{g2k}]}{W_{cno}}$
      - $\sigma_{cnu, g1[+g2]} = \frac{M_{g1k}[+M_{g2k}]}{W_{cnu}}$
      - Ausbaulast  $g_2$  nur ansetzen, wenn sie vor dem Vorspannen wirkt



- Spannungen aus Lasten, die nach dem Vorspannen auf das Bauteil wirken, auf ideellen Querschnitt

$$- \sigma_{cio,q} = -\frac{M_{qk}}{W_{cio}}$$

$$- \sigma_{ciu,q} = \frac{M_{qk}}{W_{ciu}}$$

$$- \sigma_{cip,q} = \frac{M_{qk}}{W_{cip}}$$

- Zusätzlich Ausbaulast  $g_2$  ansetzen, wenn sie nach dem Vorspannen wirkt

- Spannungen aus Vorspannung ( $t = 0$ ) auf Nettoquerschnitt

$$- \sigma_{cno,p} = -\frac{P_{m0}}{A_{cn}} + \frac{M_{pm0}}{W_{cno}}$$

$$- \sigma_{cnu,p} = -\frac{P_{m0}}{A_{cn}} - \frac{M_{pm0}}{W_{cnu}}$$

$$- \sigma_{cnp,p} = -\frac{P_{m0}}{A_{cn}} - \frac{M_{pm0}}{W_{cnp}}$$

- Bei Vorspannung ohne Verbund wirken die Lasten bei externer Spanngliedführung auf den Bruttoquerschnitt und bei interner Spanngliedführung auf den Nettoquerschnitt
- Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund wirken alle Lasten auf den ideellen Querschnitt

#### 4. Zusammenfassung der Betonspannungen zu Einwirkungskombinationen

- Wenn  $\sigma_{c,p} > 0$  (=Zug) an der betrachteten Stelle, wirkt die Vorspannung für den Druckspannungsnachweis günstig  $\rightarrow r_{sup}$ , für den Dekompressionsnachweis ungünstig  $\rightarrow r_{inf}$ .  
Wenn  $\sigma_{c,p} < 0$  (=Druck) an der betrachteten Stelle, wirkt die Vorspannung für den Druckspannungsnachweis ungünstig  $\rightarrow r_{inf}$ , für den Dekompressionsnachweis günstig  $\rightarrow r_{sup}$ .

- Quasi-ständige Kombination

$$- \sigma_{co,t=0,perm} = \sum_i \sigma_{cno,gk,i} + \sum_j \psi_{2,j} \cdot \sigma_{cio,qk,j} + \sigma_{cno,p} \cdot r_{inf/sup}$$

$$- \sigma_{cu,t=0,perm} = \sum_i \sigma_{cnu,gk,i} + \sum_j \psi_{2,j} \cdot \sigma_{ciu,qk,j} + \sigma_{cnu,p} \cdot r_{inf/sup}$$

$$- \sigma_{co,t=\infty,perm} = \sum_i \sigma_{cno,gk,i} + \sum_j \psi_{2,j} \cdot \sigma_{cio,qk,j} + \sigma_{cno,p} \cdot (c + s + r) \cdot r_{inf/sup}$$

$$- \sigma_{cu,t=\infty,perm} = \sum_i \sigma_{cnu,gk,i} + \sum_j \psi_{2,j} \cdot \sigma_{ciu,qk,j} + \sigma_{cnu,p} \cdot (c + s + r) \cdot r_{inf/sup}$$

- Häufige Kombination

$$- \sigma_{co,t=0,freq} = \sum_i \sigma_{cno,gk,i} + \psi_{1,1} \cdot \sigma_{cio,qk,1} + \sum_{j>1} \psi_{2,j} \cdot \sigma_{cio,qk,j} + \sigma_{cno,p} \cdot r_{inf/sup}$$

$$- \sigma_{cu,t=0,freq} = \sum_i \sigma_{cnu,gk,i} + \psi_{1,1} \cdot \sigma_{ciu,qk,1} + \sum_{j>1} \psi_{2,j} \cdot \sigma_{ciu,qk,j} + \sigma_{cnu,p} \cdot r_{inf/sup}$$

$$- \sigma_{co,t=\infty,freq} = \sum_i \sigma_{cno,gk,i} + \psi_{1,1} \cdot \sigma_{cio,qk,1} + \sum_{j>1} \psi_{2,j} \cdot \sigma_{cio,qk,j} + \sigma_{cno,p} \cdot (c + s + r) \cdot r_{inf/sup}$$

$$- \sigma_{cu,t=\infty,freq} = \sum_i \sigma_{cnu,gk,i} + \psi_{1,1} \cdot \sigma_{ciu,qk,1} + \sum_{j>1} \psi_{2,j} \cdot \sigma_{ciu,qk,j} + \sigma_{cnu,p} \cdot (c + s + r) \cdot r_{inf/sup}$$

- Seltene/charakteristische Kombination

$$- \sigma_{co,t=0,rare} = \sum_i \sigma_{cno,gk,i} + \sigma_{cio,qk,1} + \sum_{j>1} \psi_{0,j} \cdot \sigma_{cio,qk,j} + \sigma_{cno,p} \cdot r_{inf/sup}$$

$$- \sigma_{cu,t=0,rare} = \sum_i \sigma_{cnu,gk,i} + \sigma_{ciu,qk,1} + \sum_{j>1} \psi_{0,j} \cdot \sigma_{ciu,qk,j} + \sigma_{cnu,p} \cdot r_{inf/sup}$$

$$- \sigma_{co,t=\infty,rare} = \sum_i \sigma_{cno,gk,i} + \sigma_{cio,qk,1} + \sum_{j>1} \psi_{0,j} \cdot \sigma_{cio,qk,j} + \sigma_{cno,p} \cdot (c + s + r) \cdot r_{inf/sup}$$

$$- \sigma_{cu,t=\infty,rare} = \sum_i \sigma_{cnu,gk,i} + \sigma_{ciu,qk,1} + \sum_{j>1} \psi_{0,j} \cdot \sigma_{ciu,qk,j} + \sigma_{cnu,p} \cdot (c + s + r) \cdot r_{inf/sup}$$

#### 5. Nachweise der Betondruckspannung

- $t = 0$ : Zug aus äußerer Last (Eigengewicht) und Vorspannung mit  $r_{sup}$
- $t = \infty$ : Druck aus äußerer Last (Gesamtlast) und Vorspannung mit  $r_{inf}$  und Spannkraftverlusten
- $\sigma_{c,perm} \geq -0,45 \cdot |f_{ck}|$  zur Vermeidung von nichtlinearem Kriechen
- $\sigma_{c,rare} \geq -0,60 \cdot |f_{ck}|$  zur Vermeidung von Längsrissen in den Expositionsklassen XD, XF, XS  
– sonst Erhöhung der Betondeckung in der Druckzone oder Umschnürung durch Querverwehrung

#### 6. Nachweis der Betonzugspannungen: $\sigma_{c,rare} \leq f_{ct,eff}$

- $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ , wenn Berechnung der Mindestzugbewehrung mit  $f_{ctm}$
- Wenn nicht eingehalten, Berechnung mit gerissenen Querschnitten im Zustand II
- Brückenbau: zusätzlich Biegezugspannungsnachweis in Querrichtung (Grenzwerte siehe Anhang)

7. Vereinfachter Nachweis der Dekompression:  $\sigma_{c,perm} \leq 0$  im gesamten Querschnitt

- Bemessung mit Querschnittswerten des Zustands I möglich, wenn vereinfachter Nachweis eingehalten
- Bei einer an den Momentenverlauf angepassten Spanngliedführung und bei nachgewiesener Kompression an dem dem Spannglied nähergelegenen Querschnittsrand ist der Nachweis gegen Dekompression am gegenüberliegenden Querschnittsrand bei üblichem Verhältnis zwischen Eigen- und Nutzlasten in der Regel eingehalten
- Hochbau: vereinfacht gesamter Querschnitt unter Druck
  - Genauer Nachweis: Betonquerschnitt um das Spannglied im Bereich von 100 mm oder  $1/10$  der Querschnittshöhe steht im Zustand II unter Druckspannungen (FEM)
- Straßenbrücken: Nachweis nur am Querschnittsrand nahe der Spannglieder

8. Nachweis der Schubrissbildung bei schlanken Stegen ( $h_w > 3 \cdot b_w$ ):

$$\sigma_{c1, freq} = \frac{\sigma}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \leq f_{ctk;0,05}$$

- Nachweis im Abstand  $x = \frac{h}{2}$  von der Auflagerkante
- $\tau = \frac{Q(x) \cdot S(z)}{I_y \cdot b(z)}$
- $\sigma$ : Betonspannung in Stegmitte

9. Nachweise der maximalen Spannstahlspannungen

- Erhöhung der Stahlspannung durch Lasten, die nach dem Herstellen des Verbunds aufgebracht werden
- $\sigma_{p,perm,\infty} = \frac{P_{m\infty}}{A_p} + \alpha_p \cdot ([\sigma_{cip,g2k} +] \sum_j \psi_{2,j} \cdot \sigma_{cip,q,j}) \leq 0,65 \cdot f_{pk}$   
(nur bei internen Spanngliedern mit Verbund)
- $\sigma_{p,rare,0} = \frac{P_{m0}}{A_p} + \alpha_p \cdot ([\sigma_{cip,g2k} +] \sum_j \sigma_{cip,q,j}) \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,80 \cdot f_{pk} \\ 0,90 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right.$
- $\sigma_{pm0} = \frac{P_{m0}}{A_p} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} \\ 0,85 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right.$

10. Nachweis der maximalen Betonstahlzugspannungen:  $\sigma_{s,rare} \leq 0,8 \cdot f_{yk}$  (Zustand II)

### 5.3 Begrenzung der Rissbreiten

- Wenn  $\sigma_{c,rare} > f_{ct,eff}$ , Rissbreitennachweis nach Abschnitt 5.3.1 und Mindestbewehrung nach Abschnitt 5.3.2
- Wenn  $-1 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,rare} \leq f_{ct,eff}$ , Mindestbewehrung nach Abschnitt 5.3.2
- Wenn  $\sigma_{c,rare} < -1 \text{ MPa}$ , keine Nachweise erforderlich
  - Bei Vorspannung ohne Verbund Anwendung der seltenen EWK möglich

#### 5.3.1 Rissbreitennachweis für äußere Belastung

- Wenn  $\sigma_c \leq f_{ct,eff}$ , kein Rissbreitennachweis erforderlich
- $\sigma_c = \begin{cases} \sigma_{c,perm} & \text{für Vorspannung ohne Verbund} \\ \sigma_{c,freq} & \text{für Vorspannung mit Verbund} \end{cases}$

1. Berechnung der mittleren statischen Nutzhöhe  $d_m = h - d_{1,m}$

- $d_{1,m} = \frac{\sum_i A_{s1,i} \cdot d_{1,i} + \sum_j A_{p,j} \cdot d_{1p,j}}{\sum_i A_{s1,i} + \sum_j A_{p,j}}$ 
  - $A_{s1,i}$ : Betonstahlfläche im Abstand  $d_{1,i}$  vom unteren Querschnittsrand
  - $A_{p,j}$ : Spannstahlfläche im Abstand  $d_{1p,j}$  vom unteren Querschnittsrand

2. Berechnung der Stahlspannung im Zustand II

- $\sigma_s = \sigma_{s2} + 0,4 \cdot f_{ct,eff} \cdot \left( \frac{1}{\rho_{p,eff}} - \frac{1}{\rho_{tot}} \right)$
- $f_{ct,eff} = \begin{cases} 0,5 \cdot f_{ctm} & \text{für Zwang im frühen Betonalter (Hydratation)} \\ f_{ctm} \geq 3,0 \text{ MPa} & \text{für Zwang nicht mit Sicherheit innerhalb 28 Tagen} \end{cases}$
- $\rho_{tot} = \frac{A_s + A_p}{A_{c,eff}}$ : Bewehrungsgrad inklusive Spannstahl
  - \*  $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef}$ : Effektive Betonzugfläche
  - $h_{c,ef} = d_1 \cdot \begin{cases} 2,5 & \text{für } \frac{h}{d_1} \leq 10 \\ (2,5 + 0,05 \cdot (\frac{h}{d_1} - 10)) & \text{für } 10 < \frac{h}{d_1} < 60 \\ 5 & \text{für } \frac{h}{d_1} \geq 60 \end{cases} \leq \frac{1}{3}(h - x_{II})$
  - Entspricht Wirkungsbereich der Bewehrung: Nur Spannstahl ansetzen, der innerhalb  $A_{c,eff}$  liegt
- $\rho_{eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}}$ : effektiver Bewehrungsgrad
  - \*  $\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}$
  - $\xi$

Spannstahl	$\xi$		
	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,3	0,15
Litzen	0,6	0,5	0,25
profilierte Drähte	0,7	0,6	0,3
gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35

ANMERKUNG Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.

- $\phi_p = \begin{cases} 1,6 \cdot \sqrt{A_p} & \text{für Bündelspannglieder} \\ 1,20 \cdot \phi_{Draht} & \text{für Einzellitzen mit 3 Drähten} \\ 1,75 \cdot \phi_{Draht} & \text{für Einzellitzen mit 7 Drähten} \end{cases}$

• Nur Spannglieder anrechnen, die in einem Rechteck mit Kantenabstand von 15 cm um die schlaffe Bewehrung liegen

- $\sigma_{s2} = E_s \cdot \chi_{II} \cdot (d - x_{II})$ : Betonstahlspannung im „nackten“ Zustand II nach Dutulescu
  - \*  $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$ : Äquivalenzfaktor vereinfacht mit  $E_s = E_p = 200 \text{ GPa}$
  - \*  $A_{s1} = A_s + A_p$
  - \* Einwirkungskombination  $M_d$  aus äußerer Last und Vorspannung (mit  $r_{inf}$ ) entsprechend EWK für Rissbreitennachweis

- Kontrolle, ob Spannstahl die Zusatzspannungen aufnehmen kann
  - $\sigma_{py,d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$ : Spannung bei Fließbeginn des Spannstahls mit  $\gamma_s = 1,15$
  - $\sigma_{p0} = \frac{E_{0k}}{A_p} \cdot r_{sup}$ : Spannung durch Vordehnung des Spannstahls
  - $\max \Delta \sigma_P = \sigma_{py,d} - \max \sigma_{p0} \stackrel{!}{\geq} \sigma_{s2}$

3. Indirekter Rissbreitennachweis über Grenzdurchmesser: vorh  $\phi_s \stackrel{!}{\leq} \max \phi_s^*$

- Ablesen von  $\max \phi_s^*$  aus Tabelle in Abhängigkeit von  $\sigma_s$  und zul  $w_k$

4. Direkte Berechnung der Rissbreite:  $w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  [mm]

- Differenz der mittleren Dehnungen:  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{E_s} \cdot \left[ \sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha \cdot \rho_{eff}) \right] \\ 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right.$
- Rissabstand  $s_{r,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\phi_s}{3,6 \cdot \rho_{eff}} \quad (\text{abgeschlossene Rissbildung}) \\ \frac{\sigma_s \cdot \phi_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \quad (\text{Einzelrissbildung}) \end{array} \right.$

5. Nachweis:  $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$  i. d. R. (s. u.)

### 5.3.2 Mindestbewehrung zur Beschänkung der Rissbreiten (Zwang)

- Überprüfung, ob Mindestbewehrung einzulegen ist
  - Spannglieder ohne Verbund: Mindestbewehrung erforderlich
  - Spannglieder mit Verbund: keine Bewehrung am jeweiligen Querschnittsrand erforderlich, wenn  $\sigma_{c,rare} \leq -1$  MPa
    - \* Feld: Unterseite für  $t = \infty$  mit  $r_{inf}$ , Oberseite für  $t = 0$  mit  $r_{sup}$
    - \* Auflager: Unterseite für  $t = 0$  mit  $r_{sup}$ , Oberseite für  $t = \infty$  mit  $r_{inf}$
- $erfA_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$ 
  - $f_{ct,eff} = \begin{cases} 0,5 \cdot f_{ctm} & \text{für Zwang im frühen Betonalter (Hydratation)} \\ f_{ctm} \geq 3,0 \text{ MPa} & \text{für Zwang nicht mit Sicherheit innerhalb 28 Tagen} \end{cases}$
  - $k_c = \begin{cases} 0,4 \cdot \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \frac{h}{h^*} \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1,0 & \text{für rechteckige QS und Stege von Plattenbalken} \\ 0,9 \cdot \frac{F_{cr,Gurt}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5 & \text{für Zuggurte von Plattenbalken} \end{cases}$ 
    - \*  $\sigma_c$ : Betonspannung in Schwerlinie des (Teil-)Querschnitts (Druck positiv)
      - Steg, Zug unten:  $\sigma_c = -f_{ct,eff} + \frac{f_{ct,eff} + \sigma_{cp,\infty}}{z_{ciu}} \cdot \frac{h}{2}$   
 $\sigma_{cp,\infty} = \frac{r_{inf} \cdot P_\infty}{A_{ci}}$ : Spannung an der Schwerlinie des Querschnitts  
 $z_{ciu}$ : Abstand Gesamtschwerpunkt – Unterkante Gesamtquerschnitt  
 Aufteilung in Teilquerschnitte kann ggf. entfallen
      - Steg, Zug oben:  $\sigma_c = -f_{ct,eff} + \frac{f_{ct,eff} \cdot z_{s,Steg}}{h_{ct}}$   
 $\sigma_{cp,0} = \frac{r_{inf} \cdot P_0}{A_{ci}}$   
 $z_{s,Steg}$ : Abstand Schwerpunkt Steg – Oberkante Gesamtquerschnitt  
 $h_{ct} = \frac{|f_{ct,eff}|}{|f_{ct,eff}| + |\sigma_{cp,0}|} \cdot z_{cio}$ : Höhe der Zugzone am Gesamtquerschnitt bei Erstriss
    - \*  $F_{cr,Gurt} = \begin{cases} \sigma_{c,Gurt} \cdot h_t \cdot (b_{eff} - b_w) & \text{für } h_t \leq h_{ct} \\ 0,5 \cdot f_{ct,eff} \cdot h_{ct} \cdot (b_{eff} - b_w) & \text{für } h_t \geq h_{ct} \end{cases}$ 
      - $\sigma_c = \frac{h_{ct} - 0,5 \cdot h_t}{h_{ct}} \cdot f_{ct,eff}$   
 $h_t$ : Gurthöhe  
 $h_{ct} = \frac{|f_{ct,eff}|}{|f_{ct,eff}| + |\sigma_{cp,0}|} \cdot z_{cio}$ : Höhe der Zugzone am Gesamtquerschnitt bei Erstriss
  - \*  $k_1 = \begin{cases} 1,5 & \text{für Drucknormalkraft} \\ \frac{2}{3} \cdot \frac{h^*}{h} & \text{für Zugnormalkraft} \end{cases}$
  - \*  $h^* = \begin{cases} h & \text{für } h < 1 \text{ m} \\ 1 \text{ m} & \text{für } h \geq 1 \text{ m} \end{cases}$
  - $k = \begin{cases} 0,8 & \text{für inneren (+ äußeren) Zwang und } h \leq 300 \text{ mm} \\ 0,5 & \text{für inneren (+ äußeren) Zwang und } h \geq 800 \text{ mm} \\ 1,0 & \text{für äußeren Zwang} \end{cases}$ 
    - \*  $h$  ist der kleinere Wert von Höhe und Breite des (Teil-)Querschnitts
  - $A_{ct}$ : Betonzugquerschnittsfläche des (Teil-)Querschnitts
    - \* Steg, Zug unten:  $A_{ct} = b_w \cdot z_{ct}$  mit  $z_{ct} = z_{ciu} \cdot \frac{|f_{ct,eff}|}{|f_{ct,eff}| + |\sigma_{cp,\infty}|}$
    - \* Steg, Zug oben:  $A_{ct} = b_w \cdot h_{ct}$
    - \* Gurt, Zug oben:  $A_{ct} = (b - b_w) \cdot \min \left\{ \begin{matrix} h_{ct} \\ h_t \end{matrix} \right\}$
  - $\sigma_s = \sqrt{w_k \cdot \frac{3,48 \cdot 10^6}{\phi_s^*}} \leq f_{yk}$ 
    - \*  $\phi_s^* = \phi_s \cdot \frac{2,9}{f_{ct,eff}}$  (optional für  $f_{ct,eff} \geq 2,9$  MPa)
- Anrechnung des Spannstahls auf die Rissbewehrung:  $A_{s,ges} = A_{s1} + \xi_1 \cdot A_p$ 
  - $\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}$

\*  $\xi$

Spannstahl	$\xi$		
	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,3	0,15
Litzen	0,6	0,5	0,25
profilierter Drähte	0,7	0,6	0,3
gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35

ANMERKUNG Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.

$$* \phi_p = \begin{cases} 1,6 \cdot \sqrt{A_p} & \text{für Bündelspannglieder} \\ 1,20 \cdot \phi_{\text{Draht}} & \text{für Einzellitzen mit 3 Drähten} \\ 1,75 \cdot \phi_{\text{Draht}} & \text{für Einzellitzen mit 7 Drähten} \end{cases}$$

\* Nur Spannglieder anrechnen, die in einem Rechteck mit Kantenabstand von 15 cm um die schlaife Bewehrung liegen

- Mindestbewehrung infolge Hydratation erforderlich, wenn  $\varepsilon_t = \Delta T \cdot \alpha_T \geq \varepsilon_c = \frac{f_{ct,eff}}{E_c}$   
 –  $\alpha_T \approx 1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$
- Mindestbewehrung in Plattenbalken außerhalb des Wirkungsbereichs der Bewehrung aus GZT ( $2,5 \cdot d_1$ ) verlegen und über die Höhe der Zugzone verteilen

- Genaue Berechnung der Mindestbewehrung bei dicken Bauteilen ( $> 40 \text{ cm}$ ) möglich:

$$A_s = f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{c,eff}}{\sigma_s} \geq k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{f_{yk}}$$

$$- A_{c,eff} = h_{eff} \cdot b \text{ mit } h_{eff} = 2 \cdot d_1 \cdot \left\{ \begin{array}{ll} 2,5 & \text{für } \frac{h}{d_1} \leq 5 \\ (2,5 + 0,1 \cdot (\frac{h}{d_1} - 5)) & \text{für } 5 < \frac{h}{d_1} < 30 \\ 5 & \text{für } \frac{h}{d_1} \geq 30 \end{array} \right\} \leq h$$

## 6 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

### 6.1 Biegebemessung für Vorspannung mit Verbund

1. Berechnung der ideellen Querschnittswerte nach Abschnitt 1
2. Berechnung der charakteristischen Biegemomente und Normalkräfte aus äußeren Lasten, Zusammenfassung nach Lastarten
3. Bestimmung der Biegemomente und Normalkräfte aus Vorspannung nach Abschnitt 4.1 für das Gesamtsystem
  - Bei statisch unbestimmten System Aufteilung des Biegemoments in direkten und indirekten Anteil  $M_p = M_{p,dir} + M_{p,ind}$
  - $M_{p,dir} = P_m \cdot z_{cip}$ : Eigenspannungszustand, bei stat. best. Systemen  $M_p = M_{p,dir}$
  - $M_{p,ind} = M_p - M_{p,dir}$ : erzeugt Auflagerkräfte  $\rightarrow$  als Einwirkung ansetzen  
 – Verläuft linear über Träger  $\rightarrow M_{p,ind}$  über dem Auflager bestimmen
4. Bemessungsmoment:  $M_{sd} = \sum_j \gamma_G \cdot M_{g,j} + \gamma_{set} \cdot M_{set,k} + \gamma_Q \cdot (M_{Q,1} + \sum_i \psi_{0,i} \cdot M_{Q,i}) + \gamma_p \cdot M_{p,ind,t}$ 
  - $\gamma_p = 1,0$  (bei linearer Berechnung), da Vorspannung i. d. R. günstig wirkt
  - $\gamma_{G,set} = 1,0$  für die mögliche Stützensenkung
  - $\gamma_{Q,sup} = 1,35$  für Verkehrslast, TS und UDL immer zusammen ansetzen beim Kombinieren
  - $\gamma_{QT} = 1,35$  für Zwang aus Temperatur
  - Zwangsschnittgrößen aus Temperatur und Stützensenkung mit Faktor 0,6 abmindern
5. Statische Nutzhöhe bezogen auf das Spannglied:  $d_p = h - d_{1,p}$

6. Ggf. Bestimmung der eff. Plattenbreite:  $b_{eff} = \sum_i b_{eff,i} + b_w$  mit  $b_{eff,i} = \min \begin{cases} b_i \\ 0,2 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \end{cases}$

A Bruchsicherheitsnachweis über Vordehnung des Spannstahls

- (a) Spannstahldehnung:  $\varepsilon_p^{(0)} = (c + s + r) \cdot \left( \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} - \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \right) \approx \frac{\sigma_{pm\infty}}{E_p}$
- Betonspannung am Spannglied:  $\sigma_{cp} = -\frac{P_{m0}}{A_{ci}} - \frac{|M_{p0}|}{W_{cip}} + \sigma_{cip,g1}$
- (b) Auf das Spannglied bezogenes Bemessungsmoment:  $\mu_{Edp} = \frac{M_{sd}}{b_{eff} \cdot d_p^2 \cdot f_{cd}}$
- (c) Ablesen der Parameter  $\varepsilon_{s1} \equiv \Delta\varepsilon_p$ ,  $\xi$  und  $\zeta$  aus  $\omega$ -Verfahren oder allg. Bemessungsdiagramm
- (d) Ggf. Überprüfung der Nulllinienlage:  $x = \xi \cdot d_p \leq h_f$
- (e) Überprüfung der Stahldehnung:  $\varepsilon_p^{(0)} + \Delta\varepsilon_p \begin{cases} \geq \varepsilon_{pd} & \rightarrow \text{Spannstahl fließt} \\ \leq \varepsilon_{ud} & \rightarrow \text{kein Bruch des Spannglieds} \end{cases}$
- Fließdehnung des Spannstahls:  $\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p}$  mit  $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$  und  $\gamma_s = 1,15$ 
    - Litzen:  $\varepsilon_{pd} = \begin{cases} 6,69 \text{ ‰} & \text{für St 1570/1770} \\ 7,13 \text{ ‰} & \text{für St 1660/1860} \end{cases}$
  - Bruchdehnung des Spannstahls:  $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} = 0,9 \cdot 35 \text{ ‰} = 31,5 \text{ ‰}$
- (f) Erforderlicher Spannstahlquerschnitt:  $A_{p,erf} = \frac{1}{f_{pd}} \cdot \left( \frac{M_{sd}}{\zeta \cdot d_p} + N_{sd} \right)$
- $N_{sd}$ : Betonnormalkraft ohne Vorspannkraft, da schon in Vordehnung berücksichtigt (Zug positiv)
- (g) Wenn  $A_{p,vorh} < A_{p,erf}$ , Zulagebewehrung anordnen oder Betonfestigkeit erhöhen
- $A_{s,erf} = (A_{p,erf} - A_{p,vorh}) \cdot \frac{f_{pd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d_p - a}{d_s - a}$ 
    - $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \left[ \stackrel{B500}{=} 435 \text{ MPa} \right]$
    - $a \approx d_p - z_p = (1 - \zeta) \cdot d_p$
    - $d_s$ : Statische Nutzhöhe des Schlaufstahls

B Bruchsicherheitsnachweis über zur Vordehnung korrespondierende Vorspannkraft

- (a) Spannstahldehnung:  $\varepsilon_p^{(0)} = (c + s + r) \cdot \left( \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} - \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \right) \approx \frac{\sigma_{pm\infty}}{E_p}$
- Betonspannung am Spannglied:  $\sigma_{cp} = -\frac{P_{m0}}{A_{ci}} - \frac{|M_{p0}|}{W_{cip}} + \sigma_{cip,g1}$
- (b) Korrespondierende Vorspannkraft:  $F_{p1} = E_p \cdot A_p \cdot \varepsilon_p^{(0)}$
- (c) Nutzbare Stahlspannung:  $\Delta\sigma_{pd} = f_{pd} - \sigma_p^{(0)}$
- $\sigma_p^{(0)} = E_p \cdot \varepsilon_p^{(0)} = \frac{F_{p1}}{A_p}$ : Spannstahlspannung aus Vordehnung
  - $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$
- (d) Auf das Spannglied bezogenes Bemessungsmoment:  $\mu_{Edp} = \frac{M_{sd}}{b_{eff} \cdot d_p^2 \cdot f_{cd}}$
- (e) Ablesen der Parameter  $\varepsilon_{s1} \equiv \Delta\varepsilon_p$ ,  $\xi$  und  $\zeta$  aus  $\omega$ -Verfahren oder allg. Bemessungsdiagramm
- (f) Ggf. Überprüfung der Nulllinienlage:  $x = \xi \cdot d_p \leq h_f$
- (g) Überprüfung der Stahldehnung:  $\varepsilon_p^{(0)} + \Delta\varepsilon_p \begin{cases} \geq \varepsilon_{pd} & \rightarrow \text{Spannstahl fließt} \\ \leq \varepsilon_{ud} & \rightarrow \text{kein Bruch des Spannglieds} \end{cases}$
- Fließdehnung des Spannstahls:  $\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p}$  mit  $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$  und  $\gamma_s = 1,15$
  - Bruchdehnung des Spannstahls:  $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} = 0,9 \cdot 35 \text{ ‰} = 31,5 \text{ ‰}$
- (h) Erforderlicher Spannstahlquerschnitt:  $A_{p,erf} = \frac{1}{\Delta\sigma_{pd}} \cdot \left( \frac{M_{sd}}{\zeta \cdot d_p} + N_{sd} - F_{p1} \right)$
- $N_{sd}$ : Betonnormalkraft ohne Vorspannkraft (Zug positiv)
- (i) Wenn  $A_{p,vorh} < A_{p,erf}$ , Zulagebewehrung anordnen oder Betonfestigkeit erhöhen
- $A_{s,erf} = (A_{p,erf} - A_{p,vorh}) \cdot \frac{\Delta\sigma_{pd}}{f_{sd}} \cdot \frac{d_p - a}{d_s - a}$

- $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \left[ \stackrel{B500}{=} 435 \text{ MPa} \right]$
- $a \approx d_p - z_p = (1 - \zeta) \cdot d_p$
- $d_s$ : Statische Nutzhöhe des Schalfstahls

C Bruchsicherheitsnachweis über aus Vordehnung und Zusatzdehnung resultierende Vorspannkraft

- (a) Abschätzen der Vorspannkraft:  $F_{p1} = E_p \cdot A_p \cdot (\varepsilon_p^{(0)} + \Delta\varepsilon_p)$ 
  - Annahme Stahl fließt:  $F_{p1} \equiv A_p \cdot f_{pd}$  (Zeitpunkt  $t = \infty$ )
    - $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$
- (b) Statische Nutzhöhe bezogen auf den Schalfstahl:  $d_s = h - d_{1,s}$
- (c) Hebelarm der Normalkraft:  $z_{cs} = \begin{cases} z_{cu} - d_{s1} = d_s - z_{co} & \text{bei Bewehrung nahe der Unterkante} \\ z_{co} - d_{s1} = d_s - z_{cu} & \text{für Bewehrung nahe der Oberkante} \end{cases}$   
(Drucknormalkraft vergrößert Biegemomente betragsmäßig, wenn Schalfbewehrung näher am Querschnittsrand liegt als die Spannglieder)
- (d) Anpassung des Bemessungsmoments auf den Schalfstahl:  $M_{sds} = M_{sd} + F_{p1} \cdot z_{cs}$
- (e) Auf den Schalfstahl bezogenes Bemessungsmoment:  $\mu_{sds} = \frac{M_{sds}}{b_{eff} \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}}$
- (f) Ablesen der Parameter  $\varepsilon_{s1} \equiv \Delta\varepsilon_p$ ,  $\xi$  und  $\zeta$  aus  $\omega$ -Verfahren oder allg. Bemessungsdiagramm
- (g) Ggf. Überprüfung der Nulllinienlage:  $x = \xi \cdot d_p \leq h_f$
- (h) Überprüfung der Vorspannkraft über Spannstahldehnung:  $F_{p,res} \stackrel{?}{\approx} F_{p1}$  (nur bei Vorspannung mit Verbund)
  - i.  $\varepsilon_p^{(0)} = (c + s + r) \cdot \left( \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} - \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \right)$ : Spannstahldehnung aus Vorspannkraft
    - $\sigma_{cp} = -\frac{P_{m0}}{A_{ci}} - \frac{M_{p,dir} \cdot z_{cip}}{I_{ci}}$ : Betonspannung am Spannglied (Vereinfacht nur direkter Anteil und ohne Eigengewicht)
  - ii.  $\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{s1}$  aus Bemessungshilfe
  - iii.  $F_{p,res} = E_p \cdot A_p \cdot (\varepsilon_p^{(0)} + \Delta\varepsilon_p)$ 
    - $\varepsilon_p^{(0)} + \Delta\varepsilon_p \geq \varepsilon_{pd} \rightarrow$  Spannstahl fließt  $\rightarrow F_{p,res} = A_p \cdot f_{pd}$
    - \*  $\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p}$ : Fließdehnung des Spannstahls mit  $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$  und  $\gamma_s = 1,15$
  - iv. Wenn  $F_{p,res} \stackrel{?}{\approx} F_{p1}$ , Berechnung der Zulagebewehrung, sonst weiterer Iterationsschritt
    - $\varepsilon_p^{(0)} + \Delta\varepsilon_p \leq \varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} \rightarrow$  Unterschreiten der Bruchdehnung des Spannstahls
- (i) Berechnung der erforderlichen Zulagebewehrung:  $A_{s,erf} = \frac{1}{f_{sd}} \cdot \left( \frac{M_{sds}}{\zeta \cdot d_s} + N_{sd} - F_{p1} \right)$ 
  - $N_{sd}$ : Betonnormalkraft ohne Vorspannkraft (Zug positiv)

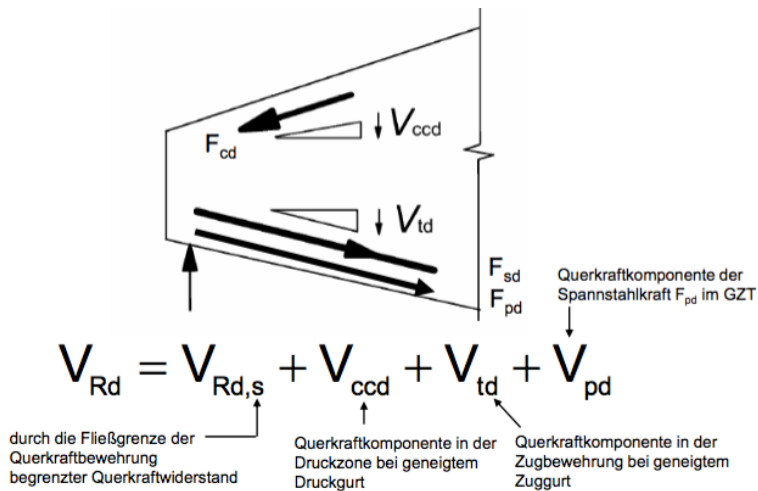
## 6.2 Biegebemessung für Vorspannung ohne Verbund

- o Bruchsicherheitsnachweis über aus Vordehnung und Zusatzdehnung resultierende Vorspannkraft
1. Berechnung der Bruttoquerschnittswerte (bei externer Vorspannung) oder der Nettoquerschnittswerte (bei interner Vorspannung) nach Abschnitt 1
  2. Berechnung der charakteristischen Biegemomente und Normalkräfte aus äußeren Lasten, Zusammenfassung nach Lastarten
  3. Bestimmung der Biegemomente und Normalkräfte aus Vorspannung nach Abschnitt 4.1 für das Gesamtsystem
  4. Abschätzen der Vorspannkraft:  $F_{p1} = A_p \cdot (\sigma_{pm\infty} + \Delta\sigma_p) \leq A_p \cdot \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$ 
    - $\sigma_{pm\infty} = \text{zul}\sigma_{pm0} \cdot (c + s + r)$
    - $\Delta\sigma_p \approx \begin{cases} 100 \text{ MPa} & \text{bei internen Spanngliedern} \\ 0 & \text{bei externen Spanngliedern} \end{cases}$  nach EC2
    - $\Delta\sigma_p = \begin{cases} \frac{d_p \cdot E_p}{17 \cdot l} & \text{bei Einfeldträgern} \\ \frac{2 \cdot d_p \cdot E_p}{17 \cdot l_{ges}} & \text{bei Durchlaufträgern} \end{cases}$  nach DIN 4227-6, für  $15 \leq \frac{l}{h} \leq 40$ , int. Spannglieder

5. Bemessungsmoment  $M_{sd} = \sum_j \gamma_g \cdot M_{g,j} + \gamma_Q \cdot (M_{Q,1} + \sum_i \psi_{0,i} \cdot M_{Q,i}) + \gamma_p \cdot M_{p,\infty} \cdot \frac{F_{p1}}{P_{m\infty}}$ 
  - $\gamma_p = 1,0$  (bei linearer Berechnung), da Vorspannung i. d. R. günstig wirkt
  - Berücksichtigung des Spannungszuwachs  $\Delta\sigma_p$ , indem das Moment durch Vorspannung mit  $\frac{F_{p1}}{P_{m\infty}}$  multipliziert wird
6. Statische Nutzhöhe bezogen auf den Schlaffstahl:  $d_s = h - d_{1,s}$
7. Anpassung des Bemessungsmoments auf den Schlaffstahl:  $M_{sds} = M_{sd} + F_{p1} \cdot (d_p - d_s)$  (Drucknormalkraft vergrößert Biegemomente betragsmäßig, wenn Schlaffbewehrung näher am Querschnittsrand liegt als die Spannglieder)
8. Ggf. Bestimmung der eff. Plattenbreite:  $b_{eff} = \sum_i b_{eff,i} + b_w$  mit  $b_{eff,i} = \min \begin{cases} b_i \\ 0,2 \cdot l_0 \\ 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \end{cases}$
9. Auf den Schlaffstahl bezogenes Bemessungsmoment:  $\mu_{sds} = \frac{M_{sds}}{b_{eff} \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}}$
10. Ablesen der Parameter  $\xi$  und  $\zeta$  aus  $\omega$ -Verfahren oder allg. Bemessungsdiagramm
11. Ggf. Überprüfung der Nulllinienlage:  $x = \xi \cdot d_s \leq h_f$
12. Erforderliche Zulagebewehrung:  $A_{s,erf} = \frac{1}{f_{sd}} \cdot \left( \frac{M_{sds}}{\zeta \cdot d_s} + N_{sd} - F_{p1} \right)$ 
  - $N_{sd}$ : Betonnormalkraft ohne Vorspannkraft (Zug positiv)

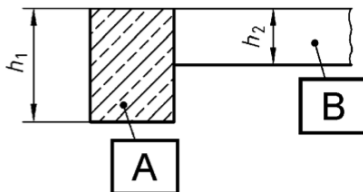
### 6.3 Querkraftbemessung

#### 6.3.1 Querkraftnachweis für Balken, Plattenbalken und einachsrig gespannte Platten mit $b/h > 5$



1. Bemessungswert der Querkraft:  $V_{Ed} = V_{Ed}^* = V_{Ed,0}^* - V_{ccd} - V_{pd}$

- Abminderung nur bei direkter Lagerung



- A: stützendes Bauteil; B: gestütztes Bauteil
- direkte Lagerung, wenn  $h_1 - h_2 \geq h_2$  oder B auf A aufliegt
- Gleichstreckenlast  $p_d$



- (a) Ermittlung der Statischen Nutzhöhe  $d = h - c_{nom} - \phi_{sw} - \frac{1}{2}\phi_{sl}$
- (b) Berechnung der Querkraft  $V_{Ed,0}$  über dem Auflager
- (c) Berechnung der abgeminderten Querkraft  $V_{Ed,0}^* = V_{Ed,0} - p_d \cdot (a_1 + d_s)$ 
  - $a_1$ : halbe Auflagerbreite
- Einzellast  $F_d$ 
  - (a) Ermittlung der Statischen Nutzhöhe  $d = h - c_{nom} - \phi_{sw} - \frac{1}{2}\phi_{sl}$
  - (b) Berechnung der Querkraft  $V_{Ed,0}$  über dem Auflager
  - (c) Berechnung der abgeminderten Querkraft  $V_{Ed,0}^* = V_{Ed,0} \cdot \beta$ 
    - $\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d} \leq 1$
    - $a_v$ : Abstand der Einzellast zur Auflagermitte
    - für  $a_v < 0,5 \cdot d$  geht die Einzellastkraft direkt in das Auflager  $\rightarrow$  keine Querkraft
    - keine Abminderung für TS und UDL
- $V_{ccd} = -\frac{M_{Ed}(z=0)}{z} \cdot \tan \varphi_o$ : Querkraftkomponente der geneigten Druckgurkraft
  - \*  $\varphi_o$ : Neigung der Druckgurkraft (parallel zum Querschnittsrand) zur Schwereachse des Bauteils
- $V_{pd} = P_{m\infty} \cdot \tan \varphi_u$ : Querkraftkomponente der Vorspannkraft
  - \*  $\varphi_u$ : Neigung des Spannglieds zur Schwereachse des Bauteils
- Ändern sich die Querschnittshöhe des Bauteils und der Betrag des Biegemoments gleichsinnig mit zunehmendem Abstand vom untersuchten Lager, verkleinern  $V_{ccd}$  und  $V_{pd}$  die Querkraft

## 2. Ermittlung von Baustoffkenngrößen

- Betonfestigkeit:  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$  (Dauerstandsfestigkeitsbeiwert  $\alpha_{cc} = 0,85$ )
- Stahlfestigkeit:  $f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \left[ \stackrel{i.d.R.}{=} \frac{500}{1,15} = 435 \frac{N}{mm^2} \right]$
- Betonzugfestigkeit  $f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

## 3. Effektive Stegbreite:

$$b_{w,nom} = b_w - \sum \phi_h \cdot \begin{cases} 0,5 & \text{verpresste Metallhüllrohre mit } \sum \phi_h \geq b_w/8, \leq C50/60 \\ 1,0 & \text{verpresste Metallhüllrohre mit } \sum \phi_h \geq b_w/8, \geq C55/67 \\ 1,2 & \text{nichtverpresste Hüllrohre, Kunststoffhüllrohre, ohne Verbund} \end{cases}$$

## 4. Druckstrebenwinkel $\theta$

- $1,0 [\theta = 40^\circ] \leq \cot \theta = \frac{1,2+1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \leq \begin{cases} 3,00 [\theta = 18,43^\circ] & \text{(Hochbau)} \\ 1,75 [\theta = 29,74^\circ] & \text{(Brückenbau)} \end{cases}$ 

(für senkrechte Querbewehrung)

  - für geneigte Querbewehrung: unterer Grenzwert 0,58
  - $\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed} + P_{\infty}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd}$ : Druckspannung (positiv)
  - $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ : Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
  - $V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot (1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}) \cdot b_{w,nom} \cdot z$ 
    - \*  $c = 0,5$
    - \*  $z = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot d_s \\ d_s - 2 \cdot c_{nom} \geq d - c_{nom} - 30 \text{ mm} \end{array} \right\}$ : Innerer Hebelarm
- vereinfacht:  $\cot \theta = \begin{cases} 1,2 \rightarrow \theta \approx 40^\circ & \text{bei reiner Biegung und Biegung mit Längsdruckkraft} \\ 1,0 \rightarrow \theta = 45^\circ & \text{bei Biegung mit Längszugkraft} \end{cases}$

## 5. Nachweis der Druckstrebe

- Berechnung der maximalen Querkrafttragfähigkeit
  - vertikale Querbewehrung:  $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_{w,nom} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta}$
  - Um  $\alpha$  geneigte Querbewehrung:  $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_{w,nom} \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$ 
    - \*  $\alpha_{cw} = 1,0$
    - \*  $\nu_1 = 0,75 \cdot \nu_2$

\*  $\nu_2 = 1,1 - \frac{f_{ck}}{500} \leq 1,0$  (nur für Festigkeitsklassen größer C50/60 relevant)

- Nachweis:  $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$  (nicht abmindern)
  - Wenn Nachweis nicht eingehalten, andere Abmessungen oder Betongüte wählen

6. Nachweis der Zugstrebe (Ermittlung des statisch erforderlichen Querbewehrungsgehaltes)

- Vertikale Bügel:  $a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd}} \cdot \tan \theta \left[ \frac{m^2}{m} \right]$
- Geneigte Bügel:  $a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd}} \cdot \frac{1}{(\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} \left[ \frac{m^2}{m} \right]$

7. Abstufung der Querkraftbewehrung

- (a) Üblich: Mindestbewehrung (Abschnitt 7.3) in Feldmitte (bei Querkraftnullpunkten), statisch erforderliche Bewehrung an Auflagern
- (b) Rückrechnung der Querkrafttragfähigkeit der Mindestquerkraftbewehrung:  
 $s_{l,min} \rightarrow n_{min} \rightarrow a_{sw,min} \rightarrow V_{Ed,min}^*$
- (c) Bestimmung des Bereichs der Mindestquerkraftbewehrung über Strahlensatz als Abstände vom Querkraftnullpunkt:  $\frac{x}{V_{Ed,min}^*} = \frac{a}{V_{Ed,Auflager}}$ 
  - $a$ : Abstand des Querkraftnullpunkts vom Auflager

6.3.2 Querkraftnachweis für Platten

1. Bemessungswert der Querkraft:  $V_{Ed}$  aus äußeren Lasten und Vorspannung

- Abminderung von  $V_{Ed,0}$  nur bei direkter Lagerung
  - A: stützendes Bauteil; B: gestütztes Bauteil
  - direkte Lagerung, wenn  $h_1 - h_2 \geq h_2$  oder B auf A aufliegt
  - Gleichstreckenlast  $p_d$ 
    - (a) Ermittlung der Statischen Nutzhöhe  $d = h - c_{nom} - \phi_{sw} - \frac{1}{2}\phi_{sl}$
    - (b) Berechnung der Querkraft  $V_{Ed,0}$  über dem Auflager
    - (c) Berechnung der abgeminderten Querkraft  $V_{Ed,0}^* = V_{Ed,0} - p_d \cdot (a_1 + d)$ 
      - \*  $a_1$ : halbe Auflagerbreite
  - Einzellast  $F_d$ 
    - (a) Ermittlung der Statischen Nutzhöhe  $d = h - c_{nom} - \phi_{sw} - \frac{1}{2}\phi_{sl}$
    - (b) Berechnung der Querkraft  $V_{Ed,0}$  über dem Auflager
    - (c) Berechnung der abgeminderten Querkraft  $V_{Ed,0}^* = V_{Ed,0} \cdot \beta$ 
      - $\beta = \frac{a_v}{2 \cdot d} \leq 1$
      - $a_v$ : Abstand der Einzellast zur Auflagermitte
      - für  $a_v < 0,5 \cdot d$  geht die Einzellastkraft direkt in das Auflager  $\rightarrow$  keine Querkraft

2. Ermittlung von Baustoffkenngrößen

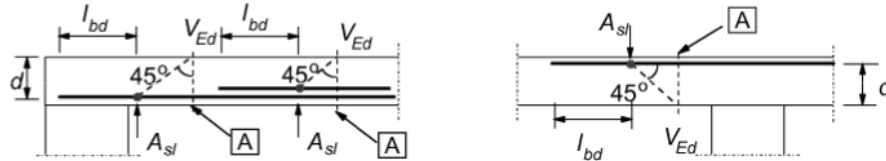
- Betonfestigkeit:  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$  (Dauerstandsfestigkeitsbeiwert  $\alpha_{cc} = 0,85$ )
- Stahlfestigkeit:  $f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \left[ \stackrel{i.d.R.}{=} \frac{500}{1,15} = 435 \frac{N}{mm^2} \right]$
- Betonzugfestigkeit  $f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

3. Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit des unbewehrten Bauteils

- (a) Mindestquerkrafttragfähigkeit:  $V_{Rd,c} = (\nu_{min} + 0,12 \cdot \sigma_{cd}) \cdot b_w \cdot d$ 
  - $\nu_{min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$ 
    - $\kappa_1 = \begin{cases} 0,0525 & \text{für } d \leq 600 \\ 0,0375 & \text{für } d \geq 800 \end{cases}$
    - $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, d \text{ in mm}$
  - $\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$  (berücksichtigt äußere Normalkraft und Vorspannung, Druck positiv)

- (b) Wo  $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ , muss keine Querkraftbewehrung angeordnet werden.  
 (c) Wenn  $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ , ausführliche Berechnung der Querkrafttragfähigkeit:  
 $V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + 0,12 \cdot \sigma_{cd}) \cdot b_w \cdot d$

- $C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ : Längsbewehrungsgrad
  - Für  $A_{sl}$  darf nur die um das Maß  $l_{bd} + d$  über den betrachteten Querschnitt hinaus verankerte Bügelbewehrung angesetzt werden



- (d) Wenn  $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ , muss keine Querkraftbewehrung angeordnet werden (für jede relevante Stelle zu überprüfen).
- Anstatt Querkraftbewehrung anzuordnen (Vorgehen siehe Abschnitt 6.3.1), ist es sinnvoller, die Betongüte, den Längsbewehrungsgrad oder die Plattendicke zu erhöhen.

## 6.4 Torsion

- Rechteck- oder Trapezquerschnittsquerschnitte vereinfacht als Ersatzhohlkasten mit  $t_{ef,i} = 2 \cdot d_1$  berechnen
  - Rechteck:  $A_k = b_k \cdot h_k = (b - t_{ef})(h - t_{ef})$  (bezogen auf Mittellinie)
  - Rechteck:  $u_k = 2 \cdot (b_k + h_k)$
  - Hohlkasten als Hohlkasten, wenn  $t_w \leq \frac{1}{6} \max\{b, h\} \rightarrow t_{ef} = t_w$
- Schubfluss aus Querkraft und Torsion:  $V_{Ed,T+V} = V_{Ed,V} + V_{Ed,T}$ 
  - $V_{Ed,V} = V_{Ed} \cdot \frac{t_{ef}}{b}$
  - $V_{Ed,T} = T_{Ed} \cdot \frac{z_i}{2 \cdot A_k}$ 
    - \*  $z_i = \max \left\{ \frac{h - t_{ef,i}}{b - t_{ef,i}} \right\}$ : Abstand zwischen den Mittellinien zweier gegenüberliegenden Hohlkastenseiten; Schubfluss an der langen Seite mit großem  $z_i$  maximal
  - Betrachtung der langen Rechteckseiten, da dort Torsionsschub maximal und Querkraftschub vorhanden
- Druckstrebenwinkel  $\theta$  analog für Querkraftbemessung
  - $1,0 [\theta = 45^\circ] \leq \cot \theta = \frac{1,2+1,4 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed,T+V}}} \leq \begin{cases} 3,00 [\theta = 18,43^\circ] & \text{(Hochbau)} \\ 1,75 [\theta = 29,74^\circ] & \text{(Brückenbau)} \end{cases}$
  - (für senkrechte Querbewehrung)
    - \* für geneigte Querbewehrung: unterer Grenzwert 0,58
    - \*  $\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ : Druckspannung (positiv)
    - \*  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ : Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
    - \*  $V_{Rd,cc} = c \cdot 0,48 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot (1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}) \cdot b_w \cdot z$ 
      - $c = 0,5$
      - $b_w = t_{ef,i}$  (kleinste Breite in der Zugzone)
      - $z = z_i$
  - vereinfacht:  $\cot \theta = 1,0 \rightarrow \theta = 45^\circ$
- Nachweis der Druckstreben
  - Maximale Querkrafttragfähigkeit
    - \* vertikale Querbewehrung:  $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta}$
    - \* Um  $\alpha$  geneigte Querbewehrung:  $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$

- $\alpha_{cw} = 1,0$
- $\nu_1 = 0,75 \cdot \nu_2$
- $\nu_2 = 1,1 - \frac{f_{ck}}{500} \leq 1,0$  (nur für Festigkeitsklassen größer C50/60 relevant)
- $z = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot d \\ d - 2 \cdot c_{nom} \geq d - c_{nom} - 30 \text{ mm} \end{array} \right\}$ : Innerer Hebelarm
- Maximale Torsionstragfähigkeit:  $T_{Rd,max} = \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \frac{2}{\cot \theta + \tan \theta}$
- \*  $\nu = \begin{cases} 0,75 & \text{bei Kastenquerschnitten mit Bew. an den Außenseiten} \\ 0,525 & \text{sonst} \end{cases}$
- Interaktionsnachweis
- \* Kompakt- und Vollquerschnitte:  $\left( \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)^2 \leq 1$
- \* Kastenquerschnitte:  $\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1$
- $V_{Ed}$  nicht abmindern
- Nachweis der Zugstreben: Berechnung der erforderlichen Querbewehrungsfläche
- Querkraft:  $a_{sw,V} = \frac{V_{Ed}^*}{f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta}$
- Torsion:  $a_{sw,T} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta}$
- $a_{sw,V+T} = a_{sw,V} + 2 \cdot a_{sw,T}$  (Querkraft für Gesamtquerschnitt (zweischnittig), Torsion bzgl. einer Wand (einschnittig))  $\Rightarrow$  Gesamte Bügelbewehrung
- Bei rechteckigen Vollquerschnitten nur Mindestbewehrung erforderlich, wenn
- \*  $T_{Ed} \leq \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5}$
- \*  $V_{Ed} \cdot \left( 1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) \leq V_{Rd,c}$
- \*  $\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0$
- Torsionslängsbewehrung:  $A_{sl,T} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot \theta}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}}$
- Darf durch zu viel eingelegte Biegelängsbewehrung (zum Teil) abgedeckt werden
- In Druckgurten entsprechend der Druckkräfte abzumindern (über Spannungsvergleich)
- Berücksichtigung des Spannstahls im Verbund, wenn eine Erhöhung der Spannung auf  $\Delta\sigma_p \leq 500 \text{ MPa}$  begrenzt wird.  $\sum A_{sl,T} \cdot f_{yd}$  durch  $\sum A_{sl,T} \cdot f_{yd} + A_p \cdot \Delta\sigma_p$  ersetzen

## 6.5 Bemessung eines Brückenüberbaus in Querrichtung

- Gestaltung des Überbaus in Querrichtung
- Anzahl der Stege möglichst gering (Platte schlaff bewehrt  $\rightarrow$  erf. Anzahl Stege)
- Vorspannung intern, verbundlos (auswechselbar)
- bei breiten Stegen Spannglieder in einer Lage einbaubar, aber ungünstige statische Eigenschaften
- Spannweite Kragarm zu HT-Abstand:  $\approx 0,4 : 1,0$  (Momentenverlauf)
- Voutung der Anschlussstellen  $\rightarrow$  Verzicht auf Schubbewehrung
- Dicke der Fahrbahnplatte  $\geq 25 \text{ cm}$  (Dauerhaftigkeit)
- Dicke des Kragarmendes  $\geq 25 \text{ cm}$  (Kappenanschlussbewehrung, Verankerung Vorspannung)
- Bestimmung der Quereinflusslinie
- Abbildung der Lastaufteilung auf die Hauptträger aus ungleichmäßig wirkenden Verkehrslasten anhand der Biege- und Verdrehsteifigkeiten
- bei zwei Hauptträgern lineare Einflusslinie (stat. best.), bei mehr Hauptträgern abhängig von statischer Unbestimmtheit
- Lagerungsbereich: Lastaufteilung  $1,0 : 0$  (Hebelgesetz), da starre Lagerung

– Feldbereich: Einflusslinie abhängig von Steifigkeiten

1. Berechnung der vorhandenen Biege- und Torsionswiderstandsmomente

- \*  $I_y$ : FTM des gesamten Hauptträgers inklusive Kragarm und Fahrbahnplatte
- \*  $I_T = n_{HT} \cdot \alpha_{HT} \cdot d \cdot b^3 + \alpha_{Platte} \cdot d \cdot b^3$ : Torsionswiderstandsmoment des Gesamtquerschnitts abzgl. Kragarme
  - $\alpha^{(d/b)}$  aus Tafelwerken;  $d, b$  am jeweiligen Querschnittsteil,  $b \leq d$
  - $n_{HT}$ : Zahl der Hauptträger

2. Verdrehung infolge St. Venant'scher Torsion:  $\varphi_t = \frac{M_T \cdot l}{1,6 \cdot EI_T}$

- \*  $M_T = 1$  kNm
- \*  $l$ : Stützweite des jeweiligen Feldes
- \* Annahme des gabelgelagerten Einfeldträgers

3. Verdrehung infolge Verwölbung:  $\varphi_{w0} = \frac{f}{0,5 \cdot b}$

- \* Verwölbung durch ein Einheitsmoment  $M_T = 1$  kNm in Feldmitte
- \*  $f = \frac{M_T \cdot l^3}{x \cdot b \cdot EI_y}$ : maximale Durchbiegung des Hauptträgers durch Ersatzkraft
  - $l$ : Stützweite des jeweiligen Feldes
  - $b$ : Achsabstand der Hauptträger
  - $x = \begin{cases} 192 & \text{Mittelfeld (eingespannt - eingespannt)} \\ 107,3 & \text{Randfeld (eingespannt - gelenkig)} \end{cases}$

4. Korrekturfaktor:  $\kappa = \frac{\varphi_t}{\varphi_{w0} + \varphi_t}$

5. Berücksichtigung der Querbiegesteifigkeit:  $\beta = \frac{b + 8 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^3 \cdot \frac{I_{y,Platte}}{I_y} + 2,5 \cdot l^2 \cdot \frac{I_{y,Platte}}{I_T}}{16 \cdot \left(2 + \left(\frac{l}{b}\right)^3 \cdot \frac{I_{y,Platte}}{I_y} + 3,75 \cdot \frac{l^2}{b} \cdot \frac{I_{y,Platte}}{I_T}\right)}$

- \* nur erforderlich, wenn keine Querträger zur Queraussteifung vorhanden sind
- \*  $I_T$ : Torsionsträgheitsmoment eines Hauptträgers inklusive mitwirkende Platte
- \*  $I_{y,Platte} = \frac{1 \cdot h^3}{12}$ : FTM der Platte bezogen auf 1 m
- \* Einfluss Zustand II:  $I_{y,Platte}$  halbieren

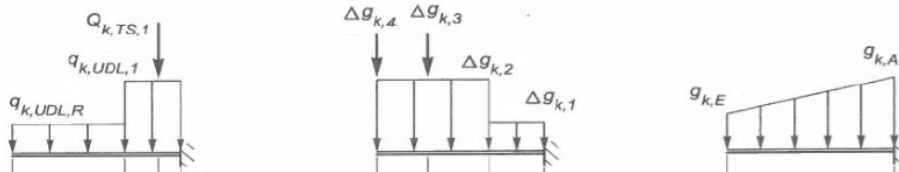
6. Ordinatenwerte der Einflusslinie:  $\eta = 0,5 \pm (0,5 + \beta) \cdot \kappa$

- \*  $\kappa \rightarrow 0 (\varphi_{w0} \gg \varphi_t) \Rightarrow \eta \rightarrow 0,5$ : gleiche Lastaufteilung, da System so steif, dass keine Verdrehung erfolgt
- \*  $\kappa \rightarrow 1 (\varphi_t \gg \varphi_{w0}) \Rightarrow \eta \rightarrow 1,0$ : System so weich, dass nur der direkt belastete Hauptträger mitwirkt

• Bemessung in Querrichtung

– Bemessungsstellen i. d. R. minimales Kragarmmoment am Anschnitt zum Steg und maximales Feldmoment in Plattenmitte

– Lasten in Querrichtung für das minimale Kragarmmoment



- \*  $\Delta g_{k,1}$ : Ausbaulast auf Fahrbahn
- \*  $\Delta g_{k,2}$ : Eigengewicht Kappe
- \*  $\Delta g_{k,3}$ : Schutzplanke
- \*  $\Delta g_{k,4}$ : Geländer

– Für das max. Feldmoment sind die Bemessungshilfen aufgrund der Membranwirkung zu stark auf der sicheren Seite → Bemessung als zweiachsig gespannte Platte

– Entwurf der Vorspannkraft pro lfm nach Abschnitt 5.1 (Dekompression unter der häufigen EWK)

- \* Temperatur vernachlässigen

– Nachweis der maximalen Biegezugspannungen (siehe Anhang)

– Biegebemessung nach Abschnitt 6.2

## 7 Bauliche Durchbildung

- Maximum von Oberflächenbewehrung, Robustheitsbewehrung und Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite und statisch erforderlicher Bewehrung (wenn entsprechend verankert) maßgebend

### 7.1 Robustheitsbewehrung zur Sicherstellung duktilen Bauteilverhaltens

- Rissmoment:  $M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{I_{ci}}{z_{cio/u}}$  (ohne Anrechnung der Vorspannkraft)
- Statische Nutzhöhe  $d_s = h - c_{nom} - \phi_{sw} - 0,5 \cdot \phi_{sl}$
- Innerer Hebelarm:  $z = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \cdot d_s \\ d - 2 \cdot c_{nom} \geq d - c_{nom} - 30 \text{ mm} \end{array} \right\}$
- $A_{s,min} = \frac{M_{cr}}{f_{yk} \cdot z}$
- Anrechnen der Spannglieder auf die Mindestbewehrung (nicht im Brückenbau)
  - Voraussetzung: Mindestens zwei Spannglieder vorhanden, Vorspannung mit Verbund
  - $A_p^* = \frac{1}{3} \cdot A_p$  der Spannglieder, deren Abstand zur Betonstahlbewehrung  $s_{ps} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ mm} \\ 0,2 \cdot h \end{array} \right\}$  ist, ist anrechenbar
  - Begrenzung der Spannstahlspannung auf  $\sigma_p = f_{yk}$
- Untere Mindestbewehrung mit  $z_{ciu}$  berechnen, über Zwischenauflagern durchlaufen lassen
- Obere Mindestbewehrung mit  $z_{cio}$  berechnen, in beiden anschließenden Feldern über  $0,25 \cdot l_{eff}$  verlegen und mit  $l_{b,min}$  verankern
- Robustheitsbewehrung gleichmäßig über Zugzone (ohne stat. best. Anteil der Vorspannung) unter der seltenen EWK anordnen

### 7.2 Oberflächenbewehrung zur Aufnahme von Eigenspannungen

- Berechnung des Mindestbewehrungsgrads  $\rho_{w,min} = 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$
- |                    | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 |
|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $\rho_{w,min}$ [%] | 0,071  | 0,082  | 0,093  | 0,103  | 0,112  | 0,121  | 0,131  |
- Berechnung der erforderlichen Oberflächenbewehrung  $a_{surf}$  getrennt nach Querschnitt

Bauteilbereich	1	2	3	4
	Platten, Gurtplatten und breite Balken mit $b_w > h$ je m		Balken mit $b_w \leq h$ und Stege von Plattenbalken und Kastenträgern	
	Bauteile in Umgebungsbedingungen der Expositionsklassen			
	XC1 bis XC4	sonstige	XC1 bis XC4	sonstige
1 - bei Balken an jeder Seitenfläche - bei Platten mit $h \geq 1,0$ m an jedem gestützten oder nicht gestützten Rand <sup>a</sup>	0,5 $\rho h$ bzw. 0,5 $\rho h_t$	1,0 $\rho h$ bzw. 1,0 $\rho h_t$	0,5 $\rho b_w$ je m	1,0 $\rho b_w$ je m
2 - in der Druckzone von Balken und Platten am äußeren Rand <sup>b</sup> - in der vorgedrückten Zugzone von Platten <sup>a, b</sup>	0,5 $\rho h$ bzw. 0,5 $\rho h_t$	1,0 $\rho h$ bzw. 1,0 $\rho h_t$	–	1,0 $\rho h b_w$
3 - in Druckgurten mit $h > 120$ mm (obere und untere Lage je für sich) <sup>a</sup>	–	1,0 $\rho h_t$	–	–

<sup>a</sup> Eine Oberflächenbewehrung größer als 3,35 cm<sup>2</sup>/m je Richtung ist nicht erforderlich.

<sup>b</sup> Siehe Absätze (4) und (5).

Es bedeuten:

$h$  die Höhe des Balkens oder die Dicke der Platte;

$h_t$  die Dicke des Druck- oder Zuggurtes von profilierten Querschnitten;

$b_w$  die Stegbreite des Balkens;

$\rho$  der Grundwert nach 9.2.2 (5), Gleichung (9.5aDE).

<sup>b</sup> Darf entfallen für Bauteile in der Expositionsklasse XC1.

Für Fertigteilplatten mit  $b < 1,20$  m darf die Oberflächenbewehrung in Querrichtung entfallen.

– Bei Plattenbalken mit gevouteter Platte Mittelwert der Plattendicke maßgebend

- Mindestoberflächenbewehrung als orthogonales Bewehrungsnetz in der Druck- und Zugzone von Platten bzw. entlang der Oberfläche von Balken anordnen
- $s_{l,max} = s_{w,max} = 200$  mm
- Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund Spannglieder im Abstand  $a = 2 \cdot c_{nom}$  von der Oberfläche vollflächig anrechenbar

### 7.3 Mindestquerkraftbewehrung

#### 1. Rechnerische Mindestquerkraftbewehrung

- Allgemein:  $a_{sw,min} = 0,16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin \alpha = \rho \cdot b_w \cdot \sin \alpha$

$\rho$ [%]	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
	0,071	0,082	0,093	0,103	0,112	0,121	0,131

– Gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt:  $\rho = 0,256 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$

–  $b_w$  [cm],  $\rho$  [%]  $\rightarrow a_{sw} \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right]$

#### 2. Statisch erforderlicher Bügelabstand

- Querbewehrungsfläche:  $A_{sw} = m \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$  für  $m$ -schnittige Querbewehrung (i.d.R.  $m \geq 2$ )
- Anzahl Bügel je Meter:  $n = \frac{a_{sw}}{A_{sw}}$
- Bügelabstand:  $s_l = \frac{1}{n}$

#### 3. Konstruktive Mindestquerbewehrung

- Querkraftausnutzungsgrad:  $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}$

- Maximaler Bügelabstand  $s_{l,max}$

	1	2	3
	Querkraftausnutzung <sup>a</sup>	Beton der Festigkeitsklasse	
		≤ C50/60	> C50/60
1	$V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$	0,7h <sup>b</sup> bzw. 300 mm	0,7h bzw. 200 mm
2	$0,3V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq 0,6V_{Rd,max}$	0,5h bzw. 300 mm	0,5h bzw. 200 mm
3	$V_{Ed} > 0,6V_{Rd,max}$	0,25h bzw. 200 mm	
<sup>a</sup> $V_{Rd,max}$ darf hier vereinfacht mit $\theta = 40^\circ$ ( $\cot\theta = 1,2$ ) ermittelt werden.			
<sup>b</sup> Bei Balken mit $h < 200$ mm und $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ braucht der Bügelabstand nicht kleiner als 150 mm zu sein.			

- Bestimmung des maximalen Bügelschenkelabstands im Querschnitt  $s_{t,max}$

	1	2	3
	Querkraftausnutzung <sup>a</sup>	Beton der Festigkeitsklasse	
		≤ C50/60	> C50/60
1	$V_{Ed} \leq 0,3V_{Rd,max}$	h bzw. 800 mm	h bzw. 600 mm
2	$0,3V_{Rd,max} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$	h bzw. 600 mm	h bzw. 400 mm
<sup>a</sup> $V_{Rd,max}$ darf hier vereinfacht mit $\theta = 40^\circ$ ( $\cot\theta = 1,2$ ) ermittelt werden.			

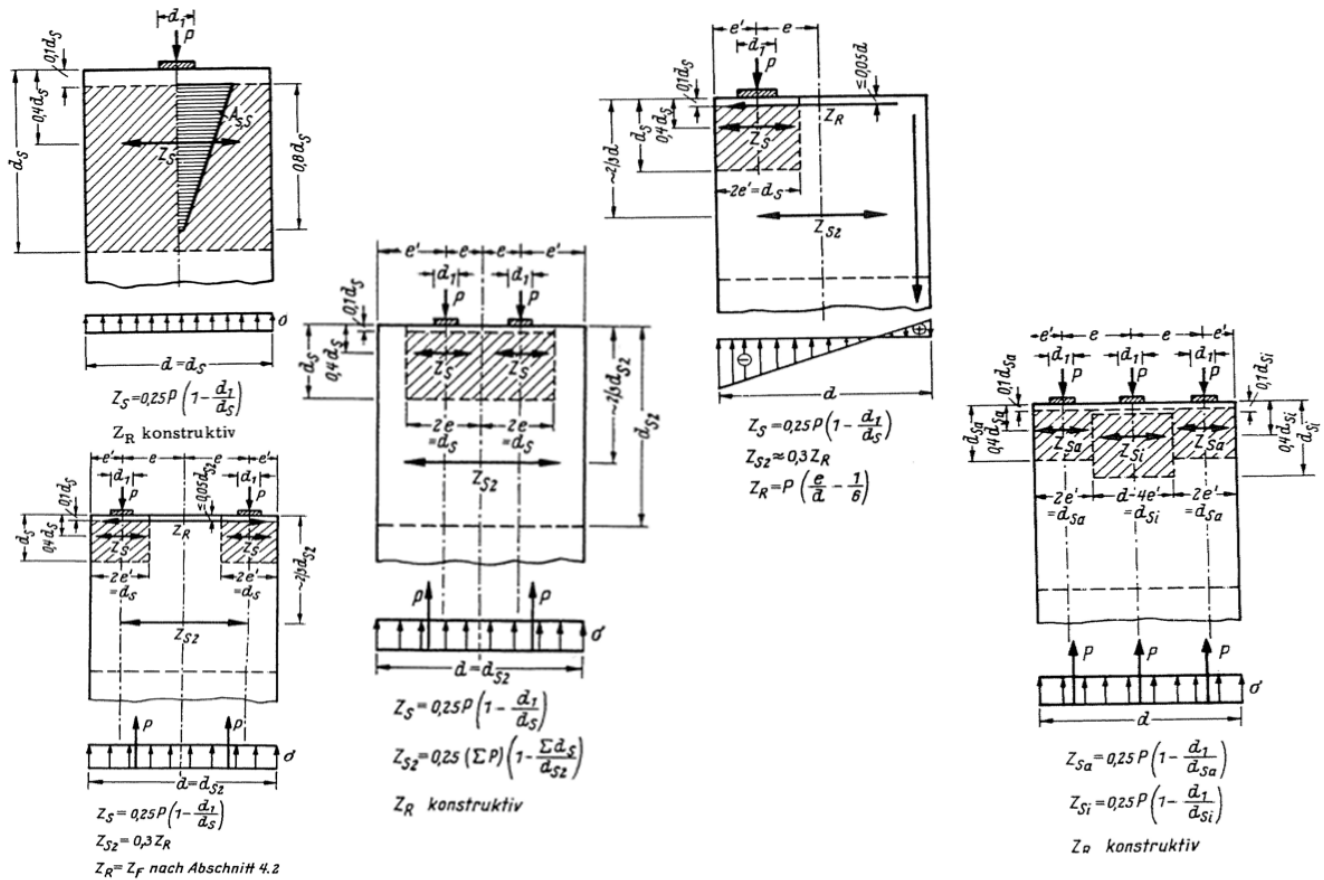
## 8 Verankerungen

### 8.1 Verankerungsbereiche bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund und ohne Verbund

- Spaltzugkräfte  $F_t$  aus Lastausbreitung mit Stabwerksmodell
  - Vorspannkraft wirkt ungünstig  $\rightarrow P_d = \gamma_{p,unfav} \cdot P_{0k}$  mit  $\gamma_{p,unfav} = 1,35$
  - Ausbreitungswinkel  $\beta = 33,7^\circ$  bei exzentrischer Lasteinleitung
  - Ausbreitung von den Viertelpunkten der Ankerplatte zu den Viertelpunkten des Querschnitts über eine Länge von  $\frac{h}{2}$  bei zentrischer Lasteinleitung
- Bewehrung über  $0,8 \cdot d$  im Abstand von  $0,1 \cdot d$  ab Bauteilrand verteilen
- Bewehrung in beiden Ausstrahlrichtungen erforderlich: In der Regel größere Bauteilabmessung maßgebend, da wegen der größeren Abmessungen die Umlenkkräfte steigen und maßgebende Spaltzugbewehrung als umlaufende Bügel eingelegt wird
- An Ankerplatte Wendelbewehrung gemäß Zulassung
- Nachweis der Rissbreite nicht erforderlich, wenn die Spannung in der Bewehrung auf 300 MPa begrenzt wird
- Rückhängebewehrung für mind. 30 % der Vorspannkraft (Zwischenverankerungen)
- Schlaffbewehrung an Zwischenankern (Lisenen) gegen
  - Betonabplatzungen an der Umlenkstelle (Betondruckversagen über den Abplatzungen)
  - Spaltzug durch die Spannungsausbreitung
  - Abriss der Konsole
  - Verträglichkeitsrisse hinter der Verankerung



## 8.1.1 Näherungsverfahren nach DAfStb Heft 240



- Ein mittiges Spannglied
  - Geometrie
    - \* Bauteildicke  $d = d_s$
    - \* Durchmesser der Ankerplatte  $d_{AK} = d_1$
  - Spaltzugkraft:  $Z_S = \frac{1}{4} \cdot F_{pd} \cdot \left(1 - \frac{d_1}{d_s}\right)$ 
    - \*  $F_{pd} = \gamma_P \cdot n \cdot A_p \cdot f_{pk}$ : Bemessungswert der Vorspannkraft (s. o.)
  - Randzugkraft (konstruktiv):  $Z_R \approx 0,05 \cdot F_{pd}$
- Zwei mittig nahe beieinander liegende Spannglieder
  - Geometrie
    - \* Bauteildicke  $d = d_{s2}$
    - \* Durchmesser der Ankerplatte  $d_{AK} = d_1$
    - \* Abstand zur Schwerelinie des Bauteils  $e \geq \frac{a}{2}$  (mit  $a$ : Achsabstand aus Zulassung)  
 $\Rightarrow d_s = 2 \cdot e$
    - \* Randabstand  $e' = \frac{d_{s2}}{2} - e$
  - Spaltzugkräfte:  $\begin{cases} Z_S = \frac{1}{4} \cdot F_{pd,i} \cdot \left(1 - \frac{d_1}{d_s}\right) & \text{an den jeweiligen Ankern} \\ Z_{S2} = \frac{1}{4} \sum F_{pd,i} \cdot \left(1 - \frac{\sum d_s}{d_{s2}}\right) & \text{im D-Bereich hinter den Ankern} \end{cases}$ 
    - \*  $F_{pd,i} = \gamma_P \cdot n \cdot A_p \cdot f_{pk}$ : Bemessungswert der Vorspannkraft je Anker
  - Randzugkraft (konstruktiv):  $Z_R \approx 0,05 \cdot \sum F_{pd,i}$
- Zwei randnahe Spannglieder
  - Geometrie

- \* Bauteildicke  $d = d_{s2}$
- \* Durchmesser der Ankerplatte  $d_{AK} = d_1$
- \* Randabstand  $e' \geq R$  (mit  $R$ : Randabstand aus Zulassung)  $\Rightarrow d_s = 2 \cdot e'$
- \* Abstand zur Schwerelinie des Bauteils  $e = \frac{d_{s2}}{2} - e'$
- Randzugkraft:  $Z_R = Z_F = \alpha \cdot \sum F_{pd,i}$ 
  - \*  $F_{pd,i} = \gamma_P \cdot n \cdot A_p \cdot f_{pk}$ : Bemessungswert der Vorspannkraft je Anker
  - \*  $\alpha$  in Abhängigkeit von  $\frac{d}{l}$  und  $\frac{t}{l} = \frac{d_1}{l}$  mit  $l = d_{s2} - 2 \cdot e' = 2 \cdot e$

$d/l =$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	$\geq 2,0$
$t/l = d_1/l =$	0,1	0,37	0,31	0,27	0,24	0,22	0,21	0,21	0,20	0,20
	0,2	0,33	0,27	0,23	0,20	0,18	0,18	0,17	0,17	0,17
- Spaltzugkräfte:  $\begin{cases} Z_S = \frac{1}{4} \cdot F_{pd,i} \cdot \left(1 - \frac{d_1}{d_s}\right) & \text{an den jeweiligen Ankern} \\ Z_{S2} = 0,3 \cdot Z_R & \text{im D-Bereich hinter den Ankern} \end{cases}$
- Erforderliche Bewehrung:  $A_{s,erf} = \frac{Z_i}{f_{ys}}$ 
  - $f_{ys} = 300$  MPa

### 8.1.2 Bewehrung einer Eckkonsole (Lisene)

- zweifache Lastabtragung zum Steg und zur Bodenplatte
- mehrere ( $m$ ) Spannglieder zu einem resultierenden Spannglied mit Spannkraft  $P_d = m \cdot n \cdot \gamma_p \cdot A_p \cdot f_{pd}$  zusammenfassen
- Geometrie
  - Länge ( $l_i$ ), Breite ( $b_i$ ) und Höhe ( $h_i$ ) der Lisene
  - Stegbreite  $b_{Steg}$
  - Abstand des Spannglieds zum Steg:  $e_S = b_i - r_y$  (mit  $r_y$ : Randabstand in horiz. Richtung)
  - Abstand des Spannglieds zur Bodenplatte:  $e_B = h_i - r_z$  (mit  $r_z$ : Randabstand in vertikaler Richtung)
  - Druckstrebenwinkel  $\alpha_{S/B} = \arctan \frac{e_{S/B}}{l} > 30^\circ$ 
    - \*  $l_{x/y} = (l_i - 2 \cdot d_1) \cdot 0,85$
- Steifigkeitsverhältnis Betondruck- zu Stahldruckstrebe:  $\eta = \frac{E_c \cdot A_c}{E_s \cdot A_s} \simeq 5$
- in die Bodenplatte einzuleitende Normalkraft:  $N_B = P \cdot \frac{\eta \cdot e_S^3 + \left(\frac{l}{\cos \alpha_S}\right)^3}{\eta \cdot e_S^3 + \eta \cdot e_B^3 + \left(\frac{l}{\cos \alpha_S}\right)^3 + \left(\frac{l}{\cos \alpha_B}\right)^3}$
- Zugstrebenkraft zur Bodenplatte:  $Z_B = N_B \cdot \frac{e_B}{l}$
- in den Steg einzuleitende Normalkraft:  $N_S = P \cdot \frac{\eta \cdot e_B^3 + \left(\frac{l}{\cos \alpha_B}\right)^3}{\eta \cdot e_S^3 + \eta \cdot e_B^3 + \left(\frac{l}{\cos \alpha_S}\right)^3 + \left(\frac{l}{\cos \alpha_B}\right)^3} = P - N_B$
- Zugstrebenkraft zum Steg:  $Z_B = N_S \cdot \frac{e_S}{l}$

## 8.2 Verankerungsbereiche bei Vorspannung mit sofortigem Verbund

### 8.2.1 Nachweis der Verankerungslänge

1. Bemessungswert der Betonzugfestigkeit beim Lösen der Spannglieder ( $t_0$ ):

$$f_{ctd}(t_0) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}(t_0)}{\gamma_c}$$

- $\alpha_{ct} = 0,85$
- $f_{ctm}(t_0) = \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{ctm}$
- $f_{ctm} = \begin{cases} 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} & \leq C50/60 \\ 2,12 \cdot \ln(1 + \frac{f_{cm}}{10}) & > C50/60 \end{cases}$

$$- \beta_{cc}(t_0) = \exp\left(s \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right]\right): \text{Festigkeitsbeiwert für die Festigkeit bei Erstbelastung } (t_0)$$

$$* s = \begin{cases} 0,38 & \text{CEM 32,5 N} \\ 0,25 & \text{CEM 32,5 R, CEM 42,5 N} \\ 0,20 & \text{CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5 R} \\ 0,20 & \text{alle Betone mit } f_{cd} \geq 55 \text{ MPa} \end{cases}$$

2. Verbundspannung von Spannstählen im sofortigen Verbund:  $f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t)$

- $\eta_{bpt} = 2,85$  für profilierte Drähte mit  $\phi \leq 8$  mm und Litzen
- $\eta_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{für gute Verbundbedingungen} \\ 0,7 & \text{für mäßige Verbundbedingungen} \end{cases}$

3. Grundwert der Übertragungslänge:  $l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi_p \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}}$

- Übertragung der Vorspannkkräfte auf den Beton
- $\alpha_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{für das schrittweise Absetzen der Spannkraft} \\ 1,25 & \text{für das plötzliche Absetzen der Spannkraft} \end{cases}$
- $\alpha_2 = \begin{cases} 0,19 & \text{für Litzen mit 3 oder 7 Drähten} \\ 0,25 & \text{für Spannstahl mit runden Querschnitten} \end{cases}$
- $\sigma_{pm0}$ : Spannstahlspannung direkt nach Absetzen der Spannkraft
- $\phi_p$ : Durchmesser des Spannglieds (aus Zulassung)

4. Bemessungswert der Übertragungslänge

- $l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$ : unterer Bemessungswert für den Nachweis der örtlichen Spannungen beim Absetzen der Spannkraft
- $l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt}$ : oberer Bemessungswert für Nachweise im GZT

5. Überprüfung der Rissfreiheit in der Eintragungslänge  $l_{disp}$

- Bereich, in dem Betonspannungen in linearen Verlauf übergehen
- $l_{disp} = \sqrt{l_{pt2}^2 + d_p^2}$  mit  $d_p$ : Statische Nutzhöhe des Spannglieds an der Stelle  $x = l_{pt2}$
- Berechnung der Querschnittswerte an der Stelle  $x = l_{disp}$ :  $A_{ci}$ ,  $z_{cip}$ ,  $z_{cio}$ ,  $z_{ciu}$ ,  $I_{ci}$  nach Abschnitt 1
- Berechnung des Biegemoments  $M_{Ed}$  im GZT an der Stelle  $x = l_{disp}$
- Charakteristischer Wert der Vorspannung:  $P_{\infty,k}$
- Betonspannungen am unteren Querschnittsrand:  $\sigma_{cu} = \frac{M_{Ed}}{W_{ciu}} + \frac{M_{p,\infty}}{W_{ciu}} - \frac{P_{\infty,k}}{A_c}$
- Wenn  $\sigma_{cu} \leq f_{ctk;0,05}$ , Eintragungslänge ungerissen und Verankerung gesichert

6. Überprüfung der Rissfreiheit in der Übertragungslänge  $l_{pt2}$

- Berechnung der Querschnittswerte an der Stelle  $x = l_{pt2}$ :  $A_{ci}$ ,  $z_{cip}$ ,  $z_{cio}$ ,  $z_{ciu}$ ,  $I_{ci}$  nach Abschnitt 1
- Berechnung des Biegemoments  $M_{Ed}$  im GZT an der Stelle  $x = l_{pt2}$
- Charakteristischer Wert der Vorspannung:  $P_{\infty,k}$
- Betonspannungen am unteren Querschnittsrand:  $\sigma_{cu} = \frac{M_{Ed}}{W_{ciu}} + \frac{M_{p,\infty}}{W_{ciu}} - \frac{P_{\infty,k}}{A_c}$
- Wenn  $\sigma_{cu} \leq f_{ctk;0,05}$ , Übertragungslänge ungerissen

7. Verbundfestigkeit für die Verankerung außerhalb der Übertragungslänge:  $f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}$

- $\eta_{bpt} = 1,4$  für profilierte Drähte und Litzen mit 7 Drähten
- $\eta_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{für gute Verbundbedingungen} \\ 0,7 & \text{für mäßige Verbundbedingungen} \end{cases}$
- $f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot \frac{1}{\gamma_c} \cdot f_{ck,28}^{2/3}$  mit  $\alpha_{cc} = 0,85$

8. Verankerungslänge  $l_{bpd} = \begin{cases} l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \phi_p \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}}{f_{bpd}} & \text{Rissbildung außerhalb } l_{pt2} \\ l_r + \alpha_2 \cdot \phi_p \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pt}(x=l_r)}{f_{bpd}} & \text{Rissbildung innerhalb } l_{pt2} \end{cases}$
- Verankerung von Zusatzspannungen im GZT
  - $\sigma_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$
  - $\sigma_{pm\infty} = \frac{P_\infty}{A_p}$
  - $\alpha_2 = \begin{cases} 0,19 & \text{für Litzen mit 3 oder 7 Drähten} \\ 0,25 & \text{für Spannstahl mit runden Querschnitten} \end{cases}$
  - $l_r$ : Abstand des 1. Risses vom Querschnittsrand im GTZ mit  $M_{Ed}(x = l_r) \geq f_{ctk;0,05} \cdot W_{ci}$
  - $\sigma_{pt}(x = l_r)$ : Spannstahlspannung an der Stelle  $x = l_r$
9. Nachweis der Zugkraftdeckung:  $V_{Rd} = \frac{z}{\phi_p} \cdot f_{bpd} \cdot A_{p,ges} \leq V_{Ed}(x = l_r)$
- $c_p \geq 2,5 \cdot \phi_p$ : Mindestbetondeckung der Spannglieder, um Längsrisse zu verhindern

### 8.2.2 Querbewehrung im Verankerungsbereich

- Nachweis an der Stelle  $x = l_{disp}$  in einem gedachten Horizontalschnitt direkt oberhalb der Spannglieder
    - $a_p$ : Abstand der Oberkante der Spannglieder von der Unterkante des Gesamtquerschnitts
1. Vorspannkraft unmittelbar nach Lösen der Verankerung:  $P_{m0}$
  2. Mittlere Betonspannungen im Verankerungsbereich:  $\sigma_{cm} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{cu} + \sigma_{cop}) = -\frac{P_{m0}}{A_c} - \frac{M_{p,0}}{I_{ci}} \cdot (z_{ciu} - \frac{a_p}{2})$ 
    - Betonspannungen am unteren Querschnittsrand:  $\sigma_{cu} = -\frac{M_{p,0}}{I_{ci}} \cdot z_{ciu} - \frac{P_{m0}}{A_c}$
    - Betonspannungen an der OK der Spannglieder:  $\sigma_{cop} = -\frac{M_{p,0}}{I_{ci}} \cdot (z_{ciu} - a_p) - \frac{P_{m0}}{A_c}$
  3. Aufzunehmende Schubkraft:  $T = P_{m0} - |\sigma_{cm}| \cdot A_c$ 
    - $A_c = a_p \cdot b_w$
  4. Erforderliche Spaltzugbewehrung:  $A_{s,erf} = c \cdot \frac{T}{f_{yd}} \approx \frac{1}{3} \frac{T}{f_{yd}}$ 
    - $c = \begin{cases} 0,3 & \text{exzentrische Vorspannung} \\ 0,5 & \text{zentrische Vorspannung} \end{cases}$
  5. Spaltzugbewehrung senkrecht zur Schnittfläche über den Spanngliedern (s. o.) über einen Bereich von  $0,75 \cdot l_{disp}$  um  $x = l_{disp}$  einlegen
    - Addition der Zugkräfte aus Schub- und Spaltzug nicht erforderlich, Maximum durch Bewehrung abzudecken

## 9 Nachweis gegen Ermüdung von Beton- und Spannstahl

- Nachweis über Zwischenauflagern, in Feldmitte und an Koppelstellen (Spannungen für gekoppelt/ungekoppelt getrennt nachweisen)
1. Einwirkungen an den maßgebenden Stellen
    - $M_0 = \sum M_{g,k} + M_{set,k} + \psi_{1,T} \cdot M_{TM,k} + (r_{inf}/r_{sup}) \cdot M_{Pm\infty,ind,k} + 0,9 \cdot M_{pm\infty,dir,k}$ : Grundmoment
      - Abminderung des statisch bestimmten Anteils der Vorspannung mit 0,9 (i. d. R.) oder 0,75 an Koppelfugen
    - $\min \Delta M_{LM3} = \gamma_{Q,fat} \cdot \min M_{Q,LM3}$ : minimales Moment aus dem Ermüdungslastmodell

- $\max \Delta M_{LM3} = \gamma_{Q,fat} \cdot \max M_{Q,LM3}$ : maximales Moment aus dem Ermüdungslastmodell
    - $\gamma_{fat,Q} = \begin{cases} 1,75 & \text{an Zwischenstützen} \\ 1,40 & \text{in den übrigen Bereichen und in Querrichtung} \end{cases}$
  - $M_{\min} = M_0 + \min \Delta M_{LM3}$ ,  $M_{\max} = M_0 + \max \Delta M_{LM3}$ : Bemessungsmoment
  - $N = N_{Ed} + 0,9 \cdot N_{p\infty}$ : Normalkraft
    - Abminderung des statisch bestimmten Anteils der Vorspannung mit 0,9 (i. d. R.) oder 0,75 an Koppelfugen
2. Ermittlung der Spannungsschwingbreiten  $\Delta\sigma_s$  und  $\Delta\sigma_p$  iterativ aus  $M - \sigma$ -Diagramm oder mit Bemessungstabellen unter Annahme gleichen Verhaltens von Spann- und Schlaffstahl
  3. Lastkollektiv:  $N_{obs}$ : Anzahl erwarteter LKW je Jahr für einen LKW-Fahrstreifen
    - Straßen und AB mit zwei oder mehr Fahrstreifen je Richtung mit hohem LKW-Anteil:  $N_{obs} = 2,0 \cdot 10^6$
    - Straßen und AB mit mittlerem LKW-Anteil:  $N_{obs} = 0,5 \cdot 10^6$
    - Hauptstraßen mit geringem LKW-Anteil:  $N_{obs} = 0,125 \cdot 10^6$
    - Örtliche Straßen mit geringem LKW-Anteil:  $N_{obs} = 0,05 \cdot 10^6$
  4.  $N^* = N_{obs} \cdot N_{years}$ 
    - $N_{years} = 100$  a: angenommene Nutzungsdauer
  5. Ablesen von  $k_i$  und  $\Delta\sigma_{Rsk}$  für Beton- und Spannstahl

Art der Bewehrung	$N^*$	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei $N^*$ Zyklen N/mm <sup>2</sup>
		$k_1$	$k_2$	
gerade und gebogene Stäbe <sup>a</sup>	$10^6$	5	9 <sup>c</sup>	175
geschweißte Stäbe und Betonstahlmatten <sup>b</sup>	$10^6$	4	5	85

<sup>a</sup> Für gebogene Stäbe mit  $D < 25\phi$  ist  $\Delta\sigma_{Rsk}$  mit dem Reduktionsfaktor  $\zeta_1 = 0,35 + 0,026 D / \phi$  zu multiplizieren. Für Stäbe  $\phi > 28$  mm ist  $\Delta\sigma_{Rsk} = 145$  N/mm<sup>2</sup> (gilt nur für hochduktilen Betonstähle). Dabei ist  $D$  der Biegerollendurchmesser,  $\phi$  der Stabdurchmesser.

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

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

Spannstahl <sup>a</sup>	$N^*$	Spannungs- exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ bei $N^*$ Zyklen <sup>b</sup> N/mm <sup>2</sup>	
		$k_1$	$k_2$	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

<sup>a</sup> Sofern nicht andere Wöhlerlinien durch eine Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall für den eingebauten Zustand festgelegt werden.

<sup>b</sup> 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.

- Kopplungen:  $k_2 = 5$

6. Korrekturbeiwerte  $\lambda_s$  zur Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite an allen maßgebenden Stellen für alle maßgebenden Elemente

- $\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$

$\lambda_s$	Stütze	Koppelfuge	Feld
Verbindungen	–		–
Betonstahl			
Spannstahl			

- $\lambda_{s,1}$ : Einfluss der Stützweite für jede Stelle und jedes Material aus Anhang  
\* Kopplungen: Diagramm für Stütze oder Feld je nach Lage

- $\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{2,0}\right)^{1/k_2}$ : Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens

$\bar{Q}$ -Beiwert für	Verkehrsklasse (siehe EN 1991-2, Tabelle 4.7)		
	Langstreckenverkehr	Mittelstreckenverkehr	Kurzstreckenverkehr
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

- \* Langstrecke: > 100 km, Mittelstrecke: 50 – 100 km, Kurzstrecke: < 50 km (i. d. R. Mischung)

- \*  $N_{obs} [10^6] \rightarrow \lambda_{s,2} = \bar{Q}$  für  $N_{obs} = 2 \cdot 10^6$

- $\lambda_{s,3} = \left(\frac{N_{years}}{100}\right)^{1/k_2}$ : Einfluss der Nutzungsdauer

- $\lambda_{s,4} = \left(\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}\right)^{1/k_2}$ : Einfluss mehrerer Fahrstreifen

- \* Bis RQ 31,5 B ein LKW-Fahrstreifen je Richtung  $\rightarrow \lambda_{s4} = 1,0$

- \*  $N_{obs,1}$ : Anzahl der Lastwagen je Jahr auf dem ersten Fahrstreifen

- $\varphi_{fat} = \begin{cases} 1,2 & \text{für Oberflächen mit geringer Rauheit} \\ 1,4 & \text{für Oberflächen mit großer Rauheit} \end{cases}$

- $\Delta\varphi_{fat} = 1 + 0,30 \cdot \left(1 - \frac{D}{6}\right) \geq 1,0$ : zusätzlicher Erhöhungsfaktor in der Nähe von Fahrbahnübergängen

mit  $D$  [m]: Abstand des Querschnitts vom betrachteten Fahrbahnübergang

7.  $\Delta\sigma_{p,equ} = \lambda_{s,p,x} \cdot \Delta\sigma_p$ : Äquivalente Spannungsschwingbreite für Spannstahl

8.  $\Delta\sigma_{s,equ} = \eta \cdot \lambda_{s,s,x} \cdot \Delta\sigma_s = \lambda_{s,s,x} \cdot \Delta\sigma'_s$ : Äquivalente Spannungsschwingbreite für Betonstahl

- $\Delta\sigma'_s = \eta \cdot \Delta\sigma_s$ : berücksichtigt unterschiedliches Verbundverhalten von Spann- und Schlaffstahl

- $\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \cdot \sqrt{\xi \cdot \frac{d_s}{d_p}}} = \frac{\sum_i \frac{e_{si}}{e_{s1}} \cdot A_{si} + \sum_i \frac{e_{pi}}{e_{s1}} \cdot A_{pi}}{\sum_i \frac{e_{si}}{e_{s1}} \cdot A_{si} + \sum_i \frac{e_{pi}}{e_{s1}} \cdot A_{pi} \cdot \sqrt{\xi \cdot \frac{d_s}{d_p}}}$ : Berücksichtigung des Verbundverhaltens

- $A_{si}$ ,  $A_{pi}$ : Beton- und Spannstahlflächen im jeweiligen Abstand  $e_{si}$  bzw.  $e_{pi}$  von der Nulllinie

- $\xi$

Spannstahl	$\xi$		
	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,3	0,15
Litzen	0,6	0,5	0,25
profilierter Drähte	0,7	0,6	0,3
gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35

ANMERKUNG Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.

- $d_p = \begin{cases} 1,6 \cdot \sqrt{A_p} & \text{für Bündelspannglieder} \\ 1,20 \cdot d_{\text{Dräht}} & \text{für Einzellitzen mit 3 Drähten} \\ 1,75 \cdot d_{\text{Dräht}} & \text{für Einzellitzen mit 7 Drähten} \end{cases}$

- $d_s$ : Betonstahldurchmesser

9. Nachweis der äquivalenten Spannungsschwingbreiten:  $\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}$

- $\gamma_{F,fat} = 1,0$ ,  $\gamma_{s,fat} = 1,15$
  - $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  für Beton- und Spannstahl: siehe Tabelle
  - $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  für Kopplungen aus Zulassung
- Bei Straßenbrücken kein Ermüdungsnachweis für Beton erforderlich, wenn die Betondruckspannungen unter der seltenen EWK und dem Mittelwert der Vorspannung  $\sigma_{c,rare} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$
- Kein Ermüdungsnachweis für nicht geschweißten Schlaff- oder Spannstahl erforderlich, wenn  $\Delta\sigma_p \leq 70$  MPa oder (wenn keine Kopplungen) Dekompression unter der häufigen EWK
- Kein Nachweis für geschweißte Verbindungen oder Kopplungen, wenn Dekompression in einem Bereich von 200 mm um den Stahl unter der häufigen EWK und der mit dem Faktor 0,75 abgeminderten mittleren Vorspannkraft  $P_{mt}$

## 10 Bemessung von Brückenlagern

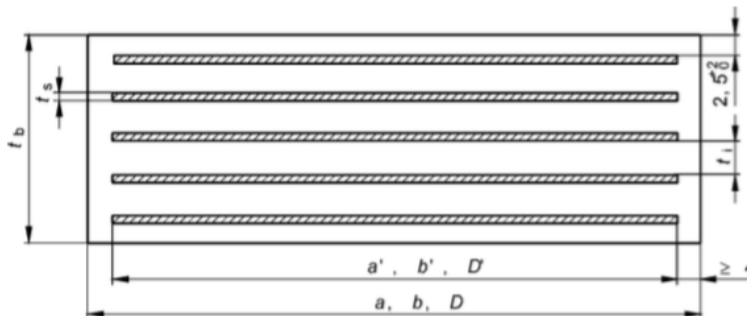
### 1. Eingangswerte

- Auflagerreaktionen der Stütze:  $N_{z,d,max}$ ,  $N_{z,d,perm}$ ,  $N_{z,d,min}$
- Verschiebungen der Stütze:  $v_{x,d}$  (Längsrichtung),  $v_{y,d}$  (Mindestwert Querrichtung)
- Verdrehungen der Stütze:  $\alpha_{x,d,max}$  (Querrichtung),  $\alpha_{y,d,max}$  (Mindestwert Querrichtung)

### 2. Vorbemessung über Hersteller-Tafeln

- Wahl eines Lager-Formats mit den Abmessungen  $A = a \cdot b$
- Wahl des Lagertyps über Mindestauflagerpressung  $\sigma_{min} = \frac{N_{z,min}}{a \cdot b}$
- Wahl der Einbaudicke und Schichtanzahl über Verschiebungen und Einbaudicke (iterativ)

### 3. Bemessung von Elastomerlagern



- Formfaktor:  $S = \frac{A_1}{l_p \cdot t_e}$ 
  - $A_1 = a' \cdot b'$  (rechteckige Lager ohne Öffnungen)
    - \*  $a' = a - 2 \cdot t_2$
    - \*  $b' = b - 2 \cdot t_1$
    - \*  $t_1, t_2$ : Randüberstand des Elastomers zum Korrosionsschutz aus Herstellerangaben. Bei unbewehrten Lagern  $t_{1/2} = 0$
  - $l_p = 2 \cdot (a' + b')$  (rechteckige Lager ohne Öffnungen)
  - $t_e = \frac{t_{ges}}{u}$ : Dicke einer Elastomerschicht ( $u$  Schichten)
- Nachweis der maximalen Verformung:  $\varepsilon_{t,d} = K_L \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m}$ 
  - $\varepsilon_{u,k} = 7$  für Elastomerlager
  - $\gamma_m = 1,0$
  - $K_L = 1,0$  (bei Verkehrslasten Erhöhung auf  $K_L = 1,5$  möglich)
  - $\varepsilon_{c,d} = 1,5 \cdot \frac{N_{z,d,max}}{G \cdot A_r \cdot S}$ : Verformung unter Druck
    - \*  $G = 0,9$  MPa (i. d. R.): Schubmodul

- \*  $A_r = A_1 \cdot \left[1 - \frac{v_{x,d}}{a'} - \frac{v_{y,d}}{b'}\right]$ : infolge Einwirkungen reduzierte Grundfläche
- $\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q}$ : Verformung durch Schub
- \*  $v_{xy,d} = \sqrt{v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2}$
- \*  $T_q$ : Gesamtdicke des Elastomers
- $\varepsilon_{\alpha,d} = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_{a,d} + b'^2 \cdot \alpha_{b,d}) \cdot t_i}{2 \cdot \sum_i t_i^3}$ : Verformung durch Verdrehung
- \*  $t_i = t_e$ : Dicke einer Elastomerschicht
- \* Jeweils die Abmessung senkrecht zur Drehachse maßgebend
- Erforderliche Dicke der Bewehrungsbleche:  $t_s \geq \frac{K_p \cdot N_{z,d,\max} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_{yk}} \geq 2 \text{ mm}$ 
  - $t_1 + t_2$ : Elastomerdicke auf beiden Seiten des Bewehrungsblechs
  - $K_p = 1,3$
  - $K_h = \begin{cases} 1,0 & \text{Blech ohne Löcher} \\ 2,0 & \text{Blech mit Löchern} \end{cases}$  : Faktor für die verursachten Zugspannungen
- Auf das Bauwerk wirkende Kräfte
  - Mittlere Flächenpressung:  $\sigma_p = \frac{N_{z,d,\max}}{A_1} \leq f_{cd}$
  - Rückstellkraft:  $R_{xy} = \frac{A \cdot G \cdot v_{xy,d}}{T_e}$  (muss vom Bauteil aufgenommen werden können)  
 $T_e = t_{ges}$



Tabelle 3.1 — Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton

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

Tabelle A2.1 — Empfehlung für die Zahlenwerte der  $\psi$ -Faktoren für Straßenbrücken

Einwirkung	Bezeichnung	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Verkehrslasten (siehe EN 1991-2, Tabelle 4.4)	gr1a (LM1+Lasten auf Gehwegen oder Radwegen) <sup>a</sup>	Doppelachse	0,75	0,75	0,2
		Gleichmäßig verteilte Last	0,40	0,40	0,2
		Gehweg- und Radwegbelastung <sup>b</sup>	0,40	0,40	0,2
	gr1b (Einzelachse)	0	0,75	0	
	gr2 (Horizontalkräfte)	0	0	0	
	gr3 (Gehwegbelastung)	0	<del>gestrichener Text</del> 0,40	0	
	gr4 (LM4 – Menschengedränge)	0	<del>gestrichener Text</del> —	0	
gr5 (LM3 – Spezialfahrzeuge)	0	<del>gestrichener Text</del> —	0		
Windkräfte	$F_{Wk}$ Ständige Bemessungssituationen	0,6	0,2	0	
	Bauausführung	0,8	—	0	
	$F_{W}^*$	1,0	—	—	
Temperatur- einwirkungen	$T_k$	0,8 <sup>c</sup>	0,6	0,5	
Schneelasten	$Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung)	0,8	—	—	
Lasten aus Bauausführung	$Q_c$	1,0		1,0	

<sup>a</sup> Die empfohlenen Werte für  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ ,  $\psi_2$  für gr1a und gr1b gelten für Straßenverkehr, der den Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qj}$ ,  $\alpha_{qR}$  und  $\beta_Q$  gleich 1 entspricht.  
Die Werte für die gleichmäßig verteilte Last entsprechen seltenen Verkehrssituationen mit normalem Verkehr und Anhäufung von LKWs. Für andere Straßenklassen oder ungewöhnliche Verkehrssituationen können in Verbindung mit der Wahl der  $\alpha$ -Faktoren andere Zahlenwerte zutreffend sein.  
Zum Beispiel kann für die gleichmäßig verteilte Last im System LM1 ein Wert  $\psi_2$  ungleich Null angenommen werden, wenn die Brücke ständig durch einen kontinuierlich fließenden Schwerverkehr beansprucht wird. Siehe auch EN 1998.

<sup>b</sup> Der Kombinationswert für Gehweg- und Radwegbelastung, aufgeführt in Tabelle 4.4a der EN 1991-2, ist ein „abgeminderter Wert“. Die  $\psi_0$ - und  $\psi_1$ -Faktoren sind auf diesen Wert anwendbar.

<sup>c</sup> Der empfohlene Zahlenwert für  $\psi_0$  für Temperatureinwirkungen darf für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden. Siehe auch die Eurocodes für die Bemessung.

Expositions- klasse	Stahlbeton und Vorspannung ohne Verbund	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Vorspannung mit sofortigem Verbund	
	mit Einwirkungskombination			
	quasi-ständig	häufig	häufig	selten
X0, XC1	0,4 <sup>a</sup>	0,2	0,2	—
XC2 – XC4	0,3	0,2 <sup>b, c</sup>	0,2 <sup>b</sup>	
XS1 – XS3 XD1, XD2, XD3 <sup>d</sup>			Dekom- pression	0,2

<sup>a</sup> Bei den Expositionsclassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird i. Allg. zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.

<sup>b</sup> Zusätzlich ist der Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu führen.

<sup>c</sup> Wenn der Korrosionsschutz anderweitig sichergestellt wird (Hinweise hierzu in den Zulassungen der Spannverfahren), darf der Dekompressionsnachweis entfallen.

<sup>d</sup> Beachte 7.3.1 (7).

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

Bauteile	Anforderungen			
<b>Stahlbetonbauteile allgemein</b>	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
<b>Stahlbetonüberbau oder Spannbetonüberbau ausschließlich mit Vorspannung ohne Verbund</b>	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 <sup>a</sup>	Dekompression	häufig	0,2
längs mit Vorspannung (Bauzustand)	quasi-ständig	Tabelle 7.103DE	häufig	0,2
quer ohne Vorspannung	selten	Tabelle 7.103DE <sup>c</sup>	häufig	0,2
quer mit Vorspannung ohne Verbund	selten	Tabelle 7.103DE <sup>c</sup>	häufig	0,2
<b>Spannbetonüberbau Vorspannung mit Verbund oder Mischbauweise</b>	Dekompression oder zulässige Randzugspannung		Rechenwert der zulässigen Rissbreite	
	Einwirkungs-kombination	zul $\sigma_{c,Rand}$	Einwirkungs-kombination	$w_{max}$
längs statisch unbestimmt (Endzustand)	quasi-ständig	Dekompression	häufig	0,2
längs statisch bestimmt (Endzustand)	quasi-ständig <sup>b</sup>	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 <sup>c</sup>	häufig	0,2
quer mit Vorspannung ohne Verbund	quasi-ständig <sup>b</sup>	Dekompression <sup>c</sup>	häufig	0,2
<sup>a</sup> Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist mit dem Beiwert $\psi_2 = 0,3$ für alle Einwirkungen aus Verkehr, jedoch ohne Ansatz von Temperatur und Setzungen zu berücksichtigen. <sup>b</sup> Die quasi-ständige Einwirkungskombination ist mit dem Beiwert $\psi_2 = 0,5$ für alle Einwirkungen aus Verkehr zu berücksichtigen. <sup>c</sup> Nachweis für Fahrbahnplatten gefordert. Lokale begrenzte Überschreitungen dieses Grenzwertes bis zu 1 MN/m <sup>2</sup> sind zulässig.				

**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 <sup>2</sup>	4,0	5,0	5,5	6,0	6,5

Einwirkung	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Nutzlasten im Hochbau (Kategorien siehe EN 1991-1-1)<sup>a</sup></b>			
— Kategorie A: Wohn- und Aufenthaltsräume	0,7	0,5	0,3
— Kategorie B: Büros	0,7	0,5	0,3
— Kategorie C: Versammlungsräume	0,7	0,7	0,6
— Kategorie D: Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
— Kategorie E: Lagerräume	1,0	0,9	0,8
— Kategorie F: Verkehrsflächen, Fahrzeuglast $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
— Kategorie G: Verkehrsflächen, $30 \text{ kN} \leq \text{Fahrzeuglast} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
— Kategorie H: Dächer	0	0	0
<b>Schnee- und Eislasten, siehe DIN EN 1991-1-3</b>			
— Orte bis zu NN + 1 000 m	0,5	0,2	0
— Orte über NN + 1 000 m	0,7	0,5	0,2
<b>Windlasten, siehe DIN EN 1991-1-4</b>	0,6	0,2	0
<b>Temperatureinwirkungen (nicht Brand), siehe DIN EN 1991-1-5</b>	0,6	0,5	0
<b>Baugrundsetzungen, siehe DIN EN 1997</b>	1,0	1,0	1,0
<b>Sonstige Einwirkungen<sup>b,c</sup></b>	0,8	0,7	0,5
<p><sup>a</sup> Abminderungsbeiwerte für Nutzlasten in mehrgeschossigen Hochbauten siehe DIN EN 1991-1-1.</p> <p><sup>b</sup> Flüssigkeitsdruck ist im allgemeinen als eine veränderliche Einwirkung zu behandeln, für die die <math>\psi</math>-Beiwerte standortbedingt festzulegen sind. Flüssigkeitsdruck, dessen Größe durch geometrische Verhältnisse begrenzt ist, darf als eine ständige Einwirkung behandelt werden, wobei alle <math>\psi</math>-Beiwerte gleich 1,0 zu setzen sind.</p> <p><sup>c</sup> <math>\psi</math>-Beiwerte für Maschinenlasten sind betriebsbedingt festzulegen.</p>			

Expositionsklasse nach Tabelle 4.1										
Bewehrungskorrosion										
	ausgelöst durch Karbonatisierung				ausgelöst durch Chloride ausgenommen Meerwasser			ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Indikative Mindestfestigkeitsklasse	C16/20	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37 <sup>a</sup>	C35/45 <sup>a oder c</sup>	C35/45 <sup>a</sup>	C30/37 <sup>a</sup>	C35/45 <sup>a oder c</sup>	C35/45 <sup>a</sup>
Betonangriff										
	Kein Angriffsrisiko	durch Frost mit und ohne Taumittel				durch chemischen Angriff der Umgebung				
	X0	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3		
Indikative Mindestfestigkeitsklasse	C12/15	C25/30	C25/30 LP <sup>b</sup> C35/45 <sup>c</sup>	C25/30 LP <sup>b</sup> C35/45 <sup>c</sup>	C30/37 LP <sup>b, d, e</sup>	C25/30	C35/45 <sup>a oder c</sup>	C35/45 <sup>a</sup>		
<p><sup>a</sup> Bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. auf Grund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Betonfestigkeitsklasse niedriger; siehe auch Fußnote 2.</p> <p><sup>b</sup> Diese Mindestbetonfestigkeitsklassen gelten für Luftporenbeton mit Mindestanforderungen an den mittleren Luftgehalt im Frischbeton nach DIN 1045-2 unmittelbar vor dem Einbau.</p> <p><sup>c</sup> Bei langsam und sehr langsam erhärtenden Betonen (<math>r &lt; 0,30</math> nach DIN EN 206-1) eine Festigkeitsklasse im Alter von 28 Tagen niedriger. Die Druckfestigkeit zur Einteilung in die geforderte Druckfestigkeitsklasse ist auch in diesem Fall an Probekörpern im Alter von 28 Tagen zu bestimmen.</p> <p><sup>d</sup> Erdfeuchter Beton mit <math>w/z \leq 0,40</math> auch ohne Luftporen</p> <p><sup>e</sup> Bei Verwendung eines CEM III/B nach DIN 1045-2:2008-08, Tabelle F.3.3, Fußnote c) für Räumerlaufbahnen in Beton ohne Luftporen mindestens C40/50 (hierbei gilt: <math>w/z \leq 0,35</math>, <math>z \geq 360 \text{ kg/m}^3</math>).</p>										

**1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko**

X0	Für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall: alle Expositionsklassen, ausgenommen Frostangriff mit und ohne Taumittel, Abrieb oder chemischen Angriff  Für Beton mit Bewehrung oder eingebettetem Metall: sehr trocken	Beton in Gebäuden mit sehr geringer Luftfeuchte
----	---	---

**2 Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung**

XC1	Trocken oder ständig nass	Beton in Gebäuden mit geringer Luftfeuchte Beton, der ständig in Wasser getaucht ist
XC2	Nass, selten trocken	Langzeitig wasserbenetzte Oberflächen; vielfach bei Gründungen
XC3	Mäßige Feuchte	Beton in Gebäuden mit mäßiger oder hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Freien
XC4	Wechselnd nass und trocken	wasserbenetzte Oberflächen, die nicht der Klasse XC2 zuzuordnen sind

**3 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser**

XD1	Mäßige Feuchte	Betonoberflächen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XD2	Nass, selten trocken	Schwimmbäder; Beton, der chloridhaltigen Industrieab-wässern ausgesetzt ist
XD3	Wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken, die chloridhaltigem Spritzwasser ausgesetzt sind; Fahrbahndecken; Parkdecks

**4 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser**

XS1	Salzhaltige Luft, kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Bauwerke in Küstennähe oder an der Küste
XS2	Unter Wasser	Teile von Meeresbauwerken
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Teile von Meeresbauwerken

**5 Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel**

XF1	Mäßige Wassersättigung ohne Taumittel	senkrechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind
XF2	Mäßige Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	senkrechte Betonoberflächen von Straßen-bauwerken, die taumittelhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XF3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel	waagerechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind
XF4	Hohe Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	Straßendecken und Brückenplatten, die Taumitteln ausgesetzt sind; senkrechte Betonoberflächen, die taumittelhaltigen Sprühnebeln und Frost ausgesetzt sind;  Spritzwasserbereich von Meeresbauwerken, die Frost ausgesetzt sind

**6. Betonangriff durch chemischen Angriff der Umgebung**

XA1	Chemisch schwach angreifende Umgebung nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser
XA2	Chemisch mäßig angreifende Umgebung und Meeresbauwerke nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser
XA3	Chemisch stark angreifende Umgebung nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser

TABELLE ED8 Rechteckquerschnitte & Plattenbalken im Zustand II auf Biegung beansprucht. Lage der Nulllinie & ideoles Trägheitsmoment.

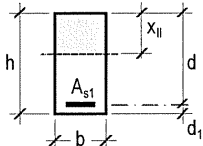
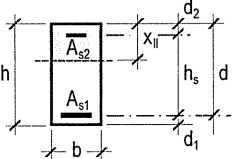
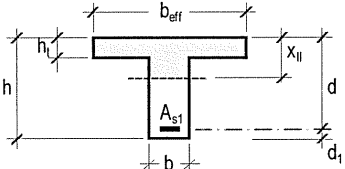
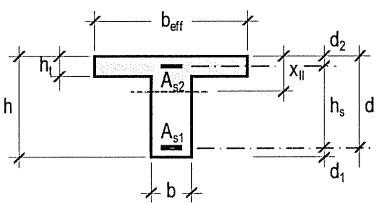
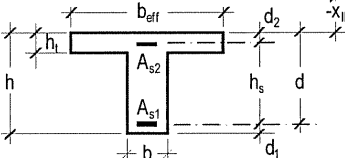
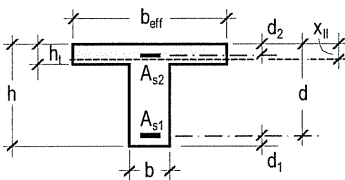
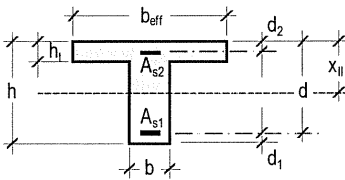
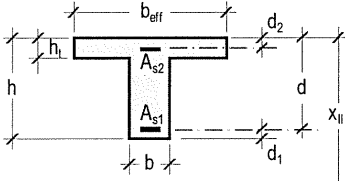
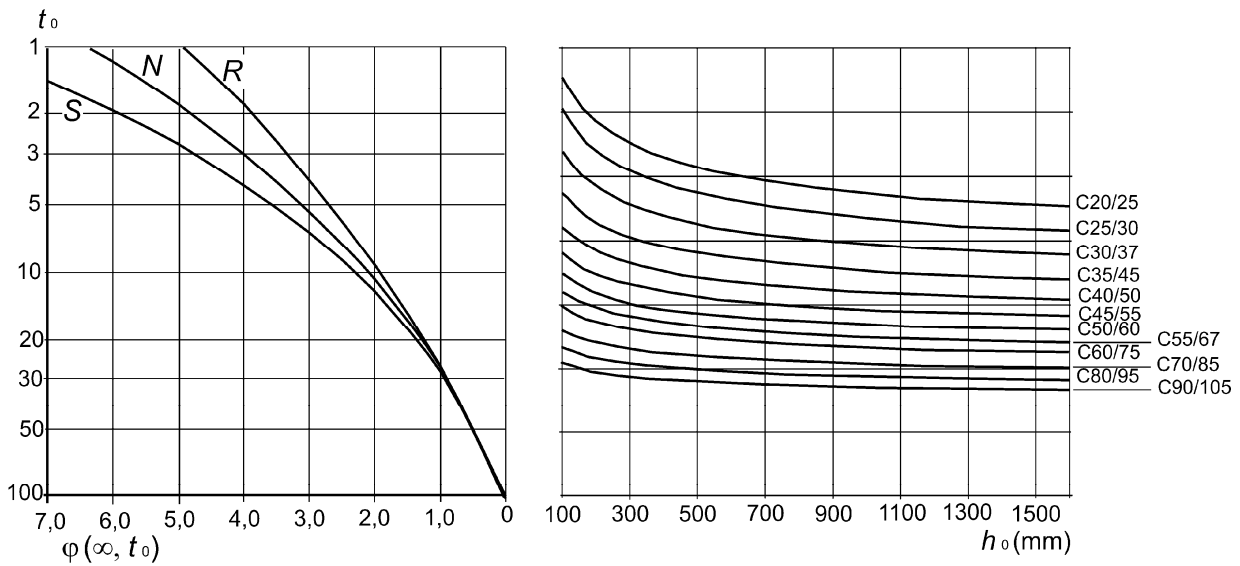
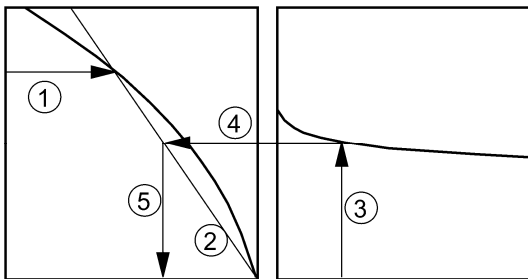
	$x \equiv x_{II}$ : Druckzonenhöhe im Zustand II	$I_I$ : Ideelles Trägheitsmoment um NL
	$\begin{cases} b_{eff} = b \\ A_{s2} = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \bar{B}_1 = +\frac{1}{b} \alpha_e A_{s1} \\ \bar{C} = -\frac{1}{b} 2 \alpha_e A_{s1} d \end{cases} \rightarrow \boxed{x = -\bar{B}_1 + \sqrt{\bar{B}_1^2 - \bar{C}}}$	$I_I = +\frac{1}{3} b x^3 + \alpha_e A_{s1} (d - x)^2$
	$\begin{cases} b_{eff} = b \\ A_{s2} > 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \bar{B}_1 = +\frac{1}{b} \alpha_e (A_{s1} + A_{s2}) \\ \bar{C} = -\frac{1}{b} 2 \alpha_e (A_{s1} d + A_{s2} d_2) \end{cases} \rightarrow \boxed{x = -\bar{B}_1 + \sqrt{\bar{B}_1^2 - \bar{C}}}$	$I_I = +\frac{1}{3} b x^3 + \alpha_e [A_{s1} (d - x)^2 + A_{s2} (d_2 - x)^2]$
	$\begin{cases} b_{eff} \neq b \\ A_{s2} = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \bar{B}_1 = +\frac{1}{b} [\alpha_e A_{s1} + h_f (b_{eff} - b)] \\ \bar{C} = -\frac{1}{b} [2 \alpha_e (A_{s1} d) + h_f^2 (b_{eff} - b)] \end{cases} \rightarrow \boxed{x = -\bar{B}_1 + \sqrt{\bar{B}_1^2 - \bar{C}}}$	$I_I = +\frac{1}{3} b x^3 + (b_{eff} - b) h_f (x^2 - x h_f + \frac{1}{3} h_f^2) + \alpha_e A_{s1} (d - x)^2$
	$\begin{cases} b_{eff} \neq b \\ A_{s2} > 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \bar{B}_1 = +\frac{1}{b} [\alpha_e (A_{s1} + A_{s2}) + h_f (b_{eff} - b)] \\ \bar{C} = -\frac{1}{b} [2 \alpha_e (A_{s1} d + A_{s2} d_2) + h_f^2 (b_{eff} - b)] \end{cases} \rightarrow \boxed{x = -\bar{B}_1 + \sqrt{\bar{B}_1^2 - \bar{C}}}$	$I_I = +\frac{1}{3} b x^3 + (b_{eff} - b) h_f (x^2 - x h_f + \frac{1}{3} h_f^2) + \alpha_e [A_{s1} (d - x)^2 + A_{s2} (d_2 - x)^2]$

TABELLE ED9 Rechteckquerschnitte & Plattenbalken im Zustand II auf Biegung mit Normalkraft beansprucht. Lage der Nulllinie & Verkrümmung bzw. Biegesteifigkeitsmodul.

$e_{c2} = e_0 + z_G$ $e_{s1} = e_{c2} - d$ $e_{s2} = e_{c2} - d_2$	$x \equiv x_{II}$ : Druckzonenhöhe im Zustand II	$S_{I,NL}$ : Ideelles statisches Moment um Nulllinie
	$x = \frac{E}{D} \equiv \frac{A_{s1} e_{s1} d + A_{s2} e_{s2} d_2}{A_{s1} e_{s1} + A_{s2} e_{s2}} \leq 0$ $\begin{aligned} D &= \alpha_e (A_{s1} e_{s1} + A_{s2} e_{s2}) \\ E &= \alpha_e (A_{s1} e_{s1} d + A_{s2} e_{s2} d_2) \\ F &= 0 \\ G &= 0 \end{aligned}$	$S_{I,NL} = A_{s1} (x - d) + A_{s2} (x - d_2)$ $\chi = -\frac{N_{Ed}}{E_s S_{I,NL}} \Leftrightarrow B_{II} = -E_s e_0 S_{I,NL} \equiv \frac{M_{Ed}}{\chi}$
	$A = -3e_{c2}$ $B = -\frac{6}{b_{eff}} D = -\frac{6}{b_{eff}} \alpha_e (A_{s1} e_{s1} + A_{s2} e_{s2})$ $C = +\frac{6}{b_{eff}} E = +\frac{6}{b_{eff}} \alpha_e (A_{s1} e_{s1} d + A_{s2} e_{s2} d_2)$ $X^3 + AX^2 + BX + C = 0 \cap (0, h_f]$ $\begin{aligned} D &= \alpha_e (A_{s1} e_{s1} + A_{s2} e_{s2}) \\ E &= \alpha_e (A_{s1} e_{s1} d + A_{s2} e_{s2} d_2) \\ F &= 0 \\ G &= 0 \end{aligned}$	$S_{I,NL} = \frac{1}{2} b_{eff} x^2 + \alpha_e A_{s1} (x - d) + \alpha_e A_{s2} (x - d_2)$ $\chi = -\frac{N_{Ed}}{E_c S_{I,NL}} \Leftrightarrow B_{II} = -E_c e_0 S_{I,NL} \equiv \frac{M_{Ed}}{\chi}$
	$A = -3e_{c2}$ $B = -\frac{3}{b} (2D + 2F - G)$ $C = +\frac{1}{b} [6E + h_f (3F - G)]$ $X^3 + AX^2 + BX + C = 0 \cap (h_f, h)$ $\begin{aligned} D &= \alpha_e (A_{s1} e_{s1} + A_{s2} e_{s2}) \\ E &= \alpha_e (A_{s1} e_{s1} d + A_{s2} e_{s2} d_2) \\ F &= h_f (b_{eff} - b) e_{c2} \\ G &= h_f^2 (b_{eff} - b) \end{aligned}$	$S_{I,NL} = \frac{1}{2} b_{eff} x^2 + (b_{eff} - b) h_f (x - \frac{1}{2} h_f) + \alpha_e A_{s1} (x - d) + \alpha_e A_{s2} (x - d_2)$ $\chi = -\frac{N_{Ed}}{E_c S_{I,NL}} \Leftrightarrow B_{II} = -E_c e_0 S_{I,NL} \equiv \frac{M_{Ed}}{\chi}$
	$x = \frac{1}{3} \frac{b h^2 (3e_{c2} - 2h) + 6E + h_f (3F - 2G)}{b \cdot h (2e_{c2} - h) + 2D + 2F - G} \geq h$ $\begin{aligned} D &= \alpha_e (A_{s1} e_{s1} + A_{s2} e_{s2}) \\ E &= \alpha_e (A_{s1} e_{s1} d + A_{s2} e_{s2} d_2) \\ F &= h_f (b_{eff} - b) e_{c2} \\ G &= h_f^2 (b_{eff} - b) \end{aligned}$	$S_{I,NL} = b \cdot h (x - \frac{1}{2} h_f) + h_f (b_{eff} - b) (x - \frac{1}{2} h_f) + \alpha_e A_{s1} (x - d) + \alpha_e A_{s2} (x - d_2)$ $\chi = -\frac{N_{Ed}}{E_c S_{I,NL}} \Leftrightarrow B_{II} = -E_c e_0 S_{I,NL} \equiv \frac{M_{Ed}}{\chi}$

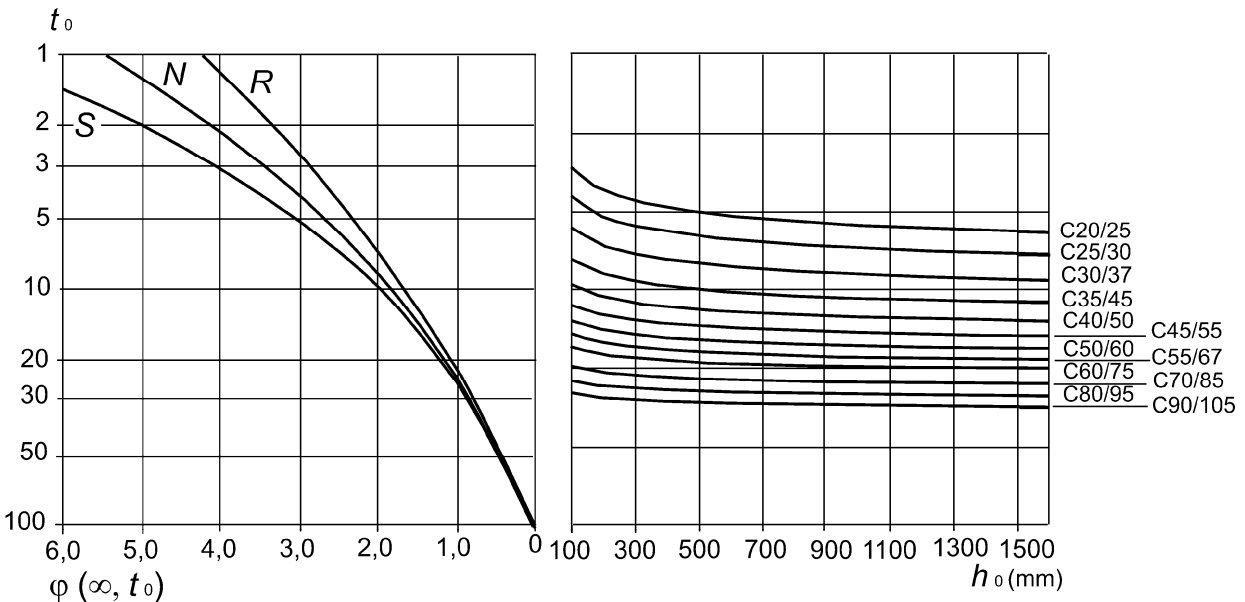


a) trockene Innenräume, relative Luftfeuchte = 50%



ANMERKUNG

- der Schnittpunkt der Linien 4 und 5 kann auch über dem Punkt 1 liegen
- für  $t_0 > 100$  darf  $t_0 = 100$  angenommen werden (Tangentenlinie ist zu verwenden)



b) Außenluft, relative Luftfeuchte = 80%

Bild 3.1 — Methode zur Bestimmung der Kriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  für Beton bei normalen Umgebungsbedingungen



Grundtrocknungsschwinddehnung  $\varepsilon_{cd,0}$ [%]

CEM Klasse R

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ N/mm <sup>2</sup>	relative Luftfeuchte RH in %					
	40	50	60	70	80	90
<b>C12/15</b>	0,87	<b>0,81</b>	0,73	0,61	<b>0,45</b>	0,25
<b>C16/20</b>	0,83	<b>0,78</b>	0,70	0,58	<b>0,43</b>	0,24
<b>C20/25</b>	0,80	<b>0,75</b>	0,67	0,56	<b>0,42</b>	0,23
<b>C25/30</b>	0,75	<b>0,71</b>	0,63	0,53	<b>0,39</b>	0,22
<b>C30/37</b>	0,71	<b>0,67</b>	0,60	0,50	<b>0,37</b>	0,21
<b>C35/45</b>	0,68	<b>0,63</b>	0,57	0,47	<b>0,35</b>	0,20
<b>C40/50</b>	0,64	<b>0,60</b>	0,54	0,45	<b>0,33</b>	0,19
<b>C45/55</b>	0,61	<b>0,57</b>	0,51	0,43	<b>0,32</b>	0,18
<b>C50/60</b>	0,57	<b>0,54</b>	0,48	0,40	<b>0,30</b>	0,17
<b>C55/67</b>	0,54	<b>0,51</b>	0,45	0,38	<b>0,28</b>	0,16
<b>C60/75</b>	0,51	<b>0,48</b>	0,43	0,36	<b>0,27</b>	0,15
<b>C70/85</b>	0,46	<b>0,43</b>	0,39	0,32	<b>0,24</b>	0,13
<b>C80/95</b>	0,41	<b>0,39</b>	0,35	0,29	<b>0,21</b>	0,12
<b>C90/105</b>	0,37	<b>0,35</b>	0,31	0,26	<b>0,19</b>	0,11
<b>C100/115</b>	0,33	<b>0,31</b>	0,28	0,23	<b>0,17</b>	0,10

CEM Klasse N

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ N/mm <sup>2</sup>	relative Luftfeuchte RH in %					
	40	50	60	70	80	90
<b>C12/15</b>	0,64	<b>0,60</b>	0,54	0,45	<b>0,33</b>	0,19
<b>C16/20</b>	0,61	<b>0,57</b>	0,51	0,43	<b>0,32</b>	0,18
<b>C20/25</b>	0,58	<b>0,54</b>	0,49	0,41	<b>0,30</b>	0,17
<b>C25/30</b>	0,55	<b>0,51</b>	0,46	0,38	<b>0,29</b>	0,16
<b>C30/37</b>	0,52	<b>0,48</b>	0,43	0,36	<b>0,27</b>	0,15
<b>C35/45</b>	0,49	<b>0,45</b>	0,41	0,34	<b>0,25</b>	0,14
<b>C40/50</b>	0,46	<b>0,43</b>	0,38	0,32	<b>0,24</b>	0,13
<b>C45/55</b>	0,43	<b>0,40</b>	0,36	0,30	<b>0,22</b>	0,12
<b>C50/60</b>	0,41	<b>0,38</b>	0,34	0,28	<b>0,21</b>	0,12
<b>C55/67</b>	0,38	<b>0,36</b>	0,32	0,27	<b>0,20</b>	0,11
<b>C60/75</b>	0,36	<b>0,34</b>	0,30	0,25	<b>0,19</b>	0,10
<b>C70/85</b>	0,32	<b>0,30</b>	0,27	0,22	<b>0,17</b>	0,09
<b>C80/95</b>	0,28	<b>0,26</b>	0,24	0,20	<b>0,15</b>	0,08
<b>C90/105</b>	0,25	<b>0,23</b>	0,21	0,18	<b>0,13</b>	0,07
<b>C100/115</b>	0,22	<b>0,21</b>	0,19	0,16	<b>0,12</b>	0,06

CEM Klasse S

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ N/mm <sup>2</sup>	relative Luftfeuchte RH in %					
	40	50	60	70	80	90
C12/15	0,52	0,49	0,44	0,37	0,27	0,15
C16/20	0,50	0,46	0,42	0,35	0,26	0,14
C20/25	0,47	0,44	0,39	0,33	0,25	0,14
C25/30	0,44	0,41	0,37	0,31	0,23	0,13
C30/37	0,41	0,39	0,35	0,29	0,22	0,12
C35/45	0,39	0,36	0,32	0,27	0,20	0,11
C40/50	0,36	0,34	0,30	0,26	0,19	0,11
C45/55	0,34	0,32	0,29	0,24	0,18	0,10
C50/60	0,32	0,30	0,27	0,22	0,17	0,09
C55/67	0,30	0,28	0,25	0,21	0,16	0,09
C60/75	0,28	0,26	0,23	0,20	0,15	0,08
C70/85	0,25	0,23	0,21	0,17	0,13	0,07
C80/95	0,22	0,20	0,18	0,15	0,11	0,06
C90/105	0,19	0,18	0,16	0,13	0,10	0,05
C100/115	0,17	0,16	0,14	0,12	0,09	0,05

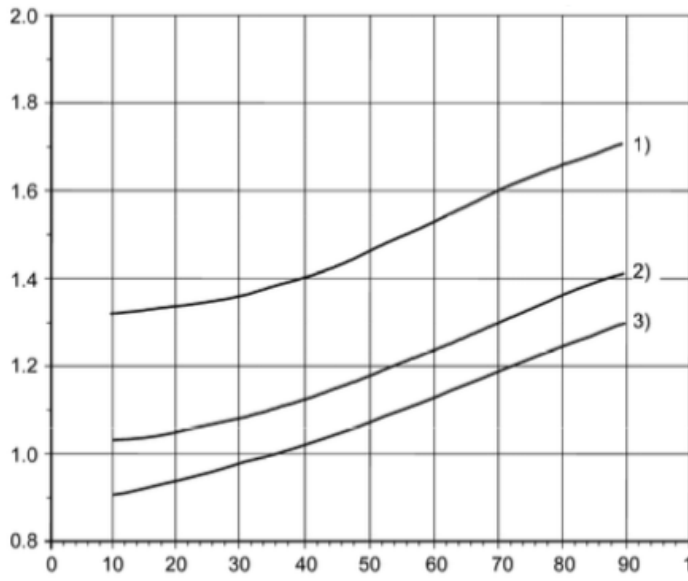
$\sigma_s^b$ N/mm <sup>2</sup>	Grenzdurchmesser bei Betonstählen $\phi_s^*{}^a$ mm		
	$w_k$		
	0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	54	41	27
200	35	26	17
240	24	18	12
280	18	13	9
320	14	10	7
360	11	8	5
400	9	7	4
450	7	5	3

<sup>a</sup> Die Werte dieser Tabelle basieren auf den folgenden Annahmen:  
Grenzwerte der Gleichungen (7.9) und (7.11) mit  $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ N/mm}^2$  und  $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$ :

$$\sigma_s = \sqrt{w_k \frac{3,48 \cdot 10^6}{\phi_s^*}}$$

<sup>b</sup> unter der maßgebenden Einwirkungskombination

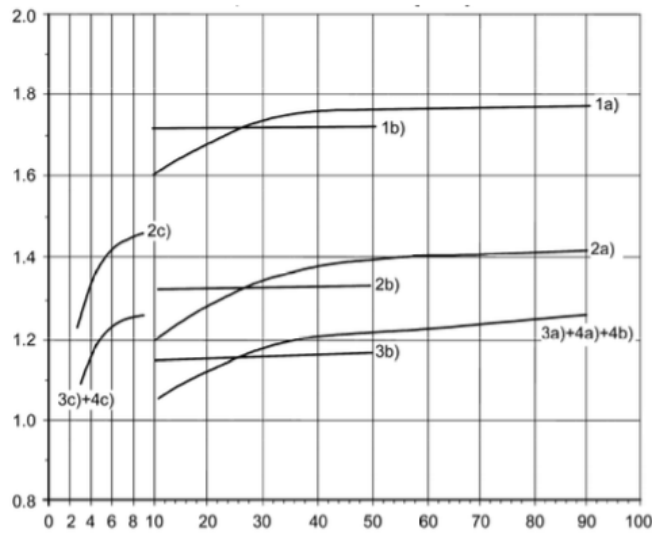
Beiwert  $\lambda_{s1}$  für den Ermüdungsnachweis



Nachweis im Bereich der Zwischenstützung

**Legende**

- 1) Kopplungselemente
- 2) Gekrümmte Spannglieder in Stahl-Hüllrohren
- 3) Betonstahl
- Spannglieder im sofortigen Verbund (alle)
- Spannglieder im nachträglichen Verbund:
- Litzen in Plastik-Hüllrohren
- Gerade Spannglieder in Stahl-Hüllrohren



Nachweis im Feld und für die Fahrbahnplatte

**Legende**

- 1) Kopplungselemente
- 2) Gekrümmte Spannglieder in Stahl-Hüllrohren
- 3) Betonstahl
- Spannglieder im sofortigen Verbund (alle)
- Spannglieder im nachträglichen Verbund:
- Litzen in Plastik-Hüllrohren
- Gerade Spannglieder in Stahl-Hüllrohren
- 4) Querkraftbewehrung
- a) durchlaufender Balken
- b) Einfeldbalken
- c) Fahrbahnplatte