

Anhang B

Vordimensionierung

Inhaltsverzeichnis

1	Vorbemessung der Fahrbahnplatte	3
1.1	Schnittgrößen in Plattenquerrichtung	3
1.2	Bemessung	5
1.3	Rissbreitenbeschränkung	6
2	Vorbemessung des Bogenquerschnitts	7
2.1	Lastumrechnung auf einen Bogen	7
2.2	Querschnittswerte und Querschnittsklasse	9
2.3	Nachweis der Grenztragfähigkeit	9
2.4	Knicknachweis des Bogens	10
3	Erforderliche Spannkraft	12
3.1	Angaben zum Spanngliedtyp	12
3.2	Vorspannkraft unmittelbar nach dem Vorspannen	13
3.3	Spannkraftverlust infolge Reibung	13
3.4	Spannkraftverlust infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation	13
3.5	Vorspannkraft abzüglich aller Verluste	15

1 Vorbemessung der Fahrbahnplatte

1.1 Schnittgrößen in Plattenquerrichtung

Die Schnittgrößen in Plattenquerrichtung je Meter Plattenstreifen werden anhand eines Balkenmodells berechnet.

Lastbild 1 – Eigengewicht

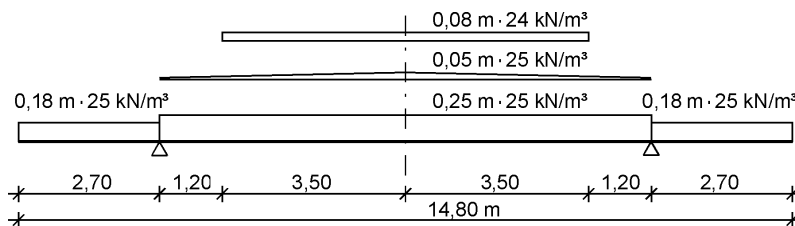


Abbildung B-1: Vorbemessung Lastbild 1 (Eigengewicht)

$$A_1 = 0,18 \cdot 25 \cdot 2,7 + 0,25 \cdot 25 \cdot 9,4/2 + 0,5 \cdot 0,05 \cdot 25 \cdot 9,4/2 + 0,08 \cdot 24 \cdot 9,4/2$$

$$A_1 = 12,15 + 29,38 + 2,94 + 9,02$$

$$A_1 = 53,49 \text{ kN/m}$$

$$M_{f,1} = 53,49 \cdot 4,7 - 12,15 \cdot (2,7/2 + 4,7) - 29,38 \cdot 4,7/2 - 2,94 \cdot 4,7/3 - 9,02 \cdot 4,7/2$$

$$M_{f,1} = 83,05 \text{ kNm/m}$$

$$M_{k,1} = -12,15 \cdot 2,7/2$$

$$M_{k,1} = -16,40 \text{ kNm/m}$$

Lastbild 2 – Verkehrslasten auf Fahrbahn

Anteil der gleichmäßig verteilten Lasten

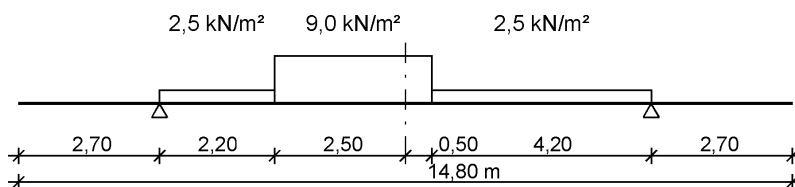


Abbildung B-2: Vorbemessung Lastbild 2

$$A_2 = [2,5 \cdot 4,22/2 + 9,0 \cdot 3 \cdot (4,2 + 1,5) + 2,5 \cdot 2,2 \cdot (4,2 + 3 + 2,2/2)] / 9,4$$

$$A_2 = 23,57 \text{ kN/m}$$

$$M_{f,2} = 23,57 \cdot 9,4/2 - 2,5 \cdot 2,2 \cdot (2,5 + 2,2/2) - 9,0 \cdot 2,52/2$$

$$M_{f,2} = 62,85 \text{ kNm/m}$$

Anteil aus Radlasten

Pucher, A. [3]

$$M_{f,x} = \frac{1}{8\pi} [150(2,40 + 2,25 + 5,18 + 6,75) + 100(3,95 + 3,70 + 1,40 + 1,35)]$$

$$M_{f,x} = 140,31 \text{ kNm/m}$$

$$M_{f,y} = \frac{1}{8\pi} [150(1,40 + 1,95 + 1,45 + 5,00) + 100(1,58 + 3,60 + 0,88 + 1,20)]$$

$$M_{f,y} = 87,34 \text{ kNm/m}$$

$$M_{f,2} = M_{f,x} + \mu \cdot M_{f,y} \quad \text{mit } \mu = 0,2 \text{ als Querdehnzahl}$$

$$M_{f,2} = 140,31 + 0,2 \cdot 87,34$$

$$M_{f,2} = 157,77 \text{ kNm/m}$$

Lastbild 3 – Verkehrslasten nur auf Geh- und Radwegen

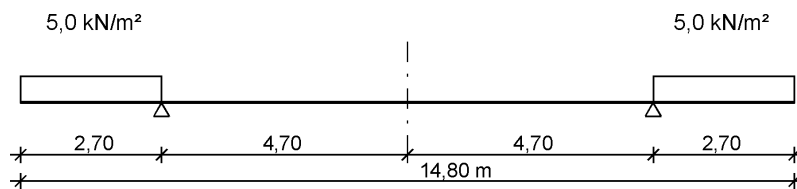


Abbildung B-3: Vorbemessung Lastbild 3

$$A_3 = 5,0 \cdot 2,7 = 13,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{k,3} = -13,5 \cdot 2,7/2 = -18,23 \text{ kNm/m}$$

1.2 Bemessung

Materialien

ENV 1992-1
Kap. 2.2.1 / 2.2.2

Beton C 50/60 $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$
 $E_c = 37.000 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl BSt 500 S $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
 $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$

Statische Höhe

$$d = h - \text{nom } c - d_{sq}/2$$

$$d_f = 30 - 5 - 2,8/2$$

$$d_f = 23,6 \text{ cm}$$

$$d_k = 18 - 5 - 2,0/2$$

$$d_k = 12,0 \text{ cm}$$

Bemessungswerte der Beanspruchungen und Widerstände

ENV 1992-1
Kap. 2.1.2

$$M_{Sd,f} = 1,35 \cdot 83,05 + 1,5 \cdot (62,85 + 157,77) = 442,07 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Sd,k} = 1,35 \cdot (-16,40) + 1,5 \cdot (-18,23) = -49,48 \text{ kNm/m}$$

$$f_{cd} = 50 / 1,5 = 33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$$

Bemessung in Plattenmitte

ENV 1992-1
Kap. 4.1.1

$$\mu_{sd,f} = \frac{M_{Sd,f}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{442,07 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,236^2 \cdot 33} = 0,2387$$

$$\omega = 0,2893 \quad \sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,7570 \quad z = \zeta \cdot d = 0,757 \cdot 0,236 = 0,18 \text{ m}$$

Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$a_{sq,f} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) = \frac{1}{435} (0,2893 \cdot 1 \cdot 0,236 \cdot 33)$$

$$a_{sq,f} = 52,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: $\varnothing 28$, $s = 11,0 \text{ cm}$ vorh $a_{sq,f} = 55,98 \text{ cm}^2/\text{m}$

Bemessung am Kragarmanschnitt

ENV 1992-1
Kap. 4.4.1

$$\mu_{sd,k} = \frac{M_{Sd,k}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{49,48 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,12^2 \cdot 33} = 0,1031$$

$$\omega = 0,1103 \quad \sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 0,9328 \quad z = \zeta \cdot d = 0,9328 \cdot 0,12 = 0,11 \text{ m}$$

Schneider, K.-J. [8]
CD: Tab. 2a

$$a_{sq,k} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) = \frac{1}{435} (0,1103 \cdot 1 \cdot 0,12 \cdot 33)$$

$$a_{sq,k} = 10,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt: $\varnothing 14$, $s = 15,0 \text{ cm}$ vorh $a_{sq,k} = 10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$

1.3 Rissbreitenbeschränkung

Aufgrund der geringen Beanspruchung im Kragarmanschnitt wird in der Vorbemessung vereinfacht nur die Plattenmitte nachgewiesen.

Mindestbewehrung

ENV 1992-1
Kap. 4.2.2.2

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

$$\begin{aligned} k_c &= 0,4 \\ k &= 0,8 \\ f_{ct,eff} &= 4,1 \text{ N/mm}^2 \\ A_{c,t} &= 0,30 \cdot 1,00 = 0,30 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Für die Ermittlung der zulässigen Spannungen der Bewehrung σ_s im Gebrauchszustand unmittelbar nach der Rissbildung ist das Moment aus den quasi-ständigen Lastanteilen zu ermitteln ($\psi_2 = 0,5$).

$$M_s = 1,0 \cdot 83,05 + 0,5 \cdot (62,85 + 157,77) = 193,36 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{z \cdot A_s} = \frac{193,36 \cdot 10^{-3}}{0,18 \cdot 55,98 \cdot 10^{-4}} = 193,34 \text{ N/mm}^2$$

$$a_s = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 4,1 \cdot \frac{0,30}{\sigma_s}$$

$$\underline{a_s = 20,36 \text{ cm}^2/\text{m} < 55,98 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{vorh } a_{sq,f}} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis des Grenzstababstandes $\lim s_1$

ENV 1992-1
Kap. 4.2.2.3

$$\lim s_1 = 25,0 \text{ cm}$$

$$\underline{s_1 = 11,0 \text{ cm} < 25,0 \text{ cm} = \lim s_1} \quad \text{NW erfüllt!}$$

Aus der Vorbemessung wird ersichtlich, dass die Dicke der Fahrbahnplatte vermindert werden kann. Aufgrund von Bedenken hinsichtlich der Verformungen wird jedoch darauf verzichtet.

Allerdings erscheint uns die Wahl einer geringeren Betonfestigkeit als sinnvoll. Für alle nachfolgenden Berechnungen kommt daher ein Beton C 40/50 zum Einsatz.

2 Vorbemessung des Bogenquerschnitts

Die Vorbemessung erfolgt vereinfacht mit der vorhandenen Druckkraft im Bogen, da die Anteile aus Biegung verhältnismäßig gering sind. Für die Ermittlung der zu erwartenden Druckkraft im Bogen und der zugehörigen Zugkraft in der Fahrbahnplatte wurden die auftretenden Einwirkungen in lineare Lasten umgewandelt.

2.1 Lastumrechnung auf einen Bogen

Ständige Lasten

Eigengewicht Beton	$g_c = 25 \text{ kN/m}^3$	
Querschnittsfläche		
$A_c = 3,5 \cdot 0,25 + 0,5 \cdot 3,5 \cdot 0,05 + 1,45 \cdot 0,43 + 0,5 \cdot (0,18 + 0,15) \cdot 2,45$		
$A_c = 1,990 \text{ m}^2$		49,76 kN/m
Eigengewicht Asphalt	$g_A = 24 \text{ kN/m}^3$	
Querschnittsfläche		
$A_A = 0,08 \cdot 3,5 = 0,28 \text{ m}^2$		6,72 kN/m
Geländer und Distanzschutzplanke		1,00 kN/m
Summe Ständige Lasten		<u>57,48 kN/m</u>

Verkehrslasten (Lastverteilung nach dem Hebelgesetz)

Last auf Spur 1	$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$	
	$Q_{1k} = 2 \cdot 300 \text{ kN} = 600 \text{ kN}$	
	Spurbreite: 3 m	
$9 \cdot 3 \cdot (6,70 / 9,40)$		19,24 kN/m
$600 \cdot (6,70 / 9,40) \cdot 2 / 135$		6,34 kN/m
(Ersatz der Einzellasten durch Gleichlast $2 \cdot Q_{ik}/L$)		
Last auf Spur 2	$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	
	$Q_{2k} = 2 \cdot 200 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$	
	Spurbreite: 3 m	
$2,5 \cdot 3 \cdot (3,70 / 9,40)$		2,95 kN/m
$400 \cdot (3,70 / 9,40) \cdot 2 / 135$		2,33 kN/m
(Ersatz der Einzellasten durch Gleichlast $2 \cdot Q_{ik}/L$)		
Restflächen	$q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	
	Restflächenbreite: 1 m	
$2,5 \cdot 1 \cdot (1,70 / 9,40)$		0,45 kN/m
Fußwege und Kappen	$q_F = 2,5 \text{ kN/m}^2$	
	Breite: 3,9 m je Seite	
$2,5 \cdot 3,9 \cdot (10,15 / 9,40)$		10,53 kN/m
Summe Verkehrslasten		<u>41,88 kN/m</u>

Angenommenes Eigengewicht der Stahlkonstruktion

Geschätzter Wert (Vergleich mit der Brücke in Äkviksund)

$$m = 150 \text{ t}$$

$$g_a = 9,81 \cdot 150 / (135 \cdot 2) \quad 5,45 \text{ kN/m}$$

Maximale Belastung (charakteristischer Wert) 104,81 kN/m

Maximale Belastung (Bemessungswert)

$$1,35 \cdot (57,48 + 5,45) + 1,5 \cdot 41,88 = 84,96 + 62,82 \quad \underline{147,78 \text{ kN/m}}$$

Größte Druckkraft in der Mitte des Bogens

Tveit, P. [6]

$$D_B = \frac{1}{\cos \nu_B} \left(\frac{q(l-x)x}{2f} + \frac{1}{2} f q \cdot \cot^2 \nu_h \right)$$

$$D_B = \frac{1}{\cos 0^\circ} \left(\frac{147,78 \cdot (135 - 67,5) \cdot 67,5}{2 \cdot 20,25} + \frac{1}{2} \cdot 20,25 \cdot 147,78 \cdot \cot^2 62^\circ \right)$$

$$\underline{D_B = 17,05 \text{ MN}}$$

Größte Zugkraft in der Mitte des Untergurtes

Tveit, P. [6]

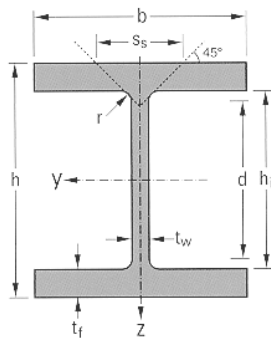
$$Z_U = \frac{q(l-x)x}{2f} - \frac{1}{2} f q \cdot \cot^2 \nu_h$$

$$Z_U = \frac{147,78 \cdot (135 - 67,5) \cdot 67,5}{2 \cdot 20,25} - \frac{1}{2} \cdot 20,25 \cdot 147,78 \cdot \cot^2 62^\circ$$

$$\underline{Z_U = 16,20 \text{ MN}}$$

Ein Vergleich der zu erwartenden Gurtkräfte mit denen der Brücke in Äkviksund wurde durchgeführt. Entsprechend der größeren Druckkraft im Bogen wurde gegenüber Äkviksund ein größeres Profil gewählt. Zum Einsatz kommt ein Universal-Stützenprofil UC 356 x 406 x 551 (Universal Column).

2.2 Querschnittswerte und Querschnittsklasse



$g = 5,51 \text{ kN/m}$	$A = 701,9 \text{ cm}^2$
$h = 455,6 \text{ mm}$	$I_y = 226900 \text{ cm}^4$
$b = 418,5 \text{ mm}$	$W_{el,y} = 9962 \text{ cm}^3$
$t_w = 42,1 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 12080 \text{ cm}^3$
$t_f = 67,5 \text{ mm}$	
$r = 15,2 \text{ mm}$	
$d = 290,2 \text{ mm}$	$I_z = 82670 \text{ cm}^4$
$h_i = 320,6 \text{ mm}$	$W_{el,z} = 3951 \text{ cm}^3$
	$W_{pl,z} = 6058 \text{ cm}^3$

Einordnung in eine Querschnittsklasse

ENV 1993-1-1
Kap. 5.3

Steg

$$\text{vorh } d/t_w = 290,2 / 42,1 = 6,89$$

$$\text{grenz } d/t_w = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{460}} = 23,59 > 6,89$$

Flansche (ungünstigst bei Druckbeanspruchung)

$$\text{vorh } c/t_f = (418,5/2) / 67,5 = 3,10$$

$$\text{grenz } c/t_f = 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{460}} = 9,04 > 3,10$$

Der Querschnitt wird in die Querschnittsklasse 1 eingeordnet.

2.3 Nachweis der Grenztragfähigkeit

Vereinfachtes Verfahren

ENV 1993-1-1
Kap. 5.4.8.1 (1) u. (6)

$$M_{Sd} \leq M_{Nz,Rd}$$

Das Bemessungsmoment für den Bogen wird mit Hilfe von Einflusslinien der Äkviksundbrücke ermittelt.

Tveit, P. [7]
(Fig. 87)

$$M_{Sd} = 1,5 \cdot 0,29 \cdot (2 \cdot 300 \text{ kN} + 2 \cdot 200 \text{ kN}) = 0,44 \text{ MNm}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{17,05 \text{ MN}}{29,35 \text{ MN}} = 0,58 > 0,2 \quad \text{mit } N_{pl,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 701,9 \cdot 10^{-4}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{460}{1,1} \cdot 6058 \cdot 10^{-6} = 2,53 \text{ MNm}$$

Das infolge Längskraft abgeminderte plastische Grenzmoment ist

$$M_{Nz,Rd} = 1,56 \cdot 2,53 \cdot (1 - 0,58)(0,58 + 0,6) = 1,96 \text{ MNm}$$

$$\frac{0,44}{1,96} = 0,22 < 1 \quad \text{NW erfüllt!}$$

2.4 Knicknachweis des Bogens

Das Verfahren zur Berechnung der kritischen Knicklast des Bogens ist in *Tveit, P.*, [7] Seite 47 ff. ausführlich erläutert. Aus der elastischen Knickfigur der Äkviksundbrücke ergeben sich folgende Knicklängen für den Ober- und Untergurt.

$$\begin{aligned} L_A &= 11,06 \text{ m} && \text{(Knicklänge Obergurt)} \\ L_L &= 10,80 \text{ m} && \text{(Knicklänge Untergurt)} \end{aligned}$$

Der Koeffizient für die elastische Unterstützung des Bogens errechnet sich aus

$$k = \frac{E_H \cdot A_H}{L_H \cdot a} \cdot \sin^2 v = \frac{210000 \cdot 2,827 \cdot 10^{-3}}{22,928 \cdot 2,766} \cdot \sin^2(62^\circ) = 7,30 \text{ MN/m}^2$$

wobei

$$\begin{aligned} d_H &= 60 \text{ mm} && \text{(Hängerdurchmesser)} \\ A_H &= 2,827 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 && \text{(Hängerfläche)} \\ L_H &= 22,928 \text{ m} && \text{(größte Hängerlänge)} \\ a &= 2,766 \text{ m} && \text{(Distanz zw. den Hängern am Bogen)} \\ v &= 62,0^\circ && \text{(Neigung des steilsten Hängers)} \end{aligned}$$

EULERSche Knicklast für den Untergurt

$$P_{EL} = \frac{\pi^2 \cdot E_c I_c}{L_L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 37000 \cdot 0,0228}{10,80^2} = 71,38 \text{ MN}$$

EULERSche Knicklast für den Obergurt

$$P_{EA} = \frac{\pi^2 \cdot E_a I_a}{L_A^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 82670 \cdot 10^{-8}}{11,06^2} = 14,01 \text{ MN}$$

Die Gleichung zur Berechnung der elastische Knicklast des Bogens lautet wie folgt

$$N_{cr} = P_{EA} + \frac{P_{EL} + N_{cr}}{\frac{L_L}{L_A} + \frac{\pi^2}{k \cdot L_A^2} \cdot (P_{EL} + \alpha \cdot N_{cr})}$$

wobei der Wert α das Verhältnis zwischen der Zugkraft im Untergurt und der Druckkraft im Bogen wiedergibt. ($\alpha = 0,95$)

Daraus ergibt sich die elastische Knicklast zu

$$N_{cr} = 70,65 \text{ MN}$$

Nachweis für Biegung (um die z-Achse) mit Druckkraft

ENV 1993-1-1
Kap. 5.5.4 (1)

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_M} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_M} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_M} \leq 1$$

$$\bar{\lambda} = \left[1 \cdot 701,9 \cdot 10^{-4} \cdot 460 / 70,65 \right]^{0,5} = 0,68$$

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,68 - 0,2) + 0,68^2 \right] = 0,85$$

$$\chi = \frac{1}{0,85 + \left[0,85^2 - 0,68^2 \right]^{0,5}} = 0,74 < 1,0$$

$$\mu_z = 0,68 \cdot (2 \cdot 1,8 - 4) + \frac{6058 - 3951}{3951} = 0,26 < 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{0,26 \cdot 17,05}{0,74 \cdot 701,9 \cdot 10^{-4} \cdot 460} = 0,81 < 1,5$$

$$\frac{17,05}{0,74 \cdot 701,9 \cdot 10^{-4} \cdot 460 / 1,1} + \frac{0,81 \cdot 0,44}{6058 \cdot 10^{-6} \cdot 460 / 1,1} = 0,93 < 1$$

NW erfüllt!

3 Erforderliche Spannkraft

Die erforderliche Spannkraft und die damit erforderliche Spanngliedzahl und deren Typ soll im Rahmen der Vorbemessung nur überschlägig für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, das heißt für Einwirkungen ohne Sicherheitsbeiwert ermittelt werden. Des Weiteren soll für die Vordimensionierung ein Vergleich der aufgebrachten Spannkraft mit der vorhandenen Zugkraft des Untergurtes genügen.

3.1 Angaben zum Spanngliedtyp

Für die Berechnung der erforderlichen Spannkraft werden Litzenspannglieder der Firma VSL International Ltd./ Switzerland als Berechnungsgrundlage eingesetzt.

Die aufzunehmende Zugkraft im Untergurt beträgt im Gebrauchszustand je Bogenhälfte

$$Z_{U,k} = \frac{99,36 \cdot (135 - 67,5) \cdot 67,5}{2 \cdot 20,25} - \frac{1}{2} \cdot 20,25 \cdot 99,36 \cdot \cot^2 62^\circ$$

$$\underline{Z_{U,k} = 11,46 \text{ MN}}$$

Bei Verlustannahmen von 30 % sollte demzufolge eine Spannkraft von rd. 15 MN angesetzt werden. In der weiteren Berechnung werden drei Spannglieder vom Typ 6-26 je Randträger verwendet.

Technische Daten der Spannglieder:

Litzendurchmesser d_L	15,7 mm
Litzenanzahl	26
Hüllrohrdurchmesser d_i / d_e	130 / 137 mm
Spanngliedfläche A_p	3900 mm ²
Charakt. Zugfestigkeit f_{pk}	1770 N/mm ²
0,1%-Dehngrenze $f_{p0,1k}$	1500 N/mm ²
E-Modul E_p	195000 N/mm ²
Zul. Spannkraft je SG P_N	6890 kN

Der Mittelwert der Vorspannkraft lässt sich durch Abzug der Verluste von der aufgebrachten Vorspannkraft bestimmen:

$$P_{m,t} = P_0 - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_t(t)$$

ENV 1992-1-1
Kap. 2.5.4.2 (1)

Die Spannkraftverluste infolge Verankerungsschlupf und elastischer Verformung des Bauteils bei der Spannkraftübertragung sollen hierbei vernachlässigt werden.

3.2 Vorspannkraft unmittelbar nach dem Vorspannen

Die aufgebrachte Vorspannkraft am Spanngliedende soll zum Zeitpunkt $t = 0$ dem Wert der zul. Spannkraft entsprechen.

$$P_0 = P_N = 6,89 \text{ MN}$$

3.3 Spannkraftverlust infolge Reibung

Bei beidseitiger Vorspannung des Tragwerkes sind die größten Reibungsverluste in Brückenmitte zu erwarten.

$$\Delta P_\mu(x) = P_0 \cdot \left[1 - e^{-\mu(\theta+k \cdot x)} \right]$$

ENV 1992-1-1

Kap. 4.2.3.5.5 (8)

$$\begin{aligned} \text{wobei } \mu &= 0,21 \\ \theta &= 16^\circ = 0,27925 \\ k &= 0,3^\circ/\text{m} = 0,00524 \text{ 1/m} \\ x &= 67,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Delta P_\mu(x) = 6,89 \text{ MN} \cdot \left[1 - e^{-0,21(0,27925+0,00524 \cdot 67,5)} \right] = 0,857 \text{ MN}$$

Das entspricht einem Verlustwert von 12,4 %.

3.4 Spannkraftverlust infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation

*Auswirkungen des zeitabhängigen Betonverhaltens
(Kriechen und Schwinden)*

Kriechen und Schwinden des Betons hängen maßgeblich von der Feuchte der Umgebung, den Maßen des Bauteils und der Zusammensetzung des Betons ab.

Beton C 40/50

$$E_c = 35000 \text{ N/mm}^2$$

Querschnitt

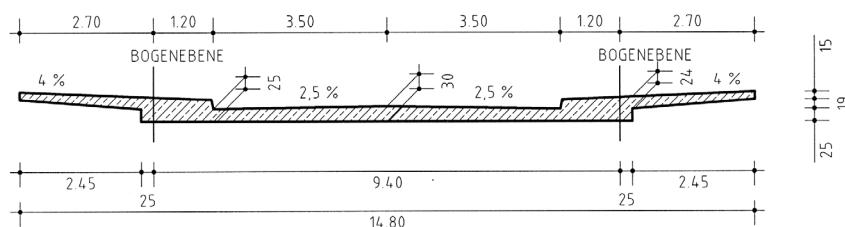


Abbildung B-4: Querschnitt des Untergurtes

$$\begin{aligned} A_c &= 2,100 \text{ m}^2/\text{ Bogenhälfte} \\ U_c &= 15,359 \text{ m}/\text{ Bogenhälfte} \end{aligned}$$

Die wirksame Bauteildicke berechnet sich zu

$$d = \frac{2 \cdot A_c}{U_c} = \frac{2 \cdot 2,100}{15,359 \cdot 1000} = 273 \text{ mm}$$

Damit lassen sich die Kriechzahl und das Schwindmaß bestimmen.

ENV 1992-1-1
Kap. 3.1.2.5.5

$$\Phi(\infty, t_0) = 2,0 \quad (\text{Tabelle 3.3})$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = -0,00032 \quad (\text{Tabelle 3.4})$$

Der Spannungsverlust aus Kriechen und Schwinden ist wie folgt definiert.

ENV 1992-1-1
Kap. 4.2.3.5.5 (9)

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

Der Anteil der Spannstahlrelaxation $\Delta\sigma_{pr}$ wird gesondert berechnet und in dieser Formel nicht berücksichtigt. Da die Spannglieder im Schwerpunkt des Betonquerschnittes liegen, entfällt der Anteil mit z_{cp} .

$$\alpha = \frac{E_p}{E_c} = \frac{195000}{35000} = 5,57$$

$$\sigma_{cg} = \frac{Z_{u,k}}{A_c} = \frac{11,46}{2,100} = 5,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp0} = -\frac{3 \cdot P_N}{A_c} = -\frac{3 \cdot 6,89}{2,100} = -9,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s} = \frac{-0,00032 \cdot 195000 + 5,57 \cdot 2,0 \cdot (5,46 - 9,84)}{1 + 5,57 \frac{3 \cdot 3900}{2,1 \cdot 10^6} \cdot [1 + 0,8 \cdot 2,0]}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s} = -102,96 \text{ N/mm}^2$$

Der Spannkraftverlust je Spannglied ergibt sich somit zu

$$\Delta P_{c+s}(t) = 102,96 \text{ N/mm}^2 \cdot 3900 \text{ mm}^2 = 0,401 \text{ MN}$$

Der prozentuale Verlustwert liegt bei 5,8 %.

Auswirkungen der Spannstahlrelaxation

Die Herstellerangabe der Spannstahlrelaxation beträgt 2,5 %. Das entspricht einem genormten 1000h-Wert. Zum Zeitpunkt $t = \infty$ ist der zu erwartende Wert etwa dreimal so groß, also 7,5 %.

Daraus folgt der Spannkraftverlust aus Relaxation

$$\Delta P_r(t) = 0,075 \cdot 6,89 = 0,517 \text{ MN}$$

3.5 Vorspannkraft abzüglich aller Verluste

Die zum Zeitpunkt $t = \infty$ vorhandene Vorspannkraft ist somit

$$P_{m,t} = 3 \cdot [6,890 - 0,857 - 0,401 - 0,517] \text{ MN}$$

$$P_{m,t} = 15,34 \text{ MN} > 11,46 \text{ MN} = \text{vorh } Z_{u,k}$$

Für den genauen Nachweis und auch für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind ausreichend Reserven vorhanden.