

Probekapitel

Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2

Band 1: Hochbau

Herausgeber: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V.

Copyright © 2011 Ernst & Sohn, Berlin

ISBN: 978-3-433-01877-4



Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und
technische Wissenschaften
GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21, 10245 Berlin
Deutschland
www.ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn
A Wiley Company

Beispiel 6: Zweifeldriger Durchlaufbalken mit Kragträger

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist ein Stahlbeton-Plattenbalken, der als Zweifeldträger mit Kragträger und mit einem indirekten Auflager ausgebildet wird. Der Querschnitt ist über die Kragträgerlänge nicht konstant. Die horizontale Halterung des Bauteils erfolgt durch ein ausgesteiftes Scheibensystem.

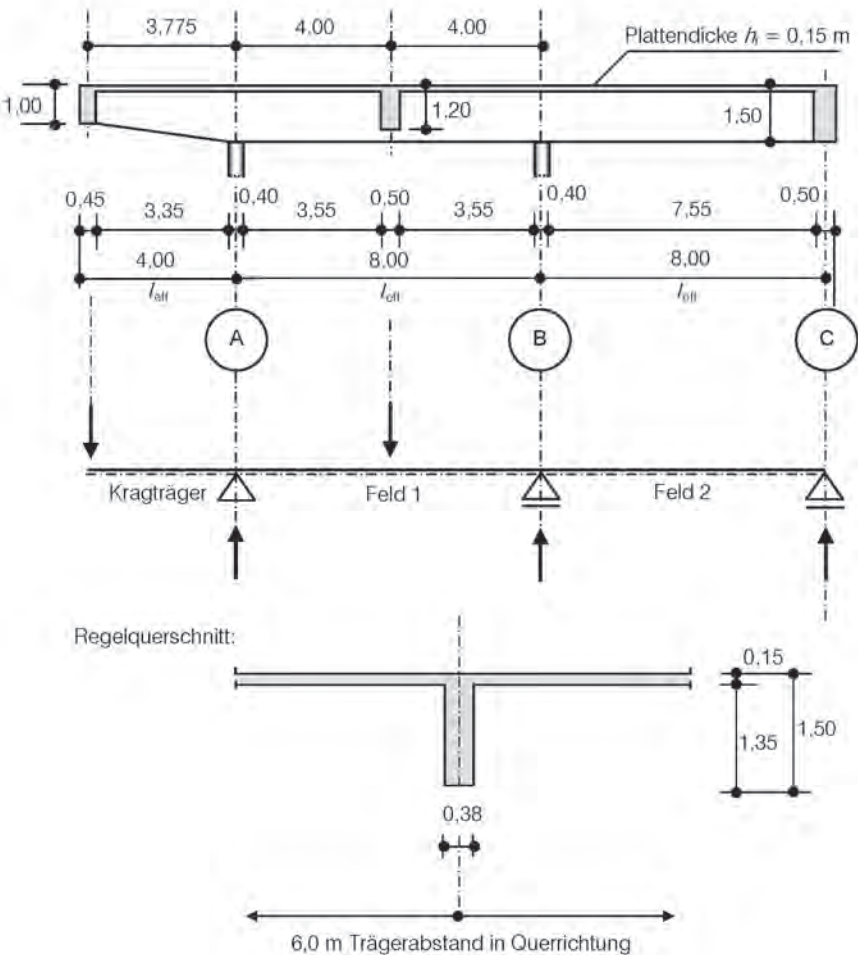
Der Plattenbalken befindet sich in einer offenen Industrieanlage und ist der Außenluft und Frost häufig ausgesetzt, das Bauteil wird aber nicht direkt berechnet.

Vorwiegend ruhende Einwirkungen aus Linien- und Einzellasten.

- Baustoffe:
- Beton C25/30
 - Betonstabstahl B500B (hochduktil)
 - Betonstahlmatten B500A (normalduktil)

1 System, Bauteilmaße, Betondeckung

1.1 System



EC2-1-1, NA.1.5.2.5: Der Plattenbalken befindet sich in einem Bauwerk, das nicht zum üblichen Hochbau gehört, da die Nutzlast auf der beteiligten Deckenplatte mehr als 5 kN/m² beträgt.

Keine brandschutztechnischen Anforderungen.

EC2-1-1, NA.1.5.2.6: vorwiegend ruhende Einwirkung

EC2-1-1, 3.1: Beton
EC2-1-1, 3.2: Betonstahl

h_t – Gurtplattendicke des Plattenbalkenquerschnitts

in Achse C:
indirekte Auflagerung des Plattenbalkens auf einem (elastischen) Querträger, für die Schnittgrößenermittlung wird jedoch vereinfacht eine vertikal unverschiebliche, frei drehbare Auflagerung angenommen.

EC2-1-1, 5.3.2.2: (1) und Bild 5.4
 l_{eff} = effektive Stützweite

Die Vorgabe der für 6 m-Deckenspannweite außergewöhnlich geringen Plattendicke von 150 mm soll die Vergleichbarkeit mit dem Beispiel 6 in [DBV10] bzw. [DBV12] ermöglichen.

1.2 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung

Expositionsklasse für Bewehrungskorrosion
infolge Karbonatisierung: → XC3
Mindestfestigkeitsklasse Beton → C20/25

Expositionsklasse für Betonangriff
infolge Frost-Tauwechsel-Angriff: → XF1
Mindestfestigkeitsklasse Beton → C25/30
Feuchtigkeitsklasse AKR: → WO

Gewählt: C25/30 XC3, XF1, WO

Betondeckung wegen Expositionsklasse XC3: $c_{min,dur} = 20\text{ mm}$
 $\Delta c_{dev} = 15\text{ mm}$
 $c_{nom} = 35\text{ mm}$

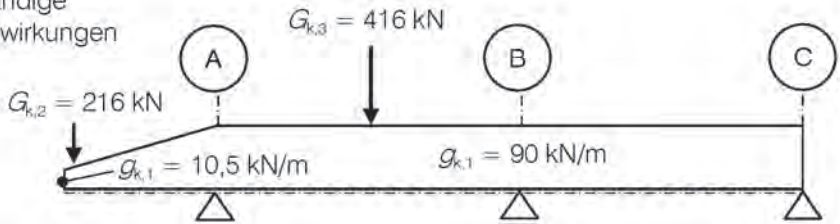
Betondeckung zur Sicherstellung des Verbundes: $c_{min,b} \geq \text{Stabdurchmesser}$
Längsbewehrung $\phi 25$: $c_{min,b} = 25\text{ mm}$ $\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$ $c_{nom} = 35\text{ mm}$
Längsbewehrung $\phi 20$: $c_{min,b} = 20\text{ mm}$ $\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$ $c_{nom} = 30\text{ mm}$
Bügel $\phi 10$: $c_{min,b} = 10\text{ mm}$ $\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$ $c_{nom} = 20\text{ mm}$

Daraus ergibt sich das Verlegemaß der Bewehrungslagen:
Bügel $\phi 10$: $c_{v,Bü} = 35\text{ mm} = c_{nom}$
Längsbewehrung: $c_{v,l} = c_{v,Bü} + \phi_{Bü} = 35 + 10 = 45\text{ mm} > c_{nom}$

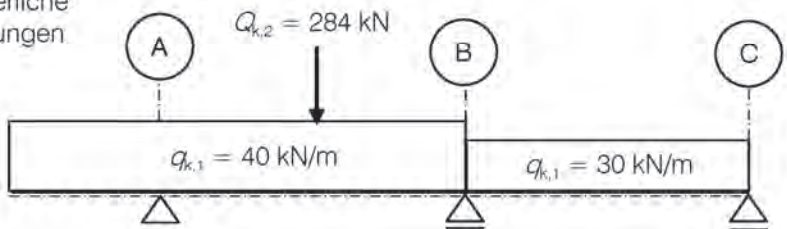
2 Einwirkungen

2.1 Charakteristische Werte

Ständige
Einwirkungen



Veränderliche
Einwirkungen



Veränderliche Einwirkungen:		Kombinationsbeiwerte:		
		$\psi_{0,i}$	$\psi_{1,i}$	$\psi_{2,i}$
Verkehrslast:	$q_{k,1}$	0,7	0,7	0,6
Sonstige:	$Q_{k,2}$	0,8	0,7	0,5

EC2-1-1, 4: Dauerhaftigkeit und Betondeckung

EC2-1-1, Tab. 4.1: Expositionsklassen
XC3 mäßige Feuchte, häufiger oder ständiger Zugang von Außenluft
XF1 Frost - mäßige Wassersättigung ohne Taumittel (Außenbauteile).
(NCI) WO – ohne Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion (Außenbauteil ohne direkte Beregnung)

EC2-1-1, Anhang E, Tab. E.1.DE:
Minstdruckfestigkeitsklasse

Die Expositionsklassen unterschiedlicher Kategorien (hier Karbonatisierung XC, Frost XF und AKR W) sind anzugeben (wichtig für die Betontechnologie nach DIN 1045-2).

EC2-1-1, (NDP) Tab. 4.4DE:
Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$
EC2-1-1, (NDP) 4.4.1.3: (1) Vorhaltemaß Δc_{dev}
EC2-1-1, 4.4.1.1: (2), Gl. (4.1)
Nennmaß c_{nom}

EC2-1-1, 4.4.1.2: (3), Verbund $c_{min,b}$

EC2-1-1, (NDP) 4.4.1.3: (1)P
In den Fällen, in denen die Verbundbedingung maßgebend wird, ist $\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$ ausreichend.

EC2-1-1, (NCI) 4.4.1.1: (2)P

Index k = charakteristisch

Belastungen aus Überlagerung der Eigenlast, Belägen, Mauerwerk usw. sowie von Nutzlasten $q_k > 5\text{ kN/m}^2$ hier zusammengefasst.

Annahme:
 $g_{k,1}$ und $G_{k,2}$ und $G_{k,3}$ sind voneinander unabhängig.

Annahme:
 $q_{k,1}$ und $Q_{k,2}$ sind voneinander unabhängig.
 $q_{k,1}$ kann feldweise auftreten.

Grundlagen der Tragwerksplanung:
EC0, (NDP) A.1.2.2, Tab. NA.A.1.1:
Hochbauten:
Im Beispiel angenommen Kategorie F:
Verkehrslast mit Fahrzeuglast $\leq 30\text{ kN}$
Sonstige Einwirkungen: ggf. mit dem Bauherrn bzw. der Bauaufsichtsbehörde abstimmen.

2.2 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

Einwirkungen	günstig	ungünstig
• ständige	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$
• veränderliche	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,50$

Allgemeine Grundkombination:

$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$

2.2.1 Bemessungswerte der 1. Grundkombination

vorherrschende Einwirkung: $Q_{k,1}$

$E_{d,1} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k,2}$

Einwirkung charakteristisch	günstig γ_F	günstig Bemessungs- wert	ungünstig γ_F	ungünstig $\psi_{0,i}$	ungünstig Bemessungs- wert
ständig:					
$g_{k,1} = 90,0 \text{ kN/m}$	1,00	90,0 kN/m	1,35		121,5 kN/m
$g_{k,1} = 10,5 \text{ kN/m}$	1,00	10,5 kN/m	1,35		14,2 kN/m
$G_{k,2} \square 216,0 \text{ kN}$	1,00	216,0 kN	1,35		291,6 kN
$G_{k,3} = 416,0 \text{ kN}$	1,00	416,0 kN	1,35		561,6 kN
veränderlich:					
$q_{k,1} = 40,0 \text{ kN/m}$	0	0	1,50		60,0 kN/m
$q_{k,1} = 30,0 \text{ kN/m}$	0	0	1,50		45,0 kN/m
$Q_{k,2} = 284,0 \text{ kN}$	0	0	1,50	0,8	340,8 kN

2.2.2 Bemessungswerte der 2. Grundkombination

vorherrschende Einwirkung: $Q_{k,2}$

$E_{d,2} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,2} \cdot Q_{k,2} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$

Einwirkung charakteristisch	günstig γ_F	günstig Bemessungs- wert	ungünstig γ_F	ungünstig $\psi_{0,i}$	ungünstig Bemessungs- wert
ständig:					
$g_{k,1} = 90,0 \text{ kN/m}$	1,00	90,0 kN/m	1,35		121,5 kN/m
$g_{k,1} = 10,5 \text{ kN/m}$	1,00	10,5 kN/m	1,35		14,2 kN/m
$G_{k,2} = 216,0 \text{ kN}$	1,00	216,0 kN	1,35		291,6 kN
$G_{k,3} = 416,0 \text{ kN}$	1,00	416,0 kN	1,35		561,6 kN
veränderlich:					
$q_{k,1} = 40,0 \text{ kN/m}$	0	0	1,50	0,7	42,0 kN/m
$q_{k,1} = 30,0 \text{ kN/m}$	0	0	1,50	0,7	31,5 kN/m
$Q_{k,2} = 284,0 \text{ kN}$	0	0	1,50		426,0 kN

EC0, (NDP) A.1.3.1 (4), Tab. NA.A.1.2 (B):
Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

EC0, 6.4.3.2: (1) Gl. (6.9a)
Ständige und vorübergehende
Bemessungssituation:
hier für $i = 1$ als vorherrschende Einwirkung
und $i > 1$ alle weiteren veränderlichen
Einwirkungen.

Obwohl nicht unbedingt erforderlich, werden in
diesem Beispiel die günstigen ständigen
Einwirkungen bei der Überlagerung der
Schnittgrößen berücksichtigt.

EC2-1-1, (NCI) 5.1.3: (NA.2) Bei
durchlaufenden Platten und Balken darf für
ein und dieselbe unabhängige ständige
Einwirkung (z. B. Eigenlast) entweder der
obere oder der untere Wert γ_G in allen Feldern
gleich angesetzt werden. Dies gilt nicht für
den Nachweis der Lagesicherheit nach
DIN EN 1990.

Es sind alle möglichen Grundkombinationen zu
untersuchen, es sei denn, die für die
Bemessung maßgebende Kombination
(vorherrschende, unabhängige, veränderliche
Einwirkung) ist ohne weiteres ersichtlich oder
es werden vereinfachte Kombinationsregeln für
Hochbauten angewandt.

2.3 Repräsentative Werte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

charakteristische (seltene) Einwirkungskombination:

$E_{rare} = G_k + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

häufige Einwirkungskombination:

$E_{frequ} = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

quasi-ständige Einwirkungskombination:

$E_{perm} = G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Bemessungswerte der charakteristischen (seltenen) Einwirkungskombination

Vorherrschende Einwirkung: $Q_{k,1}$			Vorherrschende Einwirkung: $Q_{k,2}$		
$E_{rare} = G_k + Q_{k,1} + \psi_{0,2} \cdot Q_{k,2}$			$E_{rare} = G_k + Q_{k,2} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$		
Einwirkung charakteristisch	$\psi_{0,i}$	Bemessungswert	Einwirkung charakteristisch	$\psi_{0,i}$	Bemessungswert
ständig:			ständig:		
$G_{k,1} = 90,0 \text{ kN/m}$		90,0 kN/m	$G_{k,1} = 90,0 \text{ kN/m}$		90,0 kN/m
$G_{k,1} = 10,5 \text{ kN/m}$		10,5 kN/m	$G_{k,1} = 10,5 \text{ kN/m}$		10,5 kN/m
$G_{k,2} = 216,0 \text{ kN}$		216,0 kN	$G_{k,2} = 216,0 \text{ kN}$		216,0 kN
$G_{k,3} = 416,0 \text{ kN}$		416,0 kN	$G_{k,3} = 416,0 \text{ kN}$		416,0 kN
veränderlich:			veränderlich:		
$Q_{k,1} = 40,0 \text{ kN/m}$		40,0 kN/m	$Q_{k,1} = 40,0 \text{ kN/m}$	0,7	28,0 kN/m
$Q_{k,1} = 30,0 \text{ kN/m}$		30,0 kN/m	$Q_{k,1} = 30,0 \text{ kN/m}$	0,7	21,0 kN/m
$Q_{k,2} = 284,0 \text{ kN}$	0,8	227,2 kN	$Q_{k,2} = 284,0 \text{ kN}$		284,0 kN

Bemessungswerte der quasi-ständigen Einwirkungskombination

Vorherrschende Einwirkung: $Q_{k,1}$ oder $Q_{k,2}$

$E_{perm} = G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \psi_{2,2} \cdot Q_{k,2}$

Einwirkung charakteristisch	$\psi_{2,i}$	Bemessungswert
ständig:		
$G_{k,1} = 90,0 \text{ kN/m}$		90,0 kN/m
$G_{k,1} = 10,5 \text{ kN/m}$		10,5 kN/m
$G_{k,2} = 216,0 \text{ kN}$		216,0 kN
$G_{k,3} = 416,0 \text{ kN}$		416,0 kN
veränderlich:		
$Q_{k,1} = 40,0 \text{ kN/m}$	0,6	24,0 kN/m
$Q_{k,1} = 30,0 \text{ kN/m}$	0,6	18,0 kN/m
$Q_{k,2} = 284,0 \text{ kN}$	0,5	142,0 kN

EC0, (NCI) 6.5.3: (2) Gl. (14c), (15c), (16c)
Kombinationsregeln für Einwirkungen:
charakteristische, häufige und quasi-ständige
Einwirkungskombination:
hier für $i = 1$ als vorherrschende Einwirkung
und $i > 1$ alle weiteren veränderlichen
Einwirkungen.

Die Bemessungssituationen im Grenzzustand
der Gebrauchstauglichkeit werden wie folgt
eingeteilt:

- seltene Situationen mit nicht umkehrbaren
(bleibenden) Auswirkungen auf das Tragwerk,
- häufige Situationen mit umkehrbaren (nicht
bleibenden) Auswirkungen auf das Tragwerk,
- quasi-ständige Situationen mit
Langzeitauswirkungen auf das Tragwerk.

→ wird für die Begrenzung der
Betondruckspannungen nach EC2-1-1, 7.2 (2)
und der Betonstahlspannungen nach
EC2-1-1, 7.2 (5) benötigt.

Kombinationsbeiwerte $\psi_{0,i}$ siehe 2.1

Die häufige Einwirkungskombination wird
in diesem Beispiel nicht benötigt.

→ wird für die Begrenzung der Betondruck-
spannungen nach EC2-1-1, 7.2 (3) und für
die Rissbreitenbegrenzung nach EC2-1-1, 7.3
benötigt.

Kombinationsbeiwerte $\psi_{2,i}$ siehe 2.1

3 Schnittgrößenermittlung

3.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Linear-elastische Schnittgrößenermittlung ohne Umlagerung:

EC2-1-1, 5.4

Die Schnittgrößenermittlung erfolgt auf der Basis der Elastizitätstheorie und der Biegesteifigkeit des Zustandes I. Der Einfluss der unterschiedlichen mitwirkenden Plattenbreiten (und damit Biegesteifigkeiten) in den Feldern 1 und 2 ist gering und wird hier vernachlässigt.

Biegemomente und Querkräfte infolge der charakteristischen Einwirkungen:

Zeile	Einwirkungen	Biegemomente (kNm)	Querkräfte (kN)
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			

Überlagerung der Schnittgrößen auf der Basis

- der Bemessungswerte der Einwirkungen (siehe 2.2) und
- der Schnittgrößen für die charakteristischen Einwirkungen (multipliziert mit Proportionalitätsfaktoren G_d / G_k bzw. Q_d / Q_k) :

Z.	Einwirkungen:		Biegemomente (kNm):			Querkräfte (kN):						
			$M_{Ed,A}$	$M_{Ed,B}$	$M_{Ed,F1}$	$V_{Ed,Ali}$	$V_{Ed,Are}$	$V_{Ed,F1li}$	$V_{Ed,F1re}$	$V_{Ed,Bli}$	$V_{Ed,Bre}$	$V_{Ed,C}$
1	$G_{d,1}$	90,0 kN/m	-296,0	-646,0	+249,0	-201,0	+316,3	-43,8	-43,8	-403,8	440,8	-279,3
	günstig	10,5 kN/m										
2	$G_{d,1}$	121 kN/m	-399,6	-872,1	+336,2	-271,4	+427,0	-59,1	-59,1	-545,1	595,1	-377,1
	ungünstig	14,2 kN/m										
3	$G_{d,2}$	216,0 kN	-815,4	+203,9	-305,8	-216,0	+127,0	+127,0	+127,0	+127,0	-25,5	-25,5
4	$G_{d,2}$	291,6 kN	-1100,8	+275,3	-412,8	-291,6	+171,5	+171,5	+171,5	+171,5	-34,4	-34,4
	ungünstig											
5	$G_{d,3}$	416,0 kN	0	-312,0	+676,0	0	+169,0	+169,0	-247,0	-247,0	+39,0	+39,0
6	$G_{d,3}$	561,6 kN	0	-421,2	+912,6	0	+228,2	+228,2	-333,5	-333,5	+52,7	+52,7
	ungünstig											
7	$Q_{d,1}$ Krag	60,0 kN/m	-480,0	+120,0	-180,0	-240,0	+75,0	+75,0	+75,0	+75,0	-15,0	-15,0
	1. Komb.											
8	$Q_{d,1}$ Krag	42,0 kN/m	-336,0	+84,0	-126,0	-168,0	+52,5	+52,5	+52,5	+52,5	-10,5	-10,5
	2. Komb.											
9	$Q_{d,1}$ (1)	60,0 kN/m	0	-240,0	+360,0	0	+210,0	-30,0	-30,0	-270,0	+30,0	+30,0
	1. Komb.											
10	$Q_{d,1}$ (1)	42,0 kN/m	0	-168,0	+252,0	0	+147,0	-21,0	-21,0	-189,0	+21,0	+21,0
	2. Komb.											
11	$Q_{d,1}$ (2)	45,0 kN/m	0	-180,0	-90,0	0	-22,5	-22,5	-22,5	-22,5	+202,5	-157,5
	1. Komb.											
12	$Q_{d,1}$ (2)	31,5 kN/m	0	-126,0	-63,0	0	-15,8	-15,8	-15,8	-15,8	+141,8	-110,3
	2. Komb.											
13	$Q_{d,2}$	340,8 kN	0	-255,6	+553,8	0	+138,5	+138,5	-202,3	-202,3	+31,9	+31,9
	1. Komb.											
14	$Q_{d,2}$	426,0 kN	0	-319,5	+692,3	0	+173,1	+173,1	-252,9	-252,9	+39,9	+39,9
	2. Komb.											
15	Extrem-Wert		-1980	-1765	+1887	-803	+1250	+581	-555	-1246	+887	-545

Die Bemessungswerte der günstig wirkenden veränderlichen Einwirkungen sind gleich 0 (wegen $\gamma_0 = 0$) und deshalb in der Überlagerungstabelle nicht enthalten.

Die ständigen Einwirkungen $g_{d,i}$ sind in allen Feldern des Durchlaufträgers mit gleichen γ_0 (entweder günstig oder ungünstig) angesetzt worden, da der Einfluss evtl. Eigengewichtsschwankungen auf die Schnittkräfte gering ist.

Für die Ermittlung der Auflagerkräfte, insbesondere für den Nachweis der Lagesicherheit nach DIN 1055-100, sind bei der Überlagerung ggf. stabweise unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte auch für die ständigen Einwirkungen anzusetzen. Die Empfindlichkeit angeschlossener, lastabtragender Bauteile (z. B. knickgefährdeter Stützen) gegenüber oberen und unteren Grenzwerten der Auflagerkräfte ist zu beachten.

Ermittlung von $\max M_{Ed,F2}$ im Feld 2 aus $\max V_{Ed,C} = 545 \text{ kN}$:

$$\begin{aligned} M_{Ed,F2} &= 0,5 \cdot V_{Ed,C}^2 / (g_{d,1} + q_{d,1}) \\ M_{Ed,F2} &= 0,5 \cdot 545^2 / (121,0 + 45,0) \\ &= +895 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bei der Extremwertermittlung sind die jeweiligen Grundkombinationen mit einer Leiteinwirkung (entweder/oder) zu beachten.

Günstige ständige Einwirkungen dürften im üblichen Hochbau vernachlässigt werden, siehe EC2-1-1, (NCI) 5.1.3: (NA.4) → im Beispiel jedoch kein üblicher Hochbau,

EC2-1-1, (NCI) 5.1.3: (NA.2)

γ_0 darf bei durchlaufenden Balken für ein und dieselbe unabhängige ständige Einwirkung in allen Feldern konstant angenommen werden.

EC0, A.1.3.1: (2) Wenn die Ergebnisse eines Nachweises sehr empfindlich gegenüber Änderungen der Größe der ständigen Last auf einem Tragwerk sein können, sollten die ungünstig und die günstig wirkenden Anteile dieser Einwirkung getrennt als unabhängige Einwirkungen betrachtet werden (insbesondere beim Nachweis der Lagesicherheit).

Ermittlung der Querkraftnullstelle im Feld 2 (Abstand links von Auflager C) mit den der Überlagerung zugrunde liegenden Bemessungswerten der Einwirkungen $g_{d,i}$ und $q_{d,i}$ aus der Tabelle Z. 2 und Z. 11

3.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Überlagerung der Schnittgrößen auf der Basis

- der Bemessungswerte der Einwirkungen (siehe 2.3) und
- der Schnittgrößen für die charakteristischen Einwirkungen (siehe 3.1, multipliziert mit den Proportionalitätsfaktoren G_d / G_k bzw. Q_d / Q_k):

charakteristische Einwirkungskombination

Z.		Einwirkungen E_{rare} mit Leiteinwirkung $Q_{d,1}$:				Einwirkungen E_{rare} mit Leiteinwirkung $Q_{d,2}$:			
			$M_{rare,A}$	$M_{rare,B}$	$M_{rare,F1}$		$M_{rare,A}$	$M_{rare,B}$	$M_{rare,F1}$
1	$G_{rare,1}$	90,0 kN/m 10,5 kN/m	-296,0	-646,0	+249,0	90,0 kN/m 10,5 kN/m	-296,0	-646,0	+249,0
2	$G_{rare,2}$	216,0 kN	-815,4	+203,9	-305,8	216,0 kN	-815,4	+203,9	-305,8
3	$G_{rare,3}$	416,0 kN	0	-312,0	+676,0	416,0 kN	0	-312,0	+676,0
4	$q_{1,rare}$ Kragträger	40,0 kN/m	-320,0	+80,0	-120,0	28,0 kN/m	-224,0	+56,0	-84,0
5	$q_{1,rare}$ Feld (1)	40,0 kN/m	0	-160,0	+240,0	28,0 kN/m	0	-112,0	+168,0
6	$q_{1,rare}$ Feld (2)	30,0 kN/m	0	-120,0	-60,0	21,0 kN/m	0	-84,0	-42,0
7	$Q_{2,rare}$	227,2 kN	0	-170,4	+369,2	284,0 kN	0	-213,0	+461,5
8	Extrem- Wert		-1431	-1205	+1228		-1335	-1163	+1249

Für den Nachweis der
Betondruck- und
Betonstahlspannungen
nach EC2-1-1, 7.2 ist die
charakteristische
Einwirkungskombination
zu bestimmen. Dazu
werden hier nur die
extremalen
Biegemomente
angegeben.

quasi-ständige Einwirkungskombination

Z.		Einwirkungen:		Biegemomente (kNm):			(kN)
				$M_{perm,A}$	$M_{perm,B}$	$M_{perm,F1}$	$V_{perm,Al}$
1	$G_{perm,1}$	90,0 kN/m 10,5 kN/m		-296,0	-646,0	+249,0	-201,0
2	$G_{perm,2}$	216,0 kN		-815,4	+203,9	-305,8	-216,0
3	$G_{perm,3}$	416,0 kN		0	-312,0	+676,0	0
4	$q_{1,perm}$ Kragträger	24,0 kN/m		-192,0	+48,0	-72,0	-96,0
5	$q_{1,perm}$ Feld (1)	24,0 kN/m		0	-96,0	+144,0	0
6	$q_{1,perm}$ Feld (2)	18,0 kN/m		0	-72,0	-36,0	0
7	$Q_{2,perm}$	142,0 kN		0	-106,5	+230,8	0
8	Extrem- Wert			-1303	-1029	+994	-513

Die Biegemomente der quasi-ständigen
Einwirkungskombination werden für die
Begrenzung der Betondruckspannungen
nach EC2-1-1, 7.2 und für die Rissbreiten-
begrenzung nach EC2-1-1, 7.3 benötigt.

$M_{perm,2} = 520 \text{ kNm}$

3.3 Schnittgrößenumlagerung über Auflager B

Annahme → 15 % Momentenumlagerung: $\delta = 0,85 > 0,70$

Die Umlagerungsmöglichkeit bis zu 30 % wird hier nicht ausgenutzt, da die Rotationsfähigkeit bei hohen Querschnitten nicht immer ausreicht (x_u / d wird bei der Bemessung überprüft). Ohne besonderen zusätzlichen Nachweis der Rotationsfähigkeit sollte demnach

- für $\delta = 0,85$: $x_u / d \leq (0,85 - 0,64) / 0,8 = 0,263$
- für $\delta = 0,70$: $x_u / d \leq (0,70 - 0,64) / 0,8 = 0,075$

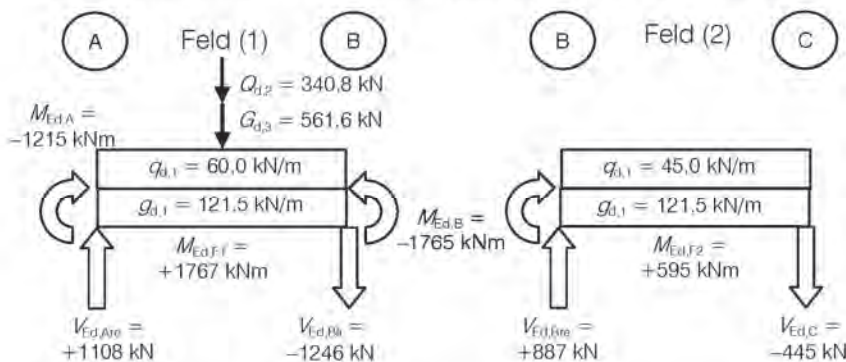
sein.

Darüber hinaus sind hier die Bewehrungsmengen über den Stützen und im Feld mit einer 15 %-Umlagerung ausgewogen.

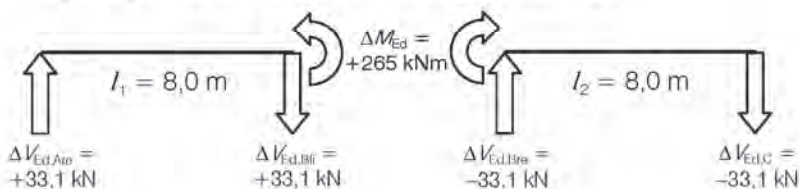
$$M_{Ed',B} = M_{Ed,B} \cdot \delta = -1765 \cdot 0,85 = -1500 \text{ kNm}$$

Sicherstellung des Gleichgewichts in allen betroffenen Grundkombinationen:

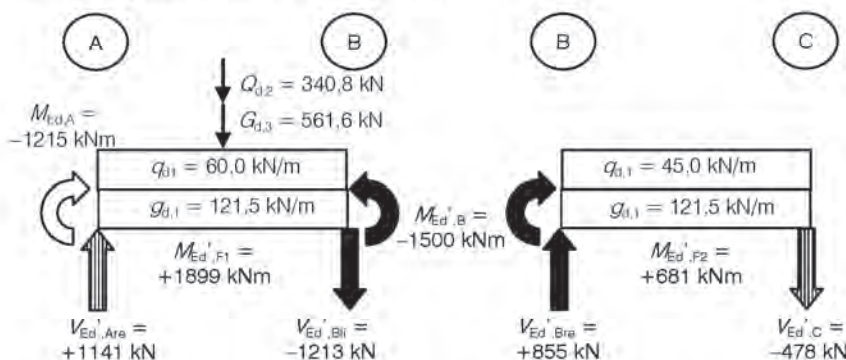
→ Grundkombination 1 mit $Q_{k,1}$ als vorherrschender Einwirkung



+ Umlagerungsmoment: $\Delta M = 1765 - 1500 = 265 \text{ kNm}$



= Gleichgewicht nach Überlagerung:



EC2-1-1, 5.5: Die linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung darf zur Ausnutzung von Systemreserven statisch unbestimmter Systeme eingesetzt werden.

EC2-1-1, 5.5: (4) Durchlaufträger bis C50/60 mit vorh $l_1 / l_2 = 8 \text{ m} / 8 \text{ m} = 1,0$ und hochduktilen Stahl B500B:

Gl. (5.10a): $\delta \geq 0,64 + 0,8 x_u / d \geq 0,7$
 δ = Verhältnis des umgelagerten zum Ausgangsmoment

EC2-1-1, 5.5: (3) Schnittgrößen und Lasten müssen sich auch nach der Umlagerung im Gleichgewicht befinden.

Felder 1 und 2 freigeschnitten: maßgebliche Einwirkungskombination, die zu min $M_{Ed,B}$ führt (siehe 3.1).

max $M_{F,2}$ an Querkraftnullstelle:

$$x_{q=0} = V_{Ed,C} / (g+q)$$

$$\max M_{F,2} = V_{Ed,C} \cdot x - (g+q) \cdot x^2 / 2$$

$$\max M_{F,2} = 0,5 \cdot V_{Ed,C}^2 / (g+q)$$



$$\Delta M = M_{Ed,B} - M_{Ed',B}$$

Veränderte Schnittgrößen: fett gedruckt.

Für die Bemessung werden relevant:

$$M_{Ed',B} = -1500 \text{ kNm}$$

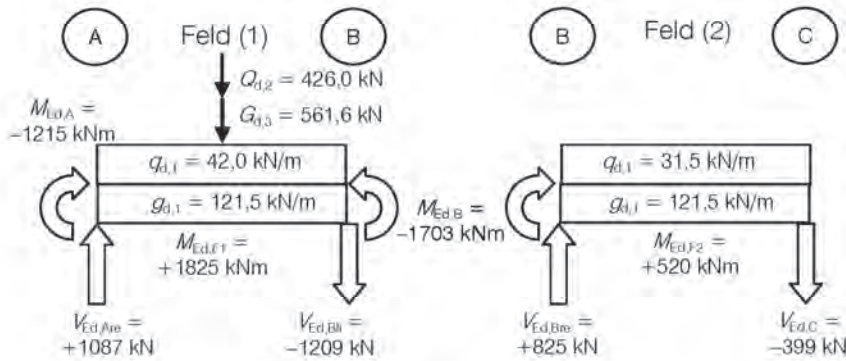
$$V_{Ed',B} = -1213 \text{ kN, aus max } V_{Ed,B} = -1246 \text{ kN}$$

$$V_{Ed',B} = +855 \text{ kN, aus max } V_{Ed,B} = +887 \text{ kN}$$

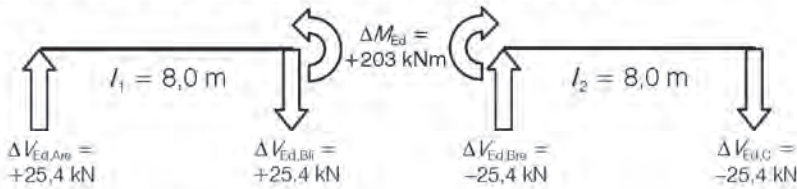
da max $V_{Ed,B}$ der Überlagerungstabelle (siehe 3.1) ohne Umlagerung aus der 1. Grundkombination stammt.

Die anderen Schnittkräfte $V_{Ed',A}$ und $V_{Ed',C}$ sind geringer als die aus der Überlagerungstabelle mit anderen Lastfallkombinationen.

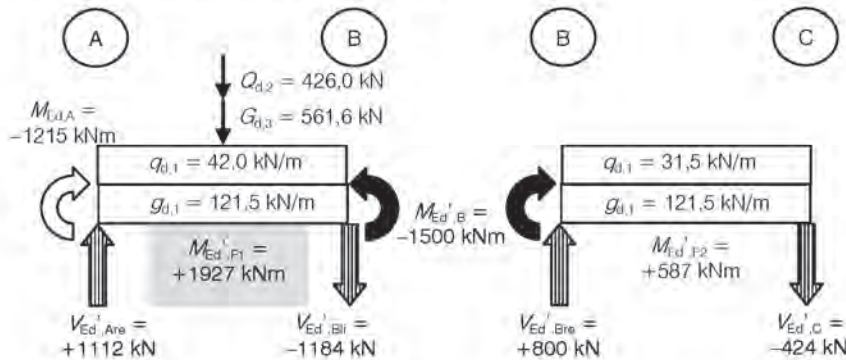
→ Grundkombination 2 mit $Q_{k,2}$ als vorherrschender Einwirkung



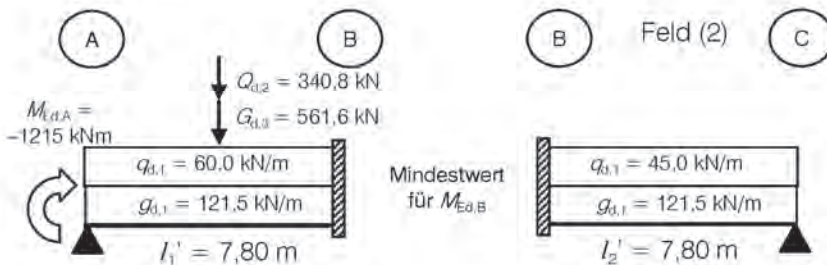
+ Umlagerungsmoment: $\Delta M = 1703 - 1500 = 203 \text{ kNm}$



= Gleichgewicht nach Überlagerung:



3.4 Mindestbemessungsmomente an den Auflageranschnitten



Mindestwert des Bemessungsmomentes im Anschnitt am Auflager B:

$$\begin{aligned} \min M_{Ed,B} &= -0,65 \cdot [0,5 M_{Ed,A} + (g_{d,1} + q_{d,1}) l_1'^2 / 8 + 3 (G_{d,3} + Q_{d,2}) l_1' / 16] \\ &= -0,65 \cdot [0,5 \cdot (-1215) + 181,5 \cdot 7,80^2 / 8 + 3 \cdot 902,4 \cdot 7,80 / 16] \\ &= -1360 \text{ kNm} \end{aligned}$$

EC2-1-1, 5.5: (3) Schnittgrößen und Lasten müssen sich auch nach der Umlagerung im Gleichgewicht befinden.

Felder 1 und 2 freigeschnitten. maßgebliche Einwirkungskombination, die zu $\min M_{Ed,B}$ führt (siehe 3.1).

$\max M_{F,2}$ an Querkraftnullstelle:

$$x_{Q=0} = V_{Ed,C} / (g + q)$$

$$\max M_{F,2} = V_{Ed,C} \cdot x - (g + q) \cdot x^2 / 2$$

$$\max M_{F,2} = 0,5 \cdot V_{Ed,C}^2 / (g + q)$$



$$\Delta M = M_{Ed,B} - M_{Ed,B}$$

Für die Bemessung werden relevant:

$$M_{Ed,B} = -1500 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,F1} = +1927 \text{ kNm}$$

Die anderen Schnittkräfte V sind geringer als die aus der Überlagerungstabelle mit anderen Lastfallkombinationen.

Balken und Auflager sind monolithisch verbunden.

EC2-1-1, 5.3.2.2: (3)

Bei monolithischer Verbindung von Balken und Auflager soll das Bemessungsmoment am Auflageranschnitt $\geq 65\%$ des Momentes bei Volleinspannung am Auflagerrand sein.

Auf der sicheren Seite liegend wird das Mindestmoment mit der Stützweite von Auflageranschnitt B zu den Achsen A bzw. C unter Berücksichtigung des Kragträgermomentes bei A ermittelt (siehe 1.1)

$$l_1' = l_2' = l_{eff} - a/2 = 8,0 - 0,40 / 2 = 7,80 \text{ m}$$

Felder 1 und 2 freigeschnitten.

maßgebliche Einwirkungskombination, die zu $\min M_{Ed,B}$ führt (siehe 3.1).

Vergleich mit dem Bemessungsmoment am Anschnitt siehe 4.2.2!

4 Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

4.1 Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

- Beton $\gamma_c = 1,50$
- Betonstahl $\gamma_s = 1,15$

Beton C25/30: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
 $f_{cd} = 0,85 \cdot 25 / 1,50 = 14,2 \text{ N/mm}^2$

Betonstabstahl B500B: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$

4.2 Bemessung für Biegung

4.2.1 Auflager A

$$M_{Ed,A} = -1980 \text{ kNm}$$

Als Bemessungswert darf das Moment am Auflagerrand zugrunde gelegt werden:

$$M_{Ed,A,red} \approx M_{Ed,A} - V_{Ed,All} \cdot a$$

$$M_{Ed,A,red} = -1980 + 803 \cdot 0,40 / 2 = -1819 \text{ kNm}$$

Maßgebend: Biegebewehrung oben!

Nutzhöhe:

$$d = h - c_{v,Bü} - \phi_{Bü} - \Sigma \phi - \phi / 2$$

$$= 1500 - 35 - 10 - 10 - 25 / 2 \approx 1430 \text{ mm}$$

Bemessungsquerschnitt: $b / h / d = 0,38 / 1,50 / 1,43 \text{ m}$

Bemessung mit dimensionslosen Beiwerten:

$$\mu_{Eds} = |M_{Ed,A,red}| / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 1819 \cdot 10^{-3} / (0,38 \cdot 1,43^2 \cdot 14,2) = 0,165$$

Anhang A4: Werte für $\mu_{Eds} = 0,165$ interpoliert:

$$\omega = 0,182 \quad \sigma_{sd} = 444,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{erf } A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / \sigma_{sd}$$

$$= 0,182 \cdot 38 \cdot 143 \cdot 14,2 / 444,2 = 31,6 \text{ cm}^2$$

Gewählt, obere Längsbewehrung Auflager A

$$\text{Betonstabstahl B500B: } 7 \phi 25 = 34,4 \text{ cm}^2$$

$$> 31,6 \text{ cm}^2 = \text{erf } A_s$$

EC2-1-1, (NDP) 2.4.2.4: (1), Tab. 2.1DE
 Teilsicherheitsbeiwerte für die Bestimmung
 des Tragwiderstands
 ständige und vorübergehende
 Bemessungssituation (Normalfall)

EC2-1-1, Tab. 3.1: Festigkeits- und
 Formänderungskennwerte für Beton
 EC2-1-1, 3.1.6: (1)P, Gl. (3.15)
 $\alpha_{cc} = 0,85$ berücksichtigt Langzeitwirkung

EC2-1-1, (NDP) 3.2.2: (3)P (bzw. DIN 488)
 Eigenschaften der Betonstähle
 EC2-1-1, 3.2.7: (2), Bild 3.8

siehe 3.1

EC2-1-1, 5.3.2.2: (3)
 Bei monolithischer Verbindung von Balken und
 Auflager darf das Bemessungsmoment am
 Auflageranschnitt zugrunde gelegt werden.

Einfluss der Belastung im Auflagerbereich
 vernachlässigt.
 EC2-1-1, 5.3.2.2: Bild 5.4: a

siehe 3.1: $V_{Ed,All} = 803 \text{ kN} < |V_{Ed,All}|$
 Auflagerbreite: 0,40 m siehe 1.1

$c_{v,Bü}$ siehe 1.2

Annahmen: Bügel $\phi_{Bü} \leq 10 \text{ mm}$
 Anschlussbewehrung Steg-Gurt: $\phi \leq 10 \text{ mm}$
 auf der Längsbewehrung, siehe 4.3.4.3
 Längsbewehrung Steg: $\phi \leq 25 \text{ mm}$ einlagig

Anhang A4:

Bemessungstabelle bis C50/60
 Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung
 Biegung mit Längskraft
 Bezogene Werte:
 ω – mechanischer Bewehrungsgrad

Die in dieser Beispielsammlung genutzten
 Bemessungshilfsmittel basieren auf der
 ansteigenden Spannungs-Dehnungslinie des
 Betonstahls nach EC2-1-1, 3.2.7: Bild 3.8.

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.2: (2)

Die Zugbewehrung bei Plattenbalken sollte
 höchstens auf einer Breite entsprechend der
 halben rechnerischen effektiven Gurtbreite b_{eff}
 nach Gleichung (5.7a) verteilt werden.

hier: 3 $\phi 25$ im Steg, 4 $\phi 25$ in der Platte

4.2.2 Auflager B

$$M_{\text{Ed,B}} = -1500 \text{ kNm}$$

Bemessungswert ist das Moment am Auflagerend:

$$M_{\text{Ed,B,red}} \approx M_{\text{Ed,B}} - V_{\text{Ed,Br}} \cdot a \\ = -1500 + 800 \cdot 0,40 / 2 = -1340 \text{ kNm}$$

$$|M_{\text{Ed,B,red}}| < \text{Mindestwert Bemessungsmoment} \min |M_{\text{Ed,B}}| = -1360 \text{ kNm}$$

Maßgebend: Biegebewehrung oben und $\min |M_{\text{Ed,B}}|$

$$\text{Bemessungsquerschnitt: } b / h / d = 0,38 / 1,50 / 1,43 \text{ m}$$

Bemessung mit dimensionslosen Beiwerten:

$$\mu_{\text{Eds}} = |M_{\text{Ed,B}}| / (b \cdot d^2 \cdot f_{\text{cd}}) = 1360 \cdot 10^{-3} / (0,38 \cdot 1,43^2 \cdot 14,2) = 0,124$$

Anhang A4: Werte für $\mu_{\text{Eds}} = 0,124$ interpoliert:

ω	ξ	σ_{sd}
0,133	0,165	449,7 N/mm ²

$$\text{erf } A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{\text{cd}} / \sigma_{\text{sd}} \\ = 0,133 \cdot 38 \cdot 143 \cdot 14,2 / 449,7 = 22,8 \text{ cm}^2$$

Gewählt, obere Längsbewehrung Auflager B

$$\text{Betonstabstahl B500B: } 5 \phi 25 = 24,5 \text{ cm}^2 \\ > 22,8 \text{ cm}^2 = \text{erf } A_s$$

Überprüfung des Umlagerungsbeiwertes δ :

$$\min \delta = 0,64 + 0,8 \cdot x_u / d \geq 0,85 \\ = 0,64 + 0,8 \cdot 0,165 = 0,77 < \text{vorh } \delta = 0,85$$

Die Momentenumlagerung über dem Auflager B von 15 % ist zulässig!

4.2.3 Feld 1

$$M_{\text{Ed,F1}} = +1927 \text{ kNm}$$

Mitwirkende Plattenbreite:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff,i}} + b_w$$

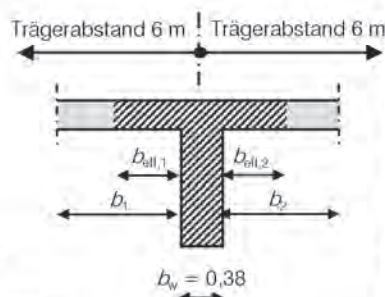
$$\text{mit } b_{\text{eff,i}} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_{0,i}$$

$$b_{1,2} = 0,5 \cdot (6,0 - 0,38) = 2,81 \text{ m}$$

$$l_{0,1} = 0,70 \cdot l_{\text{eff},1} = 0,70 \cdot 8,0 = 5,60 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1,2} = 0,2 \cdot 2,81 + 0,1 \cdot 5,60 = 1,12 \text{ m} < 0,2 \cdot l_0 \\ < b_{1,2}$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot 1,12 + 0,38 = 2,62 \text{ m}$$



siehe 3.3

EC2-1-1, 5.3.2.2: (3)

Bemessungsmoment am Auflageranschnitt
≥ 65 % des Momentes bei Volleinspannung

$$\min M_{\text{Ed,B}} = -1360 \text{ kNm} \text{ siehe 3.4}$$

Einfluss der Belastung im Auflagerbereich
vernachlässigt.

EC2-1-1, 5.3.2.2: Bild 5.4: Bild 7: a

siehe 3.3: Grundkombination 2

$$\min V_{\text{Ed,Br}} = 800 \text{ kN} < |V_{\text{Ed,Br}}|$$

Auflagerbreite: 0,40 m siehe 1.1

siehe 4.2.1

Anhang A4:

Bemessungstabelle bis C50/60

Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung

Biegung mit Längskraft

Bezogene Werte:

ω – mechanischer Bewehrungsgrad

ξ – Druckzonenhöhe x / d

ζ – innerer Hebelarm z / d

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.2: (2)

Die Zugbewehrung bei Plattenbalken sollte
höchstens auf einer Breite entsprechend der
halben rechnerischen effektiven Gurtbreite $b_{\text{eff,i}}$
nach Gleichung (5.7a) verteilt werden.
Hier: gesamte Bewehrung im Balkensteg
angeordnet.

EC2-1-1, 5.5: (4) Gl. (5.10a)

Linear-elastische Berechnung mit Umlagerung

siehe 3.3: $x_u / d = 0,165 < \text{zul. } x_u / d = 0,263$

siehe 3.3, Grundkombination 2 nach
Umlagerung

EC2-1-1, 5.3.2.1 Mitwirkende Plattenbreite

EC2-1-1, 5.3.2.1: (3) Gl. (5.7)

EC2-1-1, 5.3.2.1: (2) Bild 5.2: Das Feld 1 mit
dem Kragträgermoment bei A wird in Analogie
als Innenfeld angenommen (l_0 soll näherungs-
weise dem Abstand der Momentennullpunkte
entsprechen). Die Abschätzung der
mitwirkenden Plattenbreite setzt annähernd
gleichmäßig verteilte Einwirkungen voraus.
Die über die mitwirkende Plattenbreite
durchlaufende Linienlast im Feld 1 schnürt
diese Breite nur geringfügig ein, die
Abschätzung nach Gl. (5.7a) ist anwendbar.
Bei z. B. einer Stützeinzellast im Feld sind
u. U. andere Ansätze zu treffen.

Nutzhöhe:

$$d = h - c_{v,Bü} - \phi_{Bü} - 1,5 \cdot \phi$$

$$= 1500 - 35 - 10 - 1,5 \cdot 25 \approx 1410 \text{ mm}$$

Bemessungsquerschnitt:

$$b_f / h_f / b_w / h / d = 2,62 / 0,15 / 0,38 / 1,50 / 1,41 \text{ m}$$

Bemessung mit Näherungsverfahren für schlanke Plattenbalken

$$b_f / b_w = 2,62 / 0,38 = 6,9 > 5 \quad \text{schlanker Plattenbalken!}$$

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left[\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed} \right]$$

$$z = d - h_f / 2 = 1,41 - 0,15 / 2 = 1,34 \text{ m}$$

$$\text{erf } A_s = 10^4 \cdot [1,927 / 1,34] / 435 = 33,1 \text{ cm}^2$$

Gewählt, untere Längsbewehrung Feld 1

$$\text{Betonstahl B500B: } 7 \phi 25 = 34,4 \text{ cm}^2$$

$$> 33,1 \text{ cm}^2 = \text{erf } A_s$$

Überprüfung der Betondruckspannung:

Die Annahme konstanter Betondruckspannung ist gerechtfertigt bei $\varepsilon_c \geq 2 \text{ ‰}$ am unteren Plattenrand, d. h. Bedingung:

$$h_f \leq 0,264d$$

$$0,15 \text{ m} < 0,264 \cdot 1,41 = 0,37 \text{ m}$$

$$\sigma_{cd} = M_{Eds} / (z \cdot b_f \cdot h_f) \leq f_{cd}$$

$$\sigma_{cd} = 1,927 / (1,34 \cdot 2,62 \cdot 0,15) = 3,66 \text{ MN/m}^2$$

$$< f_{cd} = 14,2 \text{ MN/m}^2$$

4.2.4 Feld 2

$$M_{Ed,F2} = +895 \text{ kNm}$$

Mitwirkende Plattenbreite:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w$$

$$\text{mit } b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_f + 0,1 \cdot l_{0,i}$$

$$b_{f,2} = 0,5 \cdot (6,0 - 0,38) = 2,81 \text{ m}$$

$$l_{0,2} = 0,85 \cdot l_{eff,1} = 0,85 \cdot 8,0 = 6,80 \text{ m}$$

$$b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot 2,81 + 0,1 \cdot 6,80 = 1,24 \text{ m} < 0,2 \cdot l_{0,i}$$

$$< b_{f,2}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 1,24 + 0,38 = 2,86 \text{ m}$$

Nutzhöhe:

$$d = h - c_{v,Bü} - \phi_{Bü} - 0,5 \cdot \phi$$

$$= 1500 - 35 - 10 - 0,5 \cdot 20 \approx 1440 \text{ mm}$$

$c_{v,Bü}$ siehe 1.2

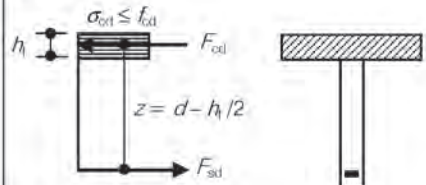
Annahmen: Bügel $\phi_{Bü} \leq 10 \text{ mm}$

Längsbewehrung Steg: $\phi \leq 25 \text{ mm}$ zweilagig

DAfStb-Heft [425]: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1, 1992 : S. 61 ff.

Bei schlanken Plattenbalken ($b_f > 5b_w$) kann man in der Regel die Betondruckspannungen im Steg vernachlässigen und die Lage der Resultierenden in Gurtplattenmitte bei $h_f/2$ annehmen.

[425] Gl. (6.33)



$\phi_s = 35 \text{ mm}$ siehe 1.2

Annahmen: Bügel $\phi_{Bü} \leq 10 \text{ mm}$

Längsbewehrung Steg:

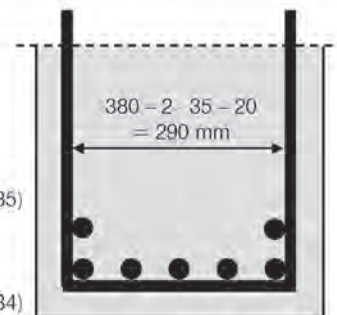
2 $\phi 25 \text{ mm}$ 2. Lage

5 $\phi 25 \text{ mm}$ 1. Lage

Stababstand: $s = (290 - 5 \cdot 25) / 4 = 40 \text{ mm}$

[425] Gl. (6.35)

[425] Gl. (6.34)



f_{cd} nach EC2-1-1, (NDP) 3.1.6 (1)P
mit $\alpha_{cc} = 0,85$ bestimmt

siehe 3.1

EC2-1-1, 5.3.2.1 Mitwirkende Plattenbreite für Biegebeanspruchung

EC2-1-1, 5.3.2.1; (3) Gl. (5.7)

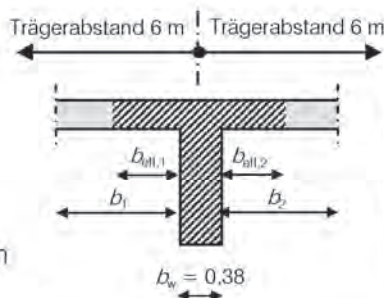
EC2-1-1, 5.3.2.1; (3) Gl. (5.7a)

EC2-1-1, 5.3.2.1; (2) Bild 5.2: Endfeld
Stützweitenverhältnis $l_{eff,1} / l_{eff,2} = 1,0 < 1,25$

ϕ_s siehe 1.2

Annahmen: Bügel $\phi_{Bü} \leq 10 \text{ mm}$

Längsbewehrung Steg: $\phi \leq 20 \text{ mm}$ einlagig



Bemessungsquerschnitt:

$b_f / h_f / b_w / h / d = 2,86 / 0,15 / 0,38 / 1,50 / 1,44 \text{ m}$

Bemessung mit Näherungsverfahren für schlanke Plattenbalken

$b_f / b_w = 2,86 / 0,38 = 7,5 > 5$ schlanker Plattenbalken!

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left[\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed} \right]$$

$z = d - h_f / 2 = 1,44 - 0,15 / 2 = 1,365 \text{ m}$

$erf A_s = 10^4 \cdot [0,895 / 1,365] / 435 = 15,1 \text{ cm}^2$

Gewählt, untere Längsbewehrung Feld 2
Betonstahl B500B: $5 \phi 20 = 15,7 \text{ cm}^2$
 $> 15,1 \text{ cm}^2 = erf A_s$

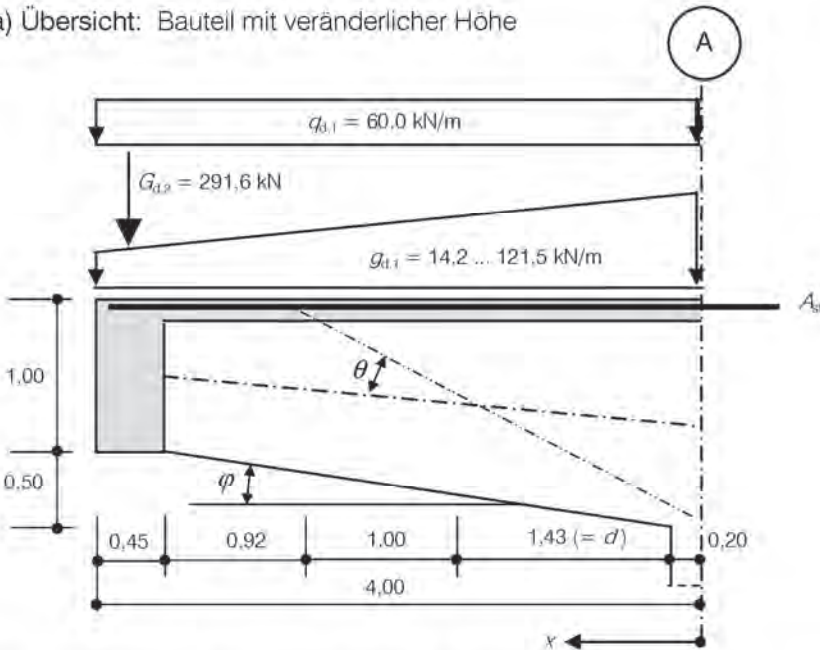
Überprüfung der Betondruckspannung:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd} &= M_{Eds} / (z \cdot b_f \cdot h_f) &< f_{cd} \\ &= 0,895 / (1,36 \cdot 2,86 \cdot 0,15) &= 1,53 \text{ MN/m}^2 \\ &< f_{cd} = 14,2 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

4.3 Bemessung für Querkraft

4.3.1 Bemessung im Kragträger

a) Übersicht: Bauteil mit veränderlicher Höhe



Bemessungswert der Querkraft unter Berücksichtigung des veränderlichen Hebelarms:

mit $V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd}$
 $V_{Rd,s}$ Querkraftwiderstand mit Querkraftbewehrung
 V_{ccd} Querkraftkomponente in der Druckzone bei geneigtem Druckgurt

DAfStb-Heft [425]: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1, 1992 : S. 61 ff.

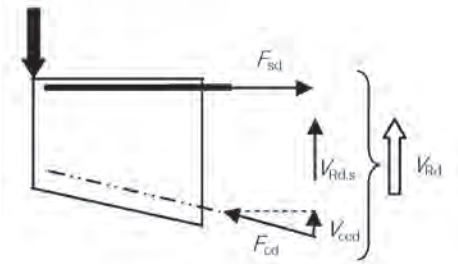
[425] Gl. (6.33)

[425] Gl. (6.34)

f_{cd} nach EC2-1-1, (NDP) 3.1.6 (1)P mit $\alpha_{cc} = 0,85$ bestimmt

Es wird hier davon ausgegangen, dass Steg und Platte in einem durchgehenden Betoniervorgang hergestellt werden. Eine Vorgabe im Schal- und Bewehrungsplan ist erforderlich. In der Praxis werden Steg und Platte oft in zwei Betonierabschnitten nacheinander hergestellt. Die dadurch entstehende Verbundfuge ist nachzuweisen (vgl. Beispiel 7) bzw. durch Verzahnung quasi-monolithisch herzustellen, wenn die für den monolithischen Querschnitt berechnete Querkraftbewehrung beibehalten werden soll.

System, Einwirkungen, Bemessungsschnitte bei $x_{1,2,3} = 1,63 / 2,63 / 3,55 \text{ m}$



EC2-1-1, 6.2.1: (1)P Bild 6.2 und Gl. (6.1) mit $V_{td} = 0$

$$V_{\text{ccd}} = \tan \varphi \cdot M_{\text{Ed}} / z$$

$$\tan \varphi = 0,5 / 3,35 = 0,1493$$

Der Ermittlung der Querkrafttragbewehrung darf bei gleichmäßig verteilter Belastung und direkter Auflagerung die Querkraft im Abstand d vom Auflager rand zugrunde gelegt werden.

$$\text{Schnitt 1: } x_1 = 0,40 / 2 + 1,43 = 1,63 \text{ m}$$

b) Mindestquerkraftbewehrung

$$A_{\text{sw,min}} = \rho_{\text{w,min}} \cdot s \cdot b_w \cdot \sin \alpha$$

$$\rho_{\text{w,min}} = 0,16 \cdot f_{\text{ctm}} / f_{\text{yk}} = 0,16 \cdot 2,6 / 500 = 0,083 \%$$

gewählt: Bügel 90° mit $\sin \alpha = 1,0$

$$A_{\text{sw,min}} / s = 0,083 \cdot 38 = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c) Querkraftbemessung je Schnitt in Tabellenform

Spalte 4: (NCI) 6.2.3 (1): $z = 0,9d \leq d - c_{\text{v,l}} - 30 \text{ mm} = d - 0,075 \text{ m}$ (Betondeckung Längsbewehrung $c_{\text{v,l}}$ s. 1.2)

Spalte 7: $V_{\text{ccd}} = \tan \varphi \cdot M_{\text{Ed}} / z = 0,1493 \cdot M_{\text{Ed}} / z$

Spalte 8: 6.2.1 (6): $V_{\text{Ed,red}} = V_{\text{Ed}} - V_{\text{ccd}}$

Spalte 9: Gl. (6.7bDE): $V_{\text{Rd,cc}} = c \cdot 0,48 \cdot f_{\text{ck}}^{1/3} (1 - 1,2 \sigma_{\text{cd}} / f_{\text{cd}}) \cdot b_w \cdot z = 0,24 \cdot 25^{1/3} \cdot 0,38 \cdot z$

Spalte 10/11: Gl. (6.7aDE): $\cot \theta = 1,2 / (1 - V_{\text{Rd,cc}} / V_{\text{Ed}}) \leq 3,0$ für Normalbeton, mit $\sigma_{\text{cd}} = 0$

Spalte 12: Gl. (6.9): $V_{\text{Rd,max}} = b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{\text{cd}} / (\cot \theta + \tan \theta) \geq V_{\text{Ed,red}}$ (siehe auch 6.2.1 (6)) und mit $\nu_1 = 0,75$

Spalte 13: Gl. (6.8): $\text{erf } A_{\text{sw}} / s = V_{\text{Ed}} / (z \cdot f_{\text{yd}} \cdot \cot \theta)$ umgestellt

1 Schnitt	2 x (m)	3 d (m)	4 z (m)	5 V_{Ed} (kN)	6 M_{Ed} (kNm)	7 V_{ccd} (kN)	8 $V_{\text{Ed,red}}$ (kN)	9 $V_{\text{Rd,cc}}$ (kN)	10 $\cot \theta$ berechnet	11 $\cot \theta$ gewählt	12 $V_{\text{Rd,max}}$ (kN)	13 $\text{erf } A_{\text{sw}} / s$ (cm ² /m)
1	1,63	1,19	1,07	543	893	125	418	285	3,78	3,0	1298	2,99
2	2,63	1,05	0,945	418	415	66	353	252	4,18	3,0	1144	2,86
3	3,55	0,92	0,828	328	74	13	314	221	4,02	3,0	1003	2,91

Maßgebend: Mindestquerkraftbewehrung $\min A_{\text{sw}} / s = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

d) Begrenzung durch Druckstrebenfestigkeit Beton $V_{\text{Rd,max}}$

Schnitt 1:

$$V_{\text{Rd,max}} = 1,298 \text{ MN} > V_{\text{Ed,A1}} = 0,803 \text{ MN}$$

Verhältnis zum Bemessungswert der Querkraft:

$$V_{\text{Ed,A1}} = 0,418 \text{ MN} = 0,32 V_{\text{Rd,max}} < 0,60 V_{\text{Rd,max}}$$

Querkraftbewehrung Kragträger

Gewählt: Bügel 2-schnittig $\phi 10 / 300 \text{ mm}$
 $= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} > 3,15 \text{ cm}^2/\text{m} = \min a_{\text{sw}}$

EC2-1-1, 6.2.1: (8)

Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
 Die Belastung wird zum Auflager hin größer
 (statt gleichmäßig verteilt), der größere
 Lastanteil wird aber direkt in das Auflager
 eingeleitet!

EC2-1-1, 9.2.2: (5) Gl. (9.4)

EC2-1-1, (NDP) 9.2.2: (5) Gl. (9.5aDE)

EC2-1-1, Tab. 3.1:

C25/30: $f_{\text{ctm}} = 2,6 \text{ N/mm}^2$

mit Gleichungsnummern des EC2-1-1

EC2-1-1, (NCI) 6.2.1: (8) Nachweis
 von $V_{\text{Rd,max}}$ bei direkter Auflagerung am
 Auflager rand \rightarrow hier: Querkraft in der
 Auflagerachse liegt auf der sicheren Seite

Bemessungswert der Querkraft abgemindert
 gemäß EC2-1-1, 6.2.1: (8)
 relevant für Längs- und Querabstand
 der Querkraftbewehrung gemäß
 EC2-1-1, (NDP) 9.2.2: (6) Tab. NA.9.1
 hier: $s_{\text{max}} = 0,5h$ bzw. 300 mm

4.3.2 Bemessung im Feld 1

a) maximale Querkraft am Auflager A

$$V_{Ed,Are} = 1250 \text{ kN}$$

Der Ermittlung der Querkraftbewehrung darf bei gleichmäßig verteilter Belastung und direkter Auflagerung die Querkraft im Abstand d vom Auflager rand zugrunde gelegt werden.

$$V_{Ed,red} = 1250 - (0,5 \cdot 0,40 + 1,43) \cdot (121,5 + 60,0) = 954 \text{ kN}$$

b) erforderliche Querkraftbewehrung

gewählt: senkrechte Querkraftbewehrung

Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung für Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$:

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Druckstrebenneigung:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed}} \leq 3,0$$

Querkrafttraganteil Betonquerschnitt:

$$\begin{aligned} V_{Rd,cc} &= c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} (1 - 1,2 \sigma_{cd} / f_{cd}) \cdot b_w \cdot z \\ &= 0,24 \cdot 1,0 \cdot 25^{1/3} \cdot 0,38 \cdot 0,9 \cdot 1,43 \\ &= 0,343 \text{ MN} = 343 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\cot \theta = 1,2 / (1 - 343 / 954) = 1,87 < 3,0$$

$$\begin{aligned} \text{erf } A_{sw} / s &= V_{Ed} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta) \\ &= 0,954 \cdot 10^4 / (435 \cdot 0,9 \cdot 1,43 \cdot 1,87) \\ &= 9,11 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &> A_{sw,min} / s = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

c) Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,max}$

gewählt: senkrechte Querkraftbewehrung

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\cot \theta = 1,87$$

$\nu_1 = 0,75$ Abminderungsbeiwert für die Druckstrebenfestigkeit

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,38 \cdot 0,9 \cdot 1,43 \cdot 0,75 \cdot 14,2 / (1,87 + 1 / 1,87) \\ &= 2,16 \text{ MN} > V_{Ed,Are} = 1,250 \text{ MN} \end{aligned}$$

Verhältnis zum Bemessungswert der Querkraft:

$$V_{Ed,Are} = 0,954 \text{ MN} = 0,44 V_{Rd,max} < 0,60 V_{Rd,max}$$

siehe 3.1

EC2-1-1, 6.2.1: (8)

Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

EC2-1-1, 6.2.3: (8) Der Querkraftanteil einer oberseitig im Abstand $a_s \leq 2d$ vom Auflager rand wirkenden Einzellast darf bei direkter Auflagerung abgemindert werden. Dies ist hier für Einzellast in Feld 1 jedoch nicht möglich, da: $a_s / d = 3,55 / 1,43 = 2,48 > 2$ und indirekte Krafteinleitung.

EC2-1-1, 6.2.3:

Tragfähigkeit mit Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$

EC2-1-1, 6.2.3: (3) Gl. (6.8)

EC2-1-1, (NDP) 6.2.3: (2) Gl. (6.7aDE) flachstmögliche Druckstrebenneigung, vereinfacht darf alternativ für Biegung $\cot \theta = 1,2$ ($\theta = 40^\circ$) angenommen werden, Zwischenwerte für θ dürfen gewählt werden.

EC2-1-1, (NDP) 6.2.3: (2) Gl. (6.7bDE)

EC2-1-1, (NCI) 6.2.3: (1)

$z = 0,9d \leq d - c_{yl} - 30 \text{ mm}$

$c = 0,50$

$\sigma_{cd} = 0$ Betonlängsspannung infolge N_{Ed} (Druck positiv)

EC2-1-1, 6.2.3: (3) Gl. (6.8) umgestellt

siehe 4.3.1 b)

Begrenzung durch Druckstrebenfestigkeit Beton $V_{Rd,max}$

EC2-1-1, 6.2.3: (3) Gl. (6.9) mit $\alpha_{cw} = 1,0$

siehe b)

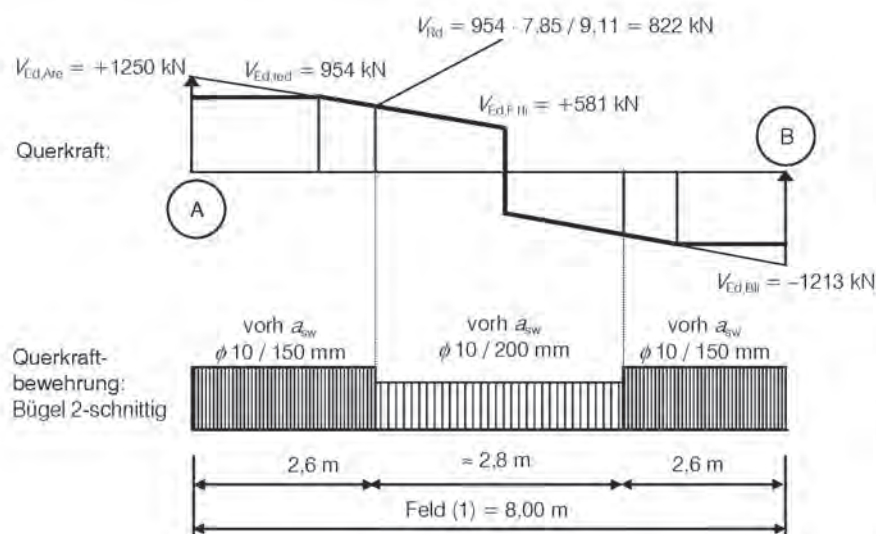
EC2-1-1, (NCI) 6.2.1: (8) Nachweis von $V_{Rd,max}$ bei direkter Auflagerung am Auflager rand \rightarrow hier: Querkraft in der Auflagerachse liegt auf der sicheren Seite

Bemessungswert der Querkraft abgemindert gemäß EC2-1-1, 6.2.1: (8) relevant für Längs- und Querabstand der Querkraftbewehrung gemäß EC2-1-1, (NDP) 9.2.2: (6) Tab. NA.9.1 Hier: $s_{l,max} = 0,5h$ bzw. 300 mm

Querkraftbewehrung Feld 1

Gewählt: Bügel 2-schnittig $\phi 10 / 150 \text{ mm}$
 $= 10,47 \text{ cm}^2/\text{m} > 9,11 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } A_{sw} / s$

Abstufung Bügel 2-schnittig $\phi 10 / 200 \text{ mm}$
 $= 7,85 \text{ cm}^2/\text{m} > 5,5 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ für } V_{Ed, F1II}$
 $> 3,15 \text{ cm}^2/\text{m} = A_{sw, min} / s$



Diese Bewehrung wird auch am Auflager B eingebaut.

Es wird eine Abstufung der Bügelabstände vorgenommen. Diese abgestufte Bügelbewehrung deckt ein dazugehöriges $V_{Rd} = V_{Ed, red} \cdot \text{vorh } a_{sw} / \text{erf } a_{sw} \text{ ab.}$
 $V_{Rd} = 954 \cdot 7,85 / 9,11 = 822 \text{ kN}$

Für $V_{Ed, F1II} = +581 \text{ kN}$ ist noch ca. $\text{erf } A_{sw} / s \leq 581 / 954 \cdot 9,11 = 5,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ erforderlich.

siehe 3.3: $V_{Ed, BII}$ nach Momentenumlagerung

Hinweise:
 Hier ist nur die Querkraftbewehrung ohne Aufhängebewehrung der Einzellast aus dem Anschluss des Nebenträgers nach 6.8 dargestellt.

Die Querkraftbewehrung könnte durch Einschnitt- und Auftrag der Querkraftdeckungsline noch wirtschaftlicher auf die Querkraftlinie abgestuft werden. Darauf wird in diesem Beispiel verzichtet.

4.3.3 Bemessung im Feld 2

a) maximale Querkraft

am Auflager B: $V_{Ed, Bre} = 855 \text{ kN}$

Querkraft im Abstand d vom Auflager B:

$$V_{Ed, red} = 855 - (0,5 \cdot 0,40 + 1,43) \cdot (121,5 + 45,0) = 584 \text{ kN}$$

im Auflager C: $V_{Ed, C} = 545 \text{ kN}$

b) Erforderliche Querkraftbewehrung

Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung für Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{Rd, sy}$:

$$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Querkrafttraganteil Betonquerschnitt:

$$V_{Rd, cc} = 0,343 \text{ MN} = 343 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = 1,2 / (1 - 343 / 584) = 2,91 < 3,0$$

$$\begin{aligned} \text{erf } A_{sw} / s &= V_{Ed} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta) \\ &= 0,584 \cdot 10^4 / (0,9 \cdot 1,43 \cdot 435 \cdot 2,91) \\ &= 3,58 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &> A_{sw, min} / s = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

siehe 3.3 nach Momentenumlagerung

EC2-1-1, 6.2.1: (8)
 Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

EC2-1-1 (NCI) 6.2.1 (8) Bei indirekter Auflagerung ist die Bemessungsquerkraft für alle Nachweise V_{Ed} i. d. R. in der Auflagerachse zu bestimmen.

EC2-1-1, 6.2.3: (3) Gl. (6.8)

EC2-1-1, (NDP) 6.2.3: (2) Gl. (6.7bDE)
 siehe 4.3.2

EC2-1-1, (NDP) 6.2.3: (2) Gl. (6.7aDE)
 flachstmögliche Druckstrebenneigung!

EC2-1-1, 6.2.3: (3) Gl. (6.8) umgestellt

Querkraftbewehrung Feld 2

Gewählt: Bügel 2-schnittig $\phi 10 / 300 \text{ mm}$
 $= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} > 3,58 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } A_{\text{sw}} / s$

$$\begin{aligned}(\cot \theta)_{\text{red}} &= \cot \theta \cdot \text{erf } a_{\text{sw}} / \text{vorh } a_{\text{sw}} \\ &= 2,91 \cdot 3,58 / 5,24 \\ &\approx 2,0\end{aligned}$$

c) Bemessungswert Querkraft aus Begrenzung durch Druckstrebenfestigkeit Beton $V_{\text{Rd,max}}$

$$V_{\text{Rd,max}} = b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{\text{cd}} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$(\cot \theta)_{\text{red}} = 2,0 \quad \nu_1 = 0,75$$

$$\begin{aligned}V_{\text{Rd,max}} &= 0,38 \cdot 0,9 \cdot 1,43 \cdot 0,75 \cdot 14,2 / (2,0 + 1 / 2,0) \\ &= 2,08 \text{ MN} > V_{\text{Ed,Bre}} = 0,855 \text{ MN}\end{aligned}$$

Verhältnis zum Bemessungswert der Querkraft:

$$V_{\text{Ed,red}} = 0,584 \text{ MN} = 0,28 V_{\text{Rd,max}} < 0,30 V_{\text{Rd,max}}$$

4.3.4 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurt

In der Gurtplatte des Plattenbalkens entstehen infolge Biegung Zug- bzw. Drucklängskräfte, die zwischen Steg und Gurt aufgeteilt und übertragen werden müssen.

4.3.4.1 Auflager A – Zuggurt

Untersucht wird ein einseitiger Gurtabschnitt.

Maximale Gurtabschnittslänge Δx = halber Abstand zwischen max M und $M = 0$.

A, rechts, im Feld 1:

Aus der Bedingung $M_{\text{Ed}} = 0$:

$$\begin{aligned}0 &= -1980 + 1250 \cdot x_0 - (121,5 + 60,0) \cdot x_0^2 / 2 \\ x_0 &= 1,83 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\Delta x \leq x_0 / 2 = 1,83 / 2 = 0,91 \text{ m}$$

Bei min $M_{\text{Ed,A}} = -1980 \text{ kNm}$ (Bemessung) in 2 $\phi 25$ in einseitigem Gurtabschnitt:

$$F_{\text{sd}} = 2 \cdot 4,91 \cdot 10^{-4} \cdot 444,2 \cdot (31,6 / 34,4) = 0,400 \text{ MN}$$

Mit $M_{\text{Ed}} = -918 \text{ kNm}$ bei $\Delta x = 0,91 \text{ m}$ wird

$$\Sigma F_{\text{sd}} = 0,918 / (0,9 \cdot 1,43) = 0,713 \text{ MN}$$

für 2 $\phi 25$ (von 7 $\phi 25$):

$$F_{\text{sd}} = 0,713 \cdot 2 / 7 = 0,204 \text{ MN}$$

$$V_{\text{Ed,Are}} = \Delta F_{\text{sd,A}} / (h_f \cdot \Delta x)$$

$$\begin{aligned}&= (0,400 - 0,204) / (0,15 \cdot 0,91) = 1,436 \text{ MN/m}^2 \\ &\quad (\text{im Gurtabschnitt } A_{\text{rechts}} = 0,91 \text{ m}).\end{aligned}$$

EC2-1-1, (NDP) 9.2.2: (6) Tab. NA.9.1
 hier: $s_{\text{t,max}} = 0,7h$ bzw. 300 mm, siehe c)

Diese Bewehrung wird im gesamten Feld 2 eingebaut.

Wegen der größer gewählten Querkraftbewehrung ist ein steilerer Druckstrebenwinkel ($\cot \theta$ wird kleiner) als für die Berechnung der erforderlichen Querkraftbewehrung angesetzt möglich – dies ist günstiger für den Nachweis der Druckstrebenfestigkeit und Verankerung der Längsbewehrung und des Versatzmaßes und wird im Folgenden genutzt.

Begrenzung durch Druckstrebenfestigkeit Beton $V_{\text{Rd,max}}$

EC2-1-1, 6.2.3; (3) Gl. (6.9) mit $\alpha_{\text{cw}} = 1,0$

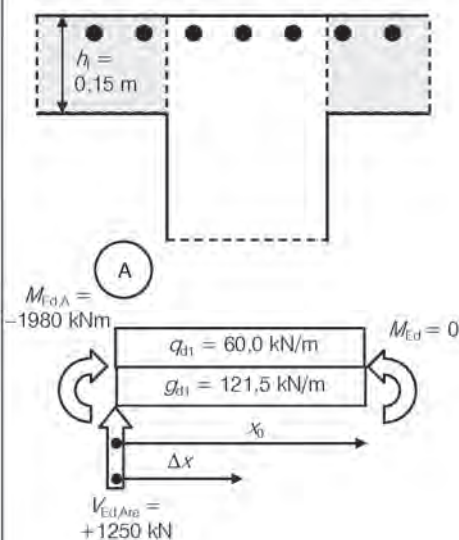
EC2-1-1, (NCI) 6.2.1: (8) Nachweis von $V_{\text{Rd,max}}$ bei direkter Auflagerung am Auflagerend \rightarrow hier: Querkraft in der Auflagerachse liegt auf der sicheren Seite

Bemessungswert der Querkraft abgemindert gemäß EC2-1-1, 6.2.1: (8) relevant für Längs- und Querabstand der Querkraftbewehrung gemäß EC2-1-1, (NDP) 9.2.2: (6) Tab. NA.9.1 $s_{\text{t,max}} = 300 \text{ mm} < 0,7h$

EC2-1-1, 6.2.4

Die Stützbewehrung 5 $\phi 25$ über Auflager B ist vollständig im Stegquerschnitt untergebracht. Dort ist die Gurtplattenbeanspruchung daher nicht maßgebend.

Die Stützbewehrung 7 $\phi 25$ am Auflager A kann (bei Berücksichtigung der Stöße) nicht vollständig im Steg untergebracht werden.



siehe 4.2.1: erf A_s / vorh $A_s = (31,6 / 34,4) \text{ cm}^2$
 und $\sigma_{\text{sd}} = 444,2 \text{ N/mm}^2$
 in eine Gurtseite ausgelagerte Stäbe.

EC2-1-1, 6.2.4: (1) Gl. (6.20)

A, links, im Kragträger:

Aus der Bedingung $M_{Ed} = 0$: $x_0 = 4,00$ m Kraglänge

$$\Delta x \leq x_0 / 2 = 4,00 / 2 = 2,00 \text{ m}$$

Bei min $M_{Ed,A} = -1980$ kNm (Bemessung) in 2 $\phi 25$
in einseitigem Gurtabschnitt:

$$F_{sd} = 2 \cdot 4,91 \cdot 10^{-4} \cdot 444,2 \cdot (31,6 / 34,4) = 0,400 \text{ MN}$$

Mit $M_{Ed} = -702$ kNm bei $\Delta x = 2,00$ m wird

$$\Sigma F_{sd} = 0,702 / (0,9 \cdot 1,43) = 0,545 \text{ MN}$$

für 2 $\phi 25$ (von 7 $\phi 25$):

$$F_{sd} = 0,545 \cdot 2 / 7 = 0,156 \text{ MN}$$

$$V_{Ed,All} = \Delta F_{d,All} / (h_f \cdot \Delta x)$$

$$= (0,400 - 0,156) / (0,15 \cdot 2,0) = 0,813 \text{ MN/m}^2$$

(im Gurtabschnitt $A_{links} = 2,00$ m).

Erforderliche Zuggurtquerbewehrung

A, rechts im Feld 1 maßgebend:

$$\cot \theta = 1,0$$

$$\text{erf } A_{sf} / s_f = V_{Ed} \cdot h_f / (f_{td} \cdot \cot \theta) = 1,436 \cdot 0,15 \cdot 10^4 / (435 \cdot 1,0) = 4,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Druckstrebenfestigkeit Beton $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$\cot \theta = 1,0 \rightarrow \theta = 45^\circ; \quad v = v_1 = 0,75$$

$$V_{Rd,max} = 0,75 \cdot 14,2 \cdot 0,7071^2 = 5,23 \text{ MN/m}^2 > V_{Ed} = 1,436 \text{ MN/m}^2$$

4.3.4.2 Feld 1 – Druckgurt

Längskraftdifferenz in einem einseitigen Gurtabschnitt – entspricht der zwischen Gurtplatte und Steg aufgeteilten Betondruckkraftveränderung.

maximale Gurtabschnittslänge Δx = halber Abstand zwischen max M und $M = 0$.

im Feld 1:

Aus Bedingung $M_{Ed} = 0$:

$$0 = -1500 + 1184 \cdot (4,00 - x_0) - (121,5 + 42,0) \cdot (4,00 - x_0)^2 / 2$$

$$x_0 = 2,60 \text{ m}$$

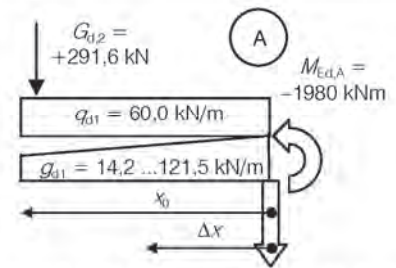
$$\Delta x \leq x_0 / 2 = 2,60 / 2 = 1,30 \text{ m}$$

Mit $M_{Ed,F1} = +1101$ kNm bei $\Delta x = 1,30$ m (2,70 m links neben Auflager B) und $b_{eff} = 2,62$ m und $z = 1,34$ m (aus der Bemessung in 4.2.3) wird:

$$\sigma_{cd} = 1,101 / (1,34 \cdot 2,62 \cdot 0,15) = 2,09 \text{ MN/m}^2$$

einseitiger Gurtabschnitt:

$$F_{cd} = 2,09 \cdot (2,62 - 0,38) / 2 \cdot 0,15 = 0,351 \text{ MN}$$



siehe 4.2.1: erf A_s / vorh $A_s = (31,6 / 34,4) \text{ cm}^2$ und $\sigma_{sd} = 444,2 \text{ N/mm}^2$

in eine Gurtseite ausgelagerte Stäbe.

EC2-1-1, 6.2.4: (1) Gl. (6.20)

maßgebend, da bei A, rechts, der Schub max $V_{Ed} = 1,436 \text{ MN/m}^2 > 0,813 \text{ MN/m}^2$

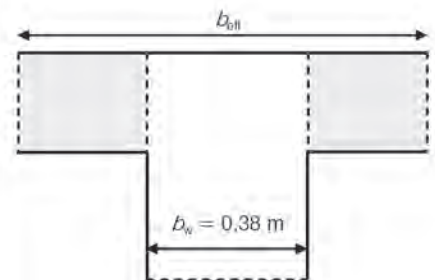
EC2-1-1, (NDP) 6.2.4: (4)

Vereinfachend in Zuggurten $\cot \theta = 1,0$

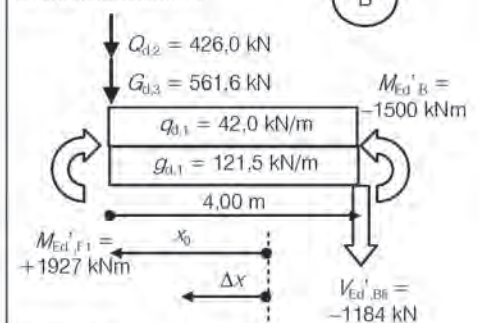
EC2-1-1, 6.2.4: (1) Gl. (6.21) umgestellt

EC2-1-1, 6.2.4: (1) Gl. (6.22)

EC2-1-1, (NDP) 6.2.3: (3) v_1



siehe 3.3 nach Umlagerung Grundkombination 2



siehe 4.2.3

Bei $M = 0$ am Ende des Gurtabschnitts (1,40 m links neben Auflager B) wird $F_{cd} = 0$.

$$V_{Ed,F1} = \Delta F_{d,F1} / (h_f \cdot \Delta x) = (0,351 - 0) / (0,15 \cdot 1,30) = 1,80 \text{ MN/m}^2$$

Erforderliche Druckgurtquerbewehrung

Im Feld 1 maßgebend:

$$\cot \theta_f = 1,2$$

$$\begin{aligned} \text{erf } A_{sf} / s_f &= V_{Ed} \cdot h_f / (f_{yd} \cdot \cot \theta) \\ &= 1,80 \cdot 0,15 \cdot 10^4 / (435 \cdot 1,2) = 5,17 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Druckstrebenfestigkeit Beton $V_{Rd,max}$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f \\ \cot \theta_f = 1,2 &\rightarrow \theta_f = 40^\circ; \quad \nu = \nu_1 = 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,75 \cdot 14,2 \cdot 0,643 \cdot 0,766 \\ &= 5,24 \text{ MN/m}^2 > V_{Ed} = 1,80 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

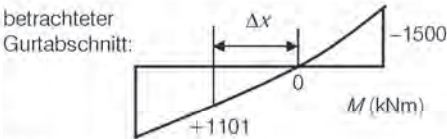
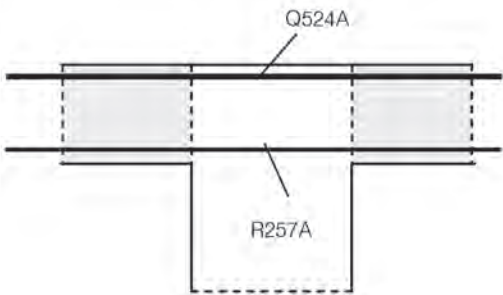
4.3.4.3 Gewählte Gurtquerbewehrung

Es wird eine einheitliche Gurtquerbewehrung über die gesamte Trägelänge angeordnet.

Maßgebend ist die gegenüber dem Zuggurt größere erforderliche Bewehrung des Druckgurt mit $\text{erf } A_{sf} / s_f = 5,17 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Davon sind jeweils $\text{erf } A_{sf} / s_f = 5,17 / 2 = 2,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ in der Biegedruck- bzw. Biegezugzone der Gurtplatte anzuordnen.

Gurtquerbewehrung	
Gewählt:	
Q524A	<div>oben Betonstahl-Lagermatte B500A</div> <div>$= 150 \cdot 10,0 \quad / \quad 150 \cdot 10,0$</div> <div>$= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} \quad / \quad 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$</div> <div>$> 2,6 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } A_{sf} / s_f + \text{erf } A_{s, \text{Platte, quer}}$</div>
R257A	<div>unten Betonstahl-Lagermatte B500A</div> <div>$= 150 \cdot 7,0 \quad / \quad 250 \cdot 6,0$</div> <div>$= 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} \quad / \quad 1,13 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (längs / quer)}$</div> <div>$\approx 2,6 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } A_{sf} / s_f$</div>



EC2-1-1, 6.2.4: (1) Gl. (6.20)

maßgebend, da im Feld 1 max V_{Ed} größer als im Feld 2 ist (Momentendifferenz)

EC2-1-1, (NDP) 6.2.4: (4)
Vereinfachend in Druckgurten $\cot \theta = 1,2$

EC2-1-1, 6.2.4: (1) Gl. (6.21) umgestellt

EC2-1-1, 6.2.4: (1) Gl. (6.22)

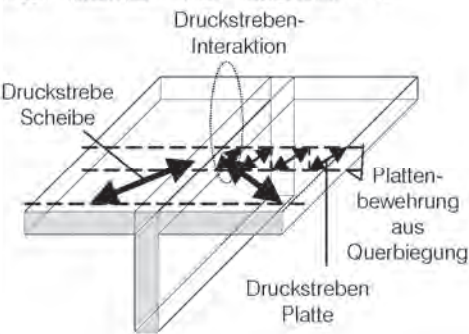
EC2-1-1, (NDP) 6.2.3: (3)

Hier sei angenommen, dass dieser Bewehrungsquerschnitt größer ist als der für die Aufnahme des Querbiegemomentes (Platte spannt rechtwinklig zum Balken – gesonderte Bemessung nicht in diesem Beispiel) zzgl. der Hälfte der erforderlichen Schubbewehrung. Das heißt, die Längsbewehrung für die Plattenquerbiegung sei hier nicht größer als $5,24 - 5,17 / 2 = 2,65 \text{ cm}^2/\text{m}$.

EC2-1-1, 6.2.4: (5) Bei kombinierter Beanspruchung durch Querbiegung und durch Schubkräfte zwischen Gurt und Steg ist in der Regel der größere erforderliche Stahlquerschnitt anzuordnen, der sich entweder als Schubbewehrung nach Gleichung (6.21) oder aus der erforderlichen Biegebewehrung für Querbiegung und der Hälfte der Schubbewehrung nach Gleichung (6.21) ergibt.

Die Wahl der Q-Matte oben mit $5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ auch in Balkenlängsrichtung hängt auch mit der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung zusammen – siehe 5.2.1.1

EC2-1-1, (NCI) 6.2.4: (5)
Wenn Querkraftbewehrung in der Gurtplatte erforderlich wird, sollte der Nachweis der Druckstreben in beiden Beanspruchungsrichtungen des Gurtes (Scheibe und Platte) in linearer Interaktion geführt werden:
 $(V_{Ed} / V_{Rd,max})_{\text{Platte}} + (V_{Ed} / V_{Rd,max})_{\text{Scheibe}} \leq 1,0$.



5 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

5.1 Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen

Die Bedingungen nach EC2-1-1, 7.1 (NA.3) (siehe Kommentar) sind in diesem Beispiel in Bezug auf den üblichen Hochbau (Annahme für die Nutzlasten $q_k > 5 \text{ kN/m}^2$) nicht eingehalten.

Die Nachweise zur Begrenzung der Betondruckspannungen und der Betonstahlspannungen nach EC2-1-1, 7.2 sind daher zu führen.

5.1.1 Begrenzung der Betondruckspannungen

a) Zunächst wird untersucht, ob die zu erwartenden Langzeitverformungen des Bauteils im Bereich des linearen Kriechens verbleiben.
Die Betondruckspannungen sind dafür unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination auf $\sigma_{c,perm} \leq 0,45 f_{ck}$ zu begrenzen.

Untersucht wird in diesem Beispiel der ungünstigste Querschnitt (Rechteckquerschnitt über den Stützauflägern mit der Zugzone in der Platte) mit dem maximalen Stützmoment am Auflager A.

Weitere Annahme:

lineare Spannungsverteilung im einfach bewehrten Rechteckquerschnitt

Ermittlung der Druckzonenhöhe und des inneren Hebelarms

$$x/d = [\alpha_e \cdot \rho_l (2 + \alpha_e \cdot \rho_l)]^{1/2} - \alpha_e \cdot \rho_l$$

$$C25/30: E_{cm} = 31.000 \text{ N/mm}^2$$

Verhältnis der E-Moduln:

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200.000 / 31.000 = 6,45$$

Längsbewehrung über dem Auflager A:

$$\rho_{l,A} = 34,4 / (38 \cdot 143) = 0,0063$$

$$x/d = [6,45 \cdot 0,0063 (2 + 6,45 \cdot 0,0063)]^{1/2} - 6,45 \cdot 0,0063 = 0,242$$

$$x = 0,242 \cdot 1,43 = 0,324 \text{ m}$$

$$z = d - x/3 = 1,43 - 0,324/3 = 1,32 \text{ m}$$

Ermittlung der Betondruckspannung

$$\text{Stützmoment } M_{A,perm} = -1303 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{am Auflageranschnitt: } M_{perm,red} &\approx M_{perm,A} - V_{Ed,All} \cdot a_l \\ M_{perm,red} &= -1303 + 513 \cdot 0,40 / 2 = -1200 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \max \sigma_c &= 2 \cdot |M_{perm,red}| / (z \cdot x \cdot b) \\ &= 2 \cdot 1200 \cdot 10^3 / (1,32 \cdot 0,324 \cdot 0,38) \\ &= 14,8 \text{ N/mm}^2 \\ &> 0,45 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 = 11,25 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

EC2-1-1, 7.2

EC2-1-1, 7.1: (NA.3) Die Spannungsnachweise nach 7.2 dürfen für Stahlbetontragwerke des üblichen Hochbaus i. Allg. entfallen, wenn die Schnittgrößen nach E-Theorie ermittelt und im GZT um nicht mehr als 15 % umgelagert wurden und die bauliche Durchbildung nach Abschnitt 9 (Konstruktionsregeln) durchgeführt wird und insbesondere die Festlegungen für die Mindestbewehrungen eingehalten sind.

EC2-1-1, 7.2: (3) zur Vermeidung überproportionaler Kriechverformungen und EC2-1-1, 7.2: (2) zur Vermeidung von Längsrissen in der Druckzone bei XF

Durch die Begrenzung auf $\leq 0,45 f_{ck}$ werden nichtlineare Kriechverformungen vermieden.

Die Betondruckspannungen in der Platte des Plattenbalkenquerschnittes im Feld sind wesentlich geringer (siehe 4.2.3 und 4.2.4).

Bewehrung in der Druckzone vernachlässigt.

DAStb-Heft [425]: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1, 11.3: S.123

Maßgebender Zeitpunkt der Beanspruchung für diesen Nachweis ist in der Regel $t = t_0$ zu Beginn des Kriechprozesses, da auch bereits zu Belastungsbeginn vorhandene übergroße Druckspannungen einen nicht umkehrbaren, nichtlinearen Kriechverlauf einleiten.

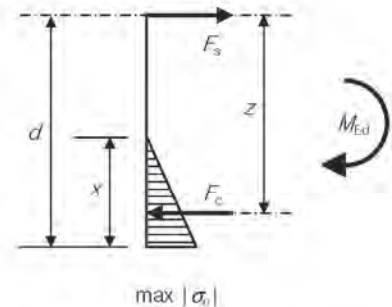
Für den Beton wird daher der mittlere E-Modul für die Spannungsermittlung verwendet.

EC2-1-1, Tab. 3.1: E_{cm}

EC2-1-1, 3.2.7: (4) E_s

Längsbewehrung Auflager A siehe 4.2.1

$$A_s = 7 \cdot \phi 25 = 34,4 \text{ cm}^2$$



EC2-1-1, 5.3.2.2: (3) Bei monolithischer Verbindung von Balken und Auflager → Bemessungsmoment am Auflageranschnitt.

siehe 3.2: quasi-ständige Einwirkungskombination: $V_{Ed,All} = 513 \text{ kN} < V_{Ed,All,rev}$
Auflagerbreite: $a_l = 0,40 \text{ m}$ siehe 1.1

EC2-1-1, 5.5: (2) Eine Momentenumlagerung ist nur für GZT-Nachweise zulässig (für das statisch bestimmte Kragträgermoment bei A in jedem GZ unzulässig).

Der Nachweis der Begrenzung der maximalen Betondruckspannung auf $\sigma_{c,perm} \leq 0,45f_{ck}$ gelingt hier nicht.

Bei Nichteinhaltung dieses Grenzwertes sind die Kriechverformungen durch einen genaueren Nachweis unter Berücksichtigung der nichtlinearen Kriechanteile (siehe EC2-1-1, 3.1.4 (4)) nachzuweisen.

Es ist zu erwarten, dass bei einer genaueren Spannungsberechnung mit Berücksichtigung der konstruktiven Druckbewehrung und leichter Kriecheffekte zwischen Bauzustand und Vollast die Betondruckspannungsspitze schnell abgebaut und die Betondruckzone etwas völliger wird. Auf weitere Untersuchungen wird daher in diesem Beispiel verzichtet.

Es wird in diesem Beispiel davon ausgegangen, dass die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Kragträgers in der geplanten Industrieanlage durch das Kriechen nicht wesentlich beeinflusst werden.

b) Zusätzlich sollte nachgewiesen werden, dass die Betondruckspannung unter der charakteristischen Einwirkungskombination $\sigma_{c,rare} \leq 0,6f_{ck}$ einhält, um eine bei den Expositionsklassen XD, XF und XS (hier XF1) kritische Längsrisse zu vermeiden, wenn keine anderen Maßnahmen, wie z. B. eine Erhöhung der Betondeckung in der Druckzone oder eine Umschnürung der Druckzone durch Querbewehrung getroffen werden.

Am Auflager A:

$$\max \sigma_{c,rare} \approx \sigma_{c,perm} \cdot M_{rare,A} / M_{perm,A} = 14,8 \cdot 1431 / 1303 = 16,3 \text{ N/mm}^2 > 0,6 \cdot 25 \text{ N/mm}^2 = 15,0 \text{ N/mm}^2$$

Es wird in diesem Beispiel davon ausgegangen, dass die seltene Ausnutzung der Betondruckspannung mit $\sigma_{c,rare} \approx 0,65f_{ck}$ auf der Trägerunterseite für XF1 unkritisch und damit akzeptabel ist.

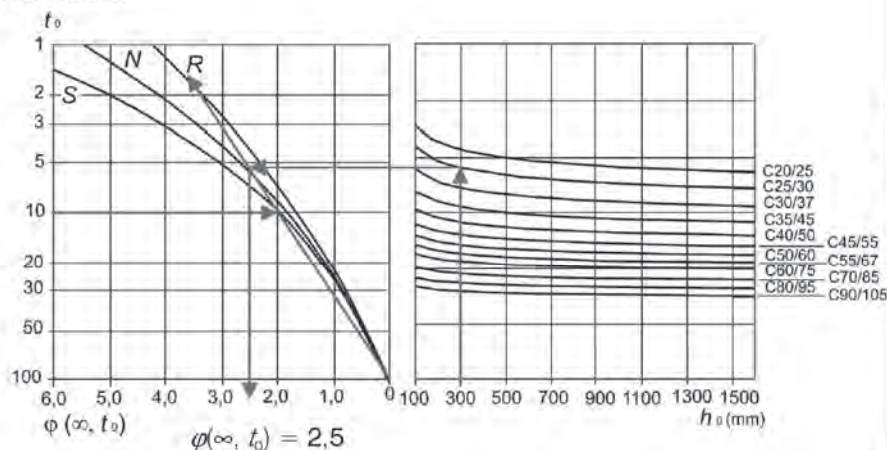
5.1.2 Begrenzung der Betonstahlspannungen

Die Spannung im Betonstahl ist unter der charakteristischen Einwirkungskombination auf $\sigma_{s,rare} \leq 0,8f_{yk}$ zu begrenzen.

Untersucht wird hier exemplarisch der Rechteckquerschnitt über dem Auflager A und der Plattenbalkenquerschnitt in Feld 1. Auf der sicheren Seite liegend wird für die Ermittlung der Betonstahlspannung der Langzeiteinfluss des Kriechens über den reduzierten effektiven E-Modul des Betons berücksichtigt.

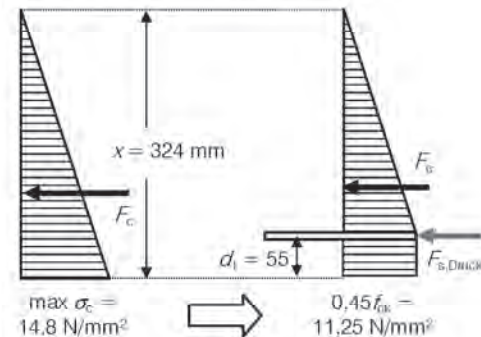
$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi(\infty, t_0))$$

Kriechzahl:



EC2-1-1, 7.2: (3) $\sigma_c \leq 0,45f_{ck}$ für die quasi-ständige Einwirkungskombination
Hauptursache: Der Anteil der quasi-ständigen Lastanteile in diesem Beispiel ist sehr hoch ($G_{2,perm}$). Zudem liegt die Annahme für E_{cm} (Sekantenmodul für $|\sigma_c| \leq 0,4f_{ck}$) auf der sicheren Seite.

In diesem Beispiel Entlastung durch min 2 $\phi 16 = 4,0 \text{ cm}^2$ auf der Unterseite des Kragarms und mit geringfügiger Umlagerung der Betondruckspannungen:



EC2-1-1, (NDP) 7.2: (2) $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$ für die charakteristische Einwirkungskombination

Auf eine alternative Vergrößerung der Betonfestigkeitsklasse oder der Trägerbreite / -höhe wird hier verzichtet, um die Vergleichbarkeit mit [DBV10] bzw. [DBV12] beizubehalten.

EC2-1-1, 7.2 (5)

[12] Wenn die Streckgrenze der Bewehrung überschritten wird, können durch die plastischen, nicht reversiblen Stahldehnungen ständig offene, klaffende Risse entstehen, die die Dauerhaftigkeit erheblich einschränken. Da dies bereits bei einmaligem Erreichen des Fließbereichs eintreten kann, muss der Nachweis für die seltene (charakteristische) Einwirkungskombination erfüllt werden.

EC2-1-1, 7.4.3: (5) Gl. (7.20)

EC2-1-1, 3.1.4; Bild 3.1 b)
Endkriechzahl für relative Luftfeuchte 80 % (Außenluftzutritt),
Festigkeitsklasse Zement S,
Belastungsbeginn $t_0 = 10$ Tage,
 $h_0 = 2A_c / u$
 $= 380 \cdot 1500 / (380 + 1500) = 300 \text{ mm}$,
C25/30 $\rightarrow \varphi(\infty, t_0) = 2,5$

$$E_{c,eff} = 31.000 / (1 + 2,5) = 8.860 \text{ N/mm}^2$$

Rechteckquerschnitt Auflager A

Ermittlung der Druckzonenhöhe und des inneren Hebelarms:

$$x/d = [\alpha_e \cdot \rho (2 + \alpha_e \cdot \rho)]^{1/2} - \alpha_e \cdot \rho$$

Verhältnis der E-Moduln:

$$\begin{aligned}\alpha_e &= E_s / E_{c,eff} \\ &= 200.000 / 8.860 \\ &= 22,6\end{aligned}$$

Längsbewehrung über dem Auflager A:

$$\rho_{A} = 34,4 / (38 \cdot 143) = 0,0063$$

$$\begin{aligned}x/d &= [22,6 \cdot 0,0063 (2 + 22,6 \cdot 0,0063)]^{1/2} - 22,6 \cdot 0,0063 \\ &= 0,410\end{aligned}$$

$$x = 0,410 \cdot 1,43 = 0,586 \text{ m}$$

$$z = d - x/3 = 1,43 - 0,586/3 = 1,23 \text{ m}$$

Ermittlung der Betonstahlspannung:

$$\text{Stützmoment} \quad M_{A,rare} = -1431 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{s,rare} &= M_{A,rare} / (A_s \cdot z) \\ &= 1431 \cdot 10^{-3} / (34,4 \cdot 10^{-4} \cdot 1,23) \\ &= 338 \text{ N/mm}^2 \\ &< 0,80 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Plattenbalkenquerschnitt Feld 1

Bei schlanken Plattenbalken ($b_t > 5b_w$) kann man in der Regel die Betondruckspannungen im Steg vernachlässigen und die Lage der Resultierenden in Gurtplattenmitte bei $h_t/2$ annehmen.

$$\text{Feldmoment} \quad M_{F1,rare} = 1249 \text{ kNm}$$

$$z = d - h_t/2 = 1,41 - 0,15/2 = 1,34 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{s,rare} &= M_{F1,rare} / (A_s \cdot z) \\ &= 1249 \cdot 10^{-3} / (34,4 \cdot 10^{-4} \cdot 1,34) \\ &= 271 \text{ N/mm}^2 \\ &< 0,80 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

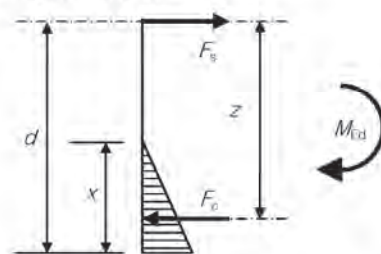
EC2-1-1, 3.1.2; Tab. 3.1
C25/30 $E_{cm} = 31.000 \text{ N/mm}^2$

weitere Annahme: lineare Spannungsverteilung im einfach bewehrten Rechteckquerschnitt

DAStb-Heft [425]: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1, 11.3; S.123

EC2-1-1, 3.2.7: (4) E_s

Längsbewehrung Auflager A siehe 4.2.1
 $A_s = 7 \phi 25 = 34,4 \text{ cm}^2$



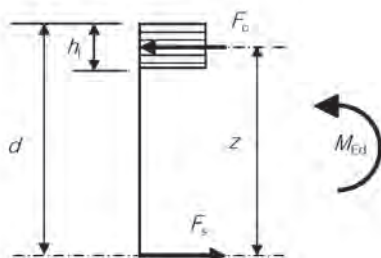
EC2-1-1, 5.3.2.2: (3)

Bei monolithischer Verbindung von Balken und Auflager darf das Bemessungsmoment am Auflageranschnitt zugrunde gelegt werden. In diesem Beispiel gelingt der Nachweis schon mit dem Stützmoment in der ideellen Auflagerachse, auf den Nachweis mit dem Auflageranschnittmoment wird daher verzichtet.

EC2-1-1, 5.5: (2) Eine Momentenumlagerung ist nur für GZT-Nachweise zulässig.

EC2-1-1, 7.2: (5) $\sigma_{s,rare} \leq 0,8 f_{yk}$ für die charakteristische (seltene) Einwirkungskombination

siehe auch 4.2.3, Längsbewehrung Feld 1
 $A_s = 7 \phi 25 = 34,4 \text{ cm}^2$



EC2-1-1, 7.2: (5) $\sigma_{s,rare} \leq 0,8 f_{yk}$ für die charakteristische (seltene) Einwirkungskombination

5.2 Grenzzustände der Rissbildung

5.2.1 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

5.2.1.1 Mindestbewehrung des Zuggurtes

Über den Auflagern A und B wird zur Vermeidung breiter Sammelrisse beiderseits des Steges in der Platte eine rissverteilende Bewehrung angeordnet. Differenzschwinden und/oder unterschiedliches Abfließen der Hydratationswärme in Steg und Gurt können zu Zwangsspannungen führen. Insbesondere bei Herstellung von Steg und Gurtplatte in zwei aufeinanderfolgenden Betonierabschnitten ist mit annähernd zentrischem Zug in der nachträglich auf dem schon erhärteten Steg aufbetonierten Gurtplatte zu rechnen.

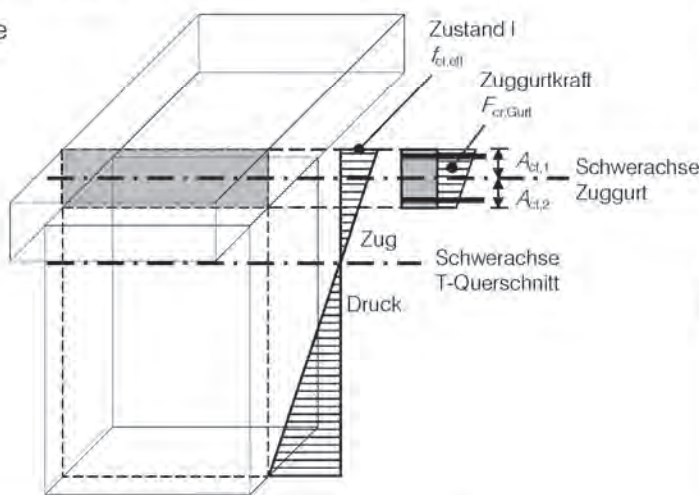
Insbesondere bei Herstellung von Steg und Gurtplatte in zwei aufeinanderfolgenden Betonierabschnitten ist mit zentrischem Zwang in der nachträglich auf dem schon erhärteten Steg aufbetonierten Gurtplatte zu rechnen.

Erforderliche Mindestbewehrung:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad \text{mit} \quad k_c = 0,9 \cdot F_{cr,Gurt} / (A_{ct} \cdot f_{ct,eff}) \geq 0,5$$

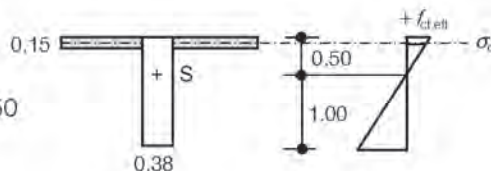
$$\rightarrow A_{s,min} = k \cdot 0,9 \cdot F_{cr,Gurt} / \sigma_s$$

Teilquerschnitte vor Erstriss:



$$f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 3,0 - 3,0 \cdot 0,075 / 0,50 = +2,55 \text{ N/mm}^2$$



Zuggurtkraft:

$$\begin{aligned} A_{ct} &= 0,15 \cdot 1,0 = 0,15 \text{ m}^2/\text{m} \\ F_{cr,Gurt} &= A_{ct} \cdot \sigma_c \\ &= 0,15 \cdot 2,55 = 0,383 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

Eine Betonstahlspannung von $\sigma_s = 320 \text{ N/mm}^2$ ist bei Einhaltung einer Rissbreite von $w_k = 0,3 \text{ mm}$ mit einem Grenzdurchmesser $\phi_s = 10 \text{ mm}$ für die Mindestbewehrung beim Erstriss ausnutzbar.

EC2-1-1, 7.3

Bei profilierten Querschnitten wie Hohlkästen oder Plattenbalken ist die Mindestbewehrung für jeden Teilquerschnitt (Gurte und Stege) einzeln nachzuweisen.

Die Teilquerschnitte sind so einzuteilen, dass die jeweiligen Zugränder $f_{ct,eff}$ erreichen.

Annahme: Zugspannungen erreichen die Betonzugfestigkeit zu einem Zeitpunkt, zu dem die 28-Tage-Festigkeit des Betons annähernd erreicht ist.

Es wird der Querschnitt im Bereich der Stützmomente (Oberseite Zug) bei der Überlagerung mit Zwang bei der Erstrissbildung betrachtet.

EC2-1-1, 7.3.2: (2) Gl. (7.1) + (7.3)

Der untere Grenzwert $k_c \geq 0,5$ bedeutet, dass im Gurt nur Zugspannungen angesetzt werden (Völligkeit des Zugspannungsdreiecks),

\rightarrow fast zentrischer Zug im Gurt
 σ_c in der Schwerlinie,
(bei zentrischem Zwang $\sigma_c = f_{ct,eff}$)

$f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ ist der empfohlene Mindestwert für die Betonzugfestigkeit, wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht mit Sicherheit innerhalb 28 Tagen festgelegt werden kann.
 $> 2,6 \text{ N/mm}^2 = f_{ct,lim}$ für C25/30 aus EC2-1-1, Tab. 3.1

A_{ct} – Betonzugzone im ungerissenen Zustand, auf m-Streifen bezogen.

EC2-1-1, (NDP) 7.3.1: (5) Tab.7.1DE
 $w_k = 0,3 \text{ mm}$

EC2-1-1, (NDP) 7.3.3: (2) Tab.7.2DE
Grenzdurchmesser ϕ_s^* bei Betonstählen

Die Begrenzung der Rissbreite erfolgt durch eine Begrenzung des gewählten Stabdurchmessers auf den modifizierten Grenzdurchmesser:

$$\begin{aligned}\phi_s &= \phi_s^* \cdot f_{ct,eff} / 2,9 \quad (\text{bei dünnen Bauteilen maßgebend}) \\ &= 10 \cdot 3,0 / 2,9 = 10,3 \text{ mm} \\ &\geq \phi \text{ der gewählten Matte Q524A}\end{aligned}$$

$$k = 0,8 \quad \text{für } h = 150 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\min a_s &= 0,8 \cdot 0,9 \cdot 0,383 \cdot 10^4 / 320 \\ &= 8,6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{Gesamtquerschnitt Gurt})\end{aligned}$$

Gurtmindestbewehrung

Gewählt: oben: Betonstahl-Lagermatte B500A
Q524A

$$\begin{aligned}&= 150 \cdot 10,0 / 150 \cdot 10,0 \\ &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} / 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

unten: Betonstahl B500A
 $\phi 8 / 100 \text{ mm} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\Sigma a_s = 5,24 + 5,03 = 10,3 \text{ cm}^2/\text{m} > \min a_s$

5.2.1.2 Mindestbewehrung Steg

Zur Vermeidung breiter Sammelrisse im hohen Steg außerhalb der Wirkungszone der Biegebewehrung wird eine Mindestbewehrung ergänzend zur vorhandenen Biegebewehrung angeordnet.

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

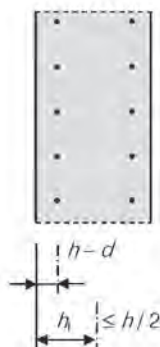
$$\begin{aligned}\rightarrow k_c &= 1,0 \quad \text{zentrischer Zug} \\ f_{ct,eff} &= 3,0 \text{ N/mm}^2 \\ k &= 0,5 \\ A_{ct} &= 0,38 \cdot 1,0 = 0,38 \text{ m}^2/\text{m} \\ \sigma_s &= f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s,min} &= 1,0 \cdot 0,5 \cdot 3,0 \cdot 0,38 \cdot 10^4 / 500 \\ &= 11,4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{für die Gesamtbreite des Steges}\end{aligned}$$

Stegmindestbewehrung

Gewählt: Betonstahl B500B
je Stegseite: $\phi 10 / 100 \text{ mm}$
 $= 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\Sigma A_s = 2 \cdot 7,85 = 15,7 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,min}$

Diese Stegbewehrung wird konstruktiv über die gesamte Steghöhe und in allen Feldern verlegt.



EC2-1-1, (NCI) 7.3.3: (2) Gl. (7.7DE)

EC2-1-1, (NCI) 7.3.2: (2)

Beiwert $k = 0,8 - 1,0$ für im Bauteil selbst hervorgerufenen Zwang. Dabei ist für h der kleinere Wert von Höhe oder Breite des Querschnitts oder Teilquerschnitts zu setzen.

Die Q-Lagermatte mit $5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ in Balkenquerrichtung wird gleichzeitig als Gurtquerbewehrung eingesetzt – siehe 4.3.4.

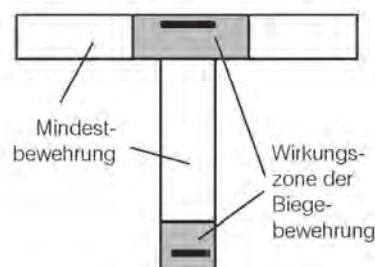
EC2-1-1, 7.3.3: (3) zusätzliche Oberflächenbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite an den Seitenflächen bei Trägern mit $h \geq 1000 \text{ mm}$ und mit konzentrierter Hauptbewehrung. Diese Oberflächenbewehrung sollte gleichmäßig über die Höhe zwischen der Lage der Zugbewehrung und der Nulllinie innerhalb der Bügel verteilt werden. Sie darf den nach 7.3.2 (2), Gl. (7.1) mit $k = 0,5$ und $\sigma_s = f_{yk}$ ermittelten Mindestwert nicht unterschreiten.

A_{ct} bis zur Schwerelinie des Teilquerschnitts Steg vor dem Erstriss bei zentrischem Zug
= gesamte Stegbreite

Bewehrungswahl: Für die Begrenzung der Rissbreiten sind kleine Stabdurchmesser und geringe Stababstände konstruktiv günstig.
 $\rightarrow \phi 10 / 100 \text{ mm}$ effektiver als
z. B. $\phi 12 / 150 \text{ mm}$

Über die gesamte Steghöhe verteilt, deckt auch die Zugspannungen im Steg über den Auflagern A und B ab. siehe 5.2.1.1

siehe auch DAfStb-Heft [400], S. 170/171
Schießl Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite:
Die Mindestbewehrung in abliegenden Querschnittsteilen ist erst 100 mm außerhalb der Wirkungszone der Biegebewehrung einzulegen.



5.2.2 Begrenzung der Rissbreite für die statisch erforderliche Bewehrung

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und das Erscheinungsbild des Tragwerks gelten bei der hier vorausgesetzten Expositionsklasse XC3 als erfüllt, wenn der Rechenwert der Rissbreite auf $w_k = 0,3 \text{ mm}$ unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination begrenzt wird.

Stahlspannung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination:

$$\sigma_{s,perm} = (M_{perm} / M_{Ed}) \cdot (\text{erf } A_s / \text{vorh } A_s) \cdot \sigma_{sd}$$

Modifikation des Grenzdurchmessers:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \sigma_s \cdot A_s / [4(h-d) \cdot b \cdot 2,9] \geq \phi_s^* \cdot f_{ct,eff} / 2,9$$

$$\text{mit } f_{ct,eff} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis in Tabellenform – zul $\phi_s \geq \text{vorh } \phi_s$ (Spalte 11 \geq Spalte 12): erfüllt!

Ort	1 M_{perm} (kNm)	2 M_{Ed} (kNm)	3 $\text{erf } A_s$ (cm ²)	4 $\text{vorh } A_s$ (cm ²)	5 σ_{sd} (N/mm ²)	6 $\sigma_{s,perm}$ (N/mm ²)	7 d (m)	8 Zug- zone b (m)	9 $\sigma_s \cdot A_s /$ $[4d_i \cdot b \cdot 2,9]$ Gl. (7.7.1DE)	10 ϕ_s^* (mm)	11 zul ϕ_s (mm) Gl. (7.7.1DE)	12 vorh ϕ_s (mm)
A	-1303	-1819	31,6	34,4	444,2	292	1,43	0,50	2,48	12,2	30,3	25
B	-1029	-1360	22,8	24,5	449,7	317	1,43	0,38	2,51	10,4	26,2	25
F 1	+994	+1927	33,1	34,4	435,0	216	1,41	0,38	1,87	22,4	41,9	25
F 2	+520	+895	15,1	15,7	435,0	243	1,44	0,38	1,44	17,7	25,5	20

EC2-1-1, 7.3.1: (5) Tab.7.1DE

Im Beispiel werden nur Schnitte mit min/max M untersucht, ggf. sind bei der gestaffelten Bewehrung auch andere Schnitte, z. B. an der Staffelfung (anderer Ausnutzungsgrad, Hebelarm) maßgebend.

EC2-1-1, Tab. 3.1

$$f_{ct,eff} = 2,6 \text{ N/mm}^2 = f_{ctm} \text{ C25/30}$$

EC2-1-1, (NCI) 7.3.3: (2) Gl. (7.7.1DE)

EC2-1-1, (NCI) 7.3.3: Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung:

Tab. 7.2DE: Grenzdurchmesser ϕ_s^* bei Betonstählen,

Spalte 10: $\phi_s^* = 3,48 \cdot 10^6 \cdot w_k / \sigma_s^2$

Spalten 2-5 und 7-8 siehe 3.2 und 4.2.

Spalte 9: $d_i = h - d$

5.3 Begrenzung der Verformungen

Der vereinfachte Nachweis durch eine Begrenzung der Biegeschlankheit darf auch für Balken geführt werden.

Aus der Biegebemessung im Endzustand in 4.2.1 bzw. 4.2.3 mit den gewählten Querschnittsabmessungen ergibt sich

- für Feld 1: $A_{s,erf} = 33,1 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho = 33,1 / (141 \cdot 38) = 0,062 = 0,62 \%$
- für Kragträger: $A_{s,erf} = 31,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho = 31,6 / (143 \cdot 38) = 0,058 = 0,58 \%$

Referenzbewehrungsgrad für C25/30: $\rho_0 = 10^{-1} \cdot \sqrt{25} = 0,5 \% < \rho$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]$$

$$\text{Mittelfeld: } \frac{l}{d} = 1,5 \cdot \left[11 + 1,5 \sqrt{25} \frac{0,5}{0,62} \right] = 26,2$$

$$\text{Kragträger: } \frac{l}{d} = 0,4 \cdot \left[11 + 1,5 \sqrt{25} \frac{0,5}{0,58} \right] = 7,0$$

$$\text{Mittelfeld: } \text{vorh } l / d = 8000 / 1410 = 5,7 < \text{zul } l / d = 26,2$$

$$\text{Kragarm: } \text{vorh } l / d = 4000 / 1430 = 2,8 < \text{zul } l / d = 7,0$$

Der vereinfachte Nachweis der Begrenzung der Durchbiegung für den Durchlaufbalken mit Kragträger gilt damit nach EC2-1-1 als erbracht.

EC2-1-1, 7.4.2: (2) Wenn Stahlbetonbalken im Hochbau so dimensioniert sind, dass die zulässigen Biegeschlankheiten eingehalten werden, darf man davon ausgehen, dass auch ihre Durchbiegungen die in 7.4.1 (4) und (5) angegebenen Grenzen nicht überschreiten.

Querschnittsflächen:

Feld 1: $d = 1,41 \text{ m}$, $b_i > 0,38 \text{ m}$

Kragarm: $d = 1,43 \text{ m}$, $b_w = 0,38 \text{ m}$

(auf der sicheren Seite vereinfacht $b = 0,38 \text{ m}$ auch im Feld angenommen)

wenn

$$\rho \leq \rho_0 \rightarrow \text{Gl. (7.16a)}$$

$$\rho > \rho_0 \rightarrow \text{Gl. (7.16b)}$$

EC2-1-1, 7.4.2: (2), Gl. (7.16b) für $\rho > \rho_0$

K Beiwert zur Berücksichtigung des statischen Systems:

ρ erforderlicher Zugbewehrungsgrad in Feldmitte bzw. am Einspannquerschnitt:

ρ' erforderlicher Druckbewehrungsgrad in Feldmitte bzw. am Einspannquerschnitt:

EC2-1-1, (NDP) 7.4.2: (2), Tab. 7.4N:

$K = 1,5$ für Mittelfeld eines Balkens,

$K = 0,4$ für Kragträger,

$\rho' = 0$: keine erforderliche Druckbewehrung

6 Bewehrungsführung, bauliche Durchbildung

6.1 Grundwert der Verankerungslänge

Grundwert: $l_{b,reqd} = (\phi / 4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd})$

Bemessungswert Verbundspannung:
gute Verbundbedingungen: $f_{bd} = 2,7 \text{ N/mm}^2$ für C25/30
mäßige Verbundbedingungen: $f_{bd} = 0,7 \cdot 2,7 = 1,89 \text{ N/mm}^2$

Bemessungswert Stahlspannung: $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$

Ort	Bewehrung	Verbund	ϕ	$l_{b,reqd} \text{ (mm)}$
Krag-träger	Längsbewehrung A, oben	mäßig	25	1438
	Rissbewehrung, oben	mäßig	10	575
	Rissbewehrung, oben	gut	10	403
Felder	Längsbewehrung B, oben	mäßig	25	1438
	Feldbewehrung (1), unten	gut	25	1007
	Feldbewehrung (2), unten	gut	20	806
	Steg(Riss-)bewehrung	mäßig	10	575
		gut	10	403

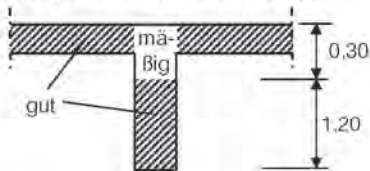
EC2-1-1, 8.4.3: (2), Gl. (8.3)

EC2-1-1, 8.4.2: (2), Gl. (8.2)

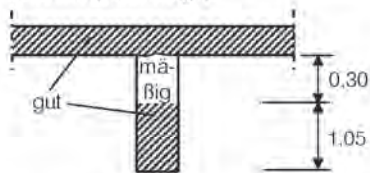
$f_{ctd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$
C25/30: $f_{ctd} = 1,0 \cdot 1,8 / 1,5 = 1,2 \text{ N/mm}^2$
 $f_{bd} = 2,25 \cdot 1,2 = 2,7 \text{ N/mm}^2$
EC2-1-1, (NCI) 8.4.2: (2) Verbund
gut $\rightarrow \eta_1 = 1,0$; mäßig $\rightarrow \eta_1 = 0,7$
 $\phi < 32 \text{ mm}$: $\eta_2 = 1,0$

EC2-1-1, 8.4: Bild 8.2 Verbundbedingungen

Variante 1: Steg und Platte werden in einem Arbeitsgang betoniert (in diesem Beispiel)



Variante 2: Zuerst wird der Steg und dann die Platte betoniert (Arbeitsfuge)



Darstellung unmaßstäblich

6.2 Verankerung am Endauflager C

Feldbewehrung

Mindestens ein Viertel der (erforderlichen) Feldbewehrung ist über das Auflager zu führen und dort zu verankern.
Im Beispiel: Führung von 100 % der Feldbewehrung über das Endauflager.

Zu verankernde Zugkraft Endauflager:

$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot a / z + N_{Ed} \geq V_{Ed} / 2$

$V_{Ed} = 545 \text{ kN} \quad N_{Ed} = 0$

Versatzmaß $a = z (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \geq 0$

$\cot \theta = 2,0$ Druckstrebenneigung bei gewählter Querkraftbewehrung

$\cot \alpha = 0$ Neigung Bügelbewehrung zur Bauteilachse

$a = 0,9 \cdot 1,44 (2,0 - 0) / 2 = 1,30 \text{ m}$

$F_{Ed} = 545 \cdot 1,30 / (0,9 \cdot 1,44) = 545 \text{ kN}$

$A_{s,erf} = F_{Ed} / f_{yd} = 0,545 \cdot 10^3 / 435 = 12,5 \text{ cm}^2$

EC2-1-1, (NDP) 9.2.1.4: (1)
Zugkraftdeckung Balken

EC2-1-1, 9.2.1.4: (2) Gl. (9.3DE)
Zugkraft positiv

siehe 3.1

EC2-1-1, 9.2.1.3: (2) Gl. (9.2)

siehe 4.3.3 b) Querkraftbemessung

$z = 0,9d$ angenommen.

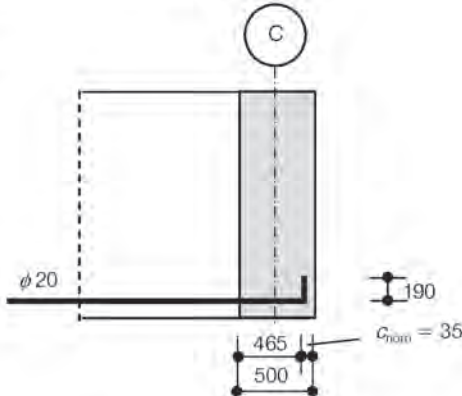
Erforderliche Verankerungslänge der Feldbewehrung 5 ϕ 20

$$l_{b,min} = 0,3 \alpha_1 l_{b,reqd}$$
$$\geq 10\phi$$
$$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,reqd} \cdot (A_{s,erf} / A_{s,vorh})$$
$$\geq l_{b,min}$$
$$l_{bd,ind} = l_{b,eq}$$

$$l_{b,min} = 0,3 \cdot 0,7 \cdot 806$$
$$= 169 \text{ mm}$$
$$< 10 \cdot 20 = 200 \text{ mm}$$
$$l_{b,eq} = 0,7 \cdot 806 \cdot (12,5 / 15,7)$$
$$= 450 \text{ mm}$$
$$> 200 \text{ mm} = l_{b,min}$$
$$l_{bd,ind} = 450 \text{ mm}$$

Die Feldbewehrung wird um 465 mm > erf *l*_{bd,ind} hinter die Auflagervorderkante geführt.

Detail Verankerungsbereich:



6.3 Verankerung an den Auflagern A und B

Mindestens ein Viertel der Feldbewehrung ist zum Auflager zu führen und dort zu verankern.

Das Auflager B ist ein typisches Zwischenaufleger zwischen zwei Feldern eines durchlaufenden Balkens.

Auflager A mit dem Kragträger ist eigentlich ein Endauflager. In Anbetracht der relativ großen Länge des Kragträgers und des großen ständigen Kragmomentes lässt sich die Anwendung der Verankerungsregeln für Zwischenaufleger in diesem Beispiel rechtfertigen.

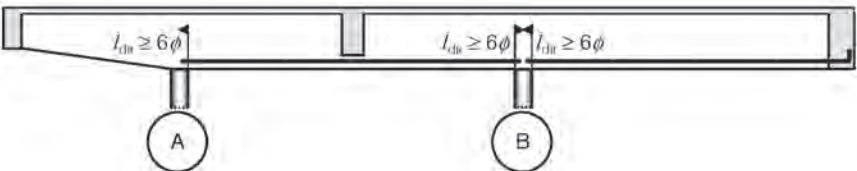
Im Beispiel: Führung der gesamten Feldbewehrung zum Zwischenaufleger.

Feld 1, Auflager A und B:

$$\min l_{dir} \geq 6\phi = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$
$$\rightarrow \text{gewählt: } l_{bd,dir} = 190 \text{ mm}$$

Feld 2, Auflager B:

$$\min l_{dir} \geq 6\phi = 6 \cdot 20 = 120 \text{ mm}$$
$$\rightarrow \text{gewählt: } l_{bd,dir} = 190 \text{ mm}$$



EC2-1-1, 8.4.4: (2)
Tab. 8.2: Verankerungsart
 $\alpha_1 = 0,7$: Winkelhaken
($A_{s,erf} / A_{s,vorh}$) hier berücksichtigt, da $l_{b,reqd}$ auf f_{yd} bezogen, $l_{b,reqd}$ siehe 6.1
EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.4: (3)
 $l_{b,ind}$ bei indirekter Auflagerung ab Auflagerrand

Betondeckung c_{nom} , siehe 1.2
Biegerolldurchmesser nach
EC2-1-1, (NDP) 8.3: (2) Tab. 8.1DE: $D_{min} = 7\phi$
Winkelhakenlänge nach
EC2-1-1, 8.4.1, Bild 8.1 b): $5\phi + D_{min} / 2 + \phi$
 $l_{H1} = 5 \cdot 20 + 7 \cdot 20 / 2 + 20 = 190 \text{ mm}$

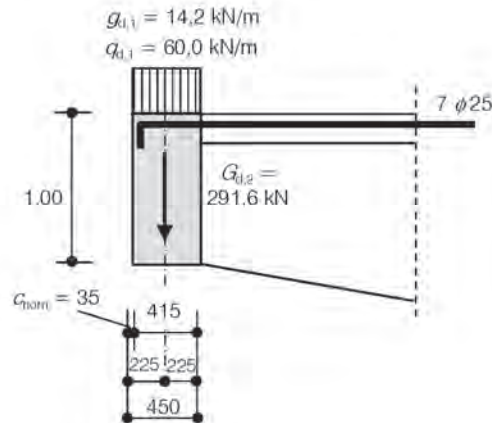
Die Aufhängebewehrung für die indirekte Einleitung der Auflagerkraft in den Querträger C wird mit der Bemessung und Durchbildung des Querträgers C (nicht in diesem Beispiel) festgelegt. Der Bemessungsablauf entspricht sinngemäß dem Anschluss des Nebenträgers im Feld 1 – siehe 6.8.1

EC2-1-1, (NDP) 9.2.1.4: (1)
Zugkraftdeckung Balken
EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.5: (2)
An Zwischenauflagern von durchlaufenden Bauteilen ist die erforderliche Bewehrung mindestens um das Maß 6ϕ bis hinter den Auflagerrand zu führen.
Bei sehr kurzem Kragarm mit kleinen ständigen Einwirkungen sollte die Verankerung der Feldbewehrung aus dem benachbarten Feld nach den Regeln für Endauflager ausgebildet werden.

6.4 Verankerung am Kragträgerende

Die Regeln für indirekte Auflagerung können sinngemäß angewandt werden.

Detail
Verankerungsbereich:



Zu verankernde Zugkraft Nebenträgerauflager:

$$F_{Ed} = V_{Ed} \cdot a / z + N_{Ed} \geq V_{Ed} / 2$$

$$V_{Ed} = 291,6 + (14,2 + 60,0) \cdot 0,45 = 325 \text{ kN}$$

Versatzmaß $a = z (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \geq 0$

$$\cot \theta = 3,0 \quad \text{bei erf } a_{sw} = 2,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(\cot \theta)_{red} = 3,0 \cdot 2,91 / 3,15 = 2,77$$

= mögliche Druckstrebenneigung bei Ausnutzung von vorh $a_{sw} = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\cot \alpha \approx 0$ Neigung der Bügel zur Bauteilachse

$$a_1 = 0,9 \cdot 0,92 \cdot (2,77 - 0) / 2 = 1,15 \text{ m} \quad \text{3 Stäbe im Steg}$$

$$a_1 = 1,15 + 0,10 = 1,25 \text{ m} \quad \text{4 Stäbe in der Gurtplatte}$$

$$a_{im} = (3 \cdot 1,15 + 4 \cdot 1,25) / 7 = 1,21 \text{ m} \quad \text{Mittelwert}$$

$$F_{Ed} = 325 \cdot 1,21 / (0,9 \cdot 0,92) = 475 \text{ kN}$$

$$A_{s,erf} = F_{Ed} / f_{yd} = 0,475 \cdot 10^4 / 435 = 10,9 \text{ cm}^2$$

Erforderliche Verankerungslänge Stützbewehrung 7 φ 25

$$l_{b,min} = 0,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \quad \left| \quad l_{b,min} = 0,3 \cdot 0,7 \cdot 1438 = 302 \text{ mm} \right.$$

$$\geq 10 \phi \quad \left| \quad > 10 \cdot 25 = 250 \text{ mm} \right.$$

$$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \cdot (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) \quad \left| \quad l_{b,eq} = 0,7 \cdot 1438 \cdot (10,9 / 34,4) = 320 \text{ mm} \right.$$

$$\geq l_{b,min} \quad \left| \quad > 302 \text{ mm} \right.$$

$$l_{bd,ind} = l_{b,eq} \quad \left| \quad l_{bd,ind} = 320 \text{ mm} \right.$$

Die 7 φ 25 Stützbewehrung über dem Auflager A werden um 415 mm > erf $l_{bd,ind}$ hinter die Nebenträger- („Auflager“-)-vorderkante geführt.

Einwirkungen siehe 3.1
Betondeckung c_{nom} siehe 1.2

Im Beispiel: Führung von 7 φ 25 = 34,4 cm² (100 % der Stützbewehrung A) im mäßigen (teilweise guten) Verbundbereich über das Auflager des Nebenträgers. Auf den Ansatz des guten Verbundbereiches für die 4 in die Gurtplatte ausgelagerten Stäbe wird hier auf der sicheren Seite liegend verzichtet.

EC2-1-1, 9.2.1.4: (2) Gl. (9.3DE)

EC2-1-1, 9.2.1.3: (2) Gl. (9.2)

siehe 4.3.1 c) Querkraftbemessung
Wegen der größer gewählten Querkraftbewehrung ist ein steilerer Druckstrebenwinkel als für die erforderliche Querkraftbewehrung möglich – günstiger für die Verankerung der Längsbewehrung / Versatzmaß.

Die geneigte Bauteilachse im Kragträger wird hier vernachlässigt.

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.3: (2) Bei einer Anordnung der Zugbewehrung in der Gurtplatte außerhalb des Steges ist das Versatzmaß a jeweils um den Abstand der einzelnen Stäbe vom Steganschnitt zu vergrößern.
Hier: 4 von 7 φ 25 i. M. 100 mm neben dem Steganschnitt ausgelagert (siehe Bild 4.3.4.1).

$z = 0,9d$ angenommen.

EC2-1-1, 8.4.4: (2)
Tab. 8.2: Verankerungsart
 $\alpha_1 = 0,7$; Winkelhaken
($A_{s,erf} / A_{s,vorh}$) hier berücksichtigt, da $l_{b,rqd}$ auf f_{td} bezogen, $l_{b,rqd}$ siehe 6.1

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.4: (3)
 $l_{b,ind}$ bei indirekter Auflagerung ab Auflagerrand

Biegerollendurchmesser nach
EC2-1-1, (NDP) 8.3: (2) Tab. 8.1DE: $D_{min} = 7 \phi$
Winkelhakenlänge nach
EC2-1-1, 8.4.1, Bild 8.1 b): $5 \phi + D_{min} / 2 + \phi$
 $l_{h1} = 5 \cdot 25 + 7 \cdot 25 / 2 + 25 = 240 \text{ mm}$

6.5 Verankerung außerhalb der Auflager

Die Biegebewehrung darf gestaffelt werden. Die Stäbe der oberen Stützbewehrung sind dann im Feld von dem Punkt der Zugkraftlinie, ab dem sie nicht mehr benötigt werden, um das Maß l_{bd} zu verankern.

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \cdot (A_{s,erf} / A_{s,vorh}) \geq l_{b,min}$$

Feld 1: Staffelung von 7 ϕ 25 auf 5 ϕ 25: $A_{s, \text{erf}} / A_{s, \text{vorh}} = 5 / 7$
 $\rightarrow l_{\text{bd}} = 1,0 \cdot 1438 \cdot (5 / 7) = 1030 \text{ mm}$

Feld 2: Staffelung von 5 $\phi 25$ auf 3 $\phi 25$: $A_{s,erf} / A_{s,vorh} = 3 / 5$
 $\rightarrow l_{bd} = 1,0 \cdot 1438 \cdot (3/5) = 860 \text{ mm}$

Staffelung von 3 $\phi 25$ auf 0 $\phi 25$: $A_{s,erf} / A_{s,vorh} = 0$
 $\rightarrow l_{bd} < l_{b,min} = 430 \text{ mm}$

6.6 Übergreifungslänge der Steglängsbewehrung

Übergreifungslänge Betonstahl $\phi 10 / 100 \text{ mm}$:

$l_{0,min} = 0,3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rd}$ $\geq 15\phi$ $\geq 200 \text{ mm}$	$l_{s,min} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 403 = 121 \text{ mm (gut)}$ $l_{s,min} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 575 = 173 \text{ mm (mäßig)}$ $< \text{ bzw. } > 15 \cdot 10 = 150 \text{ mm}$ $< 200 \text{ mm}$
$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rd} \cdot (A_{s,eff} / A_{s,vorh})$ $\geq l_{0,min}$	$l_0 = 1,0 \cdot 403 \cdot (1,0) = 403 \text{ mm (gut)}$ $> 200 \text{ mm}$

Gewählte Übergreifungslänge $l_0 = 500 \text{ mm} > \text{erf } l_0$

6.7 Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens

Rissmoment des Querschnitts über den Auflagern A und B (Zug oben):

$$\begin{aligned} M_{cl,0} &= f_{ctm} \cdot W_{y,0} \\ &= 2,6 \cdot 10^3 \cdot 0,406 = 1056 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rissmoment des Querschnitts im Feld (Zug unten):

$$\begin{aligned} M_{cr,u} &= f_{ctm} \cdot W_{y,u} \\ &= 2,6 \cdot 10^3 \cdot 0,203 = 530 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\min A_s = M_{cr} / (f_{yk} \cdot z)$$

$$\begin{aligned} A + B: \min A_s &= 1,056 \cdot 10^4 / (500 \cdot 0,9 \cdot 1,43) \\ &= 16,4 \text{ cm}^2 \\ &< 24,5 \text{ cm}^2 = \text{vorh } A_{s,1} \text{ über Auflager B} \end{aligned}$$

Feld: $\min A_s = 0,530 \cdot 10^4 / (500 \cdot 1,34)$
 $= 7,91 \text{ cm}^2$
 $< 15,7 \text{ cm}^2 = \text{vorh } A_{s1} \text{ im Feld 2}$

Zugkraftdeckung
EC2-1-1, 9.2.1.3: Bild 9.2

EC2-1-1, 8.4.4: (2) Gl. (8.4)

$I_{b, \text{reg}}$ siehe 6.1:

 $I_b = 1438 \text{ mm m\ddot{a}\ss ig (im Steg)}$
$$l_{b,min} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1438 = 430 \text{ mm m\ddot{a}\ss ig}$$

Werden Stäbe in der Platte gestaffelt, könnte die Verankerung im guten Verbundbereich angesetzt werden. Darauf wird hier verzichtet.

siehe 5.2.1.2

EC2-1-1, 8.7.3 (1), Gl. (8.11) Zugstäbe
Tab. 8.2: $\alpha_1 = 1,0$ Verankerung gerade Stäbe
(NCI) Tab. NA.8.3DE: Stoßbeiwert
 α_0 für gestoßene Stäbe $> 33\%$ in der Zugzone
und $\phi < 16\text{ mm}$ mit $a > 8\phi$ (lichtes Maß)
daher 1): $\alpha_0 = 1,0$ ansetzbar;
 $I_{b, \text{ges}}$ siehe 6.1

EC2-1-1, 8.7.3 (1), Gl. (8.10) mit
 $\alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1.0$
 \rightarrow siehe 5.2.1.2 Rissbewehrung voll
 ausgenutzt \rightarrow Ausnutzungsgrad = 1.0

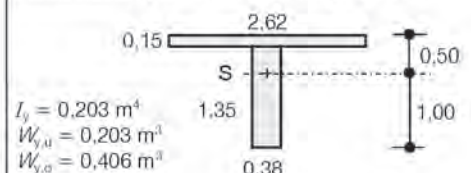
Fast alle Stäbe der Stegrissbewehrung liegen im guten Verbundbereich, siehe 6.1.

EC2-1-1, (NDP) 9.2.1.1: (1)
Mindestbewehrung mit f_{ctm} und $\sigma_s = f_s$

EC2-1-1: Tab. 3.1
C25/30: $f_{tm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Querschnitt im Zustand I
Feld 1: $z = 1,34 \text{ m}$ (siehe 4.2.3)
A + B: $z = 0,9 \text{ d/angenommen.}$

Plattenbalkenquerschnitt Feld 1 (vgl. 4.2.3) mit

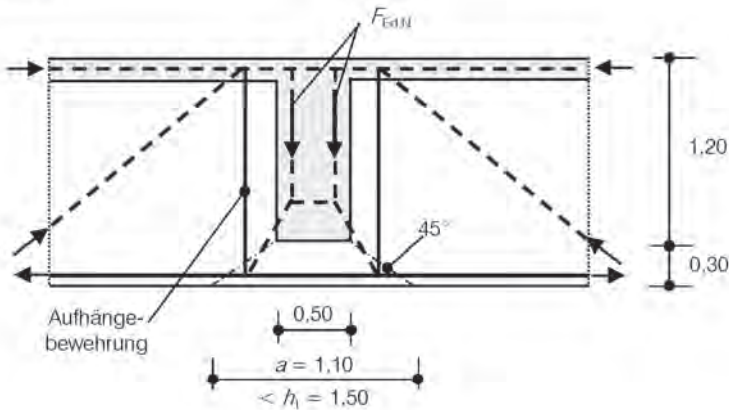


6.8 Anschluss der Nebenträger

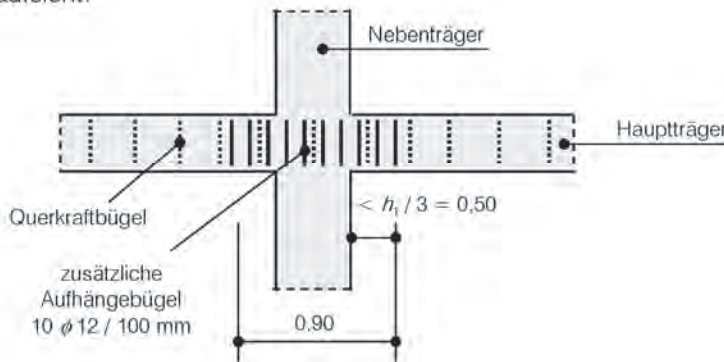
6.8.1 Anschluss des Nebenträgers im Feld 1

Stabwerkmodellierung für Lasteinleitungsbereich:

Ansicht:



Draufsicht:



Aufzuhängende Last aus dem Nebenträger:

$$F_{Ed,N} = G_{d,3} + Q_{d,2} = 561,6 + 426,0 = 987,6 \text{ kN}$$

$$\text{erf } A_s = F_{Ed,N} / f_{yd} = 0,988 \cdot 10^4 / 435 = 22,7 \text{ cm}^2$$

Aufhängebewehrung Nebenträger Feld 1

Gewählt: B500B
10 Bügel, zweischnittig $\phi 12$
 $= 22,6 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\approx \text{erf } A_s = 22,7 \text{ cm}^2/\text{m}$

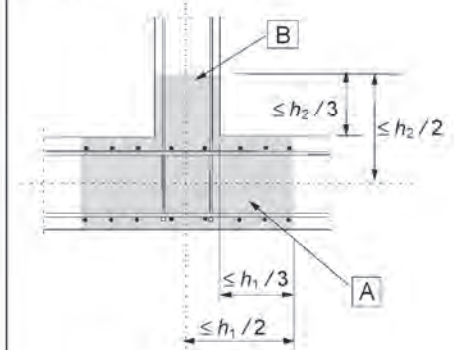
Verteilungsbereich: 0,90 m ($s = 100 \text{ mm}$)

EC2-1-1, 9.2.5: (1) Bei indirekter Auflagerung eines Bauteils ist i. d. R. im Kreuzungsbereich der Bauteile eine zusätzliche Aufhängebewehrung vorzusehen, die die wechselseitigen Auflagerreaktionen vollständig aufnehmen kann.

[17] Schlaich/Schäfer: Konstruieren im Stahlbetonbau. BK 2001/2, Bild 4.2-8

EC2-1-1, 9.2.5: (2) Die Aufhängebewehrung muss in der Regel aus Bügeln bestehen, die die Hauptbewehrung des unterstützenden Bauteils umfassen. Einige dieser Bügel dürfen außerhalb des unmittelbaren Kreuzungsbereichs beider Bauteile angeordnet werden.

Lastverteilungsbreite gemäß [17] und EC2-1-1, 9.2.5; Bild 9.7



- A stützender Träger mit Höhe h_1
B unterstützter Träger mit Höhe h_2 ($\leq h_1$)

siehe 2.2.2

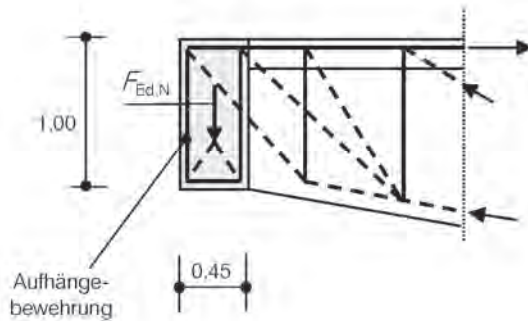
EC2-1-1, (NCI) 9.2.5: (2) Wenn die Aufhängebewehrung nach Bild 9.7 ausgelagert wird, dann sollte eine über die Höhe verteilte Horizontalbewehrung im Auslagerungsbereich angeordnet werden, deren Gesamtquerschnittsfläche dem Gesamtquerschnitt dieser Bügel entspricht.

Kontrolle der erforderlichen Horizontalbewehrung für die ausgelagerten Aufhängebügel: Außerhalb des unmittelbaren Kreuzungsbereichs jeweils 3 Bügelschenkel $\phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ je Auslagerungsbereich links und rechts $< 7,07 \text{ cm}^2 =$ vorhandene Horizontalbewehrung je Stegseite (Stegribbewehrung siehe Abschnitt 7 = $10 \phi 10 / 100 \text{ mm}$)

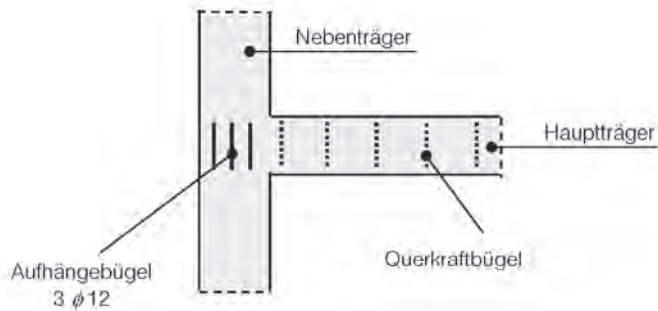
6.8.2 Anschluss des Nebenträgers am Kragträgerende

Stabwerkmodellierung für Lasteinleitungsbereich:

Ansicht:



Draufsicht:



Aufzuhängende Last aus dem Nebenträger:

$$F_{Ed,N} = G_{d,2} = 291,6 \text{ kN}$$

$$\text{erf } A_s = F_{Ed,N} / f_{yd} = 0,292 \cdot 10^4 / 435 = 6,71 \text{ cm}^2$$

Die Bemessung und Bewehrung des Nebenträgers ist nicht Inhalt dieses Beispiels.

[17] *Schlaich/Schäfer*. Konstruieren im Stahlbetonbau. BK 2001/2

siehe 2.2.2

Aufhängebewehrung Nebenträger am Kragträgerende

Gewählt: B500B

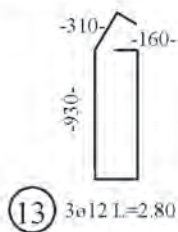
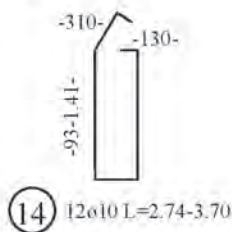
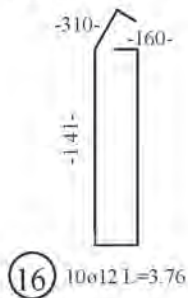
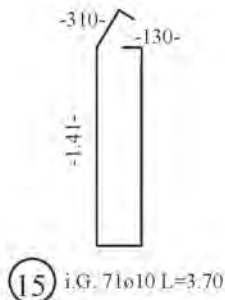
3 Bügel, zweiseitig $\phi 12$

$= 6,79 \text{ cm}^2/\text{m}$

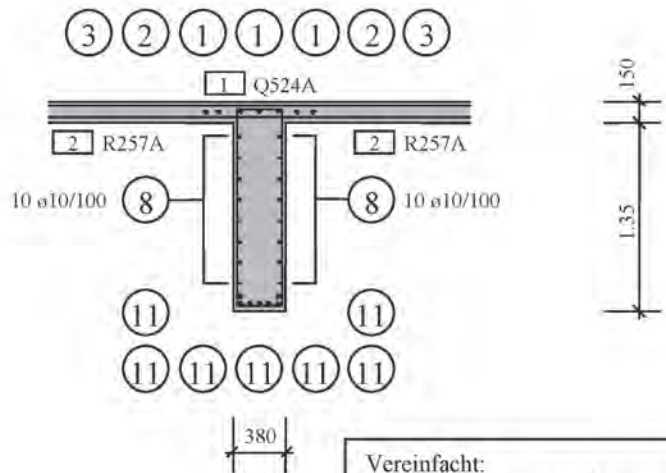
$> \text{erf } A_s = 6,71 \text{ cm}^2/\text{m}$

Verteilungsbereich: 0,30 m ($s = 150 \text{ mm}$)

Maße in [m] bzw. [mm]

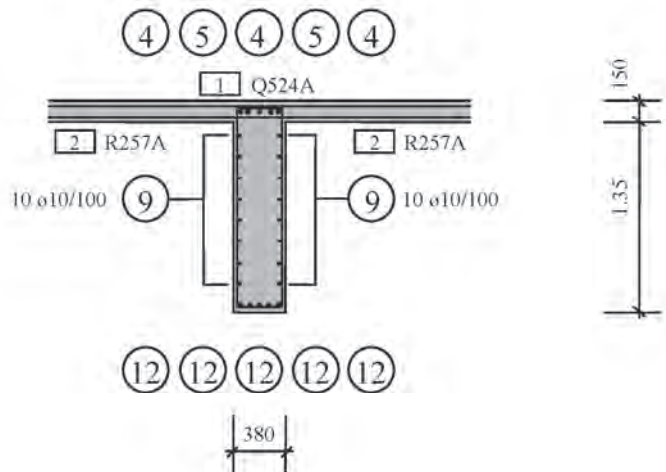


Schnitt A



Vereinfacht:
Untere Gurtplattenmindestbewehrung
Zulagen ø8/100 auf R257A parallel
neben dem Steg nicht dargestellt!

Schnitt B



Softwarelösungen für Tragwerksplaner

Beispiel 6:

Zweifeldriger Durchlaufbalken mit Kragträger

Baustoffe:

Beton C25/30 XC3/XF1/WO
Betonstahl B500B
Betonstahlmatte B500A

Betondeckung
Verlegemaß
Vorhaltemaß

$c_v = 35 \text{ mm}$
 $\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$

abacus-Programm

SCAD

Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. (Hrsg.)

Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2 Band 1: Hochbau



Der Eurocode 2 - DIN EN 1992 "Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken" mit seinen vier Teilen und Nationalen Anhängen wird die Tragwerksplanung für Betonbauwerke in Deutschland für die nächsten Jahrzehnte bestimmen und die bisherigen deutschen Regelwerke beginnend im Jahr 2011 ablösen.

Für das Verständnis und die Einarbeitung in den Eurocode 2 legt der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein E. V. eine aktualisierte Beispielsammlung vor.

Dieser Band enthält für die typischen Bauteile zwölf vollständig durchgerechnete Beispiele nach Eurocode 2 Teil 1-1 "Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau". Diese Beispiele entsprechen den aus der DBV-Beispielsammlung zu DIN 1045-1 bekannten Beispielen und gestatten somit einen direkten Vergleich der Bemessungsregeln und der Ergebnisse nach beiden Normen. Alle Beispiele sind sehr ausführlich behandelt, um viele Nachweismöglichkeiten vorzuführen.

Neu aufgenommen wurden in dieser Beispielsammlung die brandschutztechnischen Nachweise nach Eurocode 2 Teil 1-2 "Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall".

Die Sammlung vermittelt Praktikern und Studenten fundierte Kenntnisse der Nachweisführung nach Eurocode 2 und dient als unentbehrliches Hilfsmittel bei der Erstellung prüffähiger statischer Berechnungen im Stahlbeton- und Spannbetonbau.

Die Beispielsammlung berücksichtigt die überarbeitete deutsche Fassung von DIN EN 1992-1-1 DIN und EN 1992-1-2 sowie die endgültigen Fassungen der Nationalen Anhänge.

Fax-Antwort an +49(0)30 47031 240 - Ernst & Sohn, Berlin

Anzahl	Bestell-Nr.	Titel	Einzelpreis
	978-3-433-01877-4	Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2, Hochbau	59,- *
	905765	Gesamtverzeichnis 2010/2011	kostenlos
	2093	Probeheft Zeitschrift Beton- und Stahlbetonbau	kostenlos

Liefer- und Rechnungsanschrift: ☐ privat ☐ geschäftlich

Firma			
Ansprechpartner			Telefon
UST-ID Nr./VAT-ID No.			Fax
Straße/Nr.			E-Mail
Land	-	PLZ	Ort

Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und
technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21
10245 Berlin
Deutschland
www.ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn
A Wiley Company

Datum / Unterschrift

*€-Preise gelten ausschließlich in Deutschland. Alle Preise enthalten die gesetzliche Mehrwertsteuer. Die Lieferung erfolgt zuzüglich Versandkosten. Es gelten die Lieferungs- und Zahlungsbedingungen des Verlages. Irrtum und Änderungen vorbehalten. Stand: Mai 2011 (homepage_Probekapitel)