

Bemessung biegebeanspruchter Träger **Querschnittsklassen – Biegedrillknicken**

Dr.-Ing. Peter Knödel, SFI/IWE

Beratender Ingenieur

ö.b.u.v. Sachverständiger für „Schweißtechnik – Sonderbauten in Metall“

www.peterknoedel.de



Professor für Stahlbau an der HS Augsburg

Baumgartner Str. 16, D-86161 Augsburg

Tel. +49(0) 821 – 5586 – 3102, Fax – 3126

peter.knoedel@hs-augsburg.de

Hochschule Mittweida (FH)
Technikumplatz 17, D-09648 Mittweida

Roßweiner Stahl- und Metallbautag
Workshop EC3
12. März 2009

0. Inhalt

<u>0.</u>	<u>Inhalt</u>	<u>2</u>
<u>1.</u>	<u>Einleitung</u>	<u>2</u>
<u>2.</u>	<u>Festigkeit elastisch</u>	<u>3</u>
<u>3.</u>	<u>Festigkeit plastisch</u>	<u>4</u>
<u>3.1</u>	<u>Biegung</u>	<u>4</u>
<u>3.2</u>	<u>Schub aus Querkraft</u>	<u>6</u>
<u>4.</u>	<u>Stabilität – Knicken, Kippen, BDK</u>	<u>7</u>
<u>5.</u>	<u>Beispiel 1: Träger IPE 300 – S355JR, L = 5630 mm</u>	<u>7</u>
<u>6.</u>	<u>Beispiel 2: Stütze HEA240 – S355JR, L = 2380 mm</u>	<u>9</u>
<u>7.</u>	<u>Literaturhinweise und Quellen</u>	<u>10</u>
<u>7.1</u>	<u>Normen und Regelwerke</u>	<u>10</u>
<u>7.2</u>	<u>Fachliteratur</u>	<u>10</u>
<u>7.3</u>	<u>Sonstiges</u>	<u>10</u>

1. Einleitung

Ein Vortrag zu inhaltlich gleichem Thema wurde vom Verfasser am 27.10.07 in der Fachhochschule München gehalten. Das vorliegende Skript wurde inhaltlich überarbeitet und ergänzt. Herrn Kollegen Mensinger, Ordinarius für Stahlbau an der TU München, danke ich herzlich für seine Unterstützung und die Überlassung seiner Skripten ([10], [11]).

Der Eurocode 3 Teil 1 (EN 1993 bzw. DIN EN 1993 bzw. EC3-1-1 [1], [2]) darf in der BRD derzeit parallel zu DIN 18800 angewandt werden, die Vornorm DIN V ENV 1993 in der Fassung von 1993 [3] ist in den Bundesländern (z.B. BW \leq Sep. 02, BY \leq Aug. 05) in der Liste der Technischen Baubestimmungen genannt, d.h. „bauaufsichtlich eingeführt“. Ich beziehe mich im folgenden auf die Fassung 2005, die (noch) nicht bauaufsichtlich eingeführt ist.

Allgemeine Hinweise:

Streckgrenzen

Zu beachten ist, dass nach EC3 Tabelle 3.1 für die Streckgrenzen die gewährleisteten Werte nach der Technischen Lieferbedingung EN 10025 („Produktnorm“ [4]) eingesetzt werden,

d.h.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{für S235}$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{für S355}$$

und nicht, wie nach DIN 18800-1 gewohnt, die gerundeten Werte 240 bzw. 360.

Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände nach EC3-1-1 Abs. 6.1 (2):

Querschnittswerte: $\gamma_{M0} = 1,00$

Stabilitätsverlust beim Bauteilnachweis: $\gamma_{M1} = 1,00$

Querschnitte unter Zug: $\gamma_{M2} = 1,25$

Anmerkung:

Die Zahlenwerte für γ_{M0} und γ_{M1} sind für mich aus ingenieurmäßiger Sicht nicht nachvollziehbar. Ich verwende daher in den folgenden Beispielen $\gamma_M \geq 1,1$.

Einheiten:

Dem üblichen Gebrauch im Stahlbau folgend sind nicht bezeichnete Zahlenwerte in den Einheiten

mm, kN, kNm, N/mm², ...

zu verstehen.

Indizes

Indizes werden vereinfachend durch Komma abgetrennt, z.B.

$$\gamma_{,M2} = \gamma_{M2} \quad \text{lies: gamma Index M2}$$

Gleichungs- Tabellen- und Abschnittsnummern:

Nachfolgend angegebene Gleichungs- Tabellen- und Abschnittsnummern beziehen sich auf die englische Ausgabe EN 1993:2005 [1]. Soweit ich durch Stichproben feststellen konnte, sind diese gleichlautend mit der deutschen Ausgabe DIN EN 1993:2005 [2].

Warnvermerk:

Das vorliegende Skript kann das eigene, sorgfältige Studium des EC3 nicht ersetzen.

2. Festigkeit elastisch

Eine Bemessung mit den elastischen Querschnittswerten, d.h. das Ansteuern der elastischen Grenz-

zustände, ist im EC3 in Abs. 6.2.1(4) geregelt. Einschränkende Forderung ist hierbei, dass bei Querschnitten der Klasse 4 nur die effektiven Querschnittswerte verwendet werden dürfen.

Die Nachweise werden dann als Spannungsnachweis geführt in der Form (Abs. 6.2.1(5))

$$\eta = \sigma_{\text{d}} / (f_y / \gamma_{\text{M0}}) \leq 1$$

In Gl. 6.1 ist die bekannte Vergleichsspannungsformel als Fließbedingung angegeben.

Zusätzlich muss durch einen Nachweis der Querschnittsteile gegen örtliches Beulen sichergestellt werden, dass diese nicht vorzeitig versagen (so in EC3 nicht angegeben). Meiner Ansicht nach ist das unnötig konservativ, denn wenn man einen Nachweis gegen örtliches Beulen führt, braucht man den Querschnitt nicht vorher auf seine mitwirkenden Breiten beschränken.

3. Festigkeit plastisch

3.1 Biegung

Beim rechnerischen Ansatz plastischer Querschnittsreserven ist nach EC3 zunächst zu prüfen, ob der Querschnitt überhaupt in der Lage ist, ein Fließgelenk auszubilden. In DIN 18800-1 wurde dies durch Verweis auf die b/t-Verhältnisse in den Tabellen 15 (Elm 753) und 18 (Elm 758) sichergestellt. Der Verfasser weiß aus eigener Erfahrung in der Entwurfspraxis, dass man diese Kontrolle gerne vergisst und dann in allen Situationen mit Fließgelenken bemisst, auch wenn das z.B. bei einem Profil IPEa 550 nicht viel Sinn macht.

Anmerkung:

Es wird daran erinnert, dass die Entstehung eines voll entwickelten Fließgelenkes eine unendlich große Querschnittsrotation erfordert, weil sonst die Fasern naher der neutralen Faser den plastischen Zustand noch nicht erreicht haben. Das bedingt z.B. bei einem I-Querschnitt, dass die Flanschfasern unendlich große Zug- bzw. Druckdehnungen realisieren müssen.

Hieraus folgt, dass ein Nachweis der Durchbiegungen im Gebrauchszustand nach einer plastischen Festigkeitsbemessung unabdingbar ist.

Der Querschnitt ist dann nicht in der Lage, ein Fließgelenk auszubilden, wenn Querschnittsteile im Druck- oder Biegedruckbereich so dünnwandig sind, dass sie gleich nach Erreichen des plastischen

Zustandes ausknicken/ausbeulen, oder schon ausknicken/ausbeulen, wenn sie die Fließgrenze noch gar nicht erreicht haben.

Diese unterschiedlichen Eigenschaften eines Querschnittes werden durch Querschnittsklassen nach Abs. 5.5.2(1) ausgedrückt.

Klasse 1	Plastisches Gelenk kann gebildet werden, ausreichende Rotationskapazität ist vorhanden
Klasse 2	Plastischer Zustand kann erreicht werden, die Rotationskapazität ist jedoch begrenzt
Klasse 3	Die Randfaser kann die Fließgrenze erreichen, Durchplastizieren ist jedoch nicht möglich
Klasse 4	Örtliches Beulen tritt auf, bevor in der Randfaser die Fließgrenze erreicht wird --> effektive Querschnittswerte unter Ansatz mittra- gender Breiten ermitteln (Abs. 6.2.2.5)

Die Einteilung der Klassen richtet sich nach dem c/t -Verhältnis der gedrückten Querschnittsteile (Tabelle 5.2).

Für die abstehenden Teile von Flanschen in Klasse 1 gilt z.B.:

$$c/t \leq 9\varepsilon \quad (\text{reiner Druck})$$

Für die freien Längen von Stegen in Klasse 1 gilt z.B.:

$$c/t \leq 72\varepsilon \quad (\text{reine Biegung})$$

$$c/t \leq 33\varepsilon \quad (\text{reiner Druck})$$

Der Parameter

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$$

berücksichtigt unterschiedliche Werkstofffestigkeiten.

Die Nachweise sind dann für die verschiedenen Querschnittsklassen wie folgt zu führen (Abs. 6.2.5(2), Gl. 6.13-6.15):

Klasse 1+2	$M_{pl,R,d} = W_{pl} * f_y / \gamma_{M0}$
Klasse 3	$M_{el,R,d} = W_{el,min} * f_y / \gamma_{M0}$
Klasse 4	$M_{eff,R,d} = W_{eff,min} * f_y / \gamma_{M0}$

Weitere Hinweise:

Berücksichtigung von Bohrungen bei der Ermittlung der Querschnittswerte:

Achtung: ein Langloch ist keine Bohrung !!!

- Bohrungen im Zugflansch dürfen vernachlässigt werden, wenn folgende Bedingung eingehalten ist (Abs. 6.2.5 (4)):
 $A_{f,netto} * 0,9 * f_{u} / \gamma_{M2} \geq A_{f} * f_{y} / \gamma_{M0}$
umgeformt erhält man:
 $A_{f,netto} / A_{f} \geq f_{y} / f_{u} * \gamma_{M2} / \gamma_{M0} * 1 / 0,9$
mit meiner Interpretation von $\gamma_{M0} = 1,1$ (siehe oben) sind damit zwei 12er Löcher (gebohrt 14) möglich, wenn der Flansch breiter als 156 mm ist, d.h. z.B. für IPE > 300.
- Bohrungen in gedrückten Querschnitten oder Querschnittsteilen dürfen vernachlässigt werden, wenn sie mit Verbindungsmitteln gefüllt sind (Abs. 6.2.4 (3) und 6.2.5(6)). Das gilt ausdrücklich nicht für größer gebohrte Löcher oder Langlöcher.

3.2 Schub aus Querkraft

Die Schubtragfähigkeit wird wie gewohnt ermittelt (Abs. 6.2.6, Gl. 6.18):

$$V_{pl,R,d} = A_v * f_y / (\gamma_{M0} * \sqrt{3})$$

A_v ist die Schubfläche, bei I-Profilen ergibt sich nach 6.2.6 (3):

$$A_v = \text{Gesamtfläche} - 2 * \text{Flanschfläche} + 2 * (\text{halbe Flanschfläche über den Walzradien})$$

Einerseits ist das mehr als $h * t_s$, andererseits lohnt sich der Aufwand für die Rechnung in der Regel nicht, da bei einem Biegeträger der Steg Schub nur sehr selten maßgebend wird.

4. Stabilität – Knicken, Kippen, BDK

Das Nachweisformat entspricht dem aus DIN 18800-2 bekannten:

- die Momentenverteilung entlang des Ersatzstabes wird durch Kennwerte erfasst;
- nach Ermittlung einer kritischen Last oder eines kritischen Momentes wird eine Schlankheit bestimmt;
- für diese wird aus Diagrammen oder den dazu hinterlegten Funktionen ein Abminderungsfaktor κ (kappa) ermittelt, dieser gibt den möglichen Ausnutzungsgrad der Streckgrenze an;
- bei mehreren Wirkungen werden Kombinationswerte ermittelt, die das gegenseitige Verstärken dieser Wirkungen beschreiben;

Der Rechengang nach EC3 ist jedoch deutlich komplizierter und umfangreicher als der nach DIN 18800-2. Siehe Beispiel 2 weiter unten und Anhang.

Anders als in DIN 18800-2 sind stets zwei Situationen nachzuweisen:

- Knicken um die starke Achse mit Kippen aus M_y und M_z nach Gl. 6.61;
- Knicken um die schwache Achse mit Kippen aus M_y und M_z nach Gl. 6.62;

Der erstgenannte Nachweis kann maßgebend werden, wenn z.B. die Knicklänge für Knicken um die starke Achse deutlich größer ist als für Knicken um die schwache Achse. Bei der Anwendung von DIN 18800-2 war es letztendlich dem Verständnis des Ingenieurs überlassen, zu entscheiden, ob möglicherweise Knicken um die starke Achse maßgebend wird und dafür einen gesonderten Nachweis zu führen.

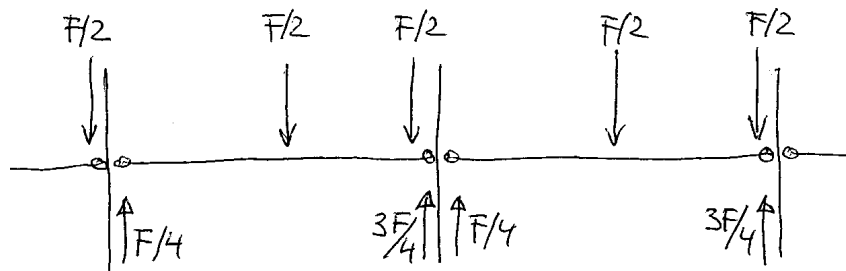
5. Beispiel 1: Träger IPE 300 – S355JR, L = 5630 mm

Hinweis:

Das folgende Beispiel ist einem Standsicherheitsnachweis [8] für ein Parkhaus am Flughafen London-Heathrow (Baujahr 2006/7) entnommen.

Statisches System:

Deckenträger als Einfeldträger (mit konstruktiver Teileinspannung) in einem Stützenraster von 5625/7200.



Deckenträger mit Einzellasten

γ -fache Last:

$$F_{d, \gamma} = 300 \text{ kN}$$

γ -fache Schnittgrößen aus gesonderter Rechnung:

$$M_{d, \gamma} = 214 \text{ kNm}$$

$$V_{d, \gamma} = 3/4 * 300 \text{ kN} = 225 \text{ kN}$$

Ermittlung der Querschnittsklasse für IPE 300 unter reiner Biegung:

Flanschabmessungen: 150/11

Stegdicke: 7,1

Kammerradius: 15

Classification of cross-section according to EN 1993-1-1:2005:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,814$$

Flange:

$$c = 0,5 * (150 \text{ mm} - 2 * 15 \text{ mm} - 7,1 \text{ mm}) = 56 \text{ mm}$$

$$k = c / (t * \varepsilon) = 56 \text{ mm} / (10,7 \text{ mm} * 0,814) = 6,5 \leq 9 \quad \text{--> Class 1}$$

Web:

$$c = 300 \text{ mm} - 2 * 10,7 \text{ mm} - 2 * 15 \text{ mm} = 249 \text{ mm}$$

$$k = c / (t * \varepsilon) = 249 \text{ mm} / (7,1 \text{ mm} * 0,814) = 43,0 \leq 72 \quad \text{--> Class 1}$$

Plastische Widerstandsgrößen des Querschnittes:

$$M_{R,d} = 1,14 * 557 \text{ cm}^3 * 355 \text{ N/mm}^2 / 1,1 = 205 \text{ kNm}$$

$$V_{R,d} = 300 \text{ mm} * 7,1 \text{ mm} * 355 \text{ N/mm}^2 / 1,1 = 687 \text{ kN} \quad \text{(vereinfachend gerechnet)}$$

Ausnutzungsgrade:

$$\eta_M = 214 \text{ kNm} / 205 \text{ kNm} = 1,04$$

$$\eta_V = 225 \text{ kN} / 687 \text{ kN} = 0,33$$

Interaktionsnachweis nicht erforderlich, da die ermittelten Maximal-Schnittgrößen an unterschiedlichen Stellen des Trägers auftreten.

Stabilitätsnachweis nicht erforderlich, da der Träger durch die mittig aufliegende Pfette am seitlichen Ausweichen gehindert wird.

Hinweis:

Gebrauchstauglichkeitsnachweise werden hier nicht wiedergegeben.

6. Beispiel 2: Stütze HEA240 – S355JR, L = 2380 mm

Hinweis:

Das folgende Beispiel ist einem Standsicherheitsnachweis [8] für ein Parkhaus am Flughafen London-Heathrow (Baujahr 2006/7) entnommen.

Statisches System:

Durchlaufende Stütze, Ersatzstablänge im untersten Geschoss 2380.

γ -fache Schnittgrößen aus gesonderter Rechnung:

$$N_d = 560 \text{ kN}$$

Momente aus Anprall um die schwache Achse: 83 kNm (bis zu 150 kN Anpralllast in GB)

hieraus resultieren:

$$-26 \text{ kNm} \quad (\text{bei } +2380)$$

$$+76 \text{ kNm} \quad (\text{bei } +675)$$

$$0 \text{ kNm} \quad (\text{bei } +0)$$

Der Rechengang ist im Anhang wiedergegeben.

Hinweis:

Mein entsprechendes Rechenblatt für zweiachsige Biegung mit BDK nach DIN 18800-2 hat nur 7 (statt 12) Seiten.

7. Literaturhinweise und Quellen

7.1 Normen und Regelwerke

- [1] EN 1993 Eurocode 3 (EC3): Design of steel structures
EN 1993-1-1: General rules and rules for buildings. May 2005.
- [2] DIN EN 1993 Eurocode 3 (EC3): Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten.
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung
EN 1993-1-1:2005.
- [3] DIN V ENV 1993 (EC3): Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten.
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. Deutsche
Fassung ENV 1993-1-1:1992. April 1993.
(in LTB 2003 Baden-Württemberg aufgeführt, in LTB 2005 Bayern aufgeführt)
- [4] DIN EN 10025: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen.
Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen. Februar 2005.
Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle. April 2005.
Teil 3: Technische Lieferbedingungen für normalgeglühte/normalisierend gewalzte
schweißgeeignete Feinkornbaustähle. Februar 2005.
Teil 4: Technische Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte schweißgeeignete
Feinkornbaustähle. April 2005.
Teil 5: Technische Lieferbedingungen für wetterfeste Baustähle. Februar 2005.
Teil 6: Technische Lieferbedingungen für Flacherzeugnisse aus Stählen mit höherer Streck-
grenze im vergüteten Zustand. Februar 2005.
- [5] DASt Richtlinie 103: Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1993 Teil 1-1. November
1993.
(in LTB 2003 Baden-Württemberg aufgeführt, in LTB 2005 Bayern aufgeführt)

7.2 Fachliteratur

- [6] Schneider, K.-J. (Hrsg.): Bautabellen für Ingenieure, 13. Aufl., Werner Verlag, Düsseldorf
1998. (Hinweis: in späteren Ausgaben sind die Querschnittsklassen nicht mehr tabelliert)

7.3 Sonstiges

- [7] Knödel, P.: Lehrunterlagen Stahlbau an der Fachhochschule Augsburg, herunterladbar über
www.peterknoedel.de/lehre/lehre.htm
seit März 2007 laufend aktualisiert.
Skriptum zu

- Grundaufgaben – Bemessung von Bauteilen – Festigkeit – Balken unter Biegung
Grundaufgaben – Bemessung von Bauteilen – Stabilität – Kippen von Biegeträgern
- [8] Knoedel, P.: Multi-Storey Car Park Heathrow, Structural Analysis, Steel Components – Release 7, Order F0605 – 10.06.14, 192 Pages and 445 Pages Annex, 19th April 2007. Main Contractor: Vollack Parkhaus AG (VP-KA), Fettweisstrasse 42, D-76189 Karlsruhe, Germany.
- [9] Knödel, P.: Bemessung eines Biegeträgers; Querschnittsklassen – Biegedrillknicken. Seminarunterlagen Workshop EC3 Rechenbeispiele, Fachhochschule München, 27.10.07.
- [10] Ndogmo, J., Mensinger, M.: Stabilität Teil 1: Knicken und Biegeknicken, Skriptum zur Vorlesung. Lehrstuhl für Metallbau, Technische Universität München, 10/2008.
- [11] Ndogmo, J., Mensinger, M.: Stabilität Teil 2: Biegedrillknicken, Skriptum zur Vorlesung. Lehrstuhl für Metallbau, Technische Universität München, 01/2009.

Lateral Torsional Buckling (sections class 1-3) - Column Item CO1

according to EN 1993-1-1:2005 (EC3)
 section and eqn. numbers refer to this code

(Form EC3-LTB_07-10-23.mcd)

Profile chosen

Profile := "HEA240"

Yield limit

$$f_{y,k} := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Partial safety factor for material

$$\gamma_M := 1.1$$

Design strength

$$f_{y,d} := \frac{f_{y,k}}{\gamma_M}$$

$$f_{y,d} = 327 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Young's modulus

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



Section Properties (from data base)

$$A_{\text{profile}} = 76.8 \text{ cm}^2 \quad I_y = 7763 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 675 \text{ cm}^3$$

$$h_{\text{profile}} = 230 \text{ mm} \quad I_z = 2769 \text{ cm}^4$$

$$W_z = 231 \text{ cm}^3$$

$$b_{\text{profile}} = 240 \text{ mm} \quad I_T = 42 \text{ cm}^4$$

$$I_{\omega} = 328500 \text{ cm}^6$$

Select CLASS of cross-section

CLASS := 2

Factor from elastic to plastic section modulus
 if CLASS = 3 only elastic properties may be used

$$\alpha_{pl,y} := \text{wenn}(\text{CLASS} = 3, 1, 1.14)$$

$$\alpha_{pl,y} = 1.14$$

$$\alpha_{pl,z} := \text{wenn}(\text{CLASS} = 3, 1, 1.50)$$

$$\alpha_{pl,z} = 1.50$$

Design resistances of cross section

$$N_{pl,d} := A_{\text{profile}} \cdot f_{y,d}$$

$$N_{pl,d} = 2515 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y,d} := \alpha_{pl,y} \cdot W_y \cdot f_{y,d}$$

$$M_{pl,y,d} = 252 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,z,d} := \alpha_{pl,z} \cdot W_z \cdot f_{y,d}$$

$$M_{pl,z,d} = 113 \text{ kNm}$$

System length - distance of gable ends

$$L := 2.56\text{m} + 0.30\text{m} - 170\text{mm} - 160\text{mm} - \frac{300\text{mm}}{2}$$

$$L = 2.38 \text{ m}$$

Actions

Normal force (see table of foundation loads in Annex B5)

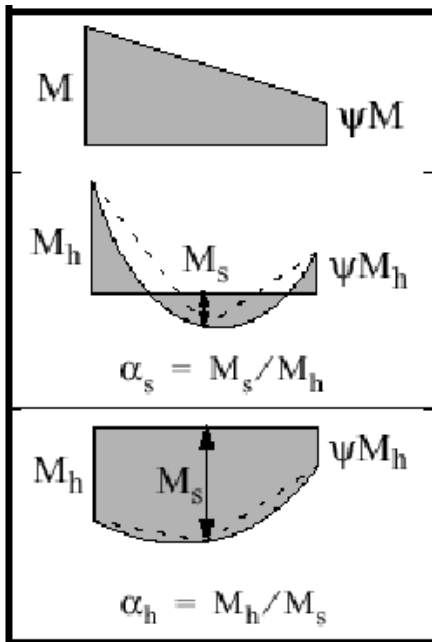
$$N_{Ed} := 560\text{kN}$$

from excentrically connected beam:
 (the moment from offset will be carried to the upper and lower parts of the member to equal parts)

$$V_{y.Ed} := 0\text{kN}$$

$$V_{z.Ed} := 0\text{kN}$$

Moments about major axis



End moment M_1 (+/-):

$$M_{1,y} := 0.5 \cdot V_{y.Ed} \cdot \left(\frac{h_{\text{profile}}}{2} + 20\text{mm} \right)$$

$$M_{1,y} = 0\text{kNm}$$

End moment $M_2 < M_1$ (+/-):

$$M_{2,y} := 0\text{kNm}$$

Relation of end moments

$$\psi_y := \frac{M_{2,y}}{M_{1,y}}$$

$$\psi_y = 0.000$$

Moment from transverse loads (positive only)

bild1

$$M_{3,y} := 0\text{kNm}$$

Position of Maximum (dist. from M2)

$$a_y := 1.5\text{m}$$

$$a_y = 1500 \text{ mm}$$

$$M_{y,s} := M_{2,y} + \frac{a_y}{L} \cdot (M_{1,y} - M_{2,y}) + M_{3,y}$$

$$M_{y,s} = 0.0\text{kNm}$$

Design moment, maximum by absolute value

$$M_{y.Ed} := \max(|M_{1,y}|, |M_{2,y}|, |M_{y,s}|)$$

$$M_{y.Ed} = 0\text{kNm}$$

see Table B.3

$$\alpha_{y,s} := \text{wenn} \left(|M_{y,s}| < |M_{1,y}|, \frac{M_{y,s}}{M_{1,y}}, 0 \right) \quad \alpha_{y,s} = 0.000$$

$$\alpha_{y,h} := \text{wenn} \left(|M_{y,s}| > |M_{1,y}|, \frac{M_{1,y}}{M_{y,s}}, 0 \right) \quad \alpha_{y,h} = 0.000$$

Moments about minor axis

End moment M_1 (+/-): $M_{1,z} := 0.5 \cdot V_{z,Ed} \cdot \left(\frac{b_{\text{profile}}}{2} + 25\text{mm} \right)$ $M_{1,z} = 0\text{kNm}$

Moment due to impact $M_{\text{impact}} := 26\text{kNm}$

Total end moment $M_{1,z} := -M_{1,z} - M_{\text{impact}}$ $M_{1,z} = -26\text{kNm}$

End moment $M_2 < M_1$ (+/-): $M_{2,z} := 0\text{kNm}$

Relation of end moments $\psi_z := \frac{M_{2,z}}{M_{1,z}}$ $\psi_z = 0.000$

Moment from transverse loads (positive only) $M_{3,z} := 83\text{kNm}$

Position of Maximum (dist. from M2) $a_z := 0.30\text{m} + 375\text{mm}$ $a_z = 675\text{mm}$

$$M_{z,s} := M_{2,z} + \frac{a_z}{L} \cdot (M_{1,z} - M_{2,z}) + M_{3,z} \quad M_{z,s} = 75.6\text{kNm}$$

Design moment, maximum by absolute value

$$M_{z,Ed} := \max(|M_{1,z}|, |M_{2,z}|, |M_{z,s}|) \quad M_{z,Ed} = 76\text{kNm}$$

see Table B.3

$$\alpha_{z,s} := \text{wenn} \left(|M_{z,s}| < |M_{1,z}|, \frac{M_{z,s}}{M_{1,z}}, 0 \right) \quad \alpha_{z,s} = 0.000$$

$$\alpha_{z,h} := \text{wenn} \left(|M_{z,s}| > |M_{1,z}|, \frac{M_{1,z}}{M_{z,s}}, 0 \right) \quad \alpha_{z,h} = -0.344$$

Flexural buckling about minor axis

Factor for buckling length

$$\beta_z := 1.0$$

buckling length

$$L_{cr,z} := \beta_z \cdot L$$

$$L_{cr,z} = 2.38 \text{ m}$$

Bifurcation load

$$N_{cr,z,d} := \frac{\pi^2}{L_{cr,z}^2} \cdot \frac{E \cdot I_z}{\gamma_M}$$

$$N_{cr,z,d} = 9211 \text{ kN}$$

normalised Slenderness

$$\lambda_{bar,z} := \sqrt{\frac{N_{pl,d}}{N_{cr,z,d}}}$$

$$\lambda_{bar,z} = 0.523$$

$$\eta_p := \frac{h_{profile}}{b_{profile}}$$

$$\eta_p = 0.96$$

Buckling curve (table 6.2) - ONLY rolled sections and t,f =< 40 mm

$$BC_z := \begin{cases} \text{"b"} & \text{if } \eta_p > 1.2 \\ \text{"c"} & \text{if } \eta_p \leq 1.2 \end{cases}$$

$$BC_z = \text{"c"}$$

Imperfection factor
 (table 6.1)

$$\alpha_z := \begin{cases} 0.34 & \text{if } BC_z = \text{"b"} \\ 0.49 & \text{if } BC_z = \text{"c"} \end{cases}$$

$$\alpha_z = 0.49$$

Reduction factor according to eq. (6.49)

$$\Phi_z := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\lambda_{bar,z} - 0.2) + \lambda_{bar,z}^2 \right]$$

$$\Phi_z = 0.716$$

$$\chi_z := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_{bar,z} \leq 0.2 \\ \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_{bar,z}^2}} & \text{if } \lambda_{bar,z} > 0.2 \end{cases}$$

$$\chi_z = 0.830$$

Design buckling resistance under normal compression

$$N_{b,z,Rd} := \chi_z \cdot N_{pl,d}$$

$$N_{b,z,Rd} = 2088 \text{ kN}$$

Flexural buckling about major axis

Factor for buckling length

$$\beta_y := 1.0$$

buckling length

$$L_{cr,y} := \beta_y \cdot L$$

$$L_{cr,y} = 2.38 \text{ m}$$

Bifurcation load

$$N_{cr,y,d} := \frac{\pi^2}{L_{cr,y}^2} \cdot \frac{E \cdot I_y}{\gamma_M}$$

$$N_{cr,y,d} = 25823 \text{ kN}$$

normalised Slenderness

$$\lambda_{bar,y} := \sqrt{\frac{N_{pl,d}}{N_{cr,y,d}}}$$

$$\lambda_{bar,y} = 0.312$$

Buckling curve (table 6.2) - ONLY rolled sections and t,f =< 40 mm

$$BC_y := \begin{cases} \text{"a"} & \text{if } \eta_p > 1.2 \\ \text{"b"} & \text{if } \eta_p \leq 1.2 \end{cases}$$

$$BC_y = \text{"b"}$$

Imperfection factor
 (table 6.1)

$$\alpha_y := \begin{cases} 0.21 & \text{if } BC_y = \text{"a"} \\ 0.34 & \text{if } BC_y = \text{"b"} \end{cases}$$

$$\alpha_y = 0.34$$

Reduction factor according to eq. (6.49)

$$\Phi_y := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\lambda_{bar,y} - 0.2) + \lambda_{bar,y}^2 \right]$$

$$\Phi_y = 0.568$$

$$\chi_y := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_{bar,y} \leq 0.2 \\ \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_{bar,y}^2}} & \text{if } \lambda_{bar,y} > 0.2 \end{cases}$$

$$\chi_y = 0.960$$

Design buckling resistance under normal compression

$$N_{b,y,Rd} := \chi_y \cdot N_{pl,d}$$

$$N_{b,y,Rd} = 2413 \text{ kN}$$

Elastic critical moment in lateral-torsional buckling according to DIN 18800-2 Element 311, eq. 19:

$$c := \sqrt{\frac{I_\omega + 0.039 \cdot L_{cr,z}^2 \cdot I_T}{I_z}}$$

$$c = 12.3 \text{ cm}$$

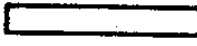


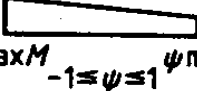
Distance of centroid from attack of transverse forces;
positive, if a torsion about the centroid produces a restoring force

input "t" for top, "m" for middle, "b" for bottom

$$z := "t"$$

$$z_p := \begin{cases} \frac{h_{\text{profile}}}{2} & \text{if } z = "t" \\ 0\text{mm} & \text{if } z = "m" \\ \frac{h_{\text{profile}}}{2} & \text{if } z = "b" \end{cases} \quad z_p = -115\text{mm}$$

Tabelle 10. Momentenbeiwerte ζ

Zeile	Momentenverlauf	ζ
1		1,00
2		1,12
3		1,35
4		1,77 - 0,77 ψ

Moment coefficient according to
 DIN 18800-2 Table 10

$$\zeta := 1.50$$

bild3

Critical Moment for LTB (DIN 18800-2 Element 311, eq. 19):

$$M_{cr,y,d} := \zeta \cdot N_{cr,z,d} \cdot \left(\sqrt{c^2 + 0.25 \cdot z_p^2} + 0.5 \cdot z_p \right) \quad M_{cr,y,d} = 1084 \text{ kNm}$$

normalised slenderness (eq. (6.56))

$$\lambda_{\text{bar.LT}} := \sqrt{\frac{M_{pl,y,d}}{M_{cr,y,d}}} \quad \lambda_{\text{bar.LT}} = 0.482$$

Buckling curve (table 6.5) - ONLY rolled sections

$$\text{BCLT} := \begin{cases} "b" & \text{if } \eta_p \leq 2 \\ "c" & \text{if } \eta_p > 2 \end{cases} \quad \text{BCLT} = "b"$$

Imperfection factor (table 6.3) $\alpha_{LT} := \begin{cases} 0.34 & \text{if BCLT} = \text{"b"} \\ 0.49 & \text{if BCLT} = \text{"c"} \end{cases}$ $\alpha_{LT} = 0.34$

Reduction factor according to eq. (6.57)

Parameters

$$\lambda_{\text{bar.LT.0}} := 0.4$$

$$\beta := 0.75$$

According to 6.3.2.2 (4) LTB may be ignored, if $\lambda_{,LT} / \lambda_{,LT,0} \leq 1$

$$\frac{\lambda_{\text{bar.LT}}}{\lambda_{\text{bar.LT.0}}} = 1.205$$

According to 6.3.2.2 (4) LTB may be ignored, if $M_{,Ed} / (M_{cr,y} * (\lambda_{,LT,0})^2) \leq 1$

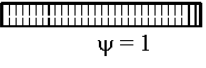
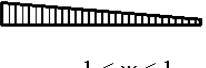






$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cr,y,d} \cdot \gamma_M} \cdot \frac{1}{\lambda_{\text{bar.LT.0}}^2} = 0.000$$

$$\Phi_{LT} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{\text{bar.LT}} - \lambda_{\text{bar.LT.0}}) + \beta \cdot \lambda_{\text{bar.LT}}^2 \right] \quad \Phi_{LT} = 0.601$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{\text{bar.LT}}^2}} \quad \chi_{LT} = 0.968$$

checking limits $\chi_{LT} := \min \left(\chi_{LT}, 1.0, \frac{1}{\lambda_{\text{bar.LT}}^2} \right)$ $\chi_{LT} = 0.968$

Table 6.6: Correction factors k_c

Moment distribution	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Correction factor from table 6.6

$$k_c := 0.82$$

Modification factor eq. (6.58)

$$f := 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2.0 \cdot (\lambda_{\text{bar.LT}} - 0.8)^2 \right]$$

$$f = 0.93$$

Modified reduction factor

$$\chi_{\text{LT.mod}} := \min\left(\frac{\chi_{\text{LT}}}{f}, 1\right)$$

$$\chi_{\text{LT.mod}} = 1.000$$

bild2

Design buckling resistance in bending

$$M_{b.Rd} := \chi_{\text{LT.mod}} \cdot M_{\text{pl.y.d}}$$

$$M_{b.Rd} = 252 \text{ kNm}$$

Equivalent uniform moment factors C_m from Table B.3

Evaluation for M_y :

$$\psi := \psi_y$$

$$\alpha_s := \alpha_{y.s}$$

$$\alpha_h := \alpha_{y.h}$$

The top values in the vectors refer to uniform loading,
 the bottom values refer to concentrated loading

$$c_m := \begin{cases} \begin{pmatrix} 0.6 + 0.4 \cdot \psi \\ 0.6 + 0.4 \cdot \psi \end{pmatrix} & \text{if } -1 \leq \psi \leq 1 \\ \begin{pmatrix} 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_s \\ 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_s \end{pmatrix} & \text{if } (0 \leq \alpha_s \leq 1) \wedge (-1 \leq \psi \leq 1) \\ \begin{pmatrix} 0.1 - 0.8 \cdot \alpha_s \\ -0.8 \cdot \alpha_s \end{pmatrix} & \text{if } (-1 \leq \alpha_s \leq 0) \wedge (0 \leq \psi \leq 1) \\ \begin{bmatrix} 0.1 \cdot (1 - \psi) - 0.8 \cdot \alpha_s \\ 0.2 \cdot (-\psi) - 0.8 \cdot \alpha_s \end{bmatrix} & \text{if } (-1 \leq \alpha_s \leq 0) \wedge (-1 \leq \psi \leq 0) \\ \begin{pmatrix} 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h \\ 0.90 + 0.10 \cdot \alpha_h \end{pmatrix} & \text{if } (0 \leq \alpha_h \leq 1) \wedge (-1 \leq \psi \leq 1) \\ \begin{pmatrix} 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h \\ 0.90 + 0.10 \cdot \alpha_h \end{pmatrix} & \text{if } (-1 \leq \alpha_h \leq 0) \wedge (0 \leq \psi \leq 1) \\ \begin{bmatrix} 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi) \\ 0.90 + 0.10 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi) \end{bmatrix} & \text{if } (-1 \leq \alpha_h \leq 0) \wedge (-1 \leq \psi \leq 0) \end{cases}$$

$$c_m = \begin{pmatrix} 0.95 \\ 0.90 \end{pmatrix}$$

For sway buckling mode $C_m = 0,9$ should be taken (Table B.3 footnote)

For $M_{3,y}$ not equal 0 OR a_s not equal 0 c_m should be not less than 0,4 (Table B.3)

chosen

$$C_{my} := 0.90$$

$$C_{mLT} := 0.90$$

Evaluation for M_z :

$$\psi := \psi_z$$

$$\alpha_s := \alpha_{z,s}$$

$$\alpha_h := \alpha_{z,h}$$

The top values in the vectors refer to uniform loading,
 the bottom values refer to concentrated loading

$$c_m := \begin{cases} \begin{pmatrix} 0.6 + 0.4 \cdot \psi \\ 0.6 + 0.4 \cdot \psi \end{pmatrix} & \text{if } -1 \leq \psi \leq 1 \\ \begin{pmatrix} 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_s \\ 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_s \end{pmatrix} & \text{if } (0 \leq \alpha_s \leq 1) \wedge (-1 \leq \psi \leq 1) \\ \begin{pmatrix} 0.1 - 0.8 \cdot \alpha_s \\ -0.8 \cdot \alpha_s \end{pmatrix} & \text{if } (-1 \leq \alpha_s \leq 0) \wedge (0 \leq \psi \leq 1) \\ \begin{bmatrix} 0.1 \cdot (1 - \psi) - 0.8 \cdot \alpha_s \\ 0.2 \cdot (-\psi) - 0.8 \cdot \alpha_s \end{bmatrix} & \text{if } (-1 \leq \alpha_s \leq 0) \wedge (-1 \leq \psi \leq 0) \\ \begin{pmatrix} 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h \\ 0.90 + 0.10 \cdot \alpha_h \end{pmatrix} & \text{if } (0 \leq \alpha_h \leq 1) \wedge (-1 \leq \psi \leq 1) \\ \begin{pmatrix} 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h \\ 0.90 + 0.10 \cdot \alpha_h \end{pmatrix} & \text{if } (-1 \leq \alpha_h \leq 0) \wedge (0 \leq \psi \leq 1) \\ \begin{bmatrix} 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi) \\ 0.90 + 0.10 \cdot \alpha_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi) \end{bmatrix} & \text{if } (-1 \leq \alpha_h \leq 0) \wedge (-1 \leq \psi \leq 0) \end{cases}$$

$$c_m = \begin{pmatrix} 0.93 \\ 0.87 \end{pmatrix}$$

For sway buckling mode $C_m = 0,9$ should be taken (Table B.3 footnote)

For $M_{3,y}$ not equal 0 OR a_s not equal 0 c_m should be not less than 0,4 (Table B.3)

chosen

$$C_{mz} := 0.87$$

Interaction factors k_{ij} for members susceptible to torsional deformations
 from Table B.2 - ONLY for I-Sections

$$k_{yy} := \begin{cases} \min \left[C_{my} \cdot \left[1 + (\lambda_{\text{bar},y} - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right], C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right] & \text{if CLASS} \neq 3 \\ \min \left[C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_{\text{bar},y} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right), C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right] & \text{if CLASS} = 3 \end{cases}$$

$$k_{yy} = 0.923$$

$$k_{zz} := \begin{cases} \min \left[C_{mz} \cdot \left[1 + (2\lambda_{\text{bar},z} - 0.6) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right], C_{mz} \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right] & \text{if CLASS} \neq 3 \\ \min \left[C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda_{\text{bar},z} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right), C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right] & \text{if CLASS} = 3 \end{cases}$$

$$k_{zz} = 0.974$$

$$k_{yz} := \begin{cases} 0.6 \cdot k_{zz} & \text{if CLASS} \neq 3 \\ k_{zz} & \text{if CLASS} = 3 \end{cases} \quad k_{yz} = 0.584$$

$$k_{zy} := \begin{cases} \max \left(1 - \frac{0.1 \cdot \lambda_{\text{bar},z}}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}, 1 - \frac{0.1}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) & \text{if CLASS} \neq 3 \wedge \lambda_{\text{bar},z} \geq 0.4 \\ \min \left(0.6 + \lambda_{\text{bar},z}, 1 - \frac{0.1 \cdot \lambda_{\text{bar},z}}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) & \text{if CLASS} \neq 3 \wedge \lambda_{\text{bar},z} < 0.4 \\ \max \left(1 - \frac{0.05 \cdot \lambda_{\text{bar},z}}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}}, 1 - \frac{0.05}{C_{mLT} - 0.25} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) & \text{if CLASS} = 3 \end{cases}$$

$$k_{zy} = 0.978$$

Stability check according to eq. (6.61) - buckling about major axis

utilisation of flexural buckling about major axis by N

$$\eta_{1,Ny} := \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \quad \eta_{1,Ny} = 0.232$$

utilisation of LTB by My

$$\eta_{1,My} := \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \cdot k_{yy} \quad \eta_{1,My} = 0.000$$

utilisation by Mz $\eta_{1.Mz} := \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.z.d}} \cdot k_{yz}$ $\eta_{1.Mz} = 0.390$

total utilisation $\eta_1 := \eta_{1.Ny} + \eta_{1.My} + \eta_{1.Mz}$ $\eta_1 = 0.622$

condition := $\left\{ \begin{array}{l} \text{"met"} \text{ if } \eta_1 \leq 1 \\ \text{"not met"} \text{ otherwise} \end{array} \right.$ condition = "met"

Stability check according to eq. (6.62) - buckling about minor axis

utilisation of flexural buckling about minor axis by N

$\eta_{2.Nz} := \frac{N_{Ed}}{N_{b.z.Rd}}$ $\eta_{2.Nz} = 0.268$

utilisation of LTB by My $\eta_{2.My} := \frac{M_{y.Ed}}{M_{b.Rd}} \cdot k_{zy}$ $\eta_{2.My} = 0.000$

utilisation by Mz $\eta_{2.Mz} := \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.z.d}} \cdot k_{zz}$ $\eta_{2.Mz} = 0.649$

total utilisation $\eta_2 := \eta_{2.Nz} + \eta_{2.My} + \eta_{2.Mz}$ $\eta_2 = 0.918$

condition := $\left\{ \begin{array}{l} \text{"met"} \text{ if } \eta_2 \leq 1 \\ \text{"not met"} \text{ otherwise} \end{array} \right.$ condition = "met"

Utilisation in cross section check (without interaction):

utilisation by normal force: $\eta_N := \frac{N_{Ed}}{N_{pl.d}}$ $\eta_N = 0.223$

utilisation by My: $\eta_{My} := \frac{M_{y.Ed}}{M_{pl.y.d}}$ $\eta_{My} = 0.000$

utilisation by Mz: $\eta_{Mz} := \frac{M_{z.Ed}}{M_{pl.z.d}}$ $\eta_{Mz} = 0.667$

total utilisation $\eta := \eta_N + \eta_{My} + \eta_{Mz}$ $\eta = 0.890$