

Umdruck zur Vorlesung

Stahlbau IV



Verbundbau

Erläuterungen zur Anwendung dieses Umdrucks

Dieser Umdruck dient zur Unterstützung der Lehre im Fach Stahlbau IV (Verbundbau). Er ist zur Wiederholung und Vertiefung des in Vorlesung und Übung vermittelten Stoffs gedacht. Gleichzeitig bietet der Umdruck aber auch Inhalte, die – bedingt durch die begrenzte Zeit – nicht in den Vorlesungs- und Übungsstunden durchgenommen werden können. Diese Inhalte erörtern die weiteren Hintergründe und Zusammenhänge und runden den Stoff ab.

Prüfungsrelevante Inhalte sind mit einem senkrechten grauen Balken am Rande des Textes markiert. Nichtmarkierte Teile sind informativ und nicht prüfungsrelevant, werden aber, um das Wissen zu erweitern, zum Studium empfohlen.

Des Weiteren sind am Seitenrand die direkten Querverweise zu den Normen und den respektiven Übungsaufgaben gegeben.

Inhaltsverzeichnis

1.	Allgemeines zum Verbundbau und Eurocode 4.....	1-1
1.1.	Anwendungsgebiete und Vorteile des Verbundbaus	1-1
1.1.1.	Vorschriften für Verbundträger und -stützen	1-3
1.1.2.	Baustoffbezogene Normen.....	1-3
1.2.	Bemessungsgrundlagen nach Eurocode	1-4
1.2.1.	Grenzzustand der Tragfähigkeit	1-4
1.2.2.	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	1-5
1.3.	Werkstoffe.....	1-7
1.3.1.	Allgemeines	1-7
1.3.2.	Baustahl	1-7
1.3.3.	Betonstahl.....	1-9
1.3.4.	Beton	1-10
2.	Verbundträger.....	2-1
2.1.	Klassifizierung der Querschnitte.....	2-1
2.2.	Schnittgrößenermittlung	2-2
2.3.	Grenzzustand der Tragfähigkeit	2-3
2.3.1.	Erforderliche Nachweise	2-3
2.3.2.	Mittragende Breite des Betongurtes	2-4
2.3.3.	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung	2-5
2.3.3.1.	Plastische Momententragfähigkeit bei vollständiger Verdübelung.....	2-5
2.3.3.2.	Plastische Momententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung.....	2-10
2.3.3.3.	Elastische Momententragfähigkeit für Querschnitte der Klasse 3 und 4.....	2-12
2.3.4.	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft.....	2-16
2.3.5.	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft und Biegung	2-19
2.3.6.	Biegedrillknicken bei Verbundträgern.....	2-20
2.3.6.1.	Nachweis ohne direkte Berechnung	2-20
2.3.6.2.	Biegedrillknicknachweis für Querschnitte der Klassen 1,2 und 3.....	2-22
2.3.7.	Verbundmittel	2-30
2.3.8.	Verbundsicherung bei Verbundträgern	2-32
2.3.8.1.	Dübeltragfähigkeit auf Schub	2-35
2.3.8.2.	Verteilung der Dübel in Trägerlängsrichtung	2-36

2.3.8.3	Plastische Bemessung bei Trägern mit Querschnitten in der Klasse 1 und 2.....	2-37
2.3.9.	Schubsicherung der Betongurtes.....	2-40
2.4.	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	2-40
3.	Verbunddecken.....	3-1
3.1.	Allgemeines	3-1
3.2.	Verbundwirkung	3-2
3.3.	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	3-3
3.3.1.	Kritische Schnitte.....	3-3
3.3.2.	Vollständige und teilweise Verdübelung	3-4
3.3.3.	Biegetragfähigkeit	3-4
3.3.4.	Querkrafttragfähigkeit	3-6
3.3.5.	Längsschubtragfähigkeit ohne Endverankerung.....	3-6
3.3.6.	Längsschubtragfähigkeit mit Endverankerung.....	3-8
3.3.7.	Bemessung nach der m+k-Methode	3-9
3.3.8.	Bemessung nach der Teilverbund-Methode	3-11
3.4.	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	3-15
4.	Verbundstützen.....	4-1
4.1.	Allgemeines	4-1
4.2.	Berechnungsmethoden nach Eurocode 4	4-2
4.2.1.	Allgemeines	4-2
4.2.2.	Betondeckung und Bewehrung.....	4-3
4.2.3.	Nachweis gegen lokales Beulen	4-4
4.3.	Vereinfachtes Nachweisverfahren.....	4-5
4.3.1.	Allgemeines und Anwendungsbereich.....	4-5
4.3.2.	Querschnittstragfähigkeit.....	4-7
4.3.3.	Normalkraftwiderstand des Verbundquerschnitts	4-9
4.3.4.	Momentenwiderstand des Querschnitts	4-11
4.3.5.	Berechnung der Querschnittsinteraktionskurve	4-12
4.3.6.	Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck.....	4-16
4.3.7.	Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und einachsiger Biegung.....	4-17
4.3.8.	Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und zweiachsiger Biegung	4-17
4.4.	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	4-19
5.	Berechnung nach der Elastizitätstheorie.....	5-1

5.1.	Allgemeines	5-1
5.2.	Einfluss der Belastungsgeschichte und des Herstellungsverfahrens	5-1
5.3.	Kriechen und Schwinden	5-3
5.4.	Ideelle Querschnittswerte im Zustand I	5-5
5.5.	Das Gesamtquerschnittsverfahren	5-6
5.5.1.	Einführung, Allgemeines	5-6
5.5.2.	Reduktionszahlen.....	5-7
5.5.3.	Berechnung der Gesamtquerschnittswerte.....	5-7
5.5.4.	Spannungsberechnung	5-8
5.5.5.	Lastfall Schwinden	5-10
5.6.	Betoneigenschaften für zeitabhängiges Verhalten	5-11
5.7.	Einfluss der Rissbildung im Betongurt auf die Spannungen und Schnittgrößen in statisch unbestimmten Systemen	5-14
5.7.1.	Teilschnittgrößen im Zustand II unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen	5-15
5.7.2.	Schnittgrößenermittlung in statisch unbestimmten Systemen unter Berücksichtigung der Rissbildung	5-19
6.	Literatur	6-1
6.1.	Zitierte Literatur	6-1
6.2.	Weiterführende Literatur	6-1

1. Allgemeines zum Verbundbau und Eurocode 4

1.1. Anwendungsgebiete und Vorteile des Verbundbaus

Verbundtragwerke aus Stahl und Beton nutzen die Vorteile beider Werkstoffe und bieten dadurch eine Reihe wirtschaftlicher und konstruktiver Vorteile.

Auch der Massivbau kann als eine Art des Verbundbaus angesehen werden. Der Unterschied zwischen Massivbau und Verbundbau besteht darin, dass das Trägheitsmoment des Bewehrungsstahls im Massivbau im Gegensatz zum Trägheitsmoment des Stahls im Verbundbau vernachlässigbar klein ist (Abbildung 1-1). Kennzeichen des Verbundbaus ist die Übertragung von Schubkräften aus dem Stahl in den Beton und umgekehrt über sogenannte Verbundmittel (meistens Kopfbolzendübel). Damit wird der „Verbund“ hergestellt und die Querschnitte werden als Ganzes hinsichtlich ihrer Tragwirkung aktiviert (beispielsweise Biegung um eine Gesamt-Nulllinie).

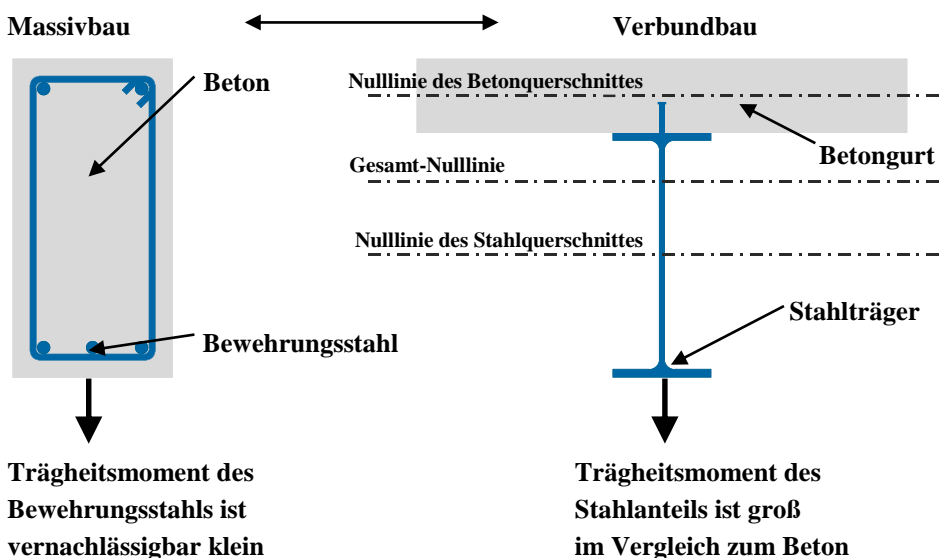


Abbildung 1-1: Gegenüberstellung Verbundbau / Massivbau

Hauptanwendungsgebiete des Verbundbaus liegen heute im

- Brückenbau,
- Geschoßbau,
- Industriebau und
- Parkhausbau.

Die Vorteile des Verbundbaus sind

- eine hohe Tragfähigkeit bei geringen Bauteilabmessungen und
- großen Stützweiten,

- eine hohe Wirtschaftlichkeit,
- kurze Bauzeiten, dadurch Reduzierung der Kapitalkosten sowie frühere Nutzung,
- Vergrößerung der Nutzflächen und hohe Nutzungsflexibilität durch stützenfreie Räume
- die Verringerung der Betriebskosten (z.B. Klimatisierung) wegen der geringen Bauteilabmessungen und großen Stützweiten,
- eine witterungsunabhängige Bauweise durch Vorfertigung und stahlbaummäßige Anschlusskonstruktionen,
- ein geringer Flächenbedarf bei der Baustelleneinrichtung und der Montage,
- Stahlkonstruktion + Profilbleche = Lehrgerüst + Schalung (Hilfsstützen und -joche können reduziert oder ganz vermieden werden)
- Brandschutzmaßnahmen reduziert oder gar nicht erforderlich (Beton verhindert die schnelle Durchwärmung, Kammerbeton)
- Gebrauchszustände können durch geeignete Bauverfahren (Eigen- gewichts- oder Verkehrsverbund, statisch bestimmte Lagerung oder Durchlaufwirkung, Anheben und/oder Absenken) beeinflusst und verbessert werden (Qualität)!
- neuartige Gestaltungsmöglichkeiten; maßgenaue, scharfkantige Bauteile mit sichtbarem Stahl

Typische Tragelemente des Verbundbaus sind Verbundträger, Verbunddecken und Verbundstützen (Abbildung 1-2).

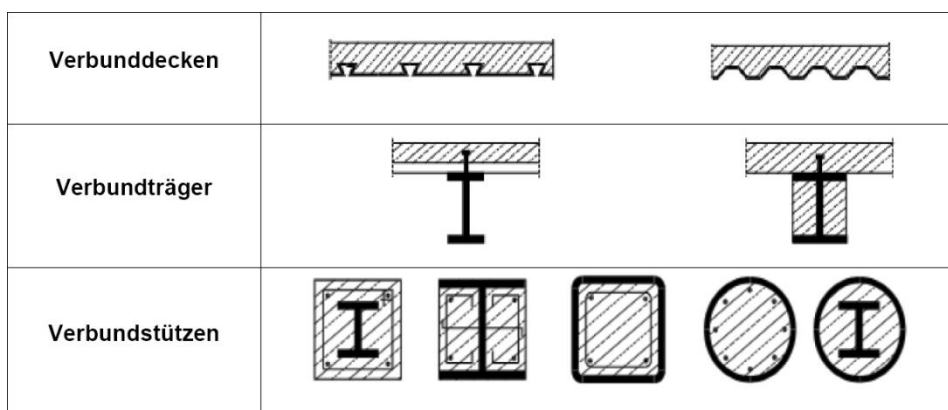


Abbildung 1-2: Typische Verbundbauteile für den Hoch- und Industriebau

Die Verbundwirkung wird durch eine schubfeste Verbindung der Stahl- und Betonquerschnittsteile zu einem gemeinsam wirkenden Querschnitt erreicht. Üblicherweise erfolgt die Schubverbindung zwischen Stahlträ-

gern und Beton durch auf die Stahlträger aufgeschweißte Kopfbolzendübel, wobei auch andere Verbundmittel zur Anwendung kommen (Abbildung 1-3). Die vorherrschende Art sind Stahldübel mit Kopf.

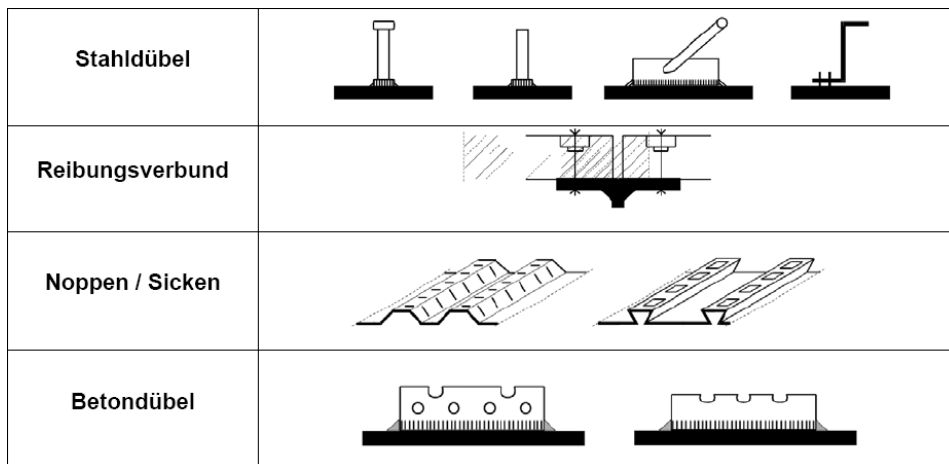


Abbildung 1-3: Typische Verbundmittel

1.1.1. Vorschriften für Verbundträger und -stützen

- EN 1994-1-1:2006: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton
 - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau
- DIN 18800-5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion (aktueller Stand: DIN 18800-5:2007-03)

1.1.2. Baustoffbezogene Normen

Stahl

- EN 1993-1-1:2005: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- DIN 18800: Stahlbauten

Beton

- DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton
- EN 1992-1-1:2004: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

1.2. Bemessungsgrundlagen nach Eurocode

Der Eurocode 4, Teil 1 behandelt die Anforderungen an die Tragsicherheit sowie Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit für gewöhnliche Konstruktionen des Hoch- und Tiefbaus.

Es gelten die Grundlagen des Eurocode 0 (Deutsche Fassung: DIN-EN-1990), Einwirkungen sind im Eurocode 1 (Deutsche Fassung: DIN-EN-1991) geregelt.

Die Bemessung der Verbundkonstruktionen erfolgt auf der Basis der Grenzzustände (limitstates). Hier wird zwischen dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS = ultimatelimitstate) sowie dem Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit (SLS = serviceabilitylimitstate) unterschieden.

1.2.1. Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nach Eurocode 0 ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit folgendermaßen beschrieben:

(1)P Die Grenzzustände, die
– die Sicherheit von Personen und/oder
– die Sicherheit des Tragwerks betreffen,
sind als Grenzzustände der Tragfähigkeit einzustufen.

[...]

(4)P Die folgenden Grenzzustände sind im Bedarfsfall nachzuweisen:

- der Verlust der Lagesicherheit des als starrer Körper betrachteten Tragwerks oder eines seiner Teile
- das Versagen durch übermäßige Verformungen bzw. Übergang des Bauwerks oder seiner Teile, einschließlich der Lager und Gründungen in einen kinematischen Zustand, einen Bruchzustand oder eine instabile Lage

- das Versagen des Tragwerks oder eines seiner Teile durch Materialermüdung oder andere zeitabhängige Auswirkungen

Die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt über den Nachweis, dass die geforderte Bauwerkszuverlässigkeit (Sicherheit) gegeben ist. Dieses erfolgt durch einen Vergleich der auf das Bauteil einwirkenden Schnittgrößen auf der Einwirkungsseite (E_d) mit dem möglichem Widerstand auf der Seite der Beanspruchbarkeiten (aufnehmbare Schnittgröße des Querschnitts, R_d):

$$E_d \leq R_d \quad . \quad (1.1)$$

In den Eurocodes wird nicht mehr wie in den alten Regelwerken mit einem globalen Sicherheitskonzept gearbeitet, sondern mit Sicherheitsanforderungen getrennt jeweils für die Einwirkungs- und Widerstandsseite. Die

EN 1990:2002-10,
Kap. 3.3

Versagen der Verbundmittel, d.h. der Verbindung zw. den Beton- und Stahlteilen inbegriffen

daraus folgenden Teilsicherheitsbeiwerte werden bei den mit Unsicherheiten behafteten Einflussgrößen angesetzt.

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte bei den Einwirkungen und Widerständen ergibt sich für **Verbundträger** folgendes Nachweisformat für den Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$E_d \leq R_d = R \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \frac{f_{ck}}{\gamma_C}, \frac{f_{sk}}{\gamma_S} \right) \quad (1.2)$$

mit den charakteristischen Werten der Festigkeiten

f_{yk} Baustahl,

f_{ck} Beton,

f_{sk} Betonstahl (Bewehrung),

mit den Teilsicherheitsbeiwerten für die Materialkennwerte

γ_{M0} Baustahl,

γ_C Beton,

γ_S Betonstahl (Bewehrung),

Für **Verbundstützen** gilt das folgende Nachweisformat

$$E_d \leq R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}, \frac{f_{ck}}{\gamma_C}, \frac{f_{sk}}{\gamma_S} \right) \quad (1.3)$$

mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M1}=1.0$ zur Berücksichtigung der auch auf die stabilitätsbeeinträchtigenden Effekte von Materialunebenheiten. γ_R : siehe Kapitel „Verbundstützen“.

Tabelle 1-1: Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe für Grenzzustände der Tragfähigkeit

Bemessungssituation	γ_{M0} für Baustahl		γ_C für Beton	γ_S für Betonstahl	γ_S für Spannstahl
	nicht stabilitätsgefährdet	stabilitätsgefährdet			
ständig und vorübergehend	1,00	1,10	1,50	1,15	1,15
außergewöhnlich	1,00	1,00	1,20	1,00	1,00

Teilsicherheitsbeiwerte nach EN 1992-1-1:2005-10; Tab. 2.1N

1.2.2. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Der Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit ist im Eurocode 0 folgendermaßen definiert:

(1)P Die Grenzzustände, die

- die Funktion des Tragwerks oder eines seiner Teile unter normalen Gebrauchsbedingungen oder
- das Wohlbefinden der Nutzer oder
- das Erscheinungsbild des Bauwerks betreffen,

EN 1990:2002-10, Kap. 3.4

sind als Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit einzustufen.

[...]

- (3) Die Gebrauchstauglichkeitsnachweise sollten auf folgende Kriterien eingehen:
- a) Verformungen und Verschiebungen, die das
 - Erscheinungsbild,
 - das Wohlbefinden der Nutzer oder
 - die Funktionen des Tragwerks (einschließlich der Funktionsfähigkeit von Maschinen und Installationen) beeinflussen oder
 - die Schäden an Belägen, Beschichtungen oder an nichttragenden Bauteilen hervorrufen;
 - b) Schwingungen,
 - die bei Personen körperliches Unbehagen hervorrufen oder
 - die Funktionsfähigkeit des Tragwerks einschränken;
 - c) Schäden, die voraussichtlich das
 - Erscheinungsbild,
 - die Dauerhaftigkeit oder
 - die Funktionsfähigkeit des Tragwerks nachteilig beeinflussen.

Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind diejenigen Zustände, bei deren Überschreitung die festgelegten Bedingungen für die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt sind.

Ursächlich können hierfür beispielsweise folgende Einflüsse sein:

- Rissbildung des Betons, die das Erscheinungsbild, die Dauerhaftigkeit und die Dichtigkeit ungünstig beeinflusst,
- Schädigung des Betons wegen übermäßiger Druckbeanspruchung, die zu einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit führen könnte,
- Schlupf in der Verbundfuge, wenn dieser Schlupf so ausgeprägt ist, dass die Bemessungsnachweise für andere Gebrauchstauglichkeitszustände, bei denen der Einfluss von Schlupf vernachlässigt wird, ungültig werden.

Die Nachweisgleichung ergibt sich unter Berücksichtigung der entsprechend abgeminderten Bemessungswerte der Einwirkungen E_d ($\gamma_F = 1,0$) zu

$$E_d \leq C_d \quad (1.4)$$

C_d beschreibt dabei die oben erläuterten geforderten Bauwerkseigenschaften.

EN 1990:2002-10,
(6.13)

1.3. Werkstoffe

1.3.1. Allgemeines

Die Baustoffeigenschaften von Beton und Bewehrung (Betonstahl) sind im Wesentlichen im Eurocode 2, von Profilstahl und Profilblechen im Eurocode 3, geregelt.

1.3.2. Baustahl

Die im Eurocode 3 angegebenen Nominalwerte der Streckgrenze f_y und der Zugfestigkeit f_u (siehe Tabelle 1-2) sind als charakteristische Werte f_{yk} bzw. f_{uk} in der Berechnung anzusetzen.

Bei Hohlprofilen darf die Vergrößerung der Streckgrenze infolge Kaltverformung nach EN 1993-1-3:2007, Kap. 3.2.2 berücksichtigt werden.

Der Bemessung wird eine ideal-elastische, ideal-plastische Spannungs-Dehnungs-Linie (Abbildung 1-4) zugrunde gelegt.

EN 1993 1 3:2007-02, Kap. 3.2.2

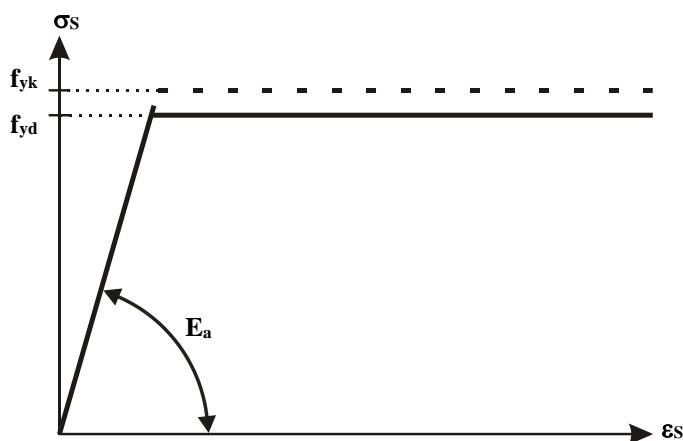


Abbildung 1-4: Spannungs-Dehnungs-Linie von Baustahl

Den Bemessungswert der Streckgrenze f_{yd} erhält man mit γ_{M0} nach Tabelle 1-1 zu:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{für Verbundträger} \quad (1.5)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{für Verbundstützen} \quad (1.6)$$

Für Baustahl sind nach dem Eurocode 4 folgende Materialkennwerte anzunehmen:

- Elastizitätsmodul $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Schubmodul $G_a = \frac{E_a}{2(1+\nu_a)} = 81.000 \text{ N/mm}^2$
- Querdehnungszahl $\nu_a = 0,3$
- Dichte $\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$
- Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_{Ts} = 10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Tabelle 1-2: Nennwerte der Streckgrenze f_y und der Zugfestigkeit f_u für warmgewalzten Baustahl

Werkstoffnorm und Stahlsorte	Erzeugnisdicke t mm			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
TaEN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

EN 1993-1-1:2005-07, Tab. 3.1

1.3.3. Betonstahl

Der charakteristische Wert der Streckgrenze f_{sk} entspricht bei Betonstählen mit ausgeprägter Streckgrenze der 0,2%-Dehngrenze. Der Bemessungswert der Streckgrenze f_{sd} ergibt sich mit γ_s nach Tabelle 1-1 zu

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (1.7)$$

Nachstehend sind die Spannungs-Dehnungslinien für Betonstahl (Abbildung 1-5) dargestellt. Wird die obere ideal-elastische, ideal-plastische Spannungs-Dehnungslinie für die Bemessung herangezogen, so besteht keine Dehnungseinschränkung für den Stahl. Demgegenüber ist die maximale Stahldehnung auf 10% begrenzt, wenn entsprechend der σ - ε -Linie nach Erreichen der Streckgrenze eine Verfestigung in Rechnung gestellt wird (untere σ - ε -Linie).

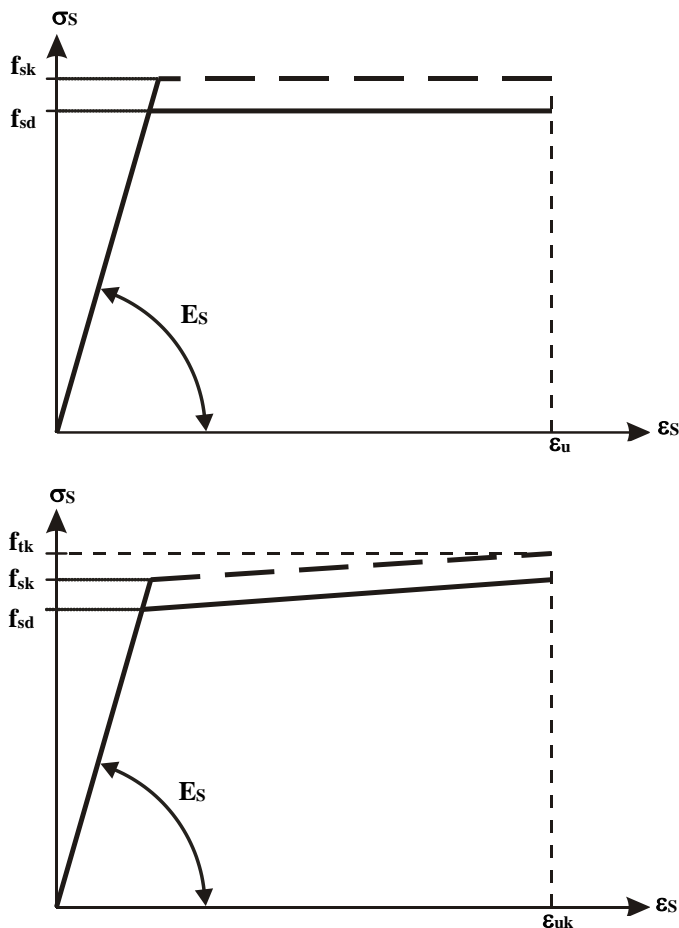


Abbildung 1-5: Spannungs-Dehnung-Linien von Betonstahl

Der Wärmeausdehnungskoeffizient darf nach Eurocode 4 vereinfachend zu $\alpha_{Ts} = 10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ angenommen werden.

1.3.4. Beton

Die Betonfestigkeitsklassen werden nach DIN EN 1992-1-1 mit Hilfe der charakteristischen Werte der Zylinder- (f_{ck}) und Würfeldruckfestigkeiten ($f_{ck,cube}$) bezeichnet. Die für die Bemessung nach Eurocode 4 herangezogene Betondruckfestigkeit f_{cd} wird über die Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} (siehe Tabelle 1-3) und dem Teilsicherheitsbeiwerte γ_C (siehe Tabelle 1-1) berechnet.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (1.8)$$

Im Eurocode 2 wird zusätzlich das Verhältnis von Dauerstandfestigkeit zu Kurzzeitfestigkeit mit dem Faktor α_{cc} berücksichtigt, welcher zwischen 0,8 und 1,0 liegen sollte. Der nationale Anhang gibt für $\alpha_{cc} = 0.85$ vor. Bei Verbundstützen mit ausbetonierten Hohlprofilen wurde in Versuchen eine deutlich bessere Festigkeitsentwicklung des Beton beobachtet. Für diese Stützen darf daher mit $\alpha_{cc} = 1.0$ gerechnet werden.

Die rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton betragen damit nach dem Parabel-Rechteck-Diagramm oder einer bilinearen σ - ε -Beziehung:

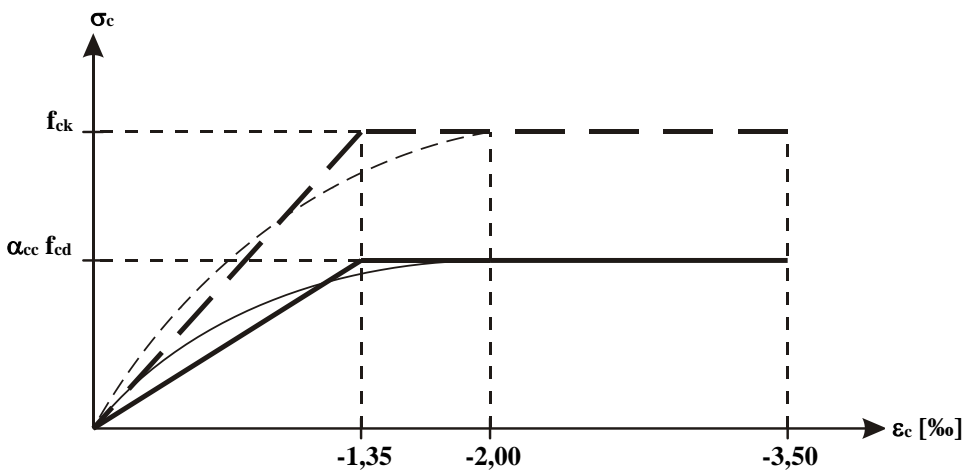


Abbildung 1 3: Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton

Bei Verbundträgern wird bei der Berechnung der Momententragfähigkeit anstelle des Parabel-Rechteck-Diagramms im Allgemeinen ein Spannungsblock als vereinfachte rechnerische Betondruckspannungsverteilung angesetzt. Auf eine Reduzierung der Druckzonenhöhe (Völligkeitsbeiwert, 0,8-fach reduzierte Druckzonenhöhe entsprechend Eurocode 2) darf verzichtet werden, weil die daraus resultierenden Einflüsse auf die Momententragfähigkeit von vernachlässigbarer Größenordnung sind. Die

EN 1992-1-1:2005-10

EN 1994-1-1:2006-07, (2.1)

EN 1992:2005-10, Kap. 3.1.6

Vorgehensweise entspricht der Bemessung von schlanken Plattenbalkenquerschnitten im Massivbau. Bei der Bemessung von Verbundstützen werden ebenfalls Spannungsblöcke zugrunde gelegt.

Tabelle 1-3: Spannungs- und Formänderungseigenschaften für Beton

Betonfestigkeitsklassen														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Es ist darauf zu achten, dass die Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken mit Betonfestigkeitsklassen niedriger als C20/25 (bzw. LC20/22) und höher als C60/75 (bzw. LC60/66) nach dem Eurocode 4 nicht geregelt sind.

EN 1992-1-1:2005-10, Tab. 3.1

EN 1994-1-1:2006-07; Kap. 3.1

2. Verbundträger

2.1. Klassifizierung der Querschnitte

Sind Teile von Stahlquerschnitten sehr schlank, neigen sie zum Ausbeulen unter Drucklasten, siehe Umdruck „Stahlbau III“. Ob und wann ein Querschnitt tatsächlich ausbeult hängt von dem Breiten-zu-Dicken-Verhältnis (c/t -Verhältnis) seiner Querschnittsteile und dem aufgrund der äußeren Last eingprägten Dehnungszustand ab.

Sehr filigrane Bauteile, also solche mit einem sehr hohen c/t -Verhältnis, beulen noch vor Erreichen ihrer elastischen Tragfähigkeit aus, während gedrunenen Profile mit einem kleinen c/t -Verhältnis weit über ihre plastische Tragreserven gedehnt werden können, ohne aufgrund eines Stabilitätsverlustes zu versagen (hohe Rotationskapazität). Liegt eine ausreichend hohe Rotationskapazität des Bauteilquerschnitts vor, so dürfen plastische Umlagerungen in statisch unbestimmten Systemen mit Hilfe der Fließgelenktheorie bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt und plastische Reserven auf der Widerstandsseite aktiviert werden.

Insgesamt unterscheidet der Eurocode vier Querschnittsklassen:

(1) *Es werden vier Querschnittsklassen definiert:*

- *Querschnitte der Klasse 1 können plastische Gelenke oder Fließzonen mit ausreichender plastischer Momententragfähigkeit und Rotationskapazität für die plastische Berechnung ausbilden;*
- *Querschnitte der Klasse 2 können die plastische Momententragfähigkeit entwickeln, haben aber aufgrund örtlichen Beulens nur eine begrenzte Rotationskapazität;*
- *Querschnitte der Klasse 3 erreichen für eine elastische Spannungsverteilung die Streckgrenze in der ungünstigsten Querschnittsfaser, können aber wegen örtlichen Beulens die plastische Momententragfähigkeit nicht entwickeln;*
- *Querschnitte der Klasse 4 sind solche, bei denen örtliches Beulen vor Erreichen der Streckgrenze in einem oder mehreren Teilen des Querschnitts auftritt.*

Die Klassifizierung erfolgt nach den in EN 1993-1-1 angegebenen Regeln, welche nach EN 1994-1-1 auch für Verbundträger Anwendung finden.

Wie bereits für reine Stahlquerschnitte im Umdruck „Stahlbau I“ erläutert, ergibt sich die maßgebende Querschnittsklasse auch für Verbundquerschnitte aus der ungünstigsten Klasse der druckbeanspruchten Einzelquerschnittsteile.

Umdruck
Stahlbau III

EN 1993-1-1:2005-07, Kap. 5.5.2

EN 1993-1-1:2005-07, Kap. 5.5.2

Umdruck Stahlbau I

Darüber hinaus sind folgende Punkte zu beachten:

- Gerissener Beton darf bei der Querschnittsklassifizierung nicht in Rechnung gestellt werden.
- Die stützende Wirkung des Betons zur Verhinderung örtlichen Beulens darf in Rechnung gestellt werden, wenn die definierten Randbedingungen eingehalten werden.

So dürfen z.B. die druckbeanspruchten Flansche von Stahlquerschnitten, die mit Betonquerschnittsteilen verbunden sind, in Klasse 1 eingestuft werden, wenn die Regelungen zu den Dübelabständen eingehalten werden.

Die Klassifizierung einseitig gestützter Gurte von Verbundträgern mit Kammerbeton darf nach Tabelle 2-1 erfolgen, wenn eine ausreichende Bewehrung und Verdübelung sichergestellt ist. Hinreichende Anforderungen hierzu sind in Absatz (2) von EN 1994-1-1 Kap. 5.5.3 angegeben.

Tabelle 2-1: Klassifizierung von druckbeanspruchten Gurten von Verbundträgern mit Kammerbeton

		<p>Spannungsverteilung (Druckspannungen positiv)</p>
Querschnittsklasse	Querschnittstyp	Grenzwerte für c/t
1	gewalzt (1) oder geschweißt (2)	$c/t \leq 9 \varepsilon$
2		$c/t \leq 14 \varepsilon$
3		$c/t \leq 20 \varepsilon$

2.2. Schnittgrößenermittlung

Die Methode der Schnittgrößenermittlung (Elastizitätstheorie oder Fließgelenktheorie) richtet sich nach der höchsten Querschnittsklasse innerhalb des Tragwerks.

Damit ergeben sich die in Tabelle 6 erläuterten Methoden bezogen auf die Querschnittsklassen.

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.6.5.5

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 5.5.3

Tabelle 2-2: Methoden zur Schnittgrößenermittlung und Querschnittstragfähigkeit

Querschnittsklasse	Methode der Schnittgrößenermittlung für ständige Lasten und Verkehrslasten	Berücksichtigung vom Kriechen, Schwinden und Zwangsschnittgrößen	Berücksichtigung der Belastungsgeschichte	Querschnittstragfähigkeit
1	Fließgelenktheorie oder Elastizitätstheorie mit Momentumlagerung	nein	nein	plastisch
2	Elastizitätstheorie mit begrenzter Momentumlagerung	nein	nein	plastisch
3	Elastizitätstheorie mit begrenzter Momentumlagerung	nein, Ausnahmen siehe nachfolgende Erläuterungen	ja	elastisch
4	Elastizitätstheorie ohne Momentumlagerung, wenn die Rissbildung erfasst wird	ja	ja	Stabilitätsnachweise

2.3. Grenzzustand der Tragfähigkeit

2.3.1. Erforderliche Nachweise

In den Grenzzuständen der Tragfähigkeit ist die geforderte Bauwerkszuverlässigkeit gegeben, wenn der Bemessungswert der Einwirkungen E_d den entsprechenden Wert der Beanspruchbarkeit R_d in kritischen Schnitten nicht überschreitet. Zu kritischen Schnitten zählen insbesondere Stellen extremer Biegemomente und Querkräfte sowie Auflagerpunkte, Angriffspunkte konzentrierter Einzellasten und Stellen mit Querschnittssprüngen, die nicht durch Rissbildung des Betongurtes verursacht werden.

Im Folgenden sind die verschiedenen Horizontal- und Vertikalschnitte dargestellt, die hinsichtlich der Beanspruchbarkeit untersucht werden müssen.

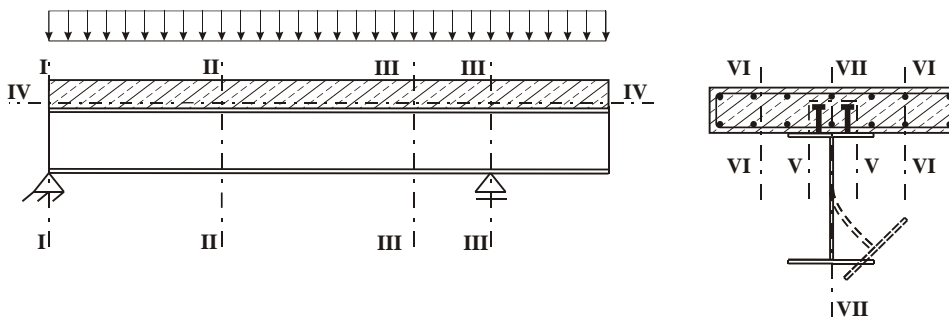


Abbildung 2-1: Grenzzustand der Tragfähigkeit: kritische Schnitte

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.1.1

Schnitt I-I	Querkrafttragfähigkeit (unter Berücksichtigung des Schubbeulens)
Schnitt II-II	Momententragfähigkeit im Bereich positiver Biegemomente
Schnitt III-III	Momententragfähigkeit im Bereich negativer Biegemomente unter Berücksichtigung der Querkraft (M-N-Interaktion)
Schnitt IV-IV	Verbundsicherung, Nachweis der Verbundmittel zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Stahlträger und Betongurt
Schnitt V-V	Nachweis der Dübelumrissfläche, örtliche Einleitung der Schubkräfte in den Betongurt
Schnitt VI-VI	Schubsicherung des Betongurtes, Nachweis der Längschubtragfähigkeit und der örtlichen Schubkrafteinleitung
Schnitt VII-VII	Seitliches Ausweichen des gedrückten Untergurtes (Biegedrillknicken)

Des Weiteren sind der Tragfähigkeitsnachweis für Stege unter Querbelastung sowie gegebenenfalls ein Ermüdungsnachweis zu führen.

2.3.2. Mittragende Breite des Betongurtes

Beim Nachweis der Querschnittstragfähigkeiten ist als mittragende Gurtbreite der Wert b_{eff} in Feldmitte (positives Biegemoment) oder der Wert über der Stütze (negatives Biegemoment) anzusetzen.

In den **Feldbereichen** und an den **Zwischenauflagern** beträgt die mittragende Breite:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (2.1)$$

mit

b_0 der Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i \quad (2.2)$$

b_{ei} mittragende Breite der Teilgurte

L_e äquivalente Stützweite nach Abbildung 2-2

EN 1994-1-1:2006-07, (5.3)

An den **Endauflagern** beträgt die mittragende Breite:

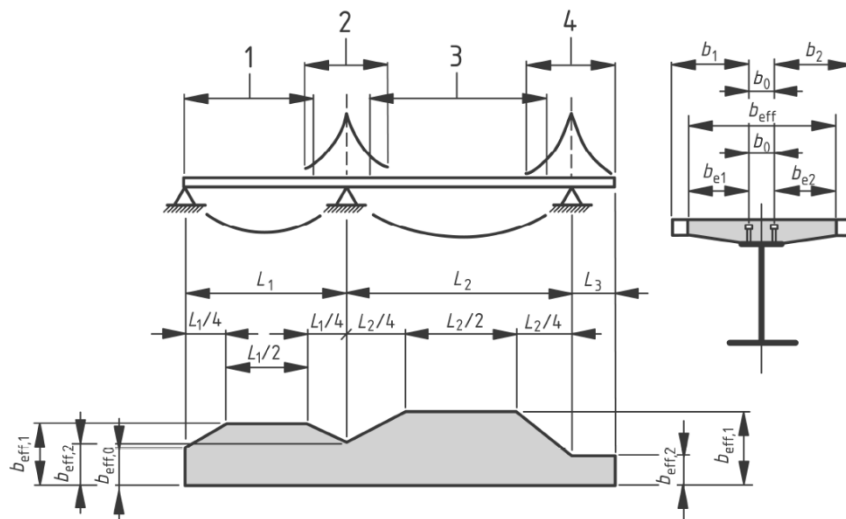
$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (2.3)$$

mit

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0 \quad (2.4)$$

b_{ei} mittragende Breite in Feldmitte

L_e äquivalente Stützweite des Endfeldes



Legende

- | | | | |
|---|--|---|---|
| 1 | $L_e = 0,85 L_1$ für $b_{\text{eff},1}$ | 3 | $L_e = 0,70 L_2$ für $b_{\text{eff},1}$ |
| 2 | $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ für $b_{\text{eff},2}$ | 4 | $L_e = 2 L_3$ für $b_{\text{eff},2}$ |

Abbildung 2-2: Äquivalente Stützweiten zur Ermittlung der mittragenden Breite

2.3.3. Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung

2.3.3.1. Plastische Momententragfähigkeit bei vollständiger Verdübelung

Bei den Querschnitten der Klasse 1 und 2 darf die Biegetragfähigkeit vollplastisch ermittelt werden (siehe Umdruck „Stahlbau 1“). Das Grenztragmoment wird unter der vereinfachten Annahme ermittelt, dass jede Querschnittsfaser ohne Begrenzung der Dehnung plastiziert.

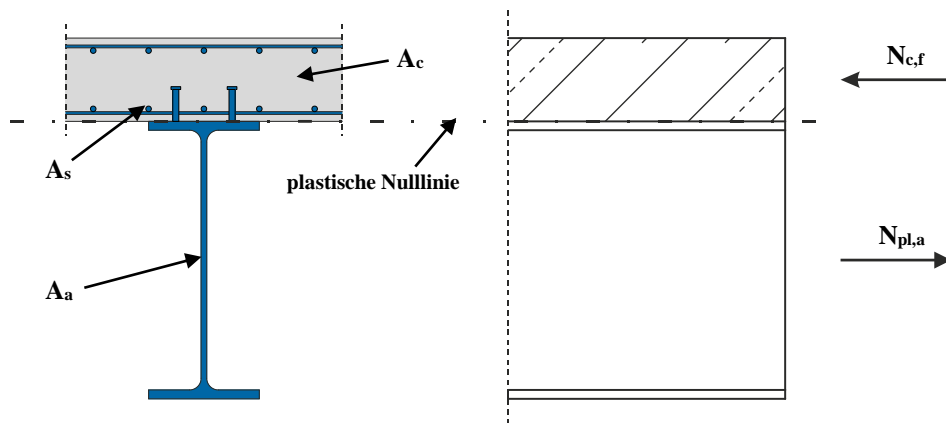
Bei **positiver Momentenbeanspruchung**, d.h. bei einer Druckbeanspruchung des Betongurtes, ist der Einfluss des Betonstahls von geringer Bedeutung und wird bei der Ermittlung der plastischen Momententragfähigkeit vernachlässigt. Die Mitwirkung des Betons auf Zug darf bei Tragfähigkeitsnachweisen allgemein nicht in Rechnung gestellt werden.

EN 1994-1-1:2006-07, (5.4)

EN 1994-1-1:2006-07, (5.5)

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 5.1

EN 1994-1-1:2004-06, Kap. 6.2.1.2



A_a	Baustahlquerschnittsfläche	$N_{c,f}$	Normalkraft im Betongurt
A_c	Betonquerschnittsfläche	$N_{pl,a}$	Normalkraft im Stahlträger
A_s	Betonstahlquerschnittsfläche		

Abbildung 2-3: GdT: positive Momentenbeanspruchung bei vollständiger Verdübelung

Grundsätzlich gilt für einen Querschnitt

$$\sum H = 0 \quad (2.5)$$

Die maximal aufnehmbaren Kräfte im Querschnitt betragen

- Betonnormalkraft

$$N_{c,f} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c \quad (2.6)$$

- Baustahlnormalkraft

$$N_{pl,a} = f_{yd} \cdot A_a \quad (2.7)$$

- Betonstahlnormalkraft

$$N_s = f_{sd} \cdot A_s \quad (2.8)$$

Damit ergeben sich drei Fälle für die Lage der plastischen Nulllinie:

- Fall 1: plastische Nulllinie liegt im Betongurt

$$N_{c,f} > N_{pl,a} \quad (2.9)$$

- Fall 2: plastische Nulllinie liegt in der Verbundfuge (optimal, vgl. Abbildung 2-2)

$$N_{c,f} = N_{pl,a} \quad (2.10)$$

- Fall 3: plastische Nulllinie liegt im Stahlträger

$$N_{c,f} < N_{pl,a} \quad (2.11)$$

Hier ist des Weiteren folgende Fallunterscheidung zu treffen:

- (a) plastische Nulllinie liegt im oberen Flansch und
- (b) plastischen Nulllinie liegt im Steg

Die im Folgenden berechneten plastischen Querschnittstragfähigkeiten gelten für eine vollständige Verdübelung des Stahlträgers mit dem Betongurt.

Fall 1: Positive Momentenbeanspruchung – Nulllinie liegt im Betongurt

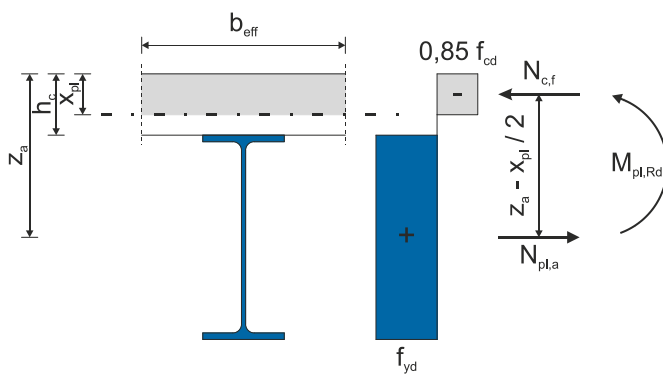


Abbildung 2-4: Positive Momentenbeanspruchung – Nulllinie liegt im Betongurt

Mit (2.5) bis (2.7) ergibt sich:

$$\begin{aligned} N_{pl,a} &= N_{c,f} \\ \Rightarrow N_{pl,a} &= 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{pl} \\ \Rightarrow x_{pl} &= \frac{N_{pl,a}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} \end{aligned} \quad (2.12)$$

Über den Hebelarm zwischen der Druck- und Zugkraft lässt sich das plastische Moment berechnen.

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot \left(z_a - \frac{x_{pl}}{2} \right) \quad (2.13)$$

Fall 3a: Positive Momentenbeanspruchung – Nulllinie liegt im oberen Flansch des Stahlträgers

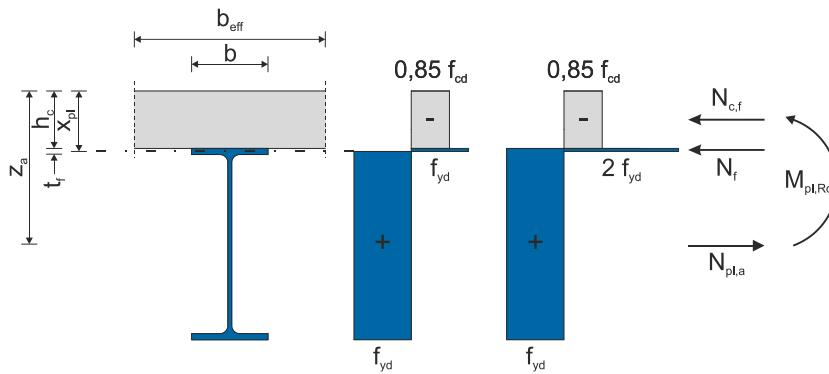


Abbildung 2-5: Positive Momentenbeanspruchung – Nulllinie liegt im oberen Flansch des Stahlträgers

Mit (2.5) bis (2.7) und

$$N_f = 2 \cdot f_{yd} \cdot b \cdot (x_{pl} - h_c) \tag{2.14}$$

ergibt sich:

$$\begin{aligned} N_{pl,a} - N_{c,f} &= N_f \\ \Rightarrow N_{pl,a} - N_{c,f} &= 2 \cdot f_{yd} \cdot b \cdot (x_{pl} - h_c) \\ \Rightarrow x_{pl} &= \frac{N_{pl,a} - N_{c,f}}{2 \cdot f_{yd} \cdot b} + h_c \end{aligned} \tag{2.15}$$

Über die Abstände der Stahldruckkraft und Stahlzugkraft zur Betondruckkraft lässt sich das plastische Moment nach folgender Gleichung bestimmen:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot \left(x_a - \frac{h_c}{2} \right) - N_f \cdot \frac{x_{pl}}{2} \tag{2.16}$$

Fall 3b Positive Momentenbeanspruchung – Nulllinie liegt im Steg des Stahlträgers

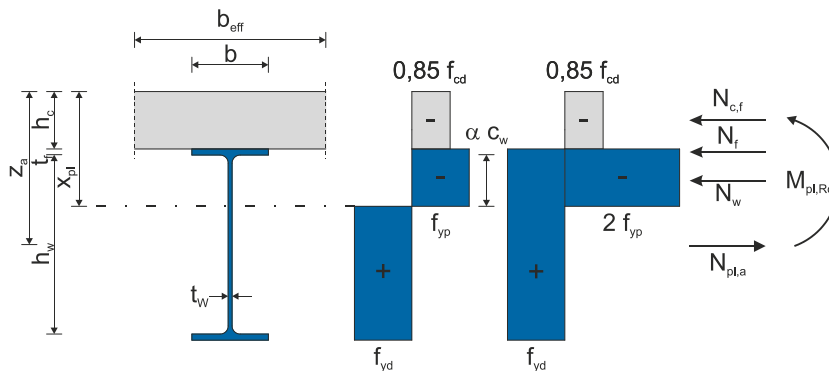


Abbildung 2-6: Positive Momentenbeanspruchung – Nulllinie liegt im Steg des Stahlträgers

Mit (2.5) bis (2.7) und

$$N_f = 2 \cdot f_{yd} \cdot b \cdot t_f \quad (2.17)$$

$$N_w = 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w \cdot (x_{pl} - h_c - t_f) \quad (2.18)$$

ergibt sich:

$$\begin{aligned} N_{pl,a} - N_{c,f} - N_f &= N_w \\ \Rightarrow N_{pl,a} - N_{c,f} - N_f &= 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w \cdot (x_{pl} - h_c - t_f) \\ \Rightarrow x_{pl} &= \frac{N_{pl,a} - N_{c,f} - N_f}{2 \cdot f_{yd} \cdot t_w} + h_c + t_f \end{aligned} \quad (2.19)$$

Das plastische Moment des Verbundquerschnitts ergibt sich damit zu:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot \left(x_a - \frac{h_c}{2} \right) - N_f \cdot \frac{h_c + t_f}{2} - N_w \cdot \frac{x_{pl} + t_f}{2} \quad (2.20)$$

Zur Klassifizierung des Querschnitts wird der Wert α (siehe EN 1993-1-1:2005-07, Tab. 5.2) benötigt, der aus der Gleichung zur Bestimmung von x_{pl} folgendermaßen abgeleitet werden kann:

$$\alpha = \frac{A_a - 0,85 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_{eff} \cdot h_c - 2 \cdot b \cdot t_f}{2 \cdot t_w \cdot c_w} \quad (2.21)$$

Beispiel 1

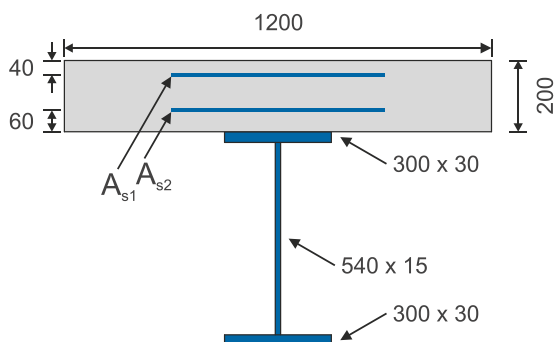


Abbildung 2-7: Beispiel 1 – Querschnittsabmessungen

- Ermitteln Sie die Lage der plastische Nulllinie.
- Ermitteln Sie die plastische Momenten­tragfähigkeit des Querschnittes (Abbildung 2-7) bei positiver Momentenbeanspruchung.

Baustoffe : C45/55; S 355

Annahme: Der Querschnitt darf plastisch bemessen werden.

Die Momententragfähigkeit für Querschnitte der Klasse 1 und 2 darf im Bereich **negativer Momentenbeanspruchung**, d.h. bei einer Zugbeanspruchung des Betongurtes, ebenfalls plastisch bemessen werden. Voraussetzung hierfür ist, dass ein Versagen infolge Biegedrillknicken (siehe Abschnitt 2.3.6) ausgeschlossen ist.

Die Ermittlung des plastischen Momentes erfolgt unter Berücksichtigung des Betonstahls analog zur Vorgehensweise bei positiver Momentenbeanspruchung.

Beispiel 2

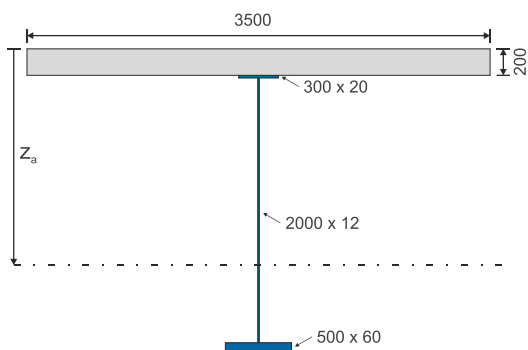


Abbildung 2-8: Beispiel 2 – Querschnittsabmessungen

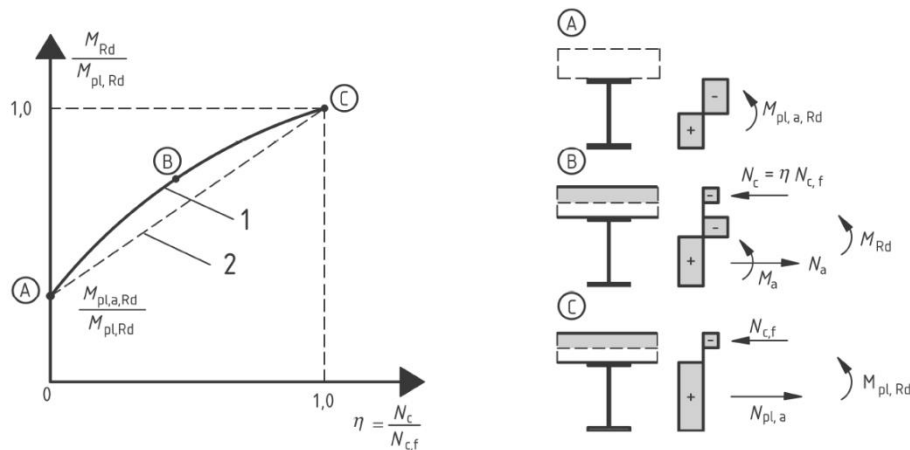
- Ermitteln Sie die Lage der plastische Nulllinie.
- Ermitteln Sie die plastische Momententragfähigkeit des Querschnittes (Abbildung 2-8) bei negativer Momentenbeanspruchung.

Baustoffe: C 45/55
 S 355
 S 500 ($A_{s1} = 15,4 \text{ cm}^2$; $A_{s2} = 9,4 \text{ cm}^2$)

2.3.3.2. Plastische Momententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung

Das plastische Grenzmoment eines Verbundträgers bei teilweiser Verdübelung (duktiler Verbundmittel erforderlich) kann nach einer der folgenden Methoden bestimmt werden (siehe Abbildung 2-9):

- Gleichgewichtsmethode (mit Spannungsblöcken)
- Lineare Interpolation (Gerade AC)

**Legende**

- 1 Teilverbundtheorie
- 2 vereinfachte Berechnung

Abbildung 2-9: Zusammenhang zwischen M_{Rd} und N_c bei teilweiser Verdübelung

Vereinfachend darf die Momenten­trag­fä­hig­keit M_{Rd} nach der linearen Interpolation (Linie A-C) wie folgt ermittelt werden:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd} \right) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (2.22)$$

mit

$M_{pl,a,Rd}$ vollplastische Momenten­trag­fä­hig­keit des Stahlquerschnittes

$M_{pl,Rd}$ vollplastische Momenten­trag­fä­hig­keit des Verbundquerschnittes bei vollständiger Verdübelung

$N_{c,f}$ Betondruckkraft bei vollständiger Verdübelung

N_c reduzierte Betondruckkraft bei teilweiser Verdübelung; Druckkraft, die durch die Dübel eingeleitet werden kann

$$N_c = \sum P_{Rd} \quad (2.23)$$

Bei der Gleichgewichtsmethode wird die Momenten­trag­fä­hig­keit genauer bestimmt (Kurve ABC in Abbildung 2-9), indem Gleichgewichtsbedingungen ähnlich wie in Abschnitt 2.3.3.1 aufgestellt werden.

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 6.5

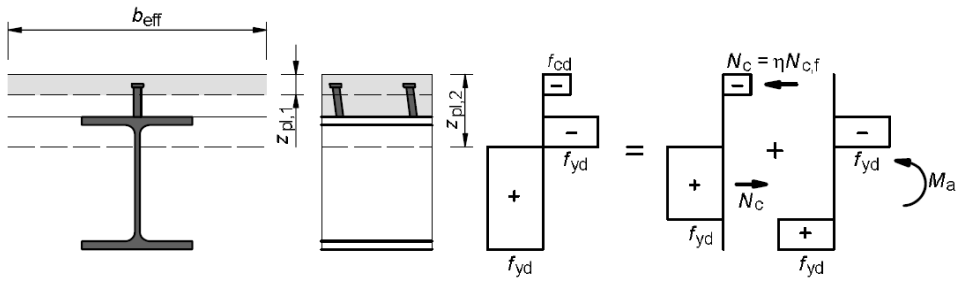


Abbildung 2-10: Reduziertes plastisches Moment bei Teilverdübelung

Wenn für eine gegebene Dübelanordnung die Druckkraft N_c bestimmt ist, lässt sich das reduzierte plastische Grenzmoment M_{Rd} berechnen, z. B. nach Abbildung 2-10. Das reduzierte plastische Grenzmoment M_{Rd} darf nicht kleiner als das beanspruchende Moment M_{Ed} sein.

2.3.3.3. Elastische Momenten­tragfähigkeit für Querschnitte der Klasse 3 und 4

Bei Querschnitten der Klasse 3 und 4 sind die Randspannungen im Stahlträger und im Betongurt auf die jeweiligen Bemessungswerte der Festigkeiten entsprechend der Abbildung 2-11 zu beschränken.

Die Spannungen sind in der Regel nach der Elastizitätstheorie unter Berücksichtigung der mittragenden Gurtbreite des Betongurtes nach Abschnitt 2.3.2 und unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte (siehe Abschnitt 5.2) zu ermitteln. Wenn keine genaueren Berechnungsverfahren verwendet werden, dürfen die Einflüsse aus dem Kriechen des Betons nach Abschnitt 5.5 ermittelt werden. Bei Querschnitten mit zugbeanspruchten Betongurten dürfen die primären Beanspruchungen infolge des Schwindens vernachlässigt werden.

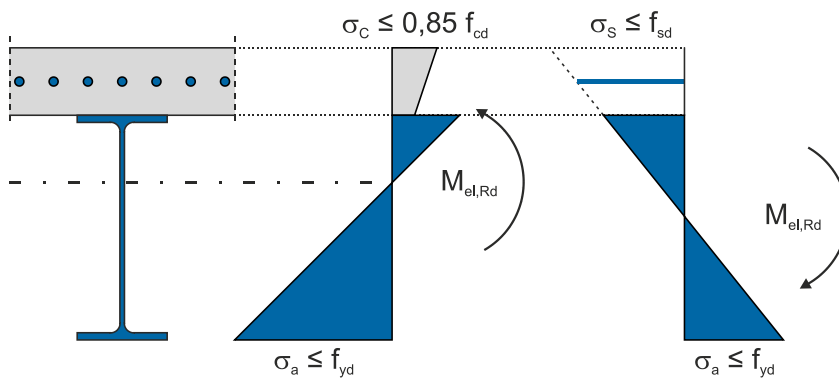


Abbildung 2-11: Elastische Grenztragmomente für Querschnitte der Klasse 3

Das elastische Grenztragmoment des Querschnittes ergibt sich nach Gleichung (2.24) zu:

$$M_{el,Rd} = \left(M_{a,Ed} + M_{c,Ed} \right) \frac{\sigma_d}{\frac{M_{a,Ed}}{W_a} + \frac{M_{c,Ed}}{W_c}} \quad (2.24)$$

mit

$M_{a,Ed}$ Biegemoment im Stahlträger vor Herstellung des Verbundes

$M_{c,Ed}$ Biegemoment des Verbundquerschnittes

σ_d Bemessungswert der jeweiligen Tragspannung

Baustahl: $\sigma_d = f_{yd}$

Betonstahl: $\sigma_d = f_{sd}$

Beton: $\sigma_d = 0,85f_{cd}$

W_a Widerstandsmoment des Baustahlquerschnittes in der jeweils betrachteten Querschnittsfaser

W_c Widerstandsmoment des Verbund- bzw. Gesamtstahlquerschnittes in der jeweils betrachteten Querschnittsfaser

Bei Querschnitten der Klasse 4 ist zusätzlich Beulen zu berücksichtigen. Dabei wird von dem in Abbildung 2-12 dargestellten effektiven Querschnitt ausgegangen, bei dem die ausgebeulten Querschnittsteile herausgeschnitten werden.

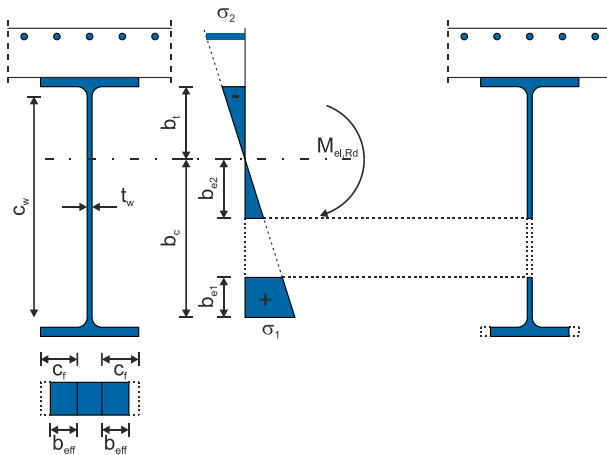


Abbildung 2-12: Effektiver Querschnitt der Klasse 4

Dabei sind die Werte für b_{eff} , b_{e1} und b_{e2} nach DIN EN 1993-1-5:2007-02, Tab. 4.1 und 4.2 zu bestimmen.

Für den Faktor ρ nach Abbildung 2-12 gilt:

Steg (beidseitig gestützte Querschnittsteile):

$$\rho=1,0 \quad \text{für} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \quad (2.25)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{für} \quad \bar{\lambda}_p > 0,673 \quad \text{und} \quad (3+\psi) \geq 0 \quad (2.26)$$

Flansch (einseitig gestützte Querschnittsteile):

$$\rho=1,0 \quad \text{für} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \quad (2.27)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{für} \quad \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (2.28)$$

mit

ψ Spannungsverhältnis nach Tabelle 2-3

$\bar{\lambda}_p$ Schlankheit

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \quad (2.29)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (2.30)$$

k_σ Beulwert nach Tabelle 2-3

f_y Streckgrenze in N/mm²

σ_{cr} kritische elastische Beulspannung nach Tabelle 2-3

Bei der Berechnung der ρ -Werte wird zunächst der effektive Gurtquerschnitt mit der Spannungsverteilung des Bruttoquerschnittes bestimmt. Anschließend kann der effektive Stegquerschnitt berechnet werden, wobei die Spannungsverteilung unter Berücksichtigung des effektiven Gurtquerschnittes verwendet wird. Das elastische Grenztragemoment erhält man dann aus der Gleichung(2.24), wenn die Widerstandsmomente $W_{a,eff}$ bzw. $W_{c,eff}$ des effektiven Querschnitts angesetzt werden.

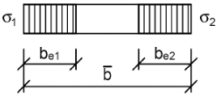
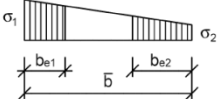
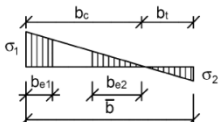
EN 1993-1-5:2010-12, (4.2)

EN 1993-1-5:2010-12, (4.3)

EN 1993-1-5:2007-02, Kap. 4.4(3) und 4.4(4)

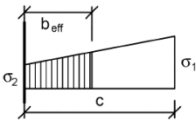
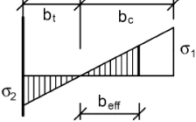
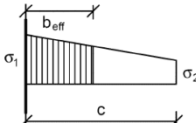

EN 1993-1-5:2007-02, A1 und A2

Tabelle 2-3: Zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

Spannungsverteilung (Druck positiv)		Wirksame Breite b_{eff}				
	$\psi = 1:$	$b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$				
	$1 > \psi \geq 0:$	$b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$				
	$\psi < 0:$	$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Beulwert k_G	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

EN 1993-1-5:2007-02, Tab. 4.1

Tabelle 2-4: Einseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

Spannungsverteilung (Druck positiv)		Wirksame Breite b_{eff}			
	$1 > \psi \geq 0:$	$b_{eff} = \rho c$			
	$\psi < 0:$	$b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Beulwert k_G	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$	
	$1 > \psi \geq 0:$	$b_{eff} = \rho c$			
	$\psi < 0:$	$b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Beulwert k_G	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5 \psi + 17,1 \psi^2$	23,8

EN 1993-1-5:2007-02, Tab. 4.2

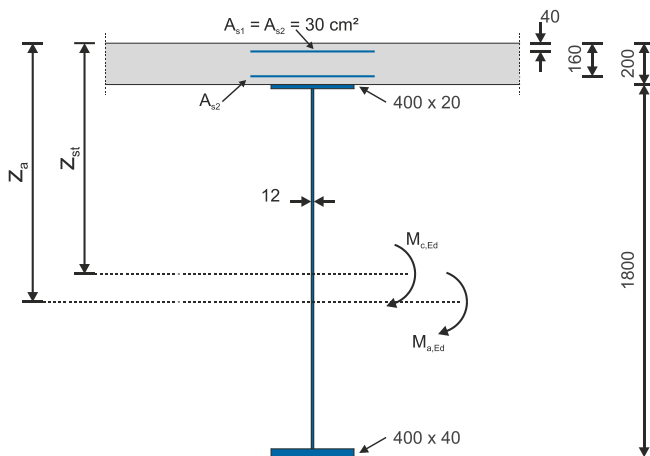
Beispiel 2a

Abbildung 2-13: Beispiel 2a– Querschnittsabmessungen

- (a) Ermitteln Sie das Grenztragemoment des Querschnittes der Klasse 4 (Abbildung 2-13) unter der gegebenen Belastung.

Baustoffe: C 45/55
 S 355
 S 500 ($A_{s1} = A_{s2} = 30,0 \text{ cm}^2$)

Belastung: $M_{a,Ed} = -3300 \text{ kNm}$
 $M_{c,Ed} = -5700 \text{ kNm}$

2.3.4. Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft

Bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft muss im Verbundbau in der Regel die mittragende Wirkung des Betongurtes nicht berücksichtigt werden. Die Querkrafttragfähigkeit $V_{pl,Rd}$ wird damit der Querkrafttragfähigkeit $V_{pl,a,Rd}$ des Baustahlquerschnitt gleich gesetzt. Im Allgemeinen wird die Querkraftbeanspruchung allein dem Steg des Stahlträgers zugewiesen (siehe Abbildung 2-14 und Abbildung 2-15) Für die vom Stahlträger aufzunehmende Querkraft ist nachzuweisen:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,a,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.31)$$

Mit dem Bemessungswert der Tragschubspannung nach der Fließbedingung von Mises-Huber-Hencky

$$\tau_{Rd} = \tau_{pl,Rd} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad (2.32)$$

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.2.2

EN 1993-1-1:2005-07, (6.17)

ergibt sich die plastische Querkraftbeanspruchbarkeit zu

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad (2.33)$$

Hierbei ist zu beachten, dass die plastische Querkrafttragfähigkeit nur zur Bemessung herangezogen werden darf, wenn keine Beulgefahr für den Steg vorliegt.

A_v beschreibt hierin die wirksame Schubfläche des Stahlstegs und wird für gewalzte und geschweißte I-Träger folgendermaßen ermittelt:

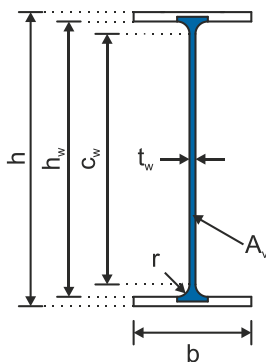


Abbildung 2-14: gewalzte Profile - wirksame Schubfläche A_v

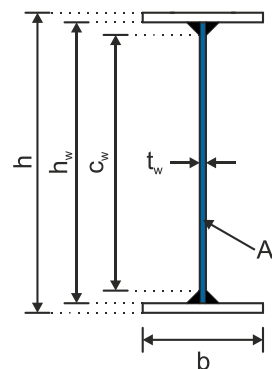


Abbildung 2-15: geschweißte Profile - wirksame Schubfläche A_v

Für den Verbundbau sind vor allem die Schubflächen von I- und H-Profilen relevant:

- gewalzte Profile mit I- und H-Querschnitten, Lastrichtung parallel zum Steg

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad (2.34)$$

- geschweißte Profile mit I- und H-Querschnitten, Lastrichtung parallel zum Steg

$$A_v = \eta \sum (h_w \cdot t_w) \quad (2.35)$$

Dabei darf η , auf der sicheren Seite liegend, zu 1,0 angenommen werden.

Die plastische Querkrafttragfähigkeit kann für Querschnitte berechnet werden, bei denen ein Nachweis gegen Schubbeulen entfällt. Für Stege deren Verhältnis h_w/t nachfolgende Werte übersteigt ist ein Schubbeulnachweis zu führen.

EN 1993-1-1:2005-07, (6.18)

EN 1993-1-1:2005-07, Kap. 6.2.6(3)

EN 1993-1-1:2005-07, Kap. 6.2.6(3a)

EN 1993-1-1:2005-07, Kap. 6.2.6(3e)

- für nicht ausgesteifte Stege von Träger ohne Kammerbeton:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (2.36)$$

- für nicht ausgesteifte Träger mit Kammerbeton:

$$\frac{h_w}{t} > 124 \varepsilon \quad (2.37)$$

- für ausgesteifte Träger ohne Kammerbeton:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad (2.38)$$

mit

ε nach Gleichung (2.30)

η EN 1993-1-1 empfiehlt für Stahlsorten bis S 460 $\eta = 1,20$,
sowie $\eta = 1,00$ für Stahlsorten größer S 460

k_τ kleinste Schubbeulwert des Stegfeldes

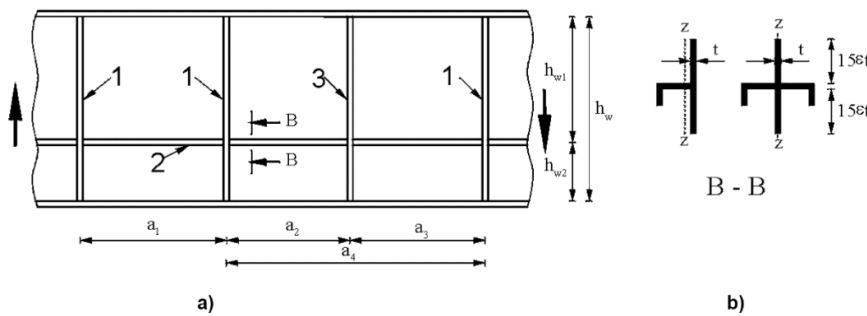
$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{für} \quad \frac{a}{h_w} \geq 1,0 \quad (2.39)$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{für} \quad \frac{a}{h_w} < 1,0 \quad (2.40)$$

$$k_{\tau sl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \cdot 4 \sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3} > \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \quad (2.41)$$

a Abstand starrer Quersteifen (siehe Abbildung 2-16)

I_{sl} Flächenträgheitsmoment einer Längssteife um die z-z-Achse (siehe Abbildung 2-16 b))



Legende

- 1 starre Quersteife
- 2 Längssteife
- 3 verformbare Quersteife

Abbildung 2-16: Stegblech mit Quer- und Längssteifen

EN 1993-1-5:2007-02, Kap. 5.1(2)

ACHTUNG:
alte Norm

EN 1993-1-5:2007-02, Kap. 5.1(2)

EN 1993-1-5:2007-02, A3

EN 1993-1-5:2007-02, Bild 5.3

2.3.5. Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft und Biegung

Bei gleichzeitiger Beanspruchung durch Biegemomente und Querkräfte ist der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit zu berücksichtigen.

Auf eine Abminderung des Biegemomentes kann verzichtet werden, wenn die im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufzunehmende Querkraft V_{Ed} den 0.5-fachen Wert der plastischen Grenzquerkraft $V_{pl,Rd}$ nicht überschreitet.

Ist

$$V_{Ed} = V_{pl,Rd} \quad (2.42)$$

so steht der Steg für die Momententragfähigkeit nicht mehr zur Verfügung. Das Biegemoment muss dann von den Flanschen aufgenommen werden. Das plastische Grenzmoment des wirksamen Querschnitts zur Berechnung von M_{Rd} ohne Berücksichtigung des Steges wird als $M_{f,Rd}$ bezeichnet.

Im Bereich

$$0,5V_{pl,Rd} \leq V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (2.43)$$

berechnet sich das aufnehmbare Biegemoment nach den Regeln des EC 3.

Beispiel 3

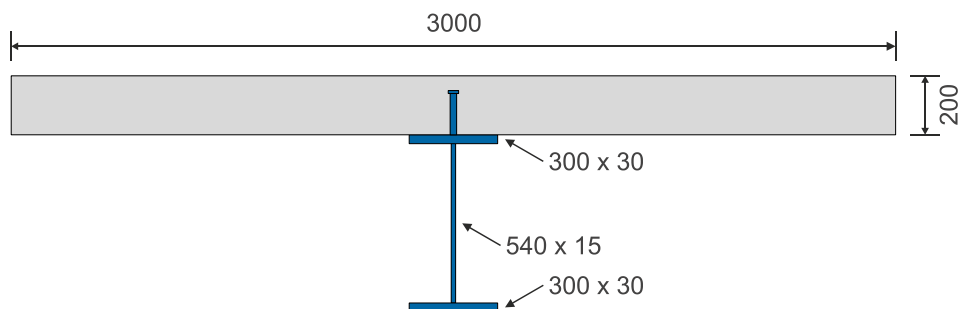


Abbildung 2-17: Beispiel 3 – Querschnittsabmessungen

- (a) Ermitteln Sie das M-V-Interaktionsdiagramm und bestimmen Sie die Momententragfähigkeit M_{Rd} ($V_{Ed} = 0,75 V_{pl,Rd}$)

Baustoffe: C 35/45

S 355

plastisches Moment:

$M_{pl,Rd} = 2179,5 \text{ kNm}$ (ohne Berücksichtigung der Querkraft)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.2.2

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.2.2.4

EN 1993-1-1:2005-07, Kap. 6.2

2.3.6. Biegedrillknicken bei Verbundträgern

In den negativen Momentenbereichen von durchlaufenden Verbundträgern ist eine ausreichende Sicherheit gegen Biegedrillknicken, d.h. gegen seitliches Ausweichen des gedrückten Stahlträgerflansches, nachzuweisen. Abbildung 2-18 zeigt den typischen Versagenszustand im Stützbereich eines Durchlaufträgers.

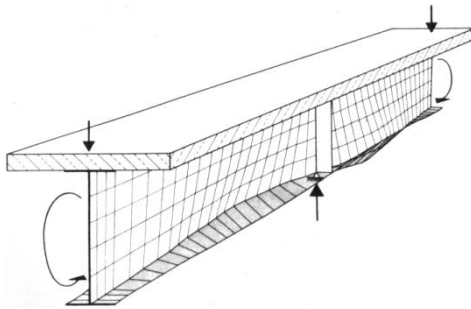


Abbildung 2-18: seitliches Ausweichen des unteren Flansches bei negativer Momentenbeanspruchung

Im Vergleich zu reinen Stahlträgern ist das Biegedrillknicken bei Verbundträgern wesentlich günstiger zu beurteilen, da der Obergurt durch die Betonplatte seitlich gehalten und elastisch eingespannt ist. Das Versagen ist wesentlich durch das Verhalten des Steges beeinflusst.

2.3.6.1. Nachweis ohne direkte Berechnung

(1) Durchlaufträger oder durchlaufende Rahmenriegel, die über die gesamte Länge als Verbundträger ausgebildet werden und deren Querschnitte die Anforderungen der Klassen 1, 2 oder 3 erfüllen, dürfen ohne zusätzliche seitliche Halterungen bemessen werden, wenn die nachfolgenden Bedingungen eingehalten sind:

- Benachbarte Stützweiten unterscheiden sich bezogen auf die kleinere Stützweite um nicht mehr als 20 %. Bei Kragarmen ist die Kragarmlänge kleiner als 15 % der Stützweite des angrenzenden Endfeldes.
- Die Träger werden nur durch Gleichstreckenlasten beansprucht und der Bemessungswert der ständigen Einwirkungen ist größer als 40 % des Bemessungswertes der Gesamtlast.
- Die Verdübelung zwischen dem Stahlträgerobergurt und dem Betongurt wird nach 6.6 ausgeführt.
- Der Betongurt ist mit weiteren Trägern, die näherungsweise parallel zu dem jeweils betrachteten Träger verlaufen, so verbunden, dass eine kontinuierliche Aussteifung durch die in Bild 6.11 dargestellte Rahmenwirkung aktiviert wird.
- Bei Gurten aus Profilblechverbunddecken verläuft die Spannrichtung der Decke senkrecht zur Achse des betrachteten Verbundträgers.
- An jedem Auflagerpunkt ist der Untergurt des Stahlquerschnitts seitlich gehalten und der Steg aussteift. In allen anderen Bereichen darf auf eine Aussteifung verzichtet werden.

Abbildung 2-19

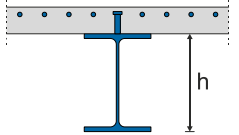
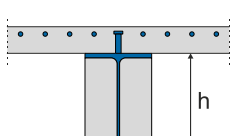
Abbildung 2-19, Gleichung (2.44)

- g) Es handelt sich um Träger ohne Kammerbeton mit Baustahlquerschnitten aus IPE- oder HE-Profilen und die Profilhöhe h des Stahlquerschnitts ist nicht größer als die in Tabelle 6.1 angegebenen Grenzhöhen.
- h) Bei Trägern mit Kammerbeton nach 5.5.3(2) überschreitet die Profilhöhe h die in Tabelle 6.1 angegebenen Grenzwerte bei Verwendung von Stählen S235, S275 und S355 um nicht mehr als 200 mm und bei Verwendung von Stählen S420 und S460 um nicht mehr als 150 mm.

Tabelle 2-5

Tabelle 2-5

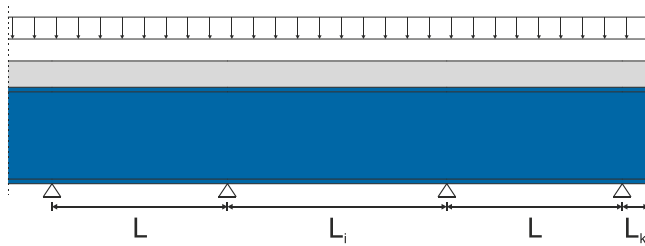
Tabelle 2-5: vereinfachter Nachweis - maximale Profilhöhen h in mm

	Stahlprofil	Baustahl			
		S 235	S 275	S 355	S 420 S 460
	IPE	600	550	400	270
	HEA	800	700	650	500
	HEB	900	800	700	600
	IPE	800	750	600	420
	HEA	1000	900	850	650
	HEB	1100	1000	900	750

EN 1994-1-1:2010-12, Tab. 6-1
+ NA, Tab. NA-1

Die in Tabelle 2-5 gegebenen Grenzprofilhöhen leiten sich aus der in DIN 18800 gegebenen Bedingung ab, dass ein Biegedrillknicknachweis entfallen kann, wenn die bezogene Schlankheit kleiner gleich 0,4 ist (vgl. Gleichung (2.46)).

DIN 18800-2:2008 11, (303)



$$0,8 \leq L / L_i \leq 1,25$$

$$L_k / L \leq 0,15$$

Abbildung 2-19: vereinfachter Nachweis - Stützweitenverhältnis

$$\frac{\gamma_G \cdot G_K}{\gamma_G \cdot G_K + \sum \gamma_Q \cdot Q_K} \geq 0,4 \tag{2.44}$$

2.3.6.2. Biegedrillknicknachweis für Querschnitte der Klassen 1,2 und 3

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.4.2

Der Biegedrillknicknachweis nach DIN EN 1994-1-1:2006-07, Kapitel 6.4.2 darf für Verbundträger durchgeführt werden, welche folgenden Bedingungen erfüllen:

- konstanter Baustahlquerschnitt in Trägerlängsrichtung
- über die gesamte Trägerlänge als Verbundträger ausgeführt
- keine seitlichen Zwischenabstützungen
- Querschnittsklasse 1, 2 oder 3

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} \quad (2.45)$$

EN 1994-1-1:2006-07, (6.6)

mit

χ_{LT} Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken, der vom Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{LT}$ abhängig ist

EN 1993-1-1:2005-07, Kap. 6.3.2

M_{Rd} Bemessungswert der Momententragfähigkeit für negative Momentenbeanspruchung für den maßgebenden Auflagerpunkt

Bei Querschnitten der Klassen 1 und 2 wird die Momententragfähigkeit $M_{b,Rd}$ durch die Abminderung des vollplastischen Grenzmomentes $M_{pl,Rd}$ bestimmt. Wenn Querschnitte der Klassen 3 oder 4 vorliegen, werden beim Nachweis zweckmäßig die Druckspannungen im Gurt des Trägers auf die Grenztragspannung $\chi_{LT} \cdot f_{yd}$ begrenzt.

Bei der Ermittlung der Schlankheit für Biegedrillknicken ist zu beachten, dass die Momententragfähigkeit mit den charakteristischen Werten berechnet wird.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (2.46)$$

EN 1994-1-1:2006-07, (6.7)

mit

$\bar{\lambda}_{LT}$ bezogener Schlankheitsgrad

M_{Rk} Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts, ermittelt mit den charakteristischen Werten der Werkstoffeigenschaften

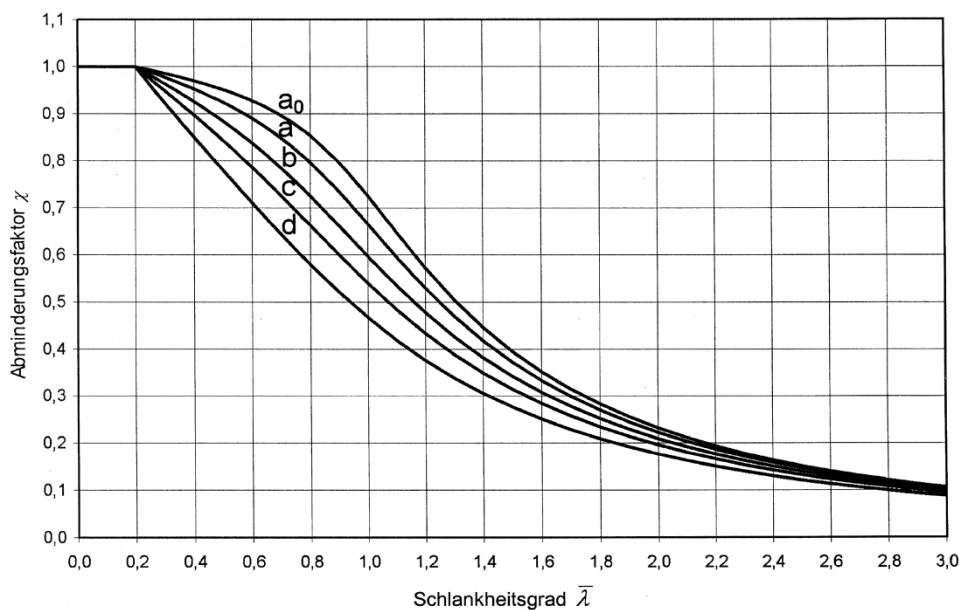
$$M_{Rk} = W_y \cdot f_y \quad (2.47)$$

W_y maßgebendes Widerstandsmoment mit folgender Bedeutung:

- $W_y = W_{pl,y}$ für Querschnitte der Klasse 1 und 2
- $W_y = W_{el,y}$ für Querschnitte der Klasse 3
- $W_y = W_{eff,y}$ für Querschnitte der Klasse 4

M_{cr} ideale Biegedrillknickmoment an der Innenstütze des maßgebenden Feldes mit dem größten negativen Moment

Aus den Knickspannungskurven (Abbildung 2-20) kann somit für den betreffenden Querschnitt die anzusetzende Abminderung der Tragfähigkeit er mittelt werden.



EN 1993-1-1:2005-07, Bild 6.4

Abbildung 2-20: Knicklinien

Alternativ kann der Abminderungsfaktor χ_{LT} aus den nachfolgenden Gleichungen ermittelt werden

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (2.48)$$

mit

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (2.49)$$

α_{LT} Imperfektionsbeiwert für die maßgebende Knicklinie (Tabelle 2-6)

EN 1993-1-1:2005-07, (6.56)

Tabelle 2-6: empfohlene Imperfektionsbeiwerte der Knicklinie für das Biegedrillknicken

Knicklinie	a	b	c	d
Imperfektionsbeiwert α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

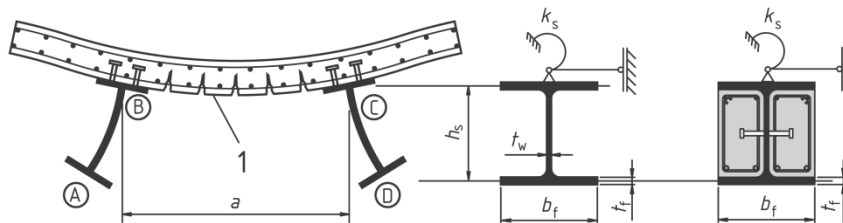
EN 1993-1-1:2005-07, Tab. 6.3

Tabelle 2-7: empfohlene Knicklinien für das Biegedrillknicken

Querschnitt	Grenzen	Knicklinien
gewalztes I-Profil	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
geschweißtes I-Profil	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
andere Querschnitte	—	d

EN 1993-1-1:2005-07, Tab. 6.4

Das ideale Biegedrillknickmoment M_{cr} kann für Verbundträger anhand des in der Abbildung 2-21 dargestellten Ersatzsystems bestimmt werden.



EN 1994-1-1:2006-07, Bild 6.11

Legende

1 Rissbildung

Abbildung 2-21: Modell zur Ermittlung des idealen Biegedrillknickmomentes

Der Betongurt stellt für den Stahlträger eine horizontale Halterung des Obergurtes sowie eine kontinuierliche drehelastische Bettung mit der Federkonstante k_s dar. Über die Drehfeder k_s können zusätzliche Einflüsse aus der Profilverformung des Stahlträgers und aus örtlichen Verformungen in der Verbundfuge erfasst werden.

Das Biegedrillknickmoment lässt sich nach der Energiemethode für das oben dargestellte System folgendermaßen ermitteln.

$$M_{cr} = \frac{k_c \cdot C_4}{L} \cdot \sqrt{\left(G \cdot I_{at} + k_s \cdot \frac{L^2}{\pi^2} \right) \cdot E_a \cdot I_{afz}} \quad (2.50)$$

mit

k_c für **doppelt-symmetrische** Stahlquerschnitte

$$k_c = \frac{I_{st}}{I_{ay}} \cdot \frac{h_s}{\frac{h_s^2}{4} + i_x^2 + h_s} \quad (2.51)$$

$$e = \frac{A \cdot I_{ay}}{A_a \cdot x_c \cdot (A - A_a)} \quad (2.52)$$

k_c für **einfach-symmetrische** Stahlquerschnitte (d.h. Stahlquerschnitte mit unterschiedlichen Gurten)

$$k_c = \frac{I_{st}}{I_{ay}} \cdot \frac{h_s}{\frac{(x_f - x_s)^2 + i_x^2}{e} + 2 \cdot (x_f - x_j)} \quad (2.53)$$

$$x_f = \frac{h_s \cdot I_{afz}}{I_{az}} \quad (2.54)$$

$$x_j = x_s - \int_{A_a} \frac{x(y^2 + x^2)}{2 \cdot I_{ay}} dA \quad (2.55)$$

x_j darf für $I_{afz} > 0.5 \cdot I_{az}$ wie folgt ermittelt werden:

$$x_j = 0,4 \cdot h_s \left(\frac{2I_{afz}}{I_{az}} - 1 \right) \quad (2.56)$$

C_4 berücksichtigt den Einfluss des Momentenverlaufes (Tabelle 2-8, Tabelle 2-9 und Tabelle 2-10)

L Länge des betrachteten Feldes

G Schubmodul = 81000 N/mm²

I_{at} St. Venantscher Torsionswiderstand des Baustahlquerschnitts

E_a Elastizitätsmodul des Baustahls

I_{afz} Trägheitsmoment des unteren Flansches um die z-Achse

$$I_{afz} = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} \quad (2.57)$$

I_{st} Trägheitsmoment des gesamten Stahlquerschnittes

$$I_{st} = I_{ay} + A_s \cdot x_c^2 \quad (2.58)$$

I_{ay} Trägheitsmoment des Baustahlquerschnittes um die y-Achse

I_{az} Trägheitsmoment des Baustahlquerschnittes um die z-Achse

h_s Schwerpunktabstand der Flansche des Baustahlquerschnittes

i_x polarer Trägheitsradius des Baustahlquerschnittes

$$i_x^2 = \frac{I_{az} + I_{ay}}{A_a} \tag{2.59}$$

A Fläche des Gesamtquerschnittes des Verbundträgers

A_a Fläche des Baustahlquerschnittes

x_c Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Baustahlquerschnittes und der Schwereachse der Bewehrung. Näherungsweise kann auch mit dem Abstand bis zur Schwereachse des Betongurtes gerechnet werden.

x_s Abstand vom Schwerpunkt des Stahlquerschnittes zu seinem Schubmittelpunkt. Der Abstand x_s ist positiv anzusetzen, wenn der Schubmittelpunkt und der Druckgurt vom Schwerpunkt aus auf der gleichen Seite liegen.

In den nachfolgenden Tabellen sind die Werte C_4 für Einfeldträger mit Querbewehrung (Tabelle 2-8), Träger ohne Querbewehrung (Tabelle 2-9) und Endfelder mit Kragarm (Tabelle 2-10) aufgelistet.

Tabelle 2-8: Beiwerte C_4 für Träger mit Querbewehrung

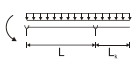
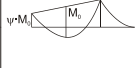
Belastung und Lagerungsbedingungen	Momentenverlauf	C_4								
		$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$	$\psi = 1,25$	$\psi = 1,50$	$\psi = 1,75$	$\psi = 2,00$	$\psi = 2,25$	$\psi = 2,50$
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0	17,5	16,5	15,7	15,2
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0	12,0	11,4	10,9	10,6
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6	10,0	9,5	9,1	8,9
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8	8,3	8,0	7,8	7,6
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6	14,8	14,2	13,8	13,5
		12,7	9,8	8,6	8,0	7,7	7,4	7,2	7,1	7,0

Achtung:
veraltet, wird aber
noch angewendet

Tabelle 2-9: Beiwerte C_4 ohne Träger mit Querbewehrung

Belastung und Lagerungsbedingungen	Momentenverlauf	C_4				
		$\psi = 0,00$	$\psi = 0,25$	$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$
		11,1	9,5	8,2	7,1	6,2
		11,1	12,8	14,6	16,3	18,1

Tabelle 2-10: Beiwerte C_4 für Endfelder mit Kragarm

Belastung und Lagerungsbedingungen	Momentenverlauf	$\frac{L_c}{L}$	C_4			
			$\psi = 0,00$	$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$
		0,25	47,6	33,8	26,6	22,1
		0,50	12,5	11,0	10,2	9,3
		0,75	9,2	8,8	8,6	8,4
		1,00	7,9	7,8	7,7	7,6

Die drehelastische Bettung k_s des Stahlträgers pro Längeneinheit des Trägers ergibt sich über die elastische Gesamtverdrehung ϑ des Stahlträgers (Abbildung 2-22).

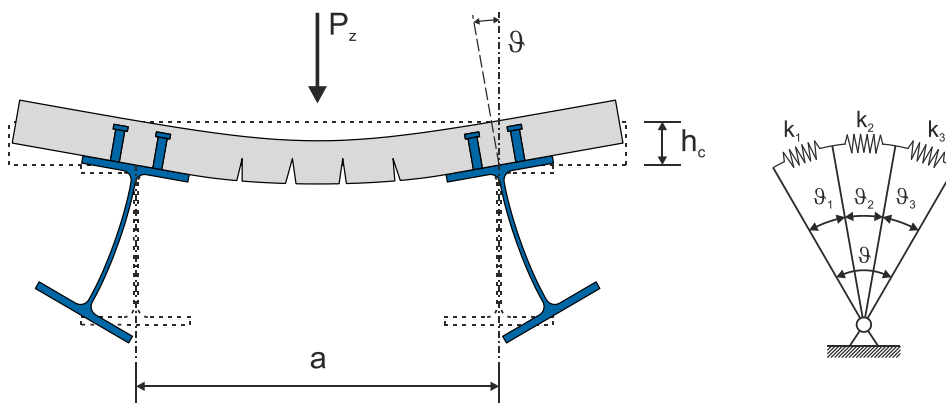


Abbildung 2-22: elastische Gesamtverdrehung

ϑ setzt sich aus drei Anteilen zusammen:

- ϑ_1 Biegeverformung des Betongurts
- ϑ_2 Profilverformung des Stahlträgerstegs
- ϑ_3 örtliche Nachgiebigkeit der Verbundfuge (wird i.d.R. vernachlässigt)

$$\vartheta = \vartheta_1 + \vartheta_2 \quad (2.60)$$

Damit folgt für k_s :

$$k_s = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} \quad (2.61)$$

- k_1 Drehbettungsanteil aus der Biegesteifigkeit der senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Betonplatte oder Verbunddecke, der unter Berücksichtigung der Rissbildung zu bestimmen ist

EN 1994-1-1:2006-07, (6.8)

$$k_1 = \frac{\alpha \cdot (EI)_2}{a} \quad (2.62)$$

- α für Randträger: $\alpha = 2$
 für Innenträger: $\alpha = 3$
 für Deckensysteme und mehr Innenträger: $\alpha = 4$

a Abstand der Träger in Querrichtung (Abbildung 2-21)

$(EI)_2$ Biegesteifigkeit der Betonplatte oder der Verbunddecke je Längeneinheit, die unter Berücksichtigung der Rissbildung zu berechnen ist. Als maßgebende Biegesteifigkeit ist der kleinere Wert anzunehmen, der sich für den Feld- oder Stützbereich der Decke ergibt. Näherungsweise kann die Biegesteifigkeit der Betonplatte wie folgt ermittelt werden:

$$(EI)_2 = (E_{cm} I_c)_2 = 6,5 \cdot \rho \cdot E_a I_c \quad (2.63)$$

E_{cm} wirksamer Elastizitätsmodul für Langzeitwirkung

I_c Trägheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnittes senkrecht zur Trägerachse

$$I_c = \frac{b \cdot h_c^3}{12} \quad (2.64)$$

ρ Bewehrungsgrad

$$\rho = \frac{A_s}{h_c \cdot b} \quad (2.65)$$

Hierbei sollte wegen der stark unterschiedlichen Biegesteifigkeiten in den Feld- und Stützbereichen näherungsweise der Mittelwert aus der Biegesteifigkeit im Feld- und Stützbereich angesetzt werden.

Die Federkonstante k_2 beschreibt den Einfluss aus der Profilverformung des Stahlquerschnitts (Abbildung 2-23).

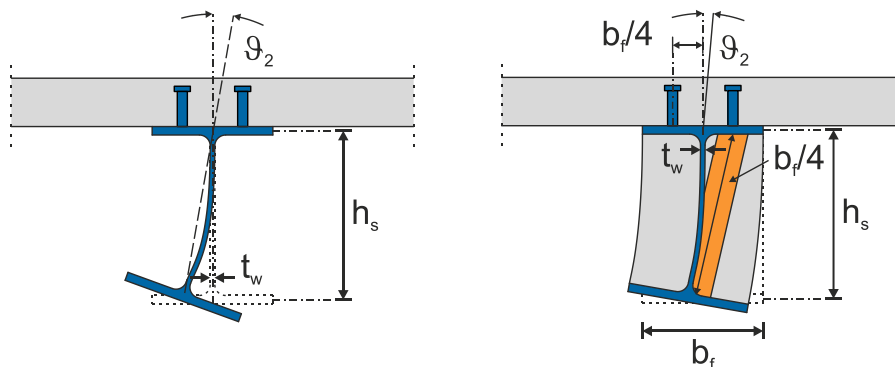


Abbildung 2-23: Profilverformung des Steges ohne und mit Kammerbeton

- k_2 Drehbettungsanteil aus der Profilverformung des Steges für Querschnitte **ohne Kammerbeton** (Abbildung 2-23)

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4(1-\nu_a^2)h_s} \quad (2.66)$$

EN 1994-1-1:2006-07, (6.10)

- k_2 Drehbettungsanteil aus der Profilverformung des Steges für Querschnitte **mit Kammerbeton** (Abbildung 2-23)

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w^3 \cdot b_c^2}{16 \cdot h_s \cdot \left(1 + \frac{4 \cdot n \cdot t_w}{b_c}\right)} \quad (2.67)$$

EN 1994-1-1:2006-07, (6.11)

E_a Elastizitätsmodul des Baustahls

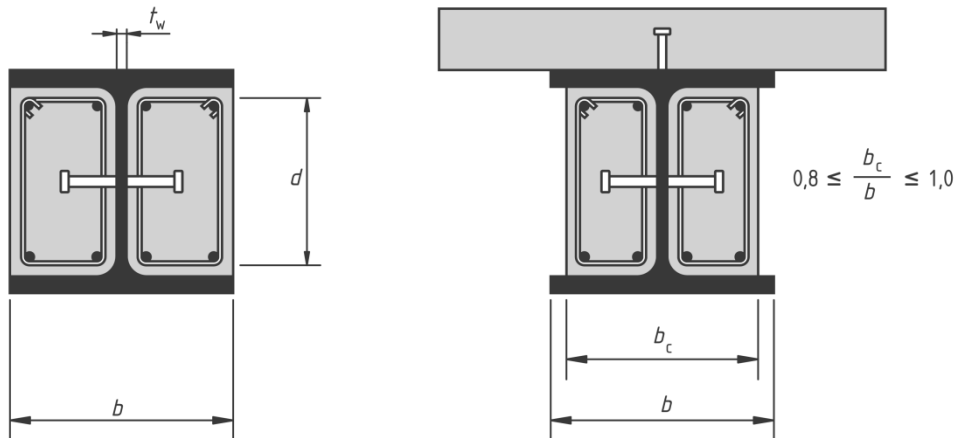
t_w Dicke des Steges

ν_a Querkontraktionszahl = 0,3

h_s Schwerpunktabstand der Flansche des Baustahlquerschnittes

b_c Breite des Kammerbetons (Abbildung 2-24)

n Reduktionszahl für ständige Einwirkungen (siehe EN 1994-1-1, Kap. 5.4.2.2)



EN 1994-1-1:2006-07, Bild 6.8

Abbildung 2-24: typische Querschnittsausbildung bei kammerbetonierten Trägern

Beispiel 4

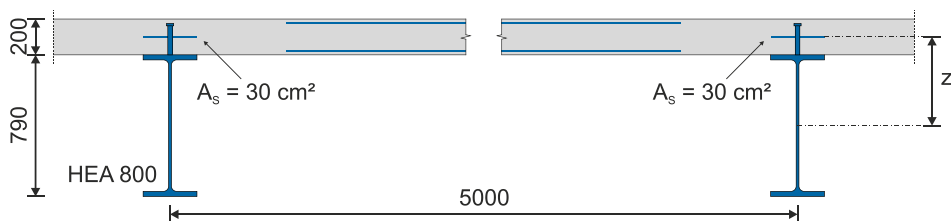


Abbildung 2-25: Beispiel 4 – Querschnittsabmessungen

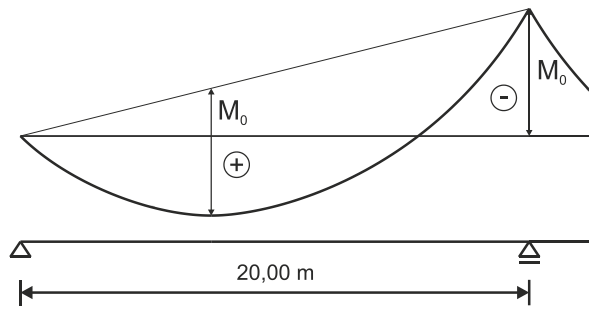


Abbildung 2-26: Beispiel 4 – Momentenverlauf

- (a) Führen Sie den Biegedrillknicknachweis für den Zweifeldträger (Abbildung 2-25).

Baustoffe: S 355

2.3.7. Verbundmittel

Die Aufgabe von Verbundmitteln ist die Schaffung einer schubfesten Verbindung zwischen Betonplatte und Stahlträger. Die Biegesteifigkeit eines Trägers mit Verbund (Abbildung 2-27) ist größer, seine Durchbiegung somit geringer als die eines Trägers ohne Verbund (Abbildung 2-28).

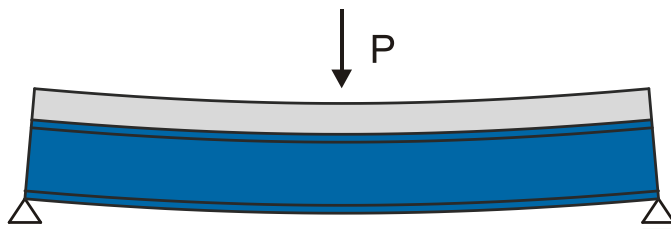


Abbildung 2-27: Träger mit Verbund

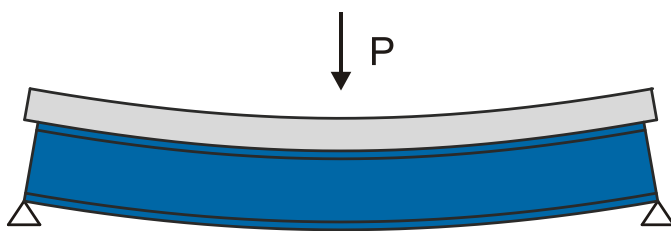


Abbildung 2-28: Träger ohne Verbund

Es wird zwischen folgenden Verbundarten (A) und Verbundmitteln (B) unterschieden:

(A) **starrer** Verbund

- Verformung der Dübel erst in Traglastnähe → wird vernachlässigt

nachgiebiger Verbund

- Verformungen der Dübel schon bei niedrigen Lasten

(B) aufgeschweißte Verbundmittel

- Kopfbolzendübel
Zug und Schub (häufigste Verbindung)
- Blockdübel
- andere

lösbare Verbundmittel

- Reibverbund mit lösbaren HV-Schrauben (flexibel, aber teuer)

In der alten nationalen Norm DIN 18806 sowie in der ENV-Fassung des Eurocodes 4 war eine Vielzahl von Verbundmitteln geregelt, die heute aus wirtschaftlichen Gründen nicht mehr verwendet werden. In DIN 18800-5:2007-03 wurden in Übereinstimmung mit DIN EN 1994-1-1 ausschließlich Regelungen für Kopfbolzendübel aufgenommen, welche die Anforderungen nach DIN EN ISO13918:2008-10 erfüllen. Dies bedeutet jedoch nicht, dass keine anderen Verbundmittel (vgl. Abbildung 1-3) bei der Bemessung verwendet werden dürfen. In den letzten Jahren wurden wiederholt neue, innovative Verbundmittel ausgeführt. Hierzu zählen insbesondere verschiedene Arten von Dübelleisten (Abbildung 2-31 und Abbildung 2-32) und Schenkeldübeln (Abbildung 2-30). Diese Verbundmittel können verwendet werden, wenn eine entsprechende bauaufsichtliche Zulassung vorliegt, in der die Tragfähigkeitsnachweise, die Verformungskapazität und konstruktive Anforderungen geregelt sind.

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.6



Abbildung 2-29: Kopfbolzendübel



Abbildung 2-30: Profilblech mit Schenkeldübeln



Abbildung 2-31: Puzzleleiste



Abbildung 2-32: Kombidübel

2.3.8. Verbundsicherung bei Verbundträgern

Das Tragverhalten eines Verbundträgers wird entscheidend durch die Ausbildung und Verteilung der Verdübelung zwischen Betongurt und Stahlträger beeinflusst. Die Verbundmittel und die Querbewehrung müssen in Trägelängsrichtung so angeordnet werden, dass die Längsschubkräfte zwischen Betonkraft und Stahlträger übertragen werden können, wobei der natürliche Haftverbund zwischen diesen Werkstoffen nicht berücksichtigt werden darf.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, dass zwischen kritischen Schnitten eine ausreichende Anzahl von Verbundmitteln zur Übertragung der Längsschubkräfte vorhanden ist. Zu kritischen Schnitten (siehe auch Abbildung 2-1) zählen:

- Stellen extremer Biegemomente und Querkräfte
- Auflagerpunkte
- Angriffspunkte großer Einzellasten
- Querschnittsabstufungen im Stahlträger und in der Betonplatte wie z.B. Deckendurchbrüche
- die freien Enden von Kragarmen
- Einleitung von Längskräften

Bei starrer Verdübelung und elastischem Verhalten des Tragwerks besteht ein linearer Zusammenhang zwischen dem Querkraft- und dem Längsschubkraftverlauf. Bei plastischem Verhalten geht der lineare Zusammenhang zwischen Querkraft und Längsschubkraft verloren. Die Längsschubkräfte müssen dann aus der Differenz der Normalkräfte des Stahlbetongurtes oder des Baustahlquerschnittes zwischen kritischen Schnitten berechnet werden.

Das Nachweisverfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Abbildung 2-33), mit Ausnahme der Ermüdung, unterscheidet zwischen einer planmäßigen plastischen Umlagerung der Längsschubkräfte (plastische Bemessung) und dem Nachweis ohne plastische Umlagerung elastische Bemessung).

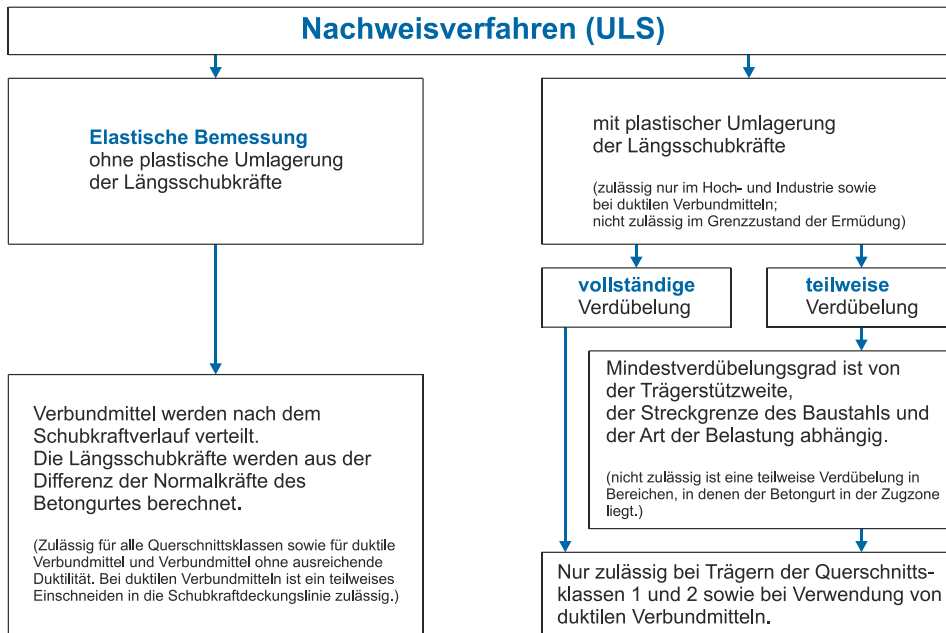


Abbildung 2-33: Verbundsicherung - Nachweisverfahren

Folgende Nachweise müssen geführt werden:

- Gesamtanzahl der Dübel zum Einleiten der maximalen Längs-
kräfte in den Betongurt
- Verteilung der Dübel über die Trägerlänge
- Einleitung der Dübelkräfte über die ungünstigste Dübelumriss-flä-
che in den Betongurt

Bei einem Träger mit **vollständig Verdübelung** (Abbildung 2-34) wird die Momenten Tragfähigkeit nicht durch die Längsschubkrafttragfähigkeit der Verbundfuge begrenzt, das plastische Grenzmoment $M_{pl,Rd}$ kann also im Verbundträger erreicht werden. Eine teilweise Verdübelung liegt vor, wenn vor Erreichen des vollplastischen Momentes rechnerisch ein Versagen der Verbundfuge eintritt (Abbildung 2-35).

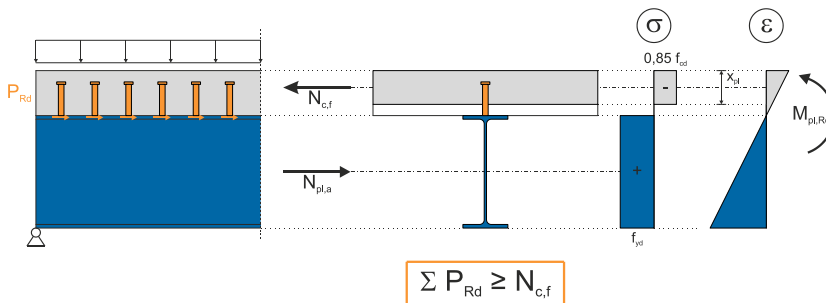


Abbildung 2-34: vollständige Verdübelung

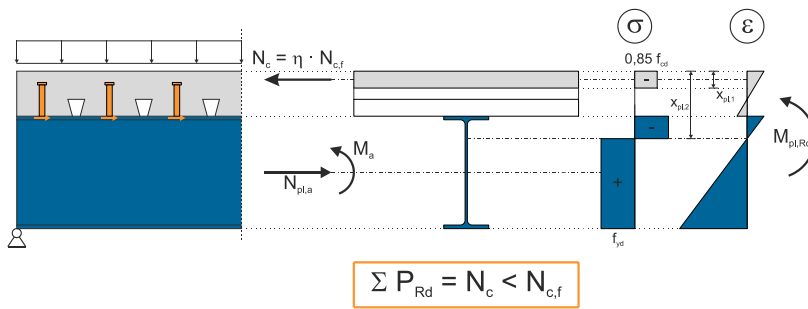


Abbildung 2-35: teilweise Verdübelung

Bei **teilweiser Verdübelung** stellt sich im Traglastzustand im Querschnitt eine Dehnungsverteilung mit zwei Nulllinien ein. Der daraus resultierende Schlupf in der Verbundfuge kann zu einem Überschreiten der Verformungskapazität der Verbundmittel führen. Bei Ausführung einer teilweisen Verdübelung sind daher bestimmte Anforderungen an den Mindestverdübelungsgrad zu stellen (vgl. Abschnitt 2.3.8.3.2). Die im Traglastzustand und bei teilweiser Verdübelung mit der Umlagerung der Schubkräfte verbundenen Relativverschiebungen in der Verbundfuge (Schlupf) erfordern bei planmäßiger plastischer Umlagerung der Längsschubkräfte eine ausreichende Duktilität der Verbundmittel.

Der Duktilität der Verbundmittel kommt beim Ausgleich von Schubkraftspitzen und bei teilweiser Verdübelung (siehe Abschnitt 2.3.8.3.2) eine besondere Bedeutung zu. Ein duktiler Verhalten der Verbundmittel ist gegeben, wenn ein Verformungsverhalten entsprechend Abbildung 2-36 beobachtet werden kann. Nach Erreichen der maximalen Tragfähigkeit P_u sind bis zum Bruch noch deutliche Relativverschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger möglich. Im Gegensatz zu den duktilen Verbundmitteln stellt sich bei Verbundmitteln ohne ausreichende Duktilität nach Erreichen der Traglast ein plötzlicher Lastabfall oder ein unangekündigter Bruch ein. Ein duktiler Verhalten kann in der Regel bei Kopfbolzendübeln beobachtet werden.

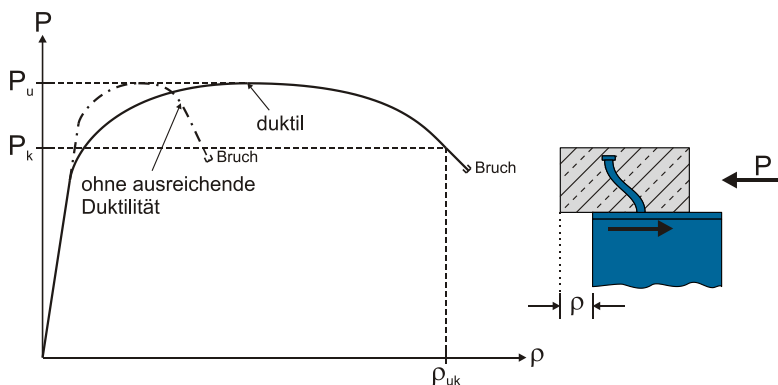


Abbildung 2-36: Verformungsverhalten von Verbundmitteln

(5) Ein Verbundmittel darf als duktil eingestuft werden, wenn das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} mindestens 6 mm beträgt.

(1) Kopfbolzendübel, bei denen die Höhe nach dem Aufschweißen nicht kleiner als der 4fache Schaftdurchmesser und bei denen der Nennwert des Schaftdurchmessers nicht kleiner als 16 mm und nicht größer als 25 mm ist, gelten als duktil, [...]

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.6.1.1 (5)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.6.1.2 (1)

2.3.8.1. Dübeltragfähigkeit auf Schub

In Deutschland werden im Hoch- und Industriebau überwiegend Kopfbolzendübel und Reib-Abscherverbindungen eingesetzt.

Die Dübeltragfähigkeit auf Schub von Kopfbolzendübeln wird als Grenzscherkraft nach folgenden Gleichungen berechnet:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}}{\gamma_V} \quad (\text{Dübelmaßgebend}) \\ P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (\text{Betonmaßgebend}) \end{array} \right. \quad (2.68)$$

EN 1994-1-1:2006-07, (6.18) und (6.19)

mit

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{für} \quad 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \quad (2.69)$$

EN 1994-1-1:2006-07, (6.20)

$$\alpha = 1 \quad \text{für} \quad \frac{h_{sc}}{d} > 4 \quad (2.70)$$

EN 1994-1-1:2006-07, (6.21)

γ Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_{\text{Stahl}} = 1,25$; $\gamma_{\text{Beton}} = 1,5$)

EN 1994-1-1/NA: 2010-12, NDP zu 6.6.3.1

d Nenndurchmesser des Dübelschaftes mit
 $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

f_u spezifizierte Zugfestigkeit des Bolzenmaterials, die jedoch höchstens 500 N/mm^2 in Rechnung gestellt werden darf

f_{ck} im maßgebenden Alter vorhandene charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons mit einer Dichte nicht kleiner als 1750 kg/m^3

h_{sc} Nennwert der Gesamthöhe des Dübels

Die Mindestachsabstände der Kopfbolzendübel betragen

- in Krafrichtung

$$e \geq 5d \quad (2.71)$$

- senkrecht zur Krafrichtung

$$e \geq 2,5d \quad (2.72)$$

- in allen anderen Fällen

$$e \geq 4d \quad (2.73)$$

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.6.5.7 (4)

2.3.8.2 Verteilung der Dübel in Trägerlängsrichtung

Die Dübel werden in Trägerlängsrichtung im Allgemeinen entsprechend des Schubkraftverlaufs in der Verbundfuge angeordnet.

In der Regel werden die Verbundmittel bereichsweise mit konstantem Abstand verteilt. Abbildung 2-37 zeigt die prinzipielle Vorgehensweise.

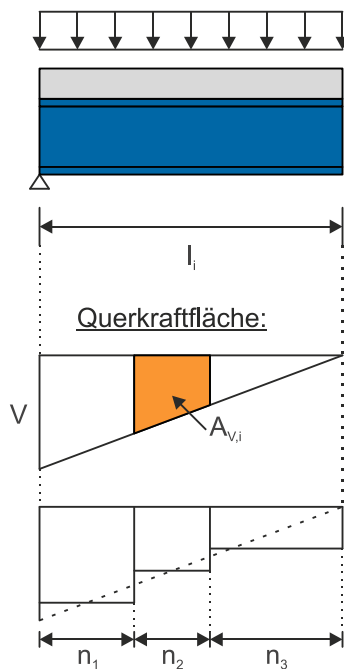


Abbildung 2-37: Verbundmittel – bereichsweise konstante Verteilung

$$A_V = \frac{1}{2} \cdot V \cdot l_i \quad (2.74)$$

$$n_i = \frac{A_{V,i}}{A_V} \cdot n_f \quad (2.75)$$

$$\sum n_i \geq n_f \quad (2.76)$$

Die zwischen kritischen Schnitten erforderliche Gesamtanzahl n_f wird im Verhältnis der Querkraftflächen auf die einzelnen Abstufungsbereiche aufgeteilt. Bei Kopfbolzendübeln ist dabei ein Einschneiden der Dübeldeckungsline in den Schubkraftverlauf von bis zu 25 % erlaubt.

Bei der Verwendung von duktilen Verbundmitteln ist auch eine äquidistante Dübelanordnung zulässig, da die Schubkräfte in erheblichem Maß umgelagert werden können. Eurocode 4 erlaubt eine äquidistante Verdübelung zwischen kritischen Schnitten bei Trägern, bei denen die plastische Momenten Tragfähigkeit des Baustahlquerschnitts nicht kleiner als die 0,4-fache plastische Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts ist.

2.3.8.3 Plastische Bemessung bei Trägern mit Querschnitten in der Klasse 1 und 2

2.3.8.3.1 Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung

Bei vollständiger Verdübelung ist für die Tragfähigkeit des Trägers das Momentenversagen in kritischen Schnitten (siehe Abbildung 2-1) maßgebend. Zwischen kritischen Schnitten müssen dann so viele Dübel angeordnet werden, dass die vollplastischen Momenten Tragfähigkeiten erreicht werden.

Für das dargestellte Endfeld eines Durchlaufträgers

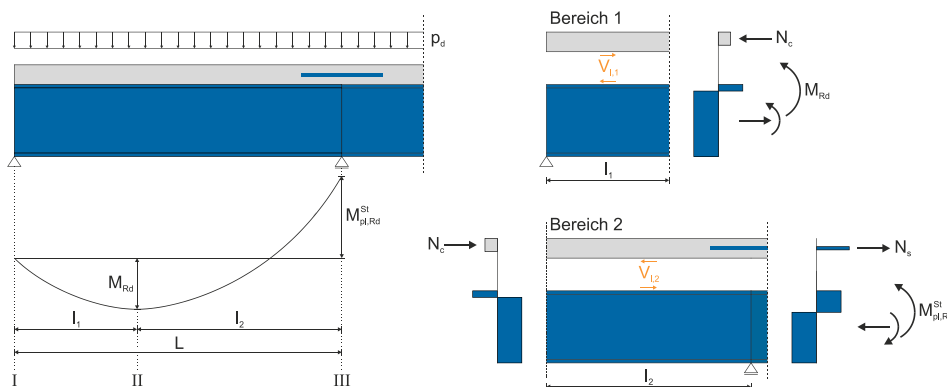


Abbildung 2-38: Ermittlung der Längsschubkräfte bei teilweiser Verdübelung

ergibt sich z. B. die erforderliche Anzahl der Verbundmittel aus den Längsschubkräften V_1 zwischen den kritischen Schnitten I bis III. Die Längsschubkraft wird dabei aus der Differenz der Normalkräfte des Betongurtes berechnet.

Im Bereich zwischen den Schnitten I und II ergibt sich die für die vollständige Verdübelung erforderliche Anzahl der Verbundmittel n_f aus der Druckkraft $N_{c,f}$ des Betongurtes im Schnitt II.

Mit $N_{c,f}$ und dem Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit P_{Rd} folgt für die erforderliche Anzahl n_f zwischen den kritischen Schnitten:

$$V_l = N_{c,f} \quad (2.77)$$

und

$$n_f = \frac{V_l}{P_{Rd}} \quad (2.78)$$

Für den Bereich zwischen den kritischen Schnitten II und III erhält man die resultierende Schubkraft V_l aus der Betondruckkraft N_{cf} im Schnitt II und der Zugkraft N_s (vgl. Gleichung (2.8)) des Stahlbetongurtes im Schnitt III. Bei der Berechnung der Zugkraft dürfen neben der Bewehrung innerhalb der mitwirkenden Gurtbreite auch in Trägerlängsrichtung verlaufende Profilbleche berücksichtigt werden, wenn sie kraftschlüssig angeschlossen sind.

Die Längsschubkraft V_l sowie die erforderliche Dübelanzahl zwischen den Schnitten II und III ergibt sich dann zu:

$$V_l = N_{c,f} + N_s \quad (2.79)$$

und

$$n_f = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{N_{c,f} + N_s}{P_{Rd}} \quad (2.80)$$

Die Mittelfelder von Durchlaufträgern sind analog zu Bereich 2 zu untersuchen. Wird der Träger zusätzlich durch größere Einzellasten beansprucht oder sind über die Trägerlänge Querschnittsabstufungen im Stahlträger bzw. in der Bewehrung vorhanden, so ist n_f auch zwischen diesen zusätzlichen kritischen Schnitten zu ermitteln.

2.3.8.3.2 Dübelanzahl bei teilweiser Verdübelung

Bei Verwendung von duktilen Verbundmitteln darf die Tragfähigkeit für Träger mit Querschnitten in Klasse 1 oder 2 auf der Grundlage der Teilverbundtheorie berechnet werden (vgl. Abschnitt 2.3.3.2).

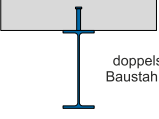
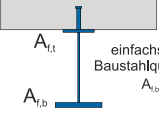
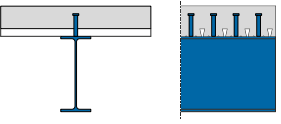
Die erforderliche Dübelanzahl n ergibt sich aus dem Verdübelungsgrad η .

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{n}{n_f} \quad (2.81)$$

Zur Vermeidung von Überbeanspruchungen der Verbundmittel sind gewisse Einschränkungen hinsichtlich der Trägerstützweite erforderlich.

Eine teilweise Verdübelung darf ausgeführt werden, wenn die in Tabelle 2-11 angegebenen Bedingungen hinsichtlich der Trägerstützweite L und des Verdübelungsgrades η eingehalten werden.

Tabelle 2-11: Mindestverdübelungsgrade bei teilweiser Verdübelung für Träger mit Gleichstreckenlasten

1	 doppelsymmetrische Baustahlquerschnitte	$L \leq 25 \text{ m}$	$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e)$ und $\eta \geq 0,4$
		$L > 25 \text{ m}$	$\eta \geq 1$
2	 einfachsymmetrische Baustahlquerschnitte mit $A_{t,b} \leq 3 \cdot A_{t,t}$	$L \leq 20 \text{ m}$	$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e)$ und $\eta \geq 0,4$
		$L > 20 \text{ m}$	$\eta \geq 1$
3		$L \leq 25 \text{ m}$	$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (1,00 - 0,04 L_e)$ und $\eta \geq 0,4$
		$L > 25 \text{ m}$	$\eta \geq 1$

$$\eta = \frac{n}{n_f} \quad (2.82)$$

- η Verdübelungsgrad
- L_e Länge des positiven Momentenbereiches (Abstand zwischen den Momentennullpunkten), siehe Abbildung 2-2
- n vorhandene Dübelanzahl im betrachteten Trägerbereich
- n_f für vollständige Verdübelung erforderliche Anzahl von Verbundmitteln

Bei Durchlaufträgern darf eine teilweise Verdübelung nur in Bereichen mit positiven Biegemomenten (Betongurt in der Druckzone) ausgeführt werden. Im Bereich negativer Biegemomente ist die Zugkraft in der Bewehrung stets voll mit Dübeln anzuschließen.

EN 1994-1-1:2006-07, (6.12) bis (6.17)

EN 1994-1-1:2006-07, (6.21)

Beispiel 5

Nachweis der Verdübelung eines Einfeldträgers

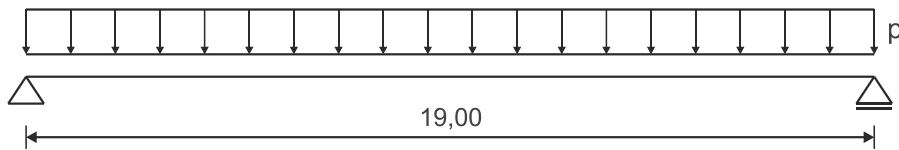


Abbildung 2-39: Beispiel 5 – statisches System

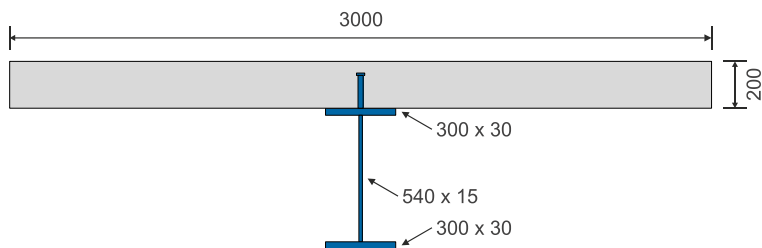


Abbildung 2-40: Beispiel 5 – Querschnittsabmessungen

- (a) Wählen Sie eine Verdübelung des Verbundträgers (Abbildung 2-40) und weisen Sie diese nach.

Baustoffe: C 35/45

S 355

Kopfbolzendübel: Ø 22

 $h = 150 \text{ mm}$ $f_{uk} = 451 \text{ N/mm}^2$ $e_L = 150 \text{ mm}$

plastische Momente:

 $M_{pl,Rd} = 3616 \text{ kNm}$ $M_{pla,Rd} = 2010 \text{ kNm}$ **2.3.9. Schubsicherung der Betongurtes***in Bearbeitung*Betonkalender,
Kap. 4.9nicht
klausurrelevant**2.4. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit***in Bearbeitung*nicht
klausurrelevant

3. Verbunddecken

3.1. Allgemeines

Verbunddecken sind tragende Deckenplatten, die aus stählernen Verbund-Profiltafeln und Aufbeton bestehen. Im Bauzustand entstehen sofort nach Befestigung der Profiltafel auf der Unterkonstruktion begehbare Arbeitsbühnen, und beim Betonieren ersetzt das Profilblech die herkömmliche Schalung. Im Endzustand ist der Aufbeton mit dem Profilblech schubfest verbunden, so dass das untenliegende Verbund-Profilblech die Zugkräfte aus positiven Biegemomenten aufnehmen kann.

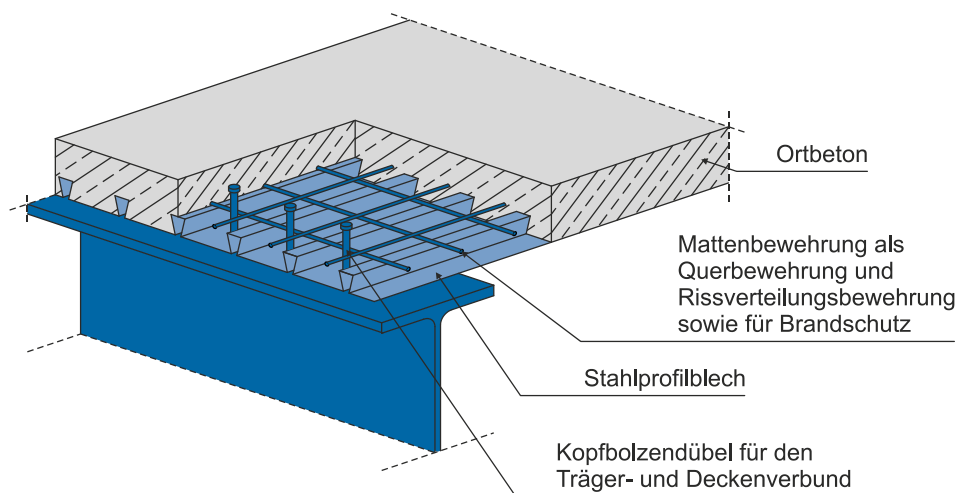


Abbildung 3-1: Aufbau einer Verbunddecke

Die Verbunddeckenbauweise, welche nicht nur die Bauzeit deutlich verkürzt, sondern auch noch weitere wirtschaftliche und gestalterische Vorteile ermöglicht, hat sich in Europa immer stärker durchgesetzt. In jüngster Zeit wurde eine Reihe von neuen Verbunddecken mit hervorragenden Trag- und Verbundeigenschaften entwickelt und auf den Markt gebracht, die zu einer weiteren raschen Verbreitung der Bauweise geführt haben. Verbunddecken mit hinterschnittener Blechgeometrien und Noppen können teilweise auch ohne Endverankerung verwendet werden.

Die Bemessung von Verbunddecken basiert im Eurocode 4 weitgehend auf Versuchen und daraus abgeleiteten Berechnungsmodellen (siehe Abschnitte 3.3.7 und 3.3.8).

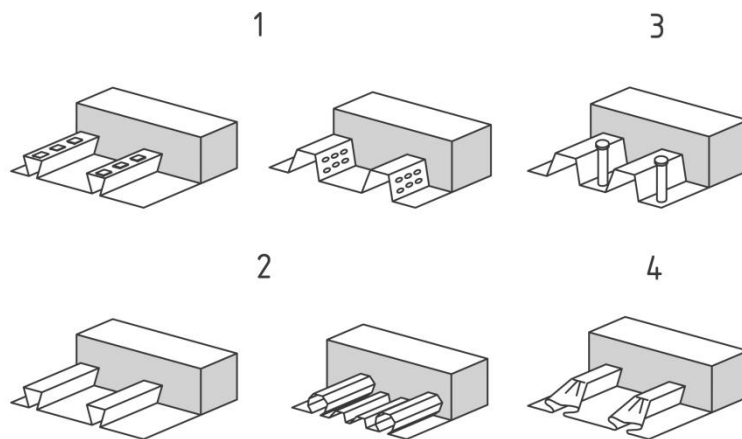
EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9

3.2. Verbundwirkung

Die Schwierigkeit bei Verbunddecken liegt vor allem in der Erzielung einer einseitigen, dauerhaften Verbundwirkung zwischen einem kaltgewalzten, relativ glatten und verzinkten dünnen Blech und dem darauf hergestellten Ortbeton (Abbildung 3-2).

Bei den Verbund-Profilblechen sind grundsätzlich zwei Typen zu unterscheiden:

- Trapezprofile mit Sicken und/oder Noppen
- hinterschnittene Profile (schwalbenschwanzförmig) mit oder ohne Noppen



Legende

- 1 mechanischer Verbund
- 2 Reibungsverbund
- 3 Endverankerung mit durchgeschweißten Dübeln
- 4 Endverankerung mit Blechverformungsankern

Abbildung 3-2: Typische Maßnahmen zur Sicherung der Verbundwirkung bei Verbunddecken

Die hinterschnittene Profilform führt zwar zu einem höheren Stahlverbrauch je m² Deckenfläche, sie verhindert aber sehr wirksam die Trennung von Profilblech und Aufbeton. Bei glatten Blechen ermöglicht diese Profilform Reibungskräfte und Klemmwirkungen, bei zusätzlich eingetragenen Noppen einen sehr leistungsfähigen Verbund mit einem großen Verschiebewiderstand in der gemeinsamen Verbundfuge.

Im Eurocode 4 werden folgende Maßnahmen zur Verbundsicherung unterschieden:

- a) Verbund durch eingetragene Sicken (quer oder schräg) oder Noppen im Obergurt und/oder in den Stegen des Profilbleches zur **mechanischen Verdübelung** (Abbildung 3-2 (1))

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 9.1

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9.1.2.1

- b) **Reibungsverbund** und Klemmwirkung bei hinterschnittenen Querschnittsformen, wobei Schubkräfte auch ohne zusätzliche mechanische Verdübelung übertragen werden können (Abbildung 3-2 (2))
- c) **Endverankerung durch aufgeschweißte Kopfbolzen** oder andere Verbindungsmittel jedoch nur in Kombination mit a) oder b) (Abbildung 3-2 (3))
- d) **Endverankerung durch Verformung der Rippen** an den Enden der Blechtafeln, jedoch nur in Kombination mit b) (Abbildung 3-2 (4))

Eine Kombination der oben genannten Maßnahmen führt häufig zur besten Lösung.

Durch die natürliche Haftreibung (Adhäsion) zwischen Blech und Beton werden (in den unteren Laststufen) ebenfalls Schubkräfte übertragen. Dieser „Haftverbund“ darf jedoch bei der Bemessung nicht berücksichtigt werden, da im gerissenen Zustand eine fortschreitende Zerstörung auftreten kann (reißverschlussartiges Versagen).

3.3. Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für die Bemessung von Verbunddecken gelten weitgehend die gleichen Grundlagen wie für Verbundträger. Es werden daher an dieser Stelle nur diejenigen Bereiche behandelt, in denen zusätzliche Erläuterungen notwendig sind.

3.3.1. Kritische Schnitte

Eine Verbunddecke muss so bemessen werden, dass in keinem der in Abbildung 3-3 gezeigten Schnitte im jeweils zu untersuchenden Grenzzustand der Tragfähigkeit die Bemessungswerte der einwirkenden Schnittgrößen die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit überschreiten. Dabei wird zwischen den folgenden Versagensarten unterschieden:

Schnitt I-I: **Biegeversagen im positiven Momentenbereich** wird nur bei vollständiger Verdübelung maßgebend

Schnitt II-II: **Längsschubversagen in der Verbundfuge**

- Es liegt teilweise Verdübelung vor
- Die Tragfähigkeit der Verbundfuge begrenzt die maximale Beanspruchbarkeit der Verbundplatte auf Biegung

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9.7

- Die volle Biegetragfähigkeit der Verbunddecke kann nicht erreicht werden
- Es tritt Schlupf in der Verbundfuge auf

Schnitt III-III: **Querkraftversagen im Beton** wird maßgebend bei Verbundplatten mit geringen Spannweiten unter hohen Einzellasten

Schnitt IV-IV: **Biegeversagen im negativen Momentenbereich**

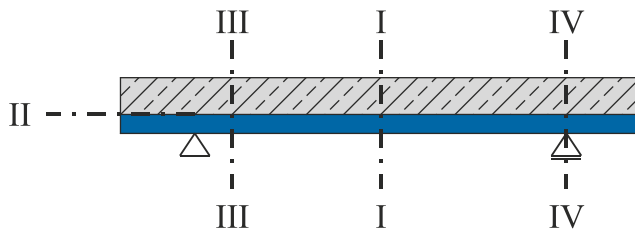


Abbildung 3-3: Verbunddecke – kritische Schnitte

Der wichtigste Nachweis ist der für die Verbundkräfte. Da in der Regel Teilverbund vorliegt steht er in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Nachweis der Biegetragfähigkeit.

3.3.2. Vollständige und teilweise Verdübelung

(1) Eine Verbunddecke gilt als vollständig verdübelt, wenn eine Vergrößerung der Längsschubtragfähigkeit zu keiner Vergrößerung der Momenten­tragfähigkeit führt. Anderenfalls liegt eine teilweise Verdübelung vor.

Der Verdübelungsgrad η wird analog zur Berechnung bei Verbundträgern nach Gleichung (2.81) ermittelt. Dabei wird die Betondruckkraft N_c des Betons mit Hilfe der Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ bestimmt, die aus Versuchen ermittelt wird.

3.3.3. Biegetragfähigkeit

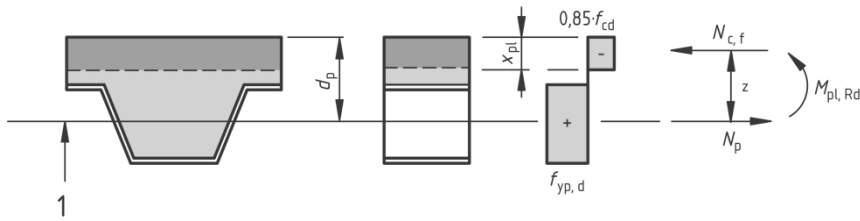
Die in Abschnitt 2.3.3.1 behandelte Ermittlung der vollplastischen Momenten­tragfähigkeit bei Verbundträgern darf auch auf Verbunddecken mit vollständiger Verdübelung angewendet werden. Dazu wird auch hier eine vollplastische Spannungsverteilung zugrunde gelegt. Für das Profilblech wird dabei die Bemessungsstreckgrenze $f_{yp,d}$ angesetzt.

Bei Verbunddecken, genauso wie bei Verbundträgern, sind die Lage der plastischen Nulllinie sowie die Momentenbeanspruchung zu beachten. Liegt die plastische Nulllinie x_{pl} bei positiver Momentenbeanspruchung im

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9.1.2.2 (1)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9.7.2

Aufbeton, so ist die Momententragfähigkeit mit der in Abbildung 3-4 dargestellten Spannungsverteilung zu ermitteln.



Legende

1 Schwerachse des Profilbleches

Abbildung 3-4: plastische Momententragfähigkeit – Nulllinie im Aufbeton

Liegt die plastische Nulllinie hingegen im Bereich des Profilbleches, so ist die Momententragfähigkeit mit der Spannungsverteilung in Abbildung 3-5 zu ermitteln. Dabei dürfen z und M_{pr} vereinfacht wie folgt berechnet werden:

$$z = h - 0,5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_{c,f}}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}} \quad (3.1)$$

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot \left(1 - \frac{N_{c,f}}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \quad (3.2)$$

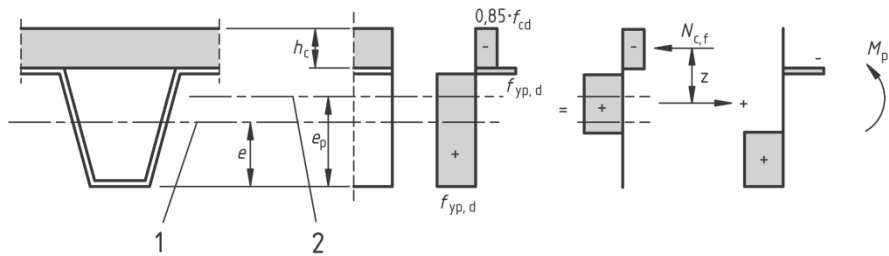
mit

z	Hebelarm (siehe Abbildung 3-5)
h	Gesamthöhe der Verbunddecke
h_c	Aufbetonhöhe
e_p	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der Zugrandfaser des Querschnitts
e	Abstand zwischen der Schwerachse des Profilbleches und der Zugrandfaser des Querschnitts
$N_{c,f}$	Bemessungswert der Drucknormalkraft des Betongurtes bei vollständiger Verdübelung
A_{pe}	wirksame Querschnittsfläche des Profilbleches
$f_{yp,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze bei Profilblechen
M_{pr}	reduzierte vollplastische Momententragfähigkeit eines Profilbleches
M_{pa}	Bemessungswert der vollplastische Momententragfähigkeit des wirksamen Querschnitts eines Profilbleches

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 9.5

EN 1994-1-1:2006-07, (9.5)

EN 1994-1-1:2006-07, (9.6)



Legende

- 1 elastische Schwerachse des Profilbleches
- 2 plastische Nulllinie des Profilbleches

Abbildung 3-5: plastische Momententragfähigkeit – Nulllinie im Profilblech

Bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit bei negativer Momentenbeanspruchung dürfen die Spannungen des Profilbleches auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden. Die daraus resultierende Spannungsverteilung ist in Abbildung 3-6 zu sehen.

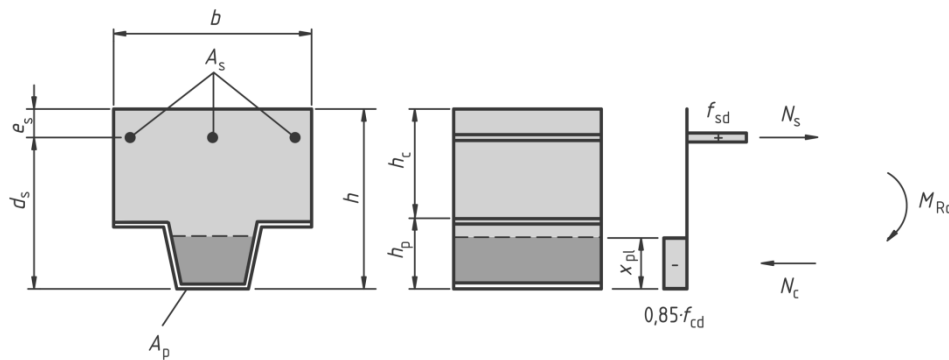


Abbildung 3-6: plastische Momententragfähigkeit – negative Momentenbeanspruchung

3.3.4. Querkrafttragfähigkeit

Die Grenztragfähigkeit für Querkräfte wird für den Stahlbetonteil des Gesamtquerschnittes in Anlehnung an den Eurocode 2 ermittelt. Der Beitrag des Profilbleches wird im Allgemeinen vernachlässigt. Entsprechende Überlegungen gelten für das Durchstanzen.

3.3.5. Längsschubtragfähigkeit ohne Endverankerung

Der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit ohne Endverankerung ist im Eurocode 4 für Verbunddecken mit mechanischem oder Reibungsverbund geregelt. Der Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit $V_{1,Rd}$ darf dabei nach dem m+k-Verfahren (siehe Abschnitt 3.3.7) oder nach dem Teilverbundverfahren (siehe Abschnitt 3.3.8) ermittelt werden. Die Berechnung nach dem Teilverbundverfahren setzt jedoch ein duktilen Verhalten der Verbunddecke voraus.

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 9.6

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 9.7

EN 1992-1-1:2005-10, Kap. 6.2.2

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9.7.3

Bei Anwendung des m+k-Verfahrens ist nachzuweisen, dass der auf die Plattenbreite b bezogene einwirkende Querkraft V_{Ed} die Querkrafttragfähigkeit $V_{l,Rd}$ nach Gleichung (3.3) nicht überschreitet.

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_{VS}} \cdot \left(\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right) \quad (3.3)$$

mit

$V_{l,Rd}$	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit
b	Breite des Aufbetongurtes
d_p	Abstand zwischen der Schwereachse des Profilbleches und der Randfaser des Betons
γ_{VS}	Teilsicherheitsbeiwert für die Längsschubtragfähigkeit von Verbunddecken

$$\gamma_{VS} = 1,25 \quad (3.4)$$

m	Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurve; aus Versuchen zu bestimmender Beiwert
k	Erhöhungsfaktor zur Erfassung von Einflüssen aus Theorie II. Ordnung; aus Versuchen hergeleiteter Beiwert
A_p	Querschnittsfläche des Profilbleches
L_s	Schublänge

Wird der Nachweis nach dem Teilverbund-Verfahren geführt, so ist nachzuweisen, dass das einwirkende Momente M_{Ed} an keiner Stelle die Momenten Tragfähigkeit M_{Rd} überschreitet.

Die Momenten Tragfähigkeit M_{Rd} wird wie zuvor berechnet, wobei anstelle von $N_{c,f}$ die Betondruckkraft nach Gleichung (3.5) einzusetzen ist.

$$N_c = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x \quad (3.5)$$

mit

$\tau_{u,Rd}$	Bemessungswert der Verbundfestigkeit
---------------	--------------------------------------

$$\tau_{u,Rd} = \frac{\tau_{u,Rk}}{\gamma_{VS}} \quad (3.6)$$

γ_{VS}	Teilsicherheitsbeiwert für die Längsschubtragfähigkeit
b	Breite des Aufbetongurtes
L_x	Abstand zwischen dem jeweils betrachteten Querschnitt und dem benachbarten Auflager

EN 1994-1-1:2006-07, (9.7)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9.7.3(5)

EN 1994-1-1:2006-07, (9.8)

EN 1994-1-1:2006-07, (9.8)

Weiterhin ändert sich auch der Hebelarm z zu

$$z = h - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}} \quad (3.7)$$

mit

z	Hebelarm (siehe Abbildung 3-5)
x_{pl}	Lage der plastischen Nulllinie
e_p	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der Zugrandfaser des Querschnitts
e	Abstand zwischen der Schwerachse des Profilbleches und der Zugrandfaser des Querschnitts
N_c	Bemessungswert der Drucknormalkraft des Betongurtes
A_{pe}	wirksame Querschnittsfläche des Profilbleches
$f_{yp,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze bei Profilblechen

Die Bemessung der Verbunddecken nach Eurocode 4 gilt für einachsige gespannte Deckenfelder und Kragarme. Werden jedoch Decken als durchlaufende Verbunddecken ausgeführt so dürfen für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit äquivalente Einfelddecken für die Bemessung herangezogen werden.

- 0,8·L für Innenfelder
- 0,9·L für Endfelder

3.3.6. Längsschubtragfähigkeit mit Endverankerung

Der Beitrag der Endverankerung an der gesamten Längsschubtragfähigkeit ist in der Regel durch mindestens 3 Verbundplatten-Versuche nachzuweisen. Es kann jedoch auf die Versuche verzichtet werden, wenn als Endverankerung Kopfbolzendübel oder Blechverformungsanker verwendet werden und diese für die Zugkraft des Profilbleches (im Grenzzustand der Tragfähigkeit) bemessen werden.

Die Endverankerung wird durch die Schubtragfähigkeit eines durch das Profilblech geschweißten Kopfbolzendübel berücksichtigt. Dieser wird zur Ermittlung von M_{Rd} auf die nach dem Teilverbund-Verfahren ermittelte Drucknormalkraft N_c (Gleichung (3.5)) aufaddiert.

EN 1994-1-1:2006-07, (9.9)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9.1.1(1)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9.7.3(6)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 9.7.4

$$P_{pb,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{\varphi} \cdot d_{do} \cdot t \cdot f_{yp,d} \\ k_t \cdot P_{Rd} \end{array} \right. \quad (3.8)$$

mit

$P_{pd,Rd}$ Bemessungswert der Schubtragfähigkeit eines durch das Profilblech geschweißten Kopfbolzendübels

$$k_{\varphi} = 1 + \frac{a}{d_{do}} \leq 6,0 \quad (3.9)$$

a Abstand zwischen der Dübelachse und dem Blechende

$$a \geq 1,5 \cdot d_{do} \quad (3.10)$$

d_{do} Durchmesser des Schweißwulstes, für den der 1,1-fache Wert des Schaftdurchmessers des Dübels angesetzt werden darf

t Dicke des Profilbleches

$f_{yp,d}$ Bemessungswert der Streckgrenze bei Profilblechen

P_{Rd} Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit eines Dübels nach Gleichung (2.68)

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (3.11)$$

n_r Anzahl der Dübel je Rippe

b_0 mittlere Breite einer Betonrippe (minimale Breite bei hinterschnittener Profilblechgeometrie)

h_p Profilblechhöhe ohne Berücksichtigung von Noppen

h_{sc} Nennwert der Höhe eines Dübels

EN 1994-1-1:2006-07, (9.10)

EN 1994-1-1:2006-07, (9.11)

EN 1994-1-1:2010-12, (6.23)

EN 1994-1-1:2010-12, Tab. 2

3.3.7. Bemessung nach der m+k-Methode

Die m+k-Methode (Abbildung 3-8) stellt das Standard-Bemessungsverfahren für die Berechnung der Längsschubtragfähigkeit von Verbunddecken nach Eurocode 4 dar. Bei dieser Methode handelt es sich um ein halbempirisches Verfahren. Die Berechnung beruht auf der Auswertung von Versuchen an charakteristischen Einfeld-Deckenteilen, mit deren Hilfe die Koeffizienten m und k bestimmt werden.

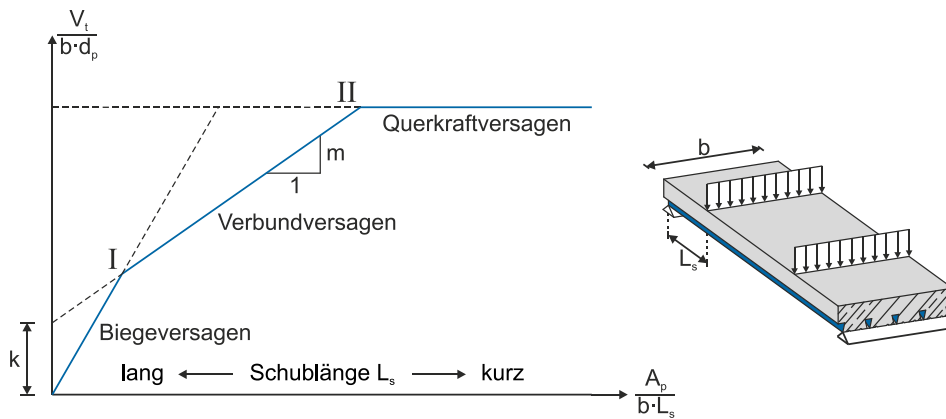
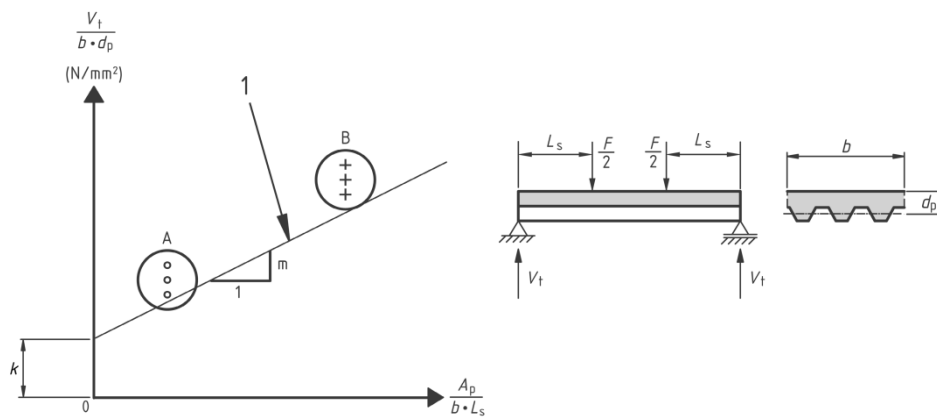


Abbildung 3-7: m+k-Methode

Abbildung 3-7 zeigt den Gedankengang dieses Bemessungsverfahrens und die drei charakteristischen Versagensarten Biegung, Längsschub und Querkraft (vgl. Abschnitt 3.3.1) die nachgewiesen werden müssen. Je größer die Schublänge L_s , und damit die Stützweite L , desto eher tritt Biegeversagen auf. Bei sehr kleinem L_s wird Querkraftversagen maßgebend. Der kritische Bereich dazwischen stellt Verbundversagen dar, also Schlupf am Deckenende. Bisherige Versuche haben gezeigt, dass die Eigenschaften des Profilbleches hierfür maßgebend sind, die Betonfestigkeit hat hingegen einen untergeordneten Einfluss auf das Verbundversagen.

Der Bereich der Längsschubtragfähigkeit wird vereinfacht durch die Gerade (Bereich I-II) ersetzt, deren Lage durch die beiden Kurvenparameter m (Neigung) und k (Erhöhungsfaktor) gekennzeichnet ist. Diese Gerade wird aus Plattenversuchen abgeleitet (siehe Abbildung 3-8). Die aus den Versuchen gewonnenen Koeffizienten gelten nur für den untersuchten Deckentyp. Das heißt, dass für jeden Deckentyp Versuche durchgeführt werden müssen, da eine Überführung der Ergebnisse nicht möglich ist.



Legende

- 1 Bemessungsgrade für die Längsschubtragfähigkeit

Abbildung 3-8: m+k-Methode – Auswertung der Versuchsergebnisse

EN 1994-1-1:2006-07, Bild B.4

Sobald die Parameter m und k festgelegt sind, dies geschieht z.B. durch eine bauaufsichtliche Zulassung, ist das Bemessungsverfahren sehr einfach: die maximale Querkraft V_{Ed} darf den nach Gleichung (3.3) zu bestimmenden Grenzwert $V_{I,Rd}$ nicht überschreiten.

Zur Festlegung der Parameter m und k werden, wie zuvor erwähnt, Verbunddeckenversuche mit Einfeldplatten etwa im Maßstab 1:1 durchgeführt. Dazu sind zwei Versuchsreihen von jeweils mindestens 3 Versuchen durchzuführen, die im Bereich I und II liegen. Die statistisch auszuwertenden Versuchsergebnisse beinhalten daher alle Einflussgrößen der untersuchten Verbunddecke. Dazu gehören unter anderem der Werkstoff, die Plattengeometrie, die Verbundwirkung und das Zusammenwirken, ohne dass man diese Einflussgrößen nachträglich herausfiltern und trennen kann. Darin liegt gleichzeitig der Nachteil dieses Nachweisverfahrens. Wenn nämlich der Anwendungsbereich geändert werden soll, sind jedes Mal weitere Traglastversuche erforderlich. Das gilt für andere Blech- und Plattendicken genauso wie für zusätzliche Maßnahmen, wie z.B. Zulagenbewehrung oder Endverankerungen. Weichen System und Belastung in Wirklichkeit von den Versuchsbedingungen ab (Durchlaufplatten, gemischte Einzel- und Gleichstreckenlasten), dann müssen für die Bemessung weitere Abschätzungen durchgeführt werden.

3.3.8. Bemessung nach der Teilverbund-Methode

Die Bemessung nach dem Teilverbundverfahren kann alternativ zur $m+k$ -Methode durchgeführt werden, wenn duktilen Verhalten der Verbunddeckenkonstruktion vorhanden ist. Zur Definition wird das Last-Verformungsverhalten insbesondere der gemessene Endschlupf zwischen Profilblech und Beton herangezogen.

Duktilität liegt dann vor, wenn die Prüflast nach deutlichem Endschlupf mehr als 10 % ansteigt und kein plötzlicher Lastabfall bei weggeregelter Versuchsdurchführung eintritt.

Die entscheidende Größe bei Verbundversagen ist die übertragbare Längsschubkraft zwischen Profilblech und Beton. Dazu wird die Rechengröße „Verbundfestigkeit“ (die Schubspannung τ_u) eingeführt, die einem Versagen infolge horizontalem Schub in der Verbundfuge entgegen wirkt. Diese Schubspannung wirkt laut Definition nicht auf die abgewinkelte Fläche des Profilbleches, sondern auf die Deckengrundrissfläche $b \cdot L$.

Die Verbundfestigkeit τ_u wird mit Hilfe der Teilverbund-Theorie ermittelt. Dazu werden Versuche im Maßstab 1:1 durchgeführt, um die Einflüsse der

EN 1994-1-1:2012-10, Kap. 9.7.3(3)

Blechzugspannung (Klemmwirkung), des Querdruckes und der Krümmung mit zu erfassen. Die daraus resultierenden Ergebnisse werden mit den tatsächlichen Ist-Werten ausgewertet.

Die Teilverbundtheorie für Verbunddecken beruht auf den gleichen Grundlagen wie für Verbundträger mit teilweiser (duktiler) Verdübelung (vgl. Abschnitt 2.3.3.2).

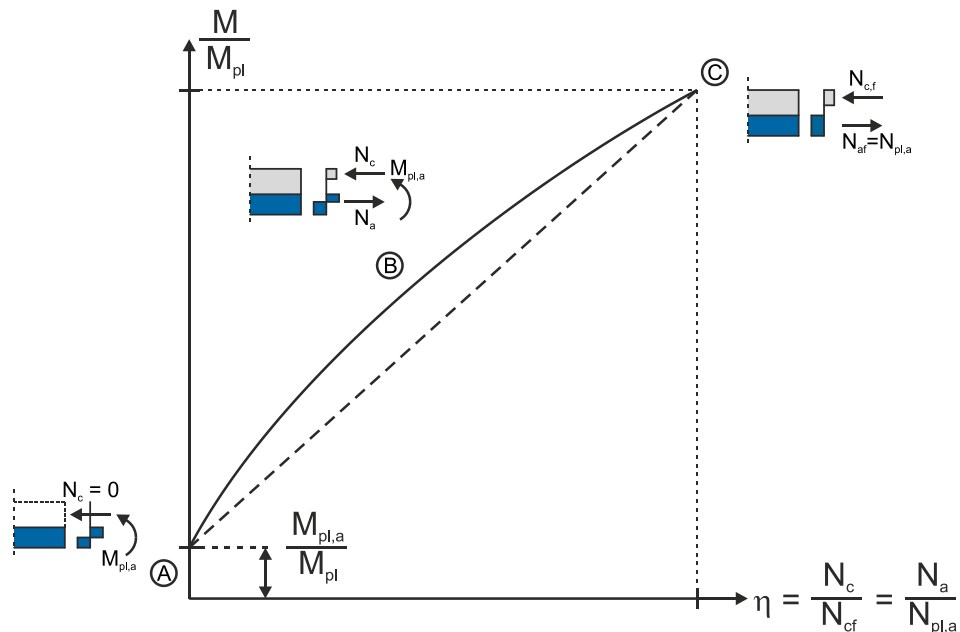


Abbildung 3-9: Teilverbund-Diagramm

Das in Abbildung 3-9 dargestellte Teilverbund-Diagramm wird durch die Punkte A, B und C beschrieben:

Punkt C: Volles Plastizieren des Verbundquerschnittes führt zur maximalen Biegetragfähigkeit M_{pl} bei voller Verdübelung ($\eta = 1,0$).

Punkt A: Ohne Verbundwirkung ($\eta = 0$) verbleibt die plastische Biegetragfähigkeit des Profilbleches $M_{pl,a}$.

Punkt B: Kurvenförmiger Verlauf für unterschiedliche Anteile $N_c/N_{c,f}$ zwischen A und C. Die Momententragfähigkeit ist somit eine Funktion des Verdübelungsgrades η .

Für die Bemessung, das heißt für den Nachweis der Verbundspannung (Längsschubspannungen), wird das Teilverbund-Diagramm in die Form einer Momentendeckungslinie gebracht. Auf der sicheren Seite liegend darf die Momentendeckungslinie linear angenommen werden (Abbildung 3-10). Dadurch erspart man sich die Berechnung der Interaktionswerte.

Die Zweckmäßigkeit der Umformung des Teilverbund-Diagrammes in eine Momentendeckungslinie wird am Fall A (siehe Abbildung 3-10) deutlich. Es ist zu sehen, dass die Biegetragfähigkeit M_{Rd} mit zunehmender

Länge L_x linear zunimmt und infolge der äußeren Streckenlast ein parabelförmiges Moment M_{Ed} wirkt. Der maßgebende Bemessungsquerschnitt (minimale Differenz zwischen M_{Rd} und M_{Ed}) liegt hierbei nicht mehr in Feldmitte, sondern hat sich zum Auflager hin verschoben. Durch die Umformung ist es möglich den maßgebenden Bemessungspunkt auf einfache Weise zu bestimmen.

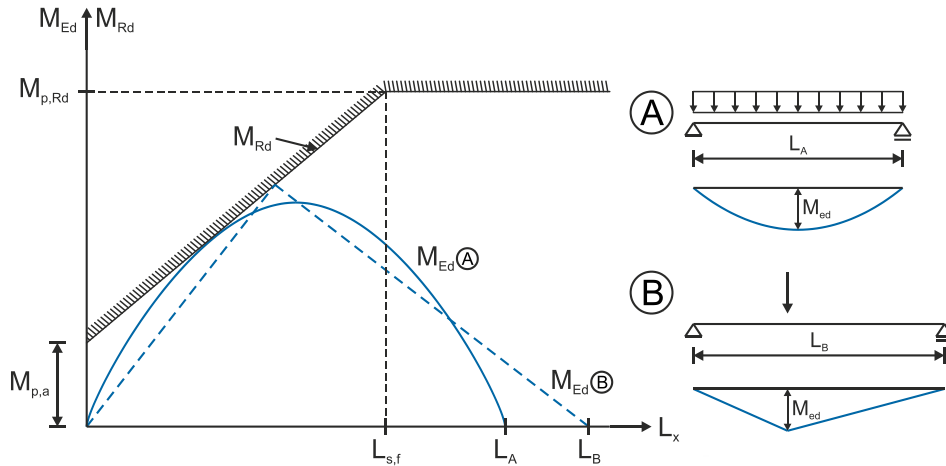


Abbildung 3-10: Momentendeckungslinie – vereinfachter Nachweis

Innerhalb des Diagrammes (Abbildung 3-10) wird $\tau_{u,Rd}$ dazu verwendet N_a bzw. N_c für Querschnitte im Abstand L_x vom Auflager zu berechnen und daraus die zugehörige Biegetragfähigkeit M_{Rd} zu bestimmen.

$$N_a = N_c = b \cdot L_x \cdot \tau_{u,Rd} \tag{3.12}$$

mit

- N_a Bemessungswert der Normalkraft des Profilbleches
- N_c Bemessungswert der Drucknormalkraft des Aufbetons
- b Breite des Aufbetons
- L_x Abstand zwischen dem Auflager und dem betrachteten Querschnitt
- $\tau_{u,Rd}$ Bemessungswert der Verbundspannung

Für die Betondruckkraft $N_{c,f}$ bei vollständiger Verdübelung ($\eta = 1,0$) ergibt sich die Schublänge $L_{s,f}$:

$$L_{s,f} = \frac{N_{c,f}}{b \cdot \tau_{u,Rd}} \tag{3.13}$$

mit

- $L_{s,f}$ Schublänge

$N_{c,f}$	Bemessungswert der Drucknormalkraft des Aufbetons bei vollständiger Verdübelung
b	Breite des Aufbetons
$\tau_{u,Rd}$	Bemessungswert der Verbundspannung

Für $L_x > L_{s,f}$ versagt der Querschnitt auf Biegung. Bei $L_x < L_{s,f}$ liegt Teilverbund vor, d.h. es tritt ein Versagen in der Verbundfuge ein.

Die Auswirkung zusätzlicher Endverankerungen kann durch die Berücksichtigung eines Überstandes L_0 umgerechnet werden.

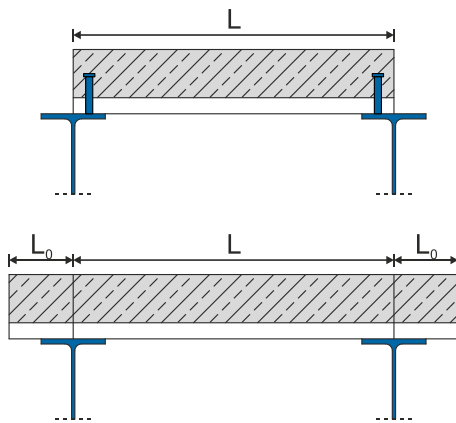


Abbildung 3-11: Einfluss der Endverankerung

$$L_0 = \frac{V_{Rd}}{b \cdot \tau_{u,Rd}} = \frac{P_{Rd}}{e_l \cdot b \cdot \tau_{u,Rd}} \quad (3.14)$$

mit

V_{Rd}	Dübelkapazität des Endankers auf Abscheren
b	Breite des Aufbetons
$\tau_{u,Rd}$	Bemessungswert der Verbundspannung
P_{Rd}	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit eines Dübels
e_l	Dübelabstand bzw. Rippenabstand

Die Berücksichtigung des Überstandes führt zu einer Parallelverschiebung der Momenten Tragfähigkeitskurve (Abbildung 3-12). Es gilt jedoch zu beachten, dass das Verformungsverhalten (Schlupf) der Endverankerung und des Profilverbundes miteinander „verträglich“ sind.

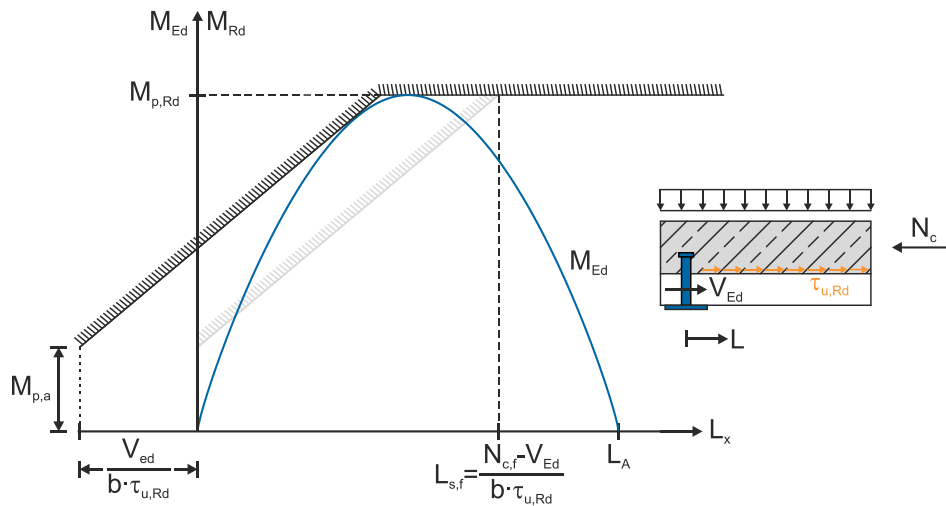


Abbildung 3-12: Momentendeckungslinie – Einfluss der Endverankerung

Zusätzlich eingelegte Betonstahlbewehrung, die gegebenenfalls aus Gründen des Brandschutzes oder zu besserer Querverteilung ohnehin vorhanden ist, können rechnerisch als additive Glieder bei der Ermittlung von M_{Rd} berücksichtigt werden, ohne dass zusätzliche Versuche notwendig werden. Es hat sich in Versuchen gezeigt, dass die Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ ansteigt, wenn Zugbewehrung im Betonteil eingelegt wird. Dies ist auf eine bessere Rissverteilung, also geringere Rissbreiten, durch die Bewehrung zurückzuführen. Auf der sicheren Seite liegend kann die Bewehrung bei der Bemessung vernachlässigt werden.

3.4. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

in Bearbeitung

nicht
klausurrelevant

4. Verbundstützen

4.1. Allgemeines

Verbundstützen stellen die Kombination von Stahlbeton- und Stahlstützen dar. Vereinfacht kann gesagt werden, dass Verbundstützen die Vorteile der Stahlbeton- und der Stahlbauweise vereinigen, wobei gleichzeitig die ‚Nachteile‘ der beiden Bauweisen weitgehend kompensiert werden. So weist die Verbundstütze z.B. eine erheblich verbesserte Duktilität gegenüber der Stahlbetonstütze auf bei gleichzeitiger Erhöhung der Tragfähigkeit bzw. Verringerung der Querschnittsabmessungen. Gegenüber der Stahlstütze zeigt die Verbundstütze z.B. ein deutlich verbessertes Brandverhalten. Verbundstützen finden ihren Anwendungsbereich insbesondere in Bauwerken, in denen diese Vorteile konstruktionsbestimmend sind. Abbildung 4-1 zeigt typische Querschnitte von Verbundstützen mit den Bezeichnungen nach Eurocode 4.

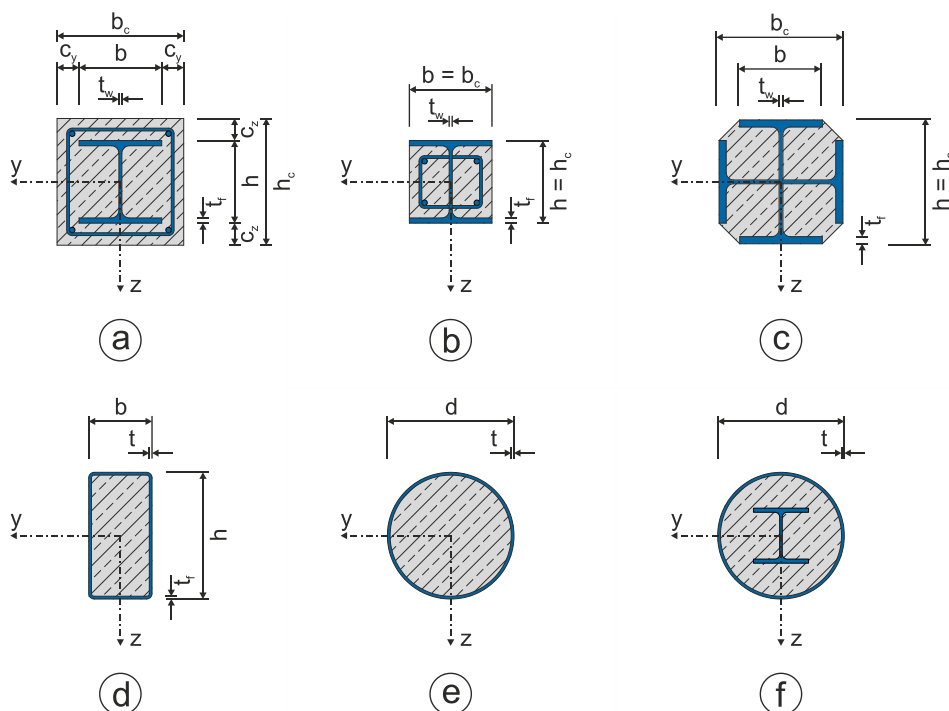


Abbildung 4-1: Typische Querschnitte von Verbundstützen

Die Querschnitte sind im Allgemeinen doppelt-symmetrisch und lassen sich in drei Hauptgruppen unterteilen:

- **vollkommen einbetonierte Stahlprofile** (Abbildung 4-1 (a)), bei denen der Beton den Stahlquerschnitt vollständig umschließt,
- **teilweise einbetonierte Stahlprofile** (Abbildung 4-1 (b) und (c)), das Stahlprofil ist nur teilweise mit Beton bedeckt und

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 6.17

- **betongefüllte Stahlprofile** (Abbildung 4-1 (d) bis (f)), bei denen der Beton vollständig von Stahl eingefasst ist.

Weitere Vorteile von Verbundstützen:

- sie belegen wenig Nutzraum,
- sie sind in Fertigteilbauweise herstellbar und
- stahlbaummäßige Anschlüsse sind möglich (bei betongefüllten Profilen).

4.2. Berechnungsmethoden nach Eurocode 4

4.2.1. Allgemeines

Im Eurocode 4 werden zwei Bemessungsverfahren für den Nachweis ausreichender Tragfähigkeit (Gesamtstabilität) von Verbundstützen angegeben. Ein allgemeines Bemessungsverfahren (EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.2), mit dem die Tragfähigkeit von Stützen mit beliebigem Querschnitt und über die Stützenlänge veränderlichen Querschnitten ermittelt werden kann sowie ein vereinfachtes Nachweisverfahren (EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3) für Stützen mit doppeltsymmetrischen und über die Stützenlänge konstanten Querschnitten.

Die Anwendung beider Bemessungsverfahren ist auf Baustähle S 235 bis S 460 und auf Normalbetone mit Betonfestigkeitsklassen C 20/25 bis C 50/60 begrenzt. Neben dem Nachweis der Gesamtstabilität sind grundsätzlich bei beiden Verfahren der Nachweis gegen lokales Beulen (Abschnitt 4.2.3), der Nachweis der Lasteinleitung sowie der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit zwischen Beton- und Stahlquerschnittsteilen erforderlich (Abbildung 4-2).

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.1(2)

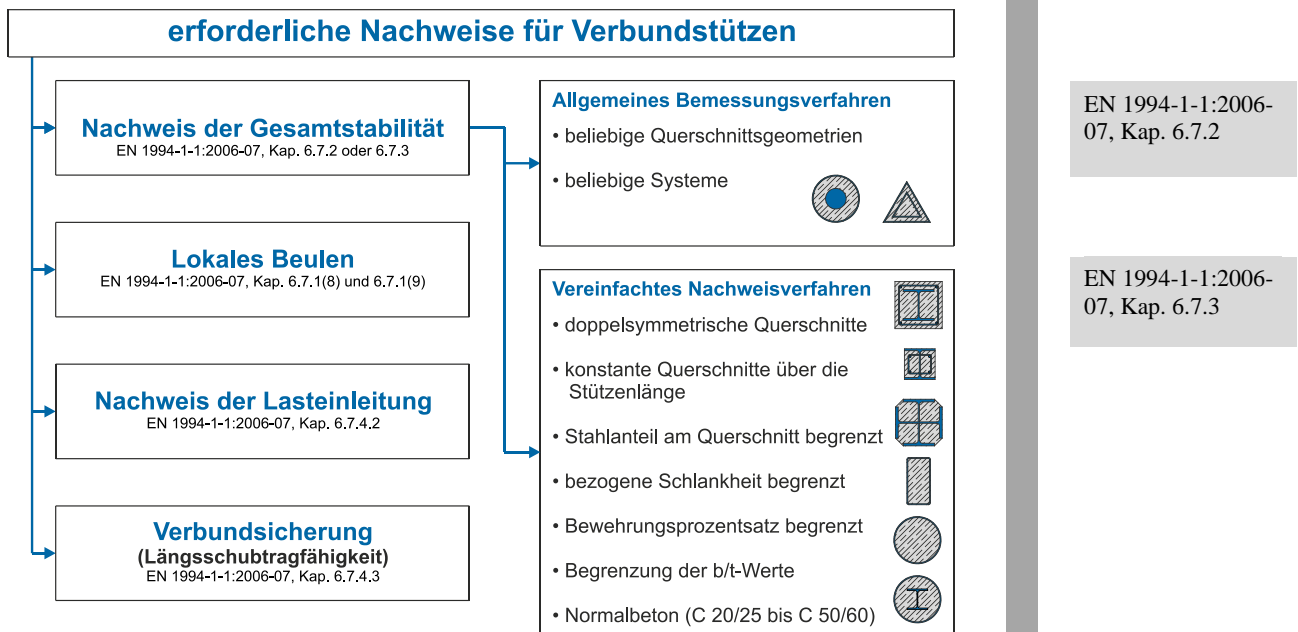


Abbildung 4-2: erforderliche Nachweise für Verbundstützen

Die Bemessungsverfahren nach Eurocode können für Einzelstützen sowie für Stützen und Druckglieder in Rahmentragwerken angewendet werden. Dabei muss der Anteil der vollplastischen Tragfähigkeit des Baustahlquerschnitts an der plastischen Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts (Parameter δ) die folgende Bedingung erfüllen:

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_a \cdot f_y}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9 \quad (4.1)$$

δ bezogener Stahlanteil bei Verbundstützen

Dieser Nachweis dient der Abgrenzung zur Stahl- bzw. Stahlbetonstütze. Sollte der Querschnittsparameter δ kleiner sein als 0,2, so ist die Stütze als Stahlbetonstütze nach Eurocode 2 zu bemessen. Im anderen Fall ($\delta > 0,9$) ist die Stütze als reine Stahlstütze nach Eurocode 3 zu behandeln.

4.2.2. Betondeckung und Bewehrung

Bei vollständig einbetonierten Profilen hat die Betondeckung verschiedene Aufgaben zu erfüllen:

- Beulbehinderung der Stahlteile
- Sicherung der Übertragung von Verbundspannungen
- Korrosionsschutz
- Schutz vor übermäßiger Erwärmung im Brandfall

EN 1994-1-1:2006-07, (6.27) und (6.38)

siehe Abschnitt 4.2.3

Die minimale Betondeckung bei Verbundstützen muss deshalb folgende Bedingung erfüllen:

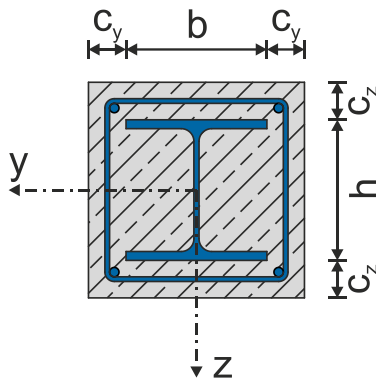


Abbildung 4-3: Verbundstützen - Mindestbetondeckung

$$c_y \text{ bzw. } c_z \geq \max \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ b/6 \end{cases} \quad (4.2)$$

c_y, c_z Betondeckung

Wird die Längsbewehrung bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen beim Tragfähigkeitsnachweis angerechnet, so ist folgende Mindestbewehrung erforderlich:

$$A_{S,\min} \geq 0,3\% \cdot A_c \quad (4.3)$$

mit

$A_{S,\min}$ Querschnittsfläche der Mindestbewehrung

A_c Betonquerschnittsfläche

4.2.3. Nachweis gegen lokales Beulen

Verbundstützen weisen ein günstiges Beulverhalten auf, da die Stahlteile entweder vollständig einbetoniert sind oder außen liegen und sich einseitig gegen den Beton abstützen. Aus diesem Grund ist Ausbeulen nur in einer Richtung möglich. Die Grenzwerte nach Tabelle 4-1 berücksichtigen dieses günstige Beulverhalten. Sie entsprechen der Einordnung der Verbundstützenquerschnitte in die Klasse 2, d.h. der Querschnitt erreicht die plastische Grenztragfähigkeit. Umlagerungsmöglichkeiten der Schnittgrößen, die bei Querschnitten der Klasse 1 zulässig sind, dürfen bei Verbundstützen nicht in Rechnung gestellt werden.

Die Tragfähigkeit der Verbundstützen darf ohne Berücksichtigung lokalen Beulens ermittelt werden, wenn

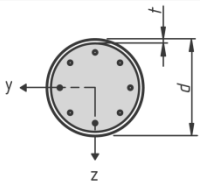
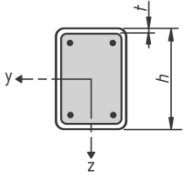
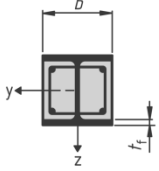
EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.5.1(2)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.5.2(1)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.1(8) und (9)

- das Stahlprofil vollständig einbetoniert ist und die Mindestbetondeckung (40 mm oder 1/6 der Flanschbreite) nicht unterschritten wird. (vgl. Gleichung (4.2))
- die Grenzwerte (d/t) , (h/t) bzw. (b/t_f) nach Tabelle 4-1 eingehalten werden.

Tabelle 4-1: Grenzwerte für (d/t) , (h/t) und (b/t_f) mit f_y in N/mm^2

Querschnitt	$\max (d/t)$, $\max (h/t)$ und $\max (b/t_f)$
ausbetonierte Rohre 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
ausbetonierte rechteckige Hohlprofile 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
teilweise einbetonierte I-Querschnitte 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

4.3. Vereinfachtes Nachweisverfahren

4.3.1. Allgemeines und Anwendungsbereich

Das vereinfachte Nachweisverfahren nach ENV 1994-1-1 basiert auf dem Ersatzstabverfahren unter Verwendung der europäischen Knickspannungskurven (Abbildung 2-20). Dieses Verfahren ist nur für Einzelstützen und Stützen in unverschieblichen Rahmentragwerken anwendbar.

Im Rahmen der Erarbeitung von EN 1994-1-1 sowie DIN 18800-5 wurde ein modifiziertes Nachweisverfahren auf der Grundlage der Elastizitätstheorie II. Ordnung entwickelt, das sich an die Nachweisverfahren in den Regelwerken für Stahltragwerke anlehnt und auch bei seitlich verschieblichen Rahmentragwerken angewendet werden kann. Das Näherungsverfahren enthält hinsichtlich der Querschnittstragfähigkeit und der effektiven Biegesteifigkeit Berechnungsannahmen, die teilweise aus Kalibrierung mit Versuchsergebnissen resultieren. Der Anwendungsbereich ist daher begrenzt.

EN 1994-1-1:2006-07, Tab. 6.3

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3

(1) Das vereinfachte Nachweisverfahren gilt für Stützen mit doppelt-symmetrischen und über die Bauteillänge konstanten Verbundquerschnitten mit gewalzten, kaltprofilierten oder geschweißten Stahlprofilen. Baustahlquerschnitte, die aus zwei oder mehreren nicht miteinander verbundenen Querschnittsteilen bestehen, fallen nicht in den Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens. Der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ nach 6.7.3.3 muss die nachfolgende Bedingung erfüllen:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2,0 \quad (4.4)$$

mit

$N_{pl,Rk}$ charakteristischer Wert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit

N_{cr} ideale Verzweigungslast

$$N_{cr} = \frac{(EI)_{eff} \cdot \pi^2}{L_{cr}^2} \quad (4.5)$$

L_{cr} Knicklänge der Stütze

$(EI)_{eff}$ effektive Biegesteifigkeit zur Berechnung der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}$

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + E_S \cdot I_S + K_e \cdot E_{cm} \cdot I_c \quad (4.6)$$

E_a Elastizitätsmodul des Baustahls

I_a Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnittes

E_S Elastizitätsmodul des Betonstahls

I_S Flächenmoment zweiten Grades des Betonstahlquerschnitts

K_e Anpassungsbeiwert zur Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit für Verbundstützen. K_e berücksichtigt das Langzeitverhalten (Kriechen und Schwinden) des Betons und ist mit 0,6 anzunehmen.

E_{cm} Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons

I_c Flächenmoment zweiten Grades des ungerissenen Betonquerschnitts

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.1(1)

EN 1994-1-1:2006-07, (6.28) und (6.39)

EN 1994-1-1:2006-07, (6.40)

(2) Bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen nach Bild 6.17a dürfen rechnerisch maximal die nachfolgend angegebenen Betondeckungen berücksichtigt werden.

$$\begin{aligned}\max c_z &= 0,3 \cdot h \\ \max c_y &= 0,4 \cdot b\end{aligned}\quad (4.7)$$

Für die Betondeckung c_y ist hier ein größerer Wert zugelassen, um bei Profilen mit $h > b$ auch quadratische Verbundstützenquerschnitte herstellen zu können.

In den Ausführungen dürfen die Betondeckungen überschritten werden, in der Berechnung jedoch dürfen nur reduzierte Querschnitte mit maximalen Betondeckungen angesetzt werden.

(3) Vorhandene Längsbewehrung darf rechnerisch maximal mit 6 % der Betonfläche berücksichtigt werden.

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} \leq 0,06 \quad (4.8)$$

ρ_s Bewehrungsgrad

A_s Querschnittsfläche der Längsbewehrung

A_c Betonquerschnittsfläche

(4) Das Verhältnis von Querschnittshöhe zu Querschnittsbreite des Verbundquerschnitts liegt zwischen 0,2 und 5,0.

$$0,2 \leq \frac{h}{b} \leq 5,0 \quad (4.9)$$

h Querschnittshöhe

b Querschnittsbreite

Weiterhin sind die Anforderungen an den Querschnittsparameter δ (vgl. Gleichung (4.1)) zu erfüllen.

4.3.2. Querschnittstragfähigkeit

Bei Druck und Biegung darf die Querschnittstragfähigkeit und die Interaktionskurve des Verbundquerschnitts mit den in Abbildung 4-4 dargestellten vollplastischen Spannungsblöcken ermittelt werden. Die Zugfestigkeit des Betons darf dabei nicht berücksichtigt werden.

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.1(2)

EN 1994-1-1:2006-07, (6.29)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.1(3)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.1(4)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.2(2)

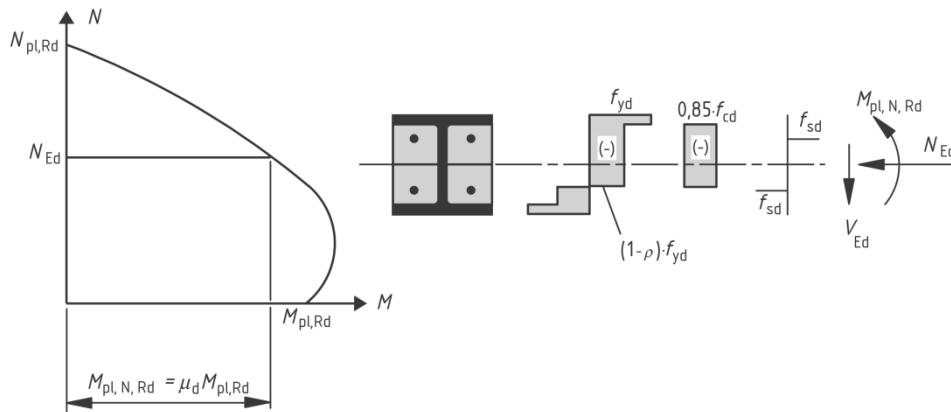


Abbildung 4-4: Vollplastische Interaktionskurve für Druck und einachsige Biegung

Bei großen Querkraften ($V_{a,Ed} > 0,5 V_{pl,a,Rd}$) muss der Einfluss auf die Normalkraft- und Momententragfähigkeit berücksichtigt werden. Dabei wird der Bemessungswert der Streckgrenze in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen des Stahlquerschnittes entsprechend Abbildung 4-4 mit $(1 - \rho) f_{yd}$ abgemindert.

(3) [...] Für $V_{a,Ed} > 0,5 V_{pl,a,Rd}$ darf der Einfluss der Querkraft auf die Querschnittstragfähigkeit für Druck und Biegung durch Ansatz eines reduzierten Bemessungswertes der Streckgrenze $(1 - \rho) f_{yd}$ in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen berücksichtigt werden. [...]

$$V_{a,Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,a,Rd} \quad (4.10)$$

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{a,Ed}}{V_{pl,a,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.11)$$

Bei teilweise und vollständig einbetonierten Stahlprofilen darf bei geschlossenen Bügeln bzw. bei Bügeln, die an die Stege des Stahlprofils angeschweißt werden, die Querkraft auch teilweise dem Betonquerschnitt zugeordnet werden. Die Zuordnung zu den Einzelquerschnitten erfolgt im Verhältnis der Momententragfähigkeiten des Baustahl- und Betonquerschnitts. Für den Betonquerschnitt ist dann eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit $V_{c,Rd}$ nach Eurocode 2 nachzuweisen.

(5) Wenn kein genauere Nachweis erfolgt, darf die Aufteilung der Bemessungsquerkraft V_{Ed} in den auf das Stahlprofil ($V_{a,Ed}$) und auf den Stahlbetonquerschnitt ($V_{c,Ed}$) entfallenden Anteil mit den nachfolgenden Beziehungen ermittelt werden.

Näherungsweise darf angenommen werden, dass V_{Ed} nur vom Baustahlquerschnitt übertragen wird.

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 6.18

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.2(3)

EN 1992-1-1:2005-10, Kap. 6.2

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.2(5)

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (4.12)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (4.13)$$

mit

$M_{pl,Rd}$ vollplastische Momenten Tragfähigkeit des Verbundquerschnittes

$M_{pl,a,Rd}$ vollplastische Momenten Tragfähigkeit des Baustahlquerschnittes

4.3.3. Normalkraftwiderstand des Verbundquerschnitts

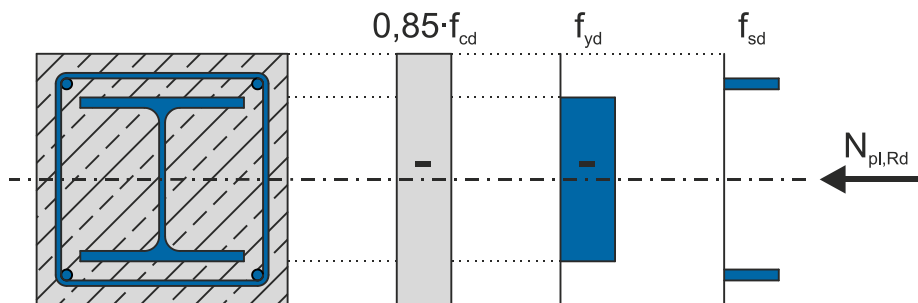


Abbildung 4-5: Spannungsverteilung beim vollplastischen Normalkraftwiderstand

Der vollplastische Normalkraftwiderstand $N_{pl,Rd}$ einer Verbundstütze ergibt sich zu

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (4.14)$$

mit

$N_{pl,Rd}$ vollplastische Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnittes

A_a Querschnittsfläche des Baustahlquerschnittes

f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Baustahls

A_c Betonquerschnittsfläche

f_{cd} Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons

A_s Querschnittsfläche des Betonstahls

f_{sd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

Gleichung (4.14) gilt für Querschnitte mit teilweise und vollständig einbetonierten Stahlprofilen (siehe Abbildung 4-1 (a) bis (c)).

EN 1994-1-1:2006-07, (6.30)

Der Faktor 0,85 darf bei der Ermittlung des Traganteiles des Betonquerschnitts für betongefüllte Hohlprofile zu 1,0 gewählt werden.

Bei betongefüllten Rundrohren ergibt sich aufgrund der behinderten Querdehnung des Betons durch das umgebende Rohr ein dreidimensionaler Spannungszustand (Abbildung 4-6). Dieser führt zu einer erhöhten Normalspannungstragfähigkeit des Betons bei gleichzeitiger Herabsetzung der Normalspannungstragfähigkeit des Stahlrohres infolge der Ringzugspannungen.

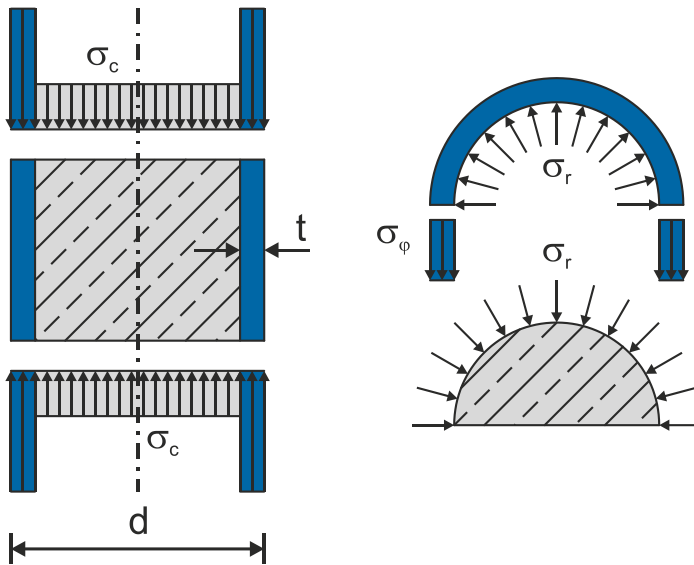


Abbildung 4-6: Betongefülltes Rundrohr – dreidimensionaler Spannungszustand

Dieser Einfluss der Umschnürungswirkung darf bei betongefüllten kreisförmigen Hohlprofilen berücksichtigt werden, wenn

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \quad (4.15)$$

und

$$\frac{e}{d} \leq 0,1 \quad (4.16)$$

mit

$\bar{\lambda}$ bezogene Schlankheit nach Gleichung (4.4) ohne Berücksichtigung der Umschnürung.

e Exzentrizität

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (4.17)$$

d Außendurchmesser der Stütze

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.2(2)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.2(6)

Der plastische Normalkraftwiderstand für Querschnitte mit Umschnürungswirkung ergibt dann sich zu

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sd} \quad (4.18)$$

mit

η_a, η_c Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung bei betongefüllten Rundrohren

t Dicke des Stahlrundrohres

Für Druckglieder mit $e = 0$ ergeben sich die Werte $\eta_a = \eta_{a0}$ und $\eta_c = \eta_{c0}$ zu:

$$\eta_{a0} = 0,25 \cdot (3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) \leq 1,0 \quad (4.19)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (4.20)$$

Für $0 < e \leq 0,1$ ergeben sich η_a und η_c zu:

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \cdot \left(10 \cdot \frac{e}{d} \right) \quad (4.21)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} \cdot \left(1 - 10 \cdot \frac{e}{d} \right) \quad (4.22)$$

Für $e > 0,1$ sind die die Werte $\eta_a = 1,0$ und $\eta_c = 0$ zu setzen.

4.3.4. Momentenwiderstand des Querschnitts

Der Momentenwiderstand eines Verbundstützenquerschnitts wird ebenfalls unter der Annahme vollplastischer Spannungsverteilungen (Abbildung 4-7) bestimmt, wobei der Beton im Zugbereich nicht berücksichtigt wird.

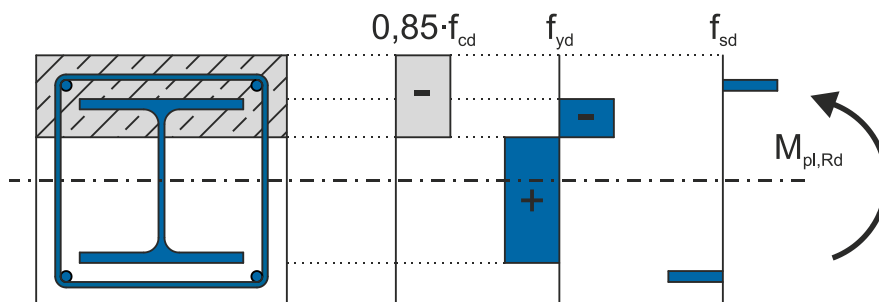


Abbildung 4-7: Spannungsverteilung beim vollplastischen Momentenwiderstand

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. (6.33)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. (6.34)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. (6.35)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. (6.36)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. (6.37)

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 6.19

Die Lage der plastischen Nulllinie ergibt sich aus der Bedingung, dass die Resultierende der Normalspannungen gleich Null sein muss. Das aus den Spannungen resultierende Biegemoment ist dann in Abhängigkeit von der Nulllinienlage zu berechnen.

4.3.5. Berechnung der Querschnittsinteraktionskurve

Die in Abschnitt 4.3.7 und 4.3.8 beschriebenen Nachweisformen setzen die Kenntnis der Interaktionskurven für den gewählten Querschnitt voraus. Ausgehend von der plastischen Spannungsverteilung für die reine Momenten Tragfähigkeit (Abbildung 4-7) wird die Lage der Spannungsnulllinie über den gesamten Querschnitt verschoben, bis der Querschnitt vollständig überdrückt ist. Die Summe der Resultierenden aus den bei jeder Nulllinienlage entstehenden Spannungsblöcken ergibt die innere Normalkraft N_{Rd} und das Moment aus den Resultierenden das innere Biegemoment M_{Rd} . Bezugsachse der Schnittgrößen ist die Schwereachse des ungerissenen Querschnitts, d.h. bei doppelt-symmetrischen Querschnitten die Mittellinie.

Bei Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften der Verbundstützenquerschnitte lassen sich Werte für spezielle Punkte der Interaktionskurve schnell per Handrechnung ermitteln. Die polygonzugartige Verbindung der Punkte A bis D in Abbildung 4-8 führt zu einer hinreichend genauen Interaktionskurve für die Nachweise nach Abschnitt 4.3.7 und 4.3.8.

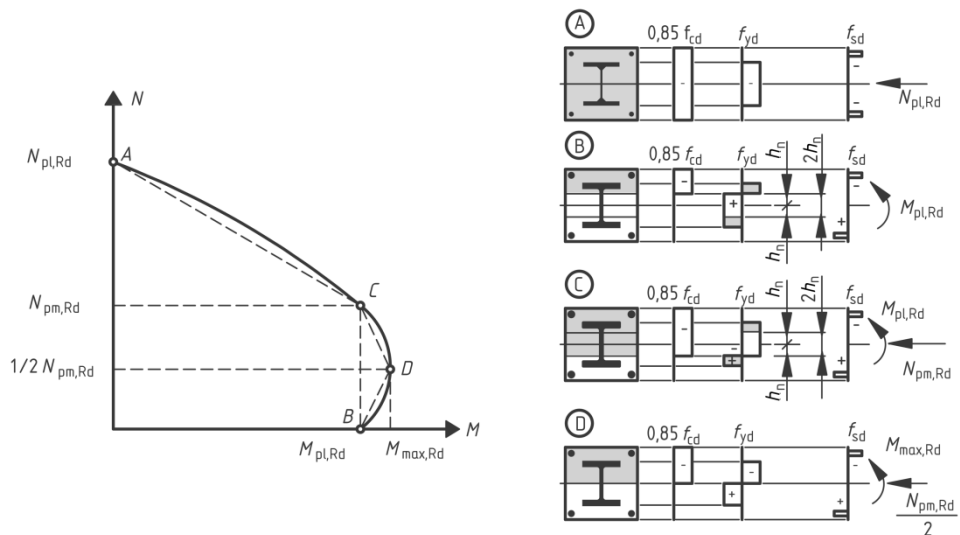


Abbildung 4-8: Angenäherte Interaktionskurve und zugehörige vollplastische Spannungsverteilung

Die Berechnung der Punkte A, B, C und D der Interaktionskurve wird am Beispiel eines einbetonierten I-Profiles mit Biegung um die starke Profilachse gezeigt (vgl. Abbildung 4-8).

EN 1994-1-1:2006-07, Bild 6.19

Punkt A (vollplastischer Normalkraftwiderstand)

$$\begin{aligned} N_A &= N_{pl,Rd} \\ M_A &= 0 \end{aligned} \quad (4.23)$$

mit

$N_{pl,Rd}$ vollplastische Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnittes nach Gleichung (4.14)

Punkt D

$$\begin{aligned} N_D &= \frac{1}{2} N_{pm,Rd} \\ M_D &= M_{max,Rd} \end{aligned} \quad (4.24)$$

mit

$N_{pm,Rd}$ Normalkrafttragfähigkeit des Betonquerschnittes bei Druckbeanspruchung

$M_{max,Rd}$ maximale Momenten­tragfähigkeit bei gleichzeitiger Wirkung einer Normalkraft

Die Spannungsnulllinie liegt auf der Querschnittsmittellinie, d.h. alle Spannungsanteile liefern bei Bildung der Momentensumme um die Mittellinie positive Anteile.

$$M_{max,Rd} = W_{pl,a} \cdot f_{yd} + \frac{1}{2} \cdot W_{pl,c} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + W_{pl,s} \cdot f_{sd} \quad (4.25)$$

siehe auch Gleichung (4.32)

mit

$W_{pl,a}$ plastische Widerstandsmomente des Baustahls

$W_{pl,c}$ plastische Widerstandsmomente des Betons

$W_{pl,s}$ plastische Widerstandsmomente des Betonstahls

Punkt B (vollplastischer Momentenwiderstand)

$$\begin{aligned} N_B &= 0 \\ M_B &= M_{pl,Rd} \end{aligned} \quad (4.26)$$

mit

$M_{pl,Rd}$ vollplastische Momenten­tragfähigkeit des Verbundquerschnittes (siehe Tabelle 4-2)

Bei der reinen Momentenbeanspruchung hat sich die plastische Nulllinie von der Mittellinie um den Abstand h_n verschoben. Da die innere Normalkraft bei reiner Momentenbeanspruchung gleich Null ist, entsteht die bei Punkt D resultierende Normalkraft N_D nur aus zusätzlich überdrückten Querschnittsteilen.

Für ein einbetoniertes I-Profil ergibt sich die Nulllinienverschiebung h_n zu

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd}}{2 \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot (2 \cdot f_{yd} - 0,85 \cdot f_{cd})} \quad (4.27)$$

Die innere Normalkraft $N_{pm,Rd}$ ergibt sich nur aus den Betonanteilen des Querschnitts, da sich die Anteile aus Stahl und Bewehrung aufheben.

$$\frac{1}{2} N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} \cdot A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad (4.28)$$

mit

A_c Betonquerschnittsfläche

Das aus dieser Nulllinienverschiebung resultierende zusätzliche Biegemoment wird berechnet mittels

$$M_n = W_{pl,a,n} \cdot f_{yd} + \frac{1}{2} \cdot W_{pl,c,n} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + W_{pl,s,n} \cdot f_{sd} \quad (4.29)$$

mit

$W_{pl,a,n}$ plastische Widerstandsmomente des Baustahls im Bereich der Überdrückten Querschnittsteile

$W_{pl,c,n}$ plastische Widerstandsmomente des Betons im Bereich der Überdrückten Querschnittsteile

$W_{pl,s,n}$ plastische Widerstandsmomente des Betonstahls im Bereich der Überdrückten Querschnittsteile

Damit ergibt sich die vollplastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ zu

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_n \quad (4.30)$$

Punkt C

$$N_C = N_{pm,Rd} \quad (4.31)$$

$$M_C = M_{pl,Rd}$$

mit

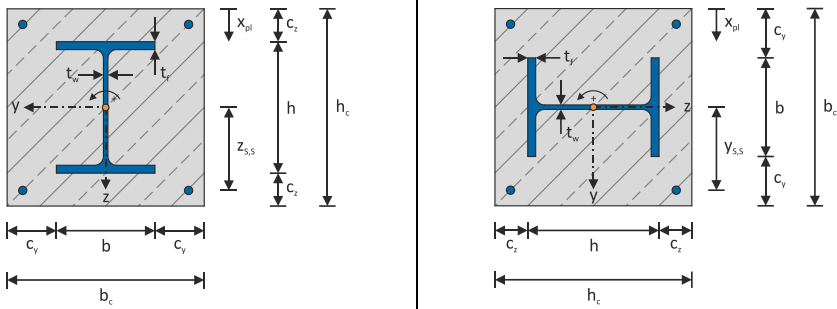
$N_{pm,Rd}$ Normalkrafttragfähigkeit des Betonquerschnittes bei Druckbeanspruchung (vgl. Gleichung (4.28))

$M_{pl,Rd}$ vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnittes (vgl. Abschnitt 2.3.3)

Mit den ermittelten Punkten A bis D kann die Interaktionskurve durch einen Polygonzug (siehe Abbildung 4-8 – gestrichelte Linie) angenähert werden, mit dem die Bemessung durchgeführt werden darf.

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.2(5)

Tabelle 4-2: Ermittlung von $M_{pl,Rd}$ für vollständig und teilweise einbetonierte Profile



$$N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yd}$$

$$N_{s,o} = N_{s,u} = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \cdot f_{sd}$$

Nulllinie außerhalb des Profils: $x_{pl} \leq c_z$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{0,85 \cdot b_c \cdot f_{cd}}$$

$$M_{pl,Rd} = 2 \cdot N_{s,i} \cdot z_{S,S} + N_{c,f} \cdot \left(\frac{h_c - x_{pl}}{2} \right)$$

Nulllinie außerhalb des Profils: $x_{pl} \leq c_y$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{0,85 \cdot h_c \cdot f_{cd}}$$

$$M_{pl,Rd} = 2 \cdot N_{s,i} \cdot y_S + N_{c,f} \cdot \left(\frac{b_c - x_{pl}}{2} \right)$$

Nulllinie im Flanscbereich: $c_z \leq x_{pl} \leq (c_z + t_f)$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a} + 2 \cdot b \cdot c_z \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot b_c \cdot f_{cd} + 2 \cdot b \cdot f_{yd}}$$

$$M_{pl,Rd} = 2 \cdot N_{s,i} \cdot z_{S,S} + N_{c,f} \cdot \left(\frac{h_c - x_{pl}}{2} \right) + N_f \cdot \left(\frac{h_c - x_{pl} - c_z}{2} \right)$$

Nulllinie im Flanscbereich: $c_y \leq x_{pl} \leq (b_c - t_w)/2$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a} + 4 \cdot t_f \cdot c_y \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot h_c \cdot f_{cd} + 4 \cdot t_f \cdot f_{yd}}$$

$$M_{pl,Rd} = 2 \cdot N_{s,i} \cdot y_{S,S} + N_{c,f} \cdot \left(\frac{b_c - x_{pl}}{2} \right) + N_f \cdot \left(\frac{b + c_y - x_{pl}}{2} \right)$$

Nulllinie im Stegbereich: $(c_z + t_f) \leq x_{pl} \leq h/2$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a} - N_f + 2 \cdot t_w \cdot (c_z + t_f) \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot b_c \cdot f_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot f_{yd}}$$

$$M_{pl,Rd} = 2 \cdot N_{s,i} \cdot z_{S,S} + N_{c,f} \cdot \left(\frac{h_c - x_{pl}}{2} \right) + N_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right) + N_w \cdot \left(\frac{h - x_{pl} - t_f + c_z}{2} \right)$$

Nulllinie im Stegbereich: $(b_c - t_w)/2 \leq x_{pl} \leq (b_c + t_w)/2$

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a} + 2 \cdot f_{yd} \cdot \left[2 \cdot t_f \cdot c_y + (h - 2 \cdot t_f) \cdot \left(\frac{b_c - t_w}{2} \right) \right]}{0,85 \cdot h_c \cdot f_{cd} + 2 \cdot f_{yd} \cdot h}$$

$$M_{pl,Rd} = 2 \cdot N_{s,i} \cdot y_{S,S} + N_{c,f} \cdot \left(\frac{b_c - x_{pl}}{2} \right) + N_f \cdot \left(\frac{b + c_y - x_{pl}}{2} \right) + N_w \cdot \left(\frac{2 \cdot x_{pl} - b_c + t_w}{2} \right)$$

$$M_{max,Rd} = M_{pl,Rd} + \frac{N_{pm,Rd}}{2} \cdot \frac{h_n}{2} \tag{4.32}$$

mit

$N_{pm,Rd}$ Normalkrafttragfähigkeit des Betonquerschnittes bei Druckbeanspruchung (vgl. Gleichung (4.28))

h_n Nulllinienverschiebung

4.3.6. Tragfähigkeitsnachweis bei planmäßig zentrischem Druck

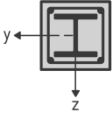
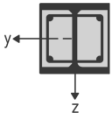
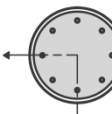
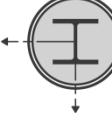
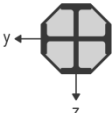
Für jede Hauptachse des Querschnitts ist nachzuweisen, dass die Bemessungsnormalkraft N_{Ed} nicht die Normalkrafttragfähigkeit der Stütze überschreitet.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \tag{4.33}$$

$N_{pl,Rd}$ vollplastische Normalkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnittes

χ Abminderungsfaktor nach Abbildung 2-20 sowie den Gleichungen (2.48) und (2.49)

Tabelle 4-3: Knickspannungslinie für Verbundstützen und geometrische Ersatzimperfektionen (Stich der Vorkrümmung bezogen auf die Stützlänge L)

Querschnitt	Anwendungsgrenzen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knickspannungslinie	maximaler Stich der Vorkrümmung
vollständig einbetonierte I-Querschnitte 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
teilweise einbetonierte I-Querschnitte 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
ausbetonierte kreisförmige und rechteckige Hohlprofile 	$\rho_s \leq 3\%$	y-y und z-z	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	y-y und z-z	b	L/200
ausbetonierte Röhre mit zusätzlichen I-Profilen als Einstellprofil 		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
teilweise einbetonierte, gekreuzte I-Profile 		y-y und z-z	b	L/200

EN 1994-1-1:2006-07, (6.44)

EN 1994-1-1:2006-07, Tab. 6.5

Für Verbundstützenquerschnitte sind die maßgebenden Knickspannungslinien in Tabelle 4-3 angegeben, wobei ρ_s nach Gleichung (4.8) zu bestimmen ist.

4.3.7. Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und einachsiger Biegung

Der Nachweis für Druck und einachsige Biegung für Verbundstützen setzt die Kenntnis der Interaktionskurve (vgl. Abschnitt 4.3.4) für die Querschnittstragfähigkeit M und N voraus. Ist die Interaktionskurve bekannt, so ist der nachstehende Nachweis zu führen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (4.34)$$

M_{Ed}	Bemessungsmoment des einwirkenden Momentes
$M_{pl,N,Rd}$	vollplastische Momententragfähigkeit bei gleichzeitiger Wirkung der Normalkraft N_{Ed}
$M_{pl,Rd}$	vollplastische Momententragfähigkeit des Querschnittes
μ_d	Faktor für die Bemessung von Verbundstützen bei Druck und Biegung (vgl. Abbildung 4-4)
α_M	Beiwert zur Ermittlung der Momententragfähigkeit von Verbundstützen
	<ul style="list-style-type: none"> • S 235 bis S 355: $\alpha_M = 0,9$ • S 420 und S 460: $\alpha_M = 0,8$

Es sind auch Werte $\mu_d > 1,0$ zulässig, wenn das einwirkende Moment M_{Ed} und die Normalkraft N_{Ed} nicht unabhängig voneinander wirken können. Dies ist der Fall, wenn infolge einer Exzentrizität aus der einwirkenden Normalkraft ein Biegemoment resultiert. Treten auch bei unabhängig wirkenden M_{Ed} und N_{Ed} μ_d -Werte $> 1,0$ auf, so ist ein zusätzlicher Nachweis mit folgender Bedingung zu führen:

(7) Wenn bei druckbeanspruchten Verbundbauteilen Biegemomente und Normalkräfte aus unabhängigen Einwirkungen resultieren, sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für diejenigen Schnittgrößen, die zu einer Erhöhung der Beanspruchbarkeit führen, um 20 % abzumindern.

4.3.8. Tragfähigkeitsnachweis bei Druck und zweiachsiger Biegung

Der Nachweis für Druck und zweiachsige Biegung baut auf dem Nachweis für Druck und einachsige Biegung auf. Ergänzend zu der Berechnung nach Abschnitt 4.3.7 ist auch für die zweite Hauptachse des Querschnittes die Interaktionskurve zu bestimmen.

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.6

EN 1994-1-1:2006-07, (6.45)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.1(7)

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 6.7.3.7

Häufig gelten für die beiden Biegeachsen unterschiedliche System- bzw. Knicklängen, so dass die versagensgefährdetere Achse nicht unmittelbar zu erkennen ist. Weiterhin ist die schwache Stahlprofilachse nicht auch unbedingt die schwache Querschnittsachse, da größere Bewehrungsanteile die Steifigkeitsverhältnisse stark beeinflussen. Auch unterschiedliche Momentenbeanspruchungen können für das Versagen bestimmend sein.

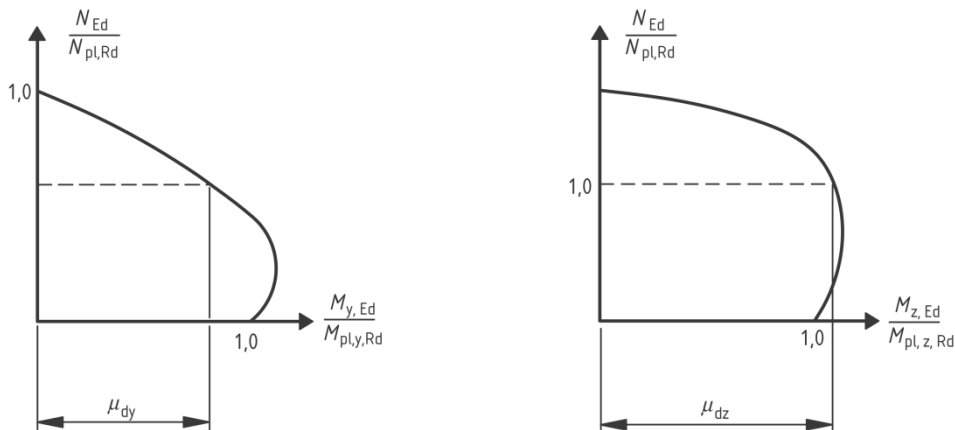


Abbildung 4-9: Nachweis bei Druck und zweiachsiger Biegung

Für den Nachweis dürfen die Beiwerte μ_{dy} und μ_{dz} getrennt ermittelt werden. Es ist jedoch darauf zu achten, dass der Einfluss von Imperfektionen bei der stärker versagensgefährdeten Achse mit zu berücksichtigen ist.

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (4.35)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.36)$$

$M_{y,Ed}$ Bemessungsmoment des einwirkenden Momentes nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz von Imperfektionen

$M_{z,Ed}$ Bemessungsmoment des einwirkenden Momentes nach Theorie II. Ordnung unter Ansatz von Imperfektionen

$M_{pl,y,Rd}$ vollplastische Momententragfähigkeit für die y-Achse

$M_{pl,z,Rd}$ vollplastische Momententragfähigkeit für die z-Achse

α_M Beiwert zur Ermittlung der Momententragfähigkeit von Verbundstützen ($\alpha_M = \alpha_{M,y}$ bzw. $\alpha_M = \alpha_{M,z}$)

- S 235 bis S 355: $\alpha_M = 0,9$
- S 420 und S 460: $\alpha_M = 0,8$

μ_{dy}, μ_{dz} Faktoren für die Bemessung von Verbundstützen bei Druck und Biegung (vgl. Abbildung 4-9)

EN 1994-1-1:2006-07, (6.46)

EN 1994-1-1:2006-07, (6.47)

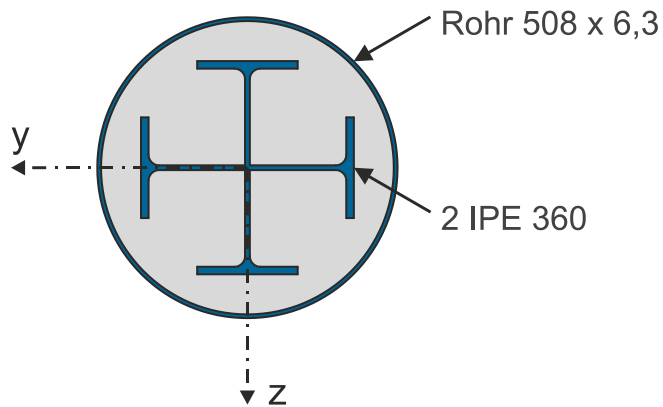
Beispiel 6

Abbildung 4-10: Beispiel 6 - Querschnittsabmessungen

(a) Weisen Sie die Tragfähigkeit der Verbundstütze (Abbildung 4-10) für eine zentrische Normalkraft N nach.

(b) Berechnen Sie die Interaktionskurve.

Baustoffe: C 50/60

S 355

Knicklänge: $L_{cr} = 4,20$ m

Belastung: $N = 7500$ kN

4.4. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

in Bearbeitung

nicht
klausurrelevant

5. Berechnung nach der Elastizitätstheorie

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 5.4.2

5.1. Allgemeines

Eine Berechnung der Verformungen, Schnittgrößen und Spannungen nach der Elastizitätstheorie ist grundsätzlich für alle Querschnittsklassen zulässig. Für Querschnitte der Klassen 3 und 4 ist eine Berechnung nach Elastizitätstheorie sogar zwingend erforderlich. Zudem verhalten sich Verbundkörper aus Beton und Stahl im Gebrauchslastbereich unter Kurzzeitbeanspruchungen linear elastisch und sind rechnerisch dementsprechend zu behandeln.

Bei der Berechnung nach der Elastizitätstheorie sind im Allgemeinen die Einflüsse aus Belastungsgeschichte (Abschnitt 5.2), aus Kriechen und Schwinden des Betons (Abschnitt 5.3), aus der Rissbildung im Beton (Abschnitt 5.7) sowie aus eventuellen Vorspannmaßnahmen durch planmäßig eingeprägte Verformungen bzw. durch Spannglieder zu berücksichtigen.

5.2. Einfluss der Belastungsgeschichte und des Herstellungsverfahrens

Bisher wurde vorausgesetzt, dass die gesamte Belastung auf den Verbundträger einwirkt. Dies ist nur in den seltensten Fällen gegeben. Meist ist eine bestimmte Belastungsgeschichte, die durch das Herstellverfahren bedingt ist, für das Verformungs- und Tragverhalten von besonderer Bedeutung. Im Folgenden wird ein einfeldriger Verbundträger mit drei unterschiedlichen Bauabläufen betrachtet:

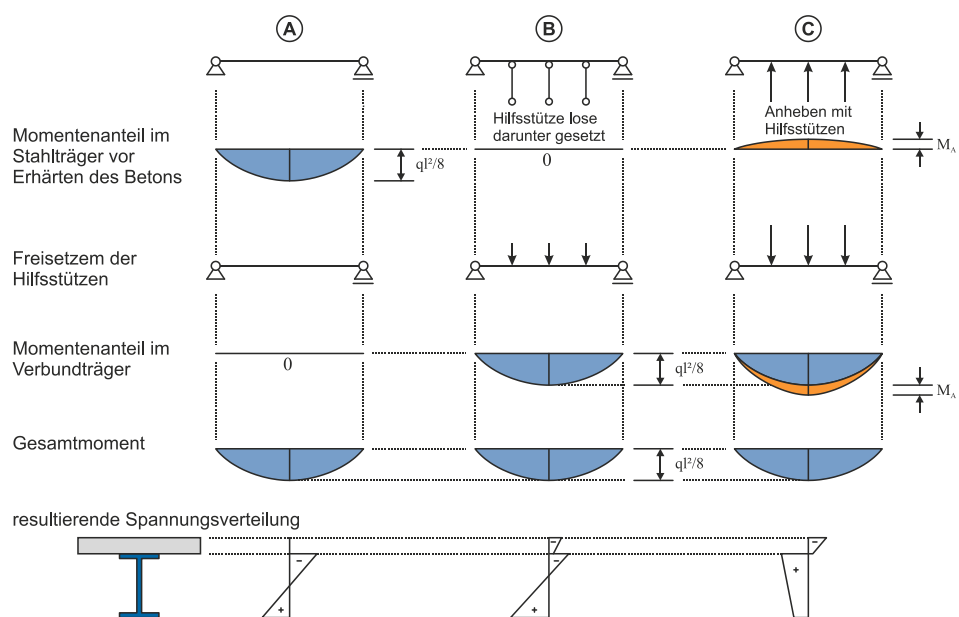


Abbildung 5-1: Biegemomente und Spannungsverteilungen aus Eigengewicht bei unterschiedlichen Herstellungsverfahren

Träger A: Verbundträger ohne Eigengewichtsverbund

Der Stahlträger wird während des Betonierens nicht unterstützt. Das Eigengewicht der Betonplatte und des Stahlträgers wird somit nur vom Stahlträger aufgenommen. Erst die Ausbaulasten und die Verkehrslasten wirken nach Erhärten des Betons auf den Verbundquerschnitt.

Träger B: Verbundträger mit Eigengewichtsverbund

Der Stahlträger wird während des Betonierens durch Hilfsstützen unterstützt. Der Stahlträger bleibt somit während des Betonierens praktisch spannungslos. Nach Erhärten des Betons werden die Hilfsstützen entfernt und alle Lasten (Eigengewicht, ständige Lasten, Verkehrslasten) wirken auf den Verbundquerschnitt.

Träger C: Verbundträger mit Eigengewichtsverbund

Der Träger wird wie im Fall B hergestellt. Vor dem Betonieren werden die Hilfsstützen zusätzlich angedrückt, so dass der Stahlträger im Bauzustand ein negatives Biegemoment M_A (Vorspannung) erhält.

Dieses Beispiel verdeutlicht, dass das Herstellverfahren die Verformungen unter Gebrauchslast sowie den Beginn des Fließens im Untergurt des Stahlträgers beeinflusst. Es ist aber zu beachten, dass die Grenztragfähigkeit vom Herstellverfahren unbeeinflusst bleibt. Alle Träger erreichen die vollplastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ des Verbundquerschnitts. Ursache dafür ist, dass bei einem Träger, der im Untergurt sehr früh die Fließgrenze erreicht (Träger A), eine Spannungsumlagerung erfolgt, sobald der Stahlträger plastiziert. In allen Fällen stellt sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine vollplastische Spannungsverteilung im Querschnitt ein.

Abbildung 5-2 zeigt den Einfluss des Herstellverfahrens auf die Verformung und die Tragfähigkeit. Das dargestellte Verhalten kann aber nur bei Querschnitten der Klasse 1 und 2 beobachtet werden, da hier vor Erreichen der Traglast keine Instabilität (Beulen oder Biegedrillknicken) auftritt. Dementsprechend darf bei Querschnitten der Klasse 1 und 2 die Belastungsgeschichte bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigt werden.

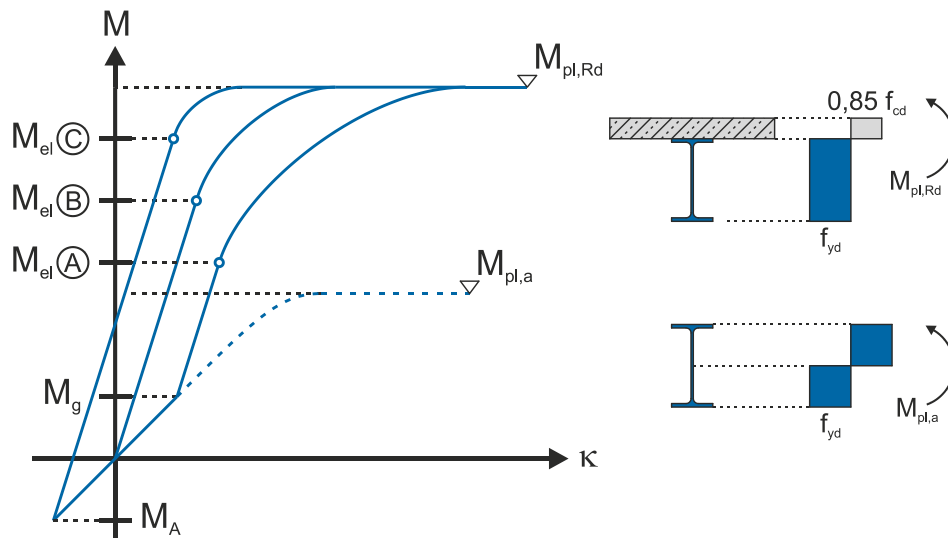


Abbildung 5-2: Einfluss des Herstellungsverfahrens auf die Verformung und Tragfähigkeit

Bei Querschnitten der Klasse 3 und 4, die nur bis zur Streckgrenze bzw. bis zur Tragspannung infolge Beulen ausgenutzt werden dürfen, ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Belastungsgeschichte zu berücksichtigen, da diese das Erreichen der Streckgrenze stark beeinflusst.

Bei Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit (siehe Abschnitt 2.4) (u.a. Nachweis der Verformungen und Beschränkung der Rissbreite) muss die Belastungsgeschichte immer berücksichtigt werden.

5.3. Kriechen und Schwinden

Bei der Beanspruchung von Verbundkonstruktionen muss zwischen kurzzeitigen und länger andauernden Lasten unterschieden werden. Unter Kurzzeitbeanspruchungen (z.B. Verkehrslasten, Temperatur) verhält sich der Verbundquerschnitt im Gebrauchslastbereich rein elastisch. Dagegen treten beim Werkstoff Beton unter länger andauernden Beanspruchungen Kriechverformungen und zusätzlich belastungsunabhängige Schwindverkürzungen auf. Durch dieses visko-elastische Verhalten werden Verformungen, Schnittgrößen und Spannungen im Verbundquerschnitt zeitabhängig.

Die auf einen Verbundquerschnitt wirkende Gesamtschnittgröße lässt sich auf Grundlage der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte auf die Teilquerschnitte Beton und Stahl verteilen (= Verteilungsgrößen, vgl. Abbildung 5-3).

Durch die Viskoelastizität ergeben sich bei Beibehaltung der Verträglichkeit, die durch die Verdübelung zwischen Beton und Stahl bewirkt wird, innerhalb des Querschnitts Umlagerungen der Beanspruchungen, da die Stahlanteile des Querschnitts dem zeitabhängigen Verformungsverhalten

des Betons einen Widerstand entgegensetzen. Dadurch ergeben sich Änderungen der auf Beton und Stahl wirkenden Verteilungsgrößen. Diese Änderungen werden in Abbildung 5-3 als Umlagerungsgrößen bezeichnet.

Die Umlagerungsgrößen bilden einen primären Eigenspannungszustand, der bei statisch bestimmten Systemen zwar Verformungen, jedoch keine Änderung der Gesamtschnittgröße hervorruft. Bei statisch unbestimmten Systemen hingegen, bei denen die durch die Umlagerungsgrößen bedingten Verformungen behindert werden, ergeben sich Zwangsschnittgrößen (sekundäre Eigenspannungen), welche die Gesamtschnittgröße verändern.

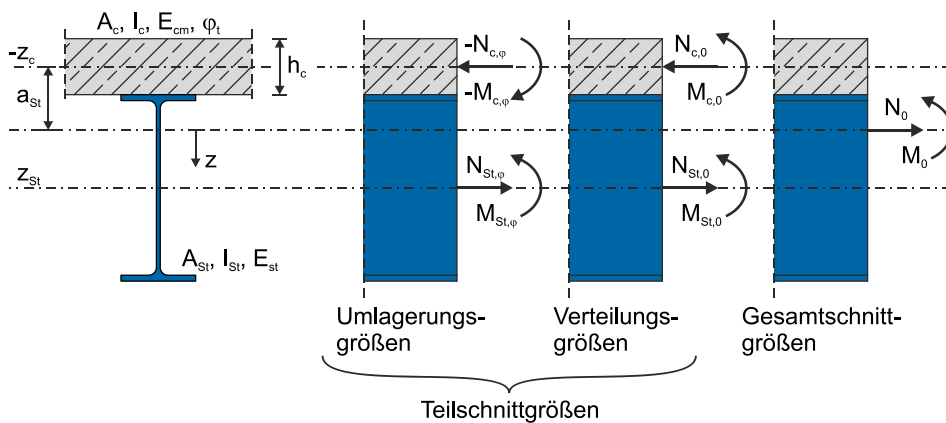


Abbildung 5-3: Kriechen und Schwinden - Schnittgrößenverteilung

Mit der folgenden algebraischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Trost-Zerna lässt sich das zeitabhängige Verformungsverhalten des Betons beschreiben.

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_{s,t} + \frac{\sigma_{c,0}}{E_{c,0}} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma_{c,t} - \sigma_{c,0}}{E_{c,0}} \cdot [1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (5.1)$$

Demnach setzt sich die Gesamtdehnung zum Zeitpunkt t aus folgenden Anteilen zusammensetzt:

- Spannungsunabhängige Dehnung (z.B. Schwinden)

$$\varepsilon_{s,t} \quad (5.2)$$

- elastische Anfangsdehnung

$$\frac{\sigma_{c,0}}{E_{c,0}} \quad (5.3)$$

- Kriechdehnung bezogen auf elastische Anfangsdehnung

$$\frac{\sigma_{c,0}}{E_{c,0}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (5.4)$$

- Summe aller aus Spannungsänderungen zwischen Belastungsbeginn t_0 und dem betrachteten Zeitpunkt t entstanden elastischen Formänderungen und den wiederum auf Sie bezogenen Kriechdehnungsanteilen

$$\frac{\sigma_{c,t} - \sigma_{c,0}}{E_{c,0}} \cdot [1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (5.5)$$

Der Relaxationskennwert schwankt dabei zwischen $\rho = 0,5$ und $\rho = 1,0$.

5.4. Ideelle Querschnittswerte im Zustand I

Voraussetzungen:

- Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte
- Gültigkeit des Hook'schen Gesetzes für Beton und Stahl bei kurzzeitigen Beanspruchungen
- Anwendbarkeit der algebraischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei zeitlich konstanten und zeitliche veränderlichen Dauerbeanspruchungen

Der inhomogene Verbundquerschnitt (unterschiedliche Elastizitätsmoduln) wird in einen elastischen einheitlichen Querschnitt transformiert. Dazu werden sämtliche Teilquerschnitte auf einen einheitlichen Elastizitätsmodul (Elastizitätsmodul des Baustahls E_a) bezogen. Die Transformation erfolgt mit der Reduktionszahl

$$n_0 = \frac{E_a}{E_c} \quad (5.6)$$

mit

- n_0 Reduktionszahl für kurzzeitige Beanspruchung (vgl. Gleichung (5.6))
- E_a Elastizitätsmodul des Baustahls
- E_c Elastizitätsmodul des Betons

Der Index "0" steht für kurzzeitige Beanspruchungen, die ein rein elastisches Verhalten bewirken.

Tabelle 5-1: Reduktionszahlen n_0 für kurzzeitige Beanspruchungen

Beton	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C 55/67	C 60/75
E_{cm} [N/mm ²]	30000	31000	33000	34000	35000	36000	37000	38000	39000
n_0	7,00	6,77	6,36	6,18	6,00	5,83	5,68	5,53	5,38

EN 1994-1-1:2006-07, Kap. 5.4.2.2(2)

Transformierte Betonteilquerschnitte

$$A_{c,0} = \frac{E_c}{E_a} \cdot A_c = \frac{A_c}{n_0} \quad (5.7)$$

$$I_{c,0} = \frac{E_c}{E_a} \cdot I_c = \frac{I_c}{n_0} \quad (5.8)$$

Transformierte Verbundgesamtquerschnittswerte

$$A_{i,0} = A_{c,0} + A_{St} \quad (5.9)$$

$$z_{i,0} = \frac{A_{St} \cdot a_{St}}{A_{i,0}} \quad (5.10)$$

$$S_{i,0} = \frac{A_{St} \cdot A_{c,0}}{A_{i,0}} \cdot a_{St} = A_{c,0} \cdot z_{i,0} \quad (5.11)$$

$$I_{i,0} = I_{c,0} + I_{St} + S_{i,0} \cdot a_{St} \quad (5.12)$$

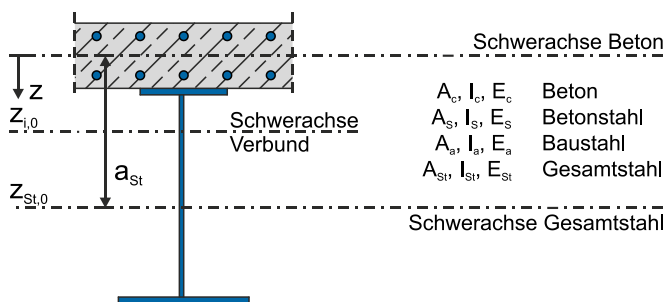


Abbildung 5-4: elastische Querschnittswerte

5.5. Das Gesamtquerschnittsverfahren

5.5.1. Einführung, Allgemeines

In den folgenden Abschnitten wird für den üblichen Stahlträgerverbundquerschnitt mit Betonplatte im Obergurt das sogenannte Gesamtquerschnittsverfahren beschrieben. Diese Berechnungsmethode ist eine Aufbereitung exakter Verfahren für die in der Praxis üblichen Verbundkonstruktionen aus Beton und Stahl. Es ist für Trägerkonstruktionen bei fast allen auftretenden Fällen anwendbar.

Das Gesamtquerschnittsverfahren wird dann angewendet, wenn neben dem elastischen Verhalten des Querschnitts auch zeitabhängiges Verhalten berücksichtigt werden muss. Es werden analog zu Abschnitt 5.4 mit Hilfe der Reduktionszahl n_L Gesamtquerschnittswerte ermittelt.

5.5.2. Reduktionszahlen

Die Reduktionszahl für einen bestimmten Zeitpunkt t ist wie folgt definiert:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi_t) \tag{5.13}$$

mit

- n_0 Reduktionszahl für kurzzeitige Beanspruchung (siehe Gleichung (5.6))
- ψ_L von der Beanspruchungsart (L) abhängiger Kriechbeiwert (siehe Tabelle 5-2)
- φ_t Kriechzahl zum Zeitpunkt t (siehe Abschnitt 5.6)

Der Index "L" ist eine Variable von verschiedenen Indizes, die verschiedene zeitliche Verläufe der Beanspruchung berücksichtigen. Dabei werden die in Tabelle 5-2 angegebenen Beanspruchungsarten unterschieden.

Tabelle 5-2: Kriechbeiwert ψ_L abhängig von der Beanspruchungsart (L)

Beiwert ψ_L	Wert	Beanspruchungsart
ψ_P	1,10	ständige Beanspruchungen
ψ_S	0,55	primäre und sekundäre Beanspruchungen infolge Schwinden
ψ_{PT}	0,55	zeitabhängige sekundäre Beanspruchungen infolge Kriechen
ψ_D	1,50	Beanspruchung aus Vorspannung durch planmäßige Deformationen (z.B. planmäßige Lagerabsenkung / -anhebung)

5.5.3. Berechnung der Gesamtquerschnittswerte

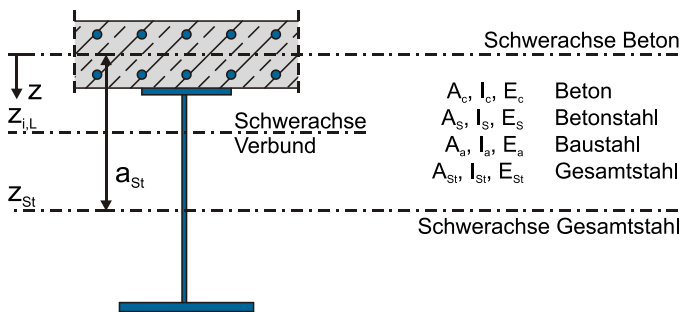


Abbildung 5-5: Gesamtquerschnittsverfahren

EN 1994-1-1:2006-07, (5.6)

EN 1994-1-1:2006-07, 5.4.2.2(2)

Transformierte Betonteilquerschnitte

$$A_{c,L} = \frac{A_c}{n_L} \quad (5.14)$$

$$I_{c,L} = \frac{I_c}{n_L} \quad (5.15)$$

Transformierte Verbundgesamtquerschnittswerte

$$A_{i,L} = A_{c,L} + A_{St} \quad (5.16)$$

$$z_{i,L} = \frac{A_{St} \cdot a_{St}}{A_{i,L}} \quad (5.17)$$

$$S_{i,L} = \frac{A_{St} \cdot A_{c,L}}{A_{i,L}} \cdot a_{St} = A_{c,L} \cdot z_{i,L} \quad (5.18)$$

$$I_{i,L} = I_{c,L} + I_{St} + S_{i,L} \cdot a_{St} \quad (5.19)$$

An dem mit der Reduktionszahl n_L bestimmten Gesamtquerschnitt werden Spannungen ermittelt und Verformungen berechnet.

5.5.4. Spannungsberechnung

Die Spannungsberechnung erfolgt üblicher Weise mit den lastfallabhängigen Schnittgrößen und den zugehörigen Querschnittswerten. Hierbei wird zwischen Momentenbeanspruchung (Abbildung 5-6) und Normalkraftbeanspruchung (Abbildung 5-7) unterschieden.

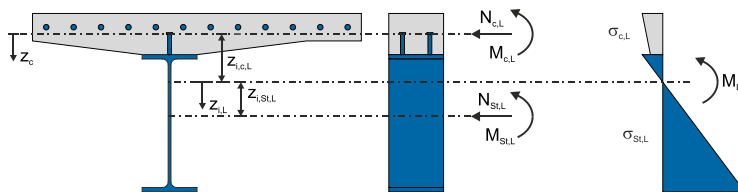


Abbildung 5-6: Teilschnittgrößen und Spannungen infolge Momentenbeanspruchung

Teilschnittgrößen des Betonquerschnittes infolge M_L

$$M_{c,L} = M_L \cdot \frac{I_{c,L}}{I_{i,L}} \quad (5.20)$$

$$N_{c,L} = M_L \cdot \frac{A_{c,L}}{I_{i,L}} \cdot z_{i,c,L} \quad (5.21)$$

Betonspannung:

$$\sigma_{c,L} = \frac{M_L}{n_L \cdot I_{i,L}} \cdot (z_{i,c,L} + z_c) \quad (5.22)$$

Teilschnittgrößen des Stahlquerschnittes infolge M_L

$$M_{St,L} = M_L \cdot \frac{I_{St}}{I_{i,L}} \quad (5.23)$$

$$N_{St,L} = M_L \cdot \frac{A_{St}}{I_{i,L}} \cdot z_{i,St,L} \quad (5.24)$$

Stahlspannung:

$$\sigma_{St,L} = \frac{M_L}{I_{i,L}} \cdot z_{i,L} \quad (5.25)$$

Bei Normalkraftbeanspruchung ist zu beachten, dass sich infolge des Versatzes der ideellen Schwerachsen für die Zeitpunkt $t = 0$ und $t = t_i$ zusätzliche Momentenbeanspruchungen ergeben (Abbildung 5-7).

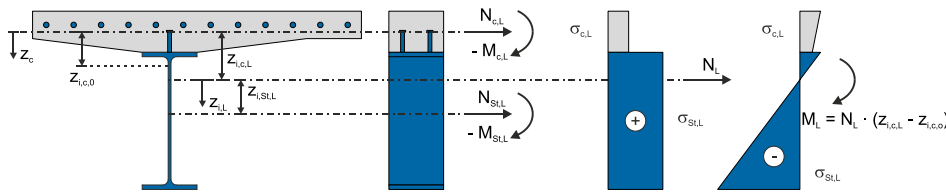


Abbildung 5-7: Teilschnittgrößen und Spannungen infolge Momentenbeanspruchung

Teilschnittgrößen des Betonquerschnittes infolge N_L

$$N_{c,L} = N_L \cdot \left[\frac{A_{c,L}}{A_{i,L}} - (z_{i,c,0} - z_{i,c,L}) \cdot \frac{A_{c,L}}{I_{i,L}} \cdot z_{i,c,L} \right] \quad (5.26)$$

$$M_{c,L} = -N_L \cdot (z_{i,c,0} - z_{i,c,L}) \cdot \frac{I_{c,L}}{I_{i,L}} \quad (5.27)$$

Betonspannung:

$$\sigma_{c,L} = N_L \cdot \left[\frac{1}{n_L \cdot A_{i,L}} - \frac{z_{i,c,0} - z_{i,c,L}}{n_L \cdot I_{i,L}} \cdot (z_{i,c,L} + z_c) \right] \quad (5.28)$$

Teilschnittgrößen des Stahlquerschnittes infolge N_L

$$N_{St,L} = N_L \cdot \left[\frac{A_{St}}{A_{i,L}} - (z_{i,c,0} - z_{i,c,L}) \cdot \frac{A_{St}}{I_{i,L}} \cdot z_{i,St,L} \right] \quad (5.29)$$

$$M_{St,L} = -N_L \cdot (z_{i,c,0} - z_{i,c,L}) \cdot \frac{I_{St}}{I_{i,L}} \quad (5.30)$$

Stahlspannung:

$$\sigma_{St,L} = N_L \cdot \left[\frac{1}{A_{i,L}} - \frac{z_{i,c,0} - z_{i,c,L}}{I_{i,L}} \cdot z_{i,L} \right] \quad (5.31)$$

5.5.5. Lastfall Schwinden

Das Betonschwinden führt zu Eigenspannungen innerhalb des Verbundquerschnittes. Zur Ermittlung der Schnittgrößen empfiehlt sich folgendes Vorgehen:

a) Verbundfuge öffnen:

Der Betonquerschnitt kann sich zwängungsfrei infolge Schwinden bewegen (Abbildung 5-8).

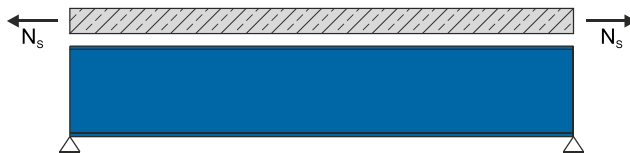


Abbildung 5-8: Betonschwinden – Verbundfuge öffnen

b) Schwindverkürzung durch Normalkraft beseitigen:

Es wird eine fiktive Normalkraft N_S in der Schwereachse des Betonquerschnittes angesetzt, so dass die Schnittufer der Verbundfuge wieder zusammenpassen. Dabei ist die Verbundfuge weiterhin offen.

$$N_S = \varepsilon_{cs} \cdot \frac{n_0}{n_S} \cdot E_{c,m} \cdot A_c \quad (5.32)$$

mit

ε_{cs} Schwinddehnung (siehe Abschnitt 5.6)

c) Verbundfuge schließen:

Die Verbundfuge wird geschlossen und die fiktive Normalkraft N_S wird auf den Verbundquerschnitt angesetzt. Dabei wirkt neben der Schwindnormalkraft N_S in der Schwereachse des Verbundquerschnittes auch ein Moment M_S .

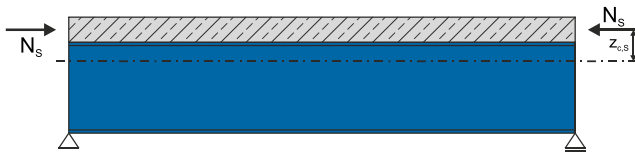


Abbildung 5-9: Betonschwinden – Verbundfuge schließen

Beachte:

Gesamtspannungen im Betonquerschnitt setzen sich aus zwei Anteilen zusammen:

- Betonzugspannungen aus N_S nach a)
- Verbundträgerspannungen aus N_S und M_S nach c)

5.6. Betoneigenschaften für zeitabhängiges Verhalten

Einflüsse aus Kriechen und Schwinden können bei Verbundkonstruktionen des Hoch- und Industriebaus mit ausreichender Genauigkeit durch einen effektiven Elastizitätsmodul $E_{c,eff}$ erfasst werden.

Die Ermittlung der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ (auf Elastizitätsmodul E_{cm} bezogen) und das des Endschwindmaßes $\epsilon_{cs, \infty}$ für Normalbeton in Abhängigkeit von der mittleren Dicke h_0 , den Umweltbedingungen und dem wirksamen Betonalter werden im nachfolgenden Abschnitt behandelt.

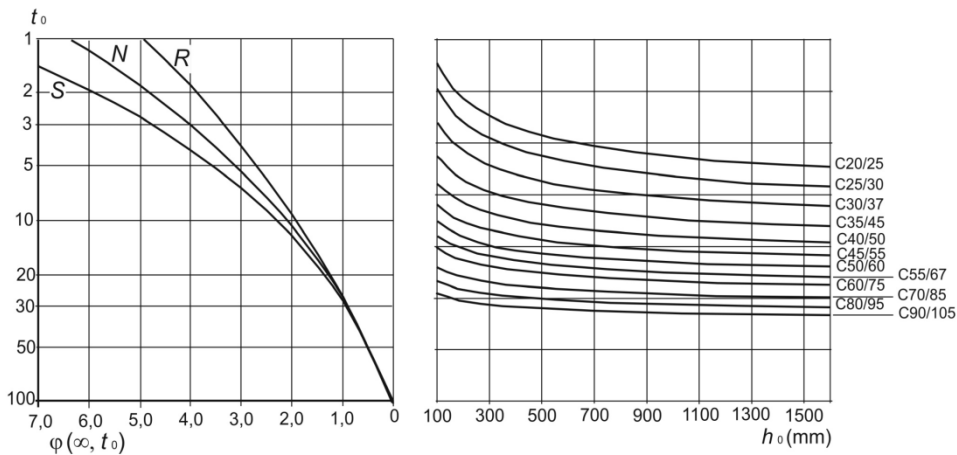
Die mittlere Bauteildicke h_0 wird aus der Querschnittsfläche A_c und dem Umfang u der der Austrocknung ausgesetzten Begrenzungsfläche des Betonquerschnitts berechnet:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (5.33)$$

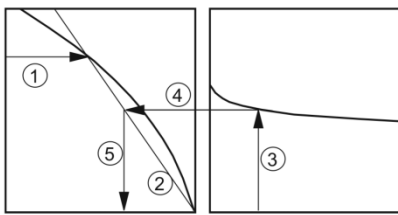
mit

h_0	rechnerische Größe [mm]
A_c	Querschnittsfläche des Betons
u	Querschnittsumfang der dem Trocknen ausgesetzten Teilflächen

EN 1992-1-1:2005-10, Kap. 3.1.4(5)

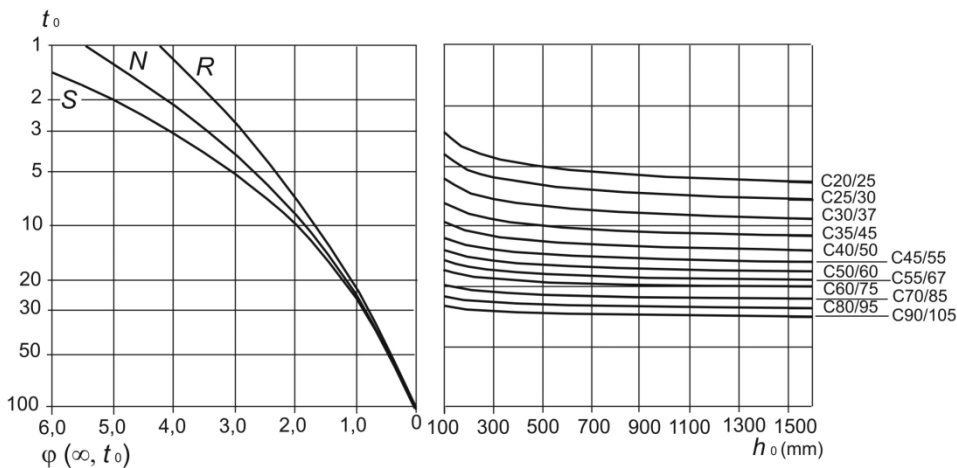


a) trockene Innenräume, relativer Luftfeuchte = 50 %



ANMERKUNG

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



b) Außenluft, relative Luftfeuchte = 80 %

Abbildung 5-10: Methode zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für Beton bei normalen Umgebungsbedingungen

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \tag{5.34}$$

mit

ϵ_{cs} Schwinddehnung

ϵ_{cd} Trocknungsschwinddehnung des Betons

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \tag{5.35}$$

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \tag{5.36}$$

Siehe EN 1992-1-1:2005-10, Bild 3.1

EN 1992-1-1:2005-10, (3.8)

EN 1992-1-1:2005-10, (3.9)

EN 1992-1-1:2005-10, Kap. 3.1.4(5)

$\epsilon_{cd}(t)$ zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung

$\epsilon_{cd,0}$ unbehinderte Trockenschwinddehnung (Tabelle 5-3)

$\epsilon_{cd,\infty}$ Endwert der Trocknungsschwinddehnung

k_h von h_0 abhängiger Koeffizient (Tabelle 5-4)

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (5.37)$$

t Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt

t_s Alter des Betons in Tagen zu Beginn des Trocknungsschwindens (bzw. des Quellens)

ϵ_{ca} autogene Schwinddehnung

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) \quad (5.38)$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (5.39)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2\sqrt{t})} \quad (5.40)$$

Tabelle 5-3: Nennwerte für die unbehinderte Trockenschwinddehnung $\epsilon_{cd,0}$ (in ‰)

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relative Luftfeuchtigkeit (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,28	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Tabelle 5-4: k_h -Werte

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

EN 1992-1-1:2005-10, B.2

EN 1992-1-1:2005-10, (3.10)

EN 1992-1-1:2005-10, (3.11)

EN 1992-1-1:2005-10, (3.12)

EN 1992-1-1:2005-10, (3.13)

EN 1992-1-1:2005-10, Tab. 3.2

EN 1992-1-1:2005-10, Tab. 3.3

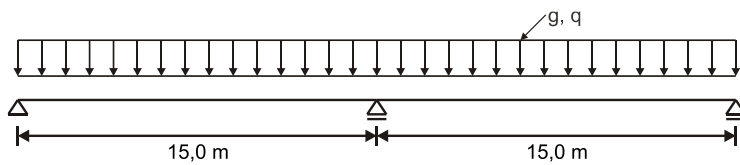
Beispiel 7

Abbildung 5-11: Beispiel 7 – statisches System

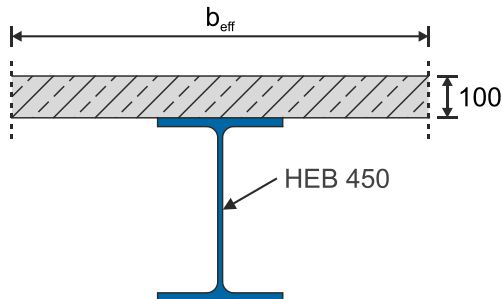


Abbildung 5-12: Beispiel 7 – Querschnittsabmessungen

- (a) Ermitteln Sie die Schnittgrößen und Spannungen für den zweifeldrigen Verbundträger (Abbildung 5-12).

Baustoffe: C 45/55
S 355

Belastung: siehe Abbildung 5-11

5.7. Einfluss der Rissbildung im Betongurt auf die Spannungen und Schnittgrößen in statisch unbestimmten Systemen

Die Aufnahme des Momentes M durch einen Verbundquerschnitt erfolgt durch die Teilschnittgrößen M_a , N_a , M_s und N_s . Die Aufteilung des Momentes auf die Teilschnittgrößen erfolgt bei elastischem Verhalten über die Steifigkeitsverhältnisse. Dadurch ergibt sich $M_s \approx 0$. Wird im Betongurt die Betonzugfestigkeit überschritten, so nimmt die Dehnsteifigkeit des Betongurtes je nach Grad der Rissbildung mehr oder weniger ab. Dadurch nimmt auch die Teilschnittgröße N_s und damit der Momentenanteil $N_s \cdot a$ ab, wodurch das Biegemoment M_a im Stahlträger zunimmt.

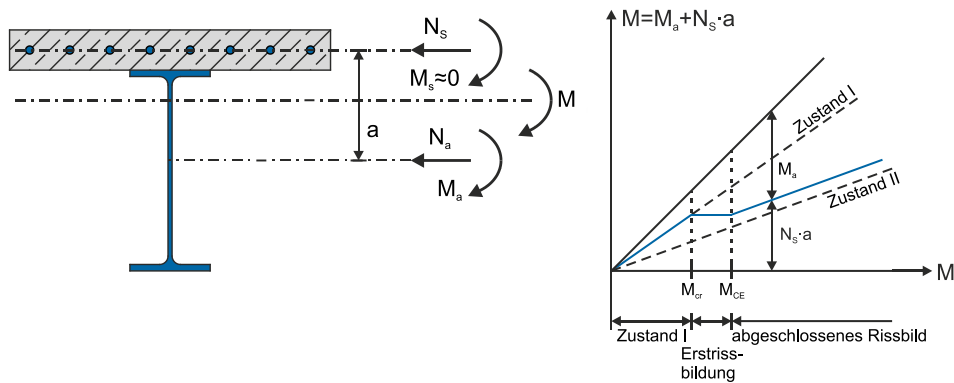


Abbildung 5-13: Verbundquerschnitt und Teilschnittgrößen

Abbildung 5-13 zeigt einen Verbundquerschnitt unter negativer Momentenbeanspruchung mit den Teilschnittgrößen von Betongurt und Stahlträger. Das Diagramm zeigt die Aufteilung des Gesamtmomentes M in die Teilschnittgrößen für verschiedene Laststufen. Bei einer Laststeigerung bis zum Rissmoment M_{cr} sind keine Risse aufgetreten und der Momentenanteil $N_s \cdot a$ lässt sich nach Zustand I ermitteln. Sobald die ersten Risse auftreten, nimmt der Betongurt keine zusätzliche Last auf, so dass sich die Steigerung von M allein in einem Zuwachs von M_a bemerkbar macht. Wenn das Moment M_{CE} erreicht wird, ist das Rissbild abgeschlossen und der Betongurt kann weitere Lasten aufnehmen. Dabei zeigt sich, dass im Gebrauchslastbereich auch nach der Bildung von Rissen das aufnehmbare Moment deutlich größer ist als das nach Zustand II ermittelte. Dies liegt an der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Damit nimmt nicht nur der Betonstahl Lasten auf, sondern auch der Beton kann nach Bildung der ersten Risse einen Lastanteil aufnehmen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen allerdings so gering, dass Sie vernachlässigt werden kann.

5.7.1. Teilschnittgrößen im Zustand II unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

Wie oben erwähnt ist der Momentenanteil im Betongurt M_s vernachlässigbar, so dass der Betongurt als zentrisch beanspruchter Stahlbetonstab betrachtet werden kann. Zur Ermittlung der Teilschnittgrößen wird von der unten dargestellten (Abbildung 5-14) Normalkraft-Dehnungs-Beziehung ausgegangen.

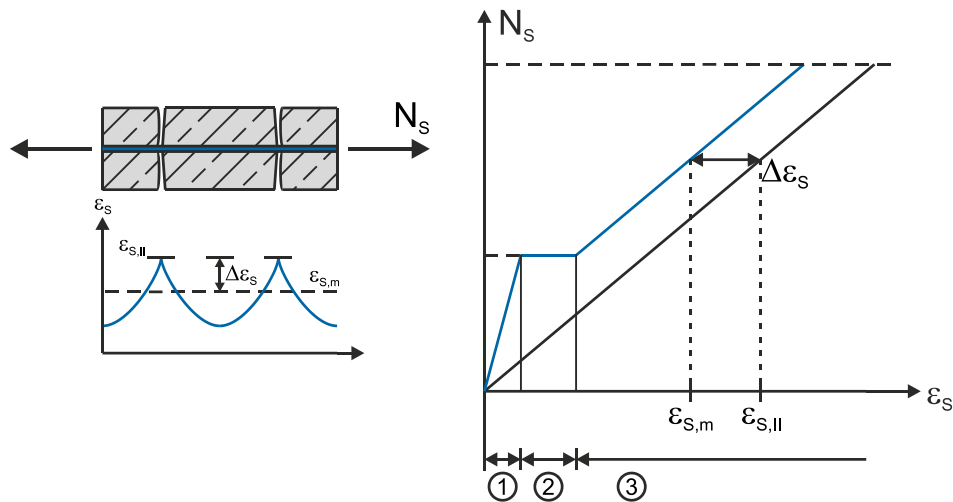


Abbildung 5-14: Normalkraft – Dehnungsbeziehung eines Stahlbeton-Zugstabes

Es gibt drei charakteristische Bereiche:

- **Bereich 1:**
Zustand I bis zum Erreichen der Rissnormalkraft $N_{s,cr}$
- **Bereich 2:**
Die Dehnung nimmt unter der Rissnormalkraft $N_{s,cr}$ so lange zu, bis sich ein abgeschlossenes Rissbild einstellt.
- **Bereich 3:**
Es bilden sich nur vereinzelte Risse. Das Dehnungsverhalten wird alleine vom Betonstahl bestimmt.

Für die sich einstellende mittlere Dehnung $\varepsilon_{s,m}$ gilt:

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_{s,II} - \Delta\varepsilon_s \quad (5.41)$$

Der Anteil $\varepsilon_{s,II}$ ist die Dehnung im Riss (Zustand II) und $\Delta\varepsilon_s$ ist ein Abzugswert, der die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt. Damit kann die mittlere Dehnung nach folgender Formel berechnet werden:

$$\varepsilon_{s,m} = \frac{N_s}{E_s \cdot A_s} - \frac{0,4 \cdot f_{ct,eff}}{\rho \cdot E_s} \quad (5.42)$$

Die Mitwirkung des Betons wird durch die effektive Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ und durch den Bewehrungsgrad (vgl. Gleichung (4.8)) bestimmt.

$$f_{ct,eff} = k \cdot f_{ctm} \quad (5.43)$$

mit

$f_{ct,eff}$ effektive Betonzugfestigkeit

$k = 0,8$

f_{ctm} Mittelwert der zentrischen Zugkraft des Betons

EN 1992-1-1:2005-10, Tab. 3.1

Aus dem folgenden Bild lassen sich Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen ableiten:

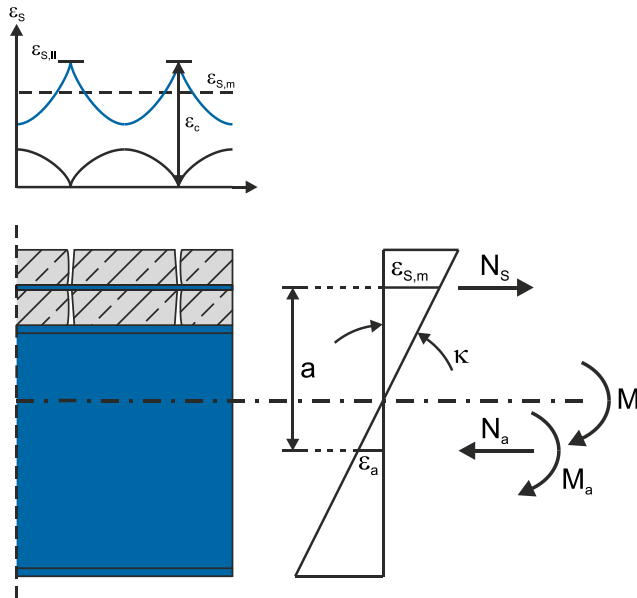


Abbildung 5-15: Teilschnittgrößen, Dehnungen und Krümmung

$$N_S = -N_a \quad (5.44)$$

$$M_a = M - N_S \cdot a \quad (5.45)$$

$$\kappa = \frac{M_a}{E_a \cdot I_a} \quad (5.46)$$

$$\varepsilon_a = \frac{N_a}{E_a \cdot A_a} = -\frac{N_S}{E_a \cdot A_a} \quad (5.47)$$

$$\varepsilon_{S,m} = \varepsilon_a + \kappa \cdot a = \frac{N_S}{E_a \cdot A_a} + \frac{N_S}{E_a \cdot I_a} \cdot a^2 = \frac{M}{E_a \cdot I_a} \cdot a \quad (5.48)$$

Wendet man nun diese Beziehungen auf die oben beschriebenen 3 Bereiche an, so können die Normalkraft N_S sowie die zugehörigen Dehnungen und Krümmungen angegeben werden:

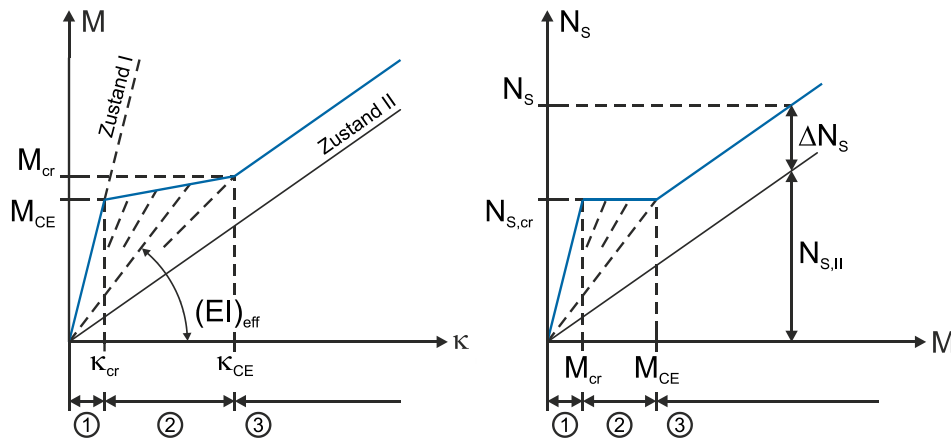


Abbildung 5-16: Zusammenhang zwischen Biegemoment, Krümmung und der Teilschnittgröße N_s des Betongurtes

– **Bereich 1** (Ungerissener Querschnitte)

Für das Rissmoment M_{cr} , beim Erreichen der Betonzugfestigkeit in der Randfaser, die Rissnormalkraft $N_{s,cr}$ und die Krümmung ergibt sich:

$$M_{cr} = n_0 \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{I_{i,0}}{z_{i,0} + \frac{h_c}{2}} \quad (5.49)$$

$$N_{s,cr} = f_{ct,eff} \cdot (1 + \rho \cdot n_0) \cdot A_c \cdot k_c \quad (5.50)$$

$$\kappa_{cr} = \frac{n_0 \cdot f_{ct,eff} \cdot k_c}{E_a \cdot z_{i,0}} \quad (5.51)$$

mit

n_0 Reduktionszahl für kurzzeitige Beanspruchung (siehe Gleichung (5.6))

$f_{ct,eff}$ effektive Betonzugfestigkeit (siehe Gleichung (5.43))

$I_{i,0}$ Flächenträgheitsmoment des Verbundgesamtquerschnittes (siehe Gleichung (5.12))

$z_{i,0}$ Schwerpunkt des Verbundgesamtquerschnittes (siehe Gleichung (5.10))

h_c Höhe des Betongurtes

ρ Bewehrungsgrad (siehe Gleichung (4.8))

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_{i,0}}} \quad (5.52)$$

– **Bereich 2** (Erstrissbildung)

Für die Teilschnittgrößen und die Krümmung ergibt sich:

$$N_S = N_{S,cr} \quad (5.53)$$

$$M_a = M - N_{S,cr} \cdot a \quad (5.54)$$

$$\kappa = \frac{M_a}{E_a \cdot I_a} \quad (5.55)$$

Die effektive Biegesteifigkeit ergibt sich mit den ermittelten Teilschnittgrößen zu:

$$(EI)_{eff} = \frac{E_a \cdot I_a}{1 - \frac{N_{S,cr} \cdot a}{M}} \quad (5.56)$$

– **Bereich 3** (abgeschlossene Rissbildung)

Die Gurtkraft ergibt sich aus:

$$N_S = M \cdot A_S \cdot \frac{z_{St}}{I_{St}} + 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_S}{\rho \cdot a_{St}} = N_{S,II} + \Delta N_S \quad (5.57)$$

mit

$$a_{St} = \frac{I_{St} \cdot A_{St}}{I_a \cdot A_a} \quad (5.58)$$

Die effektive Biegesteifigkeit ergibt sich mit den ermittelten Teilschnittgrößen zu:

$$(EI)_{eff} = \frac{E_a \cdot I_a}{1 - \frac{N_S \cdot a}{M}} \quad (5.59)$$

5.7.2. Schnittgrößenermittlung in statisch unbestimmten Systemen unter Berücksichtigung der Rissbildung

Die im Abschnitt 5.7.1 beschriebenen Momenten-Krümmungsbeziehungen ermöglichen eine realistische Beurteilung des Einflusses der Rissbildung auf die Schnittgrößen an statisch unbestimmten Systemen. Dabei ist die aus der $M-\chi$ -Beziehung resultierende effektive Biegesteifigkeit $(EI)_{eff}$ bei der Ermittlung der Schnittgrößen iterativ an den jeweiligen Belastungszustand anzupassen. Diese Berechnungsart ist für die Praxis ungeeignet, da Sie nur mit großem numerischem Aufwand möglich ist. Daher wurde ein Näherungsverfahren hergeleitet, das auch eine Handrechnung ermöglicht.

Die Schnittgrößen können mit ausreichender Genauigkeit mit den in Abbildung 5-17 dargestellten Steifigkeitsverhältnissen berechnet werden. Dabei wird über 15% der jeweiligen Stützweite die Steifigkeit des reinen Zustand-II-Querschnitts $E_a I_2$ angesetzt.

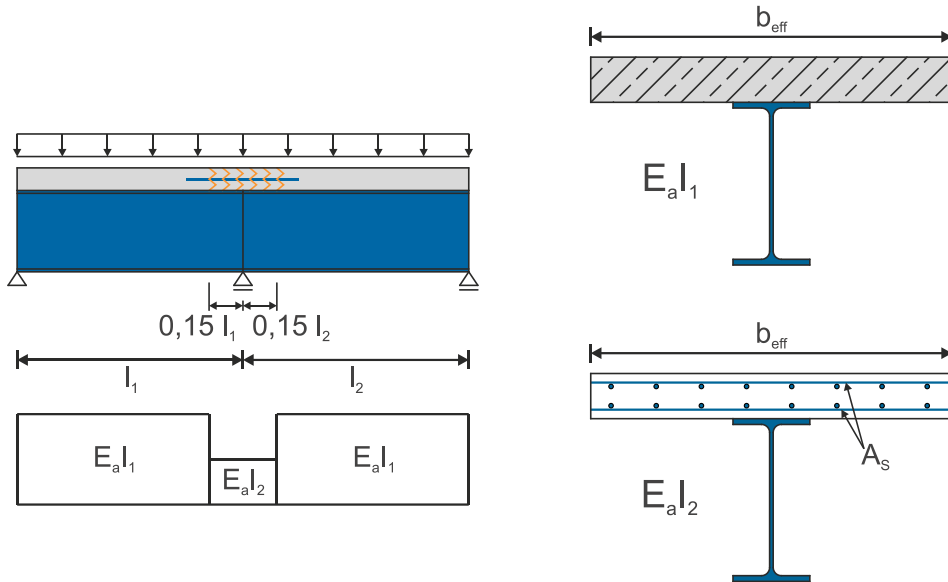


Abbildung 5-17: Methoden der Schnittgrößenermittlung – Biegesteifigkeiten

Für die Berechnung der statisch Unbestimmten unter Berücksichtigung des oben beschriebenen Steifigkeitsverlaufes sind in Tabelle 5-5 die δ_{ik} -Werte zusammengestellt.

Tabelle 5-5: δ_{ik} -Werte zur Berechnung der statisch Unbestimmten unter Berücksichtigung des Steifigkeitsverlaufes

$$\frac{1}{E_a \cdot I_1} \cdot \int M_i(x) \cdot M_k(x) dx = \frac{1}{E_a \cdot I_1} \cdot M_i \cdot M_k \cdot \text{Tafelwert}$$

	0,361	$0,294 + 0,039 \frac{l_1}{l_2}$	$0,204 + 0,129 \frac{l_1}{l_2}$

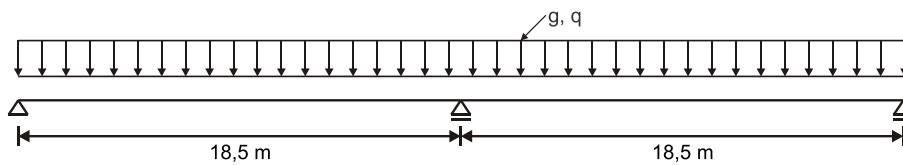
Beispiel 8

Abbildung 5-18: Beispiel 8 – statisches System

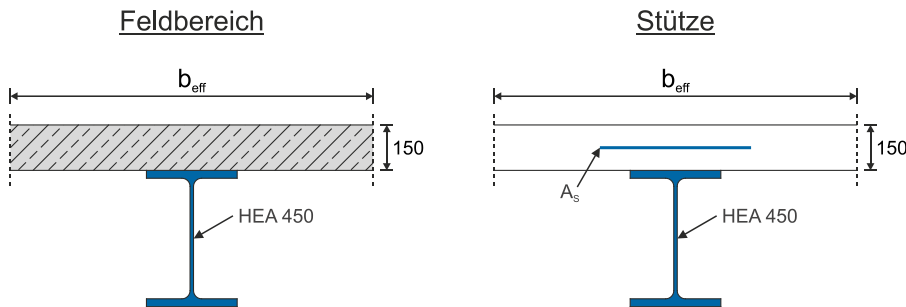


Abbildung 5-19: Beispiel 8 – Querschnittsabmessungen

- (a) Ermitteln Sie die Schnittgrößen und Spannungen für den zweifeldrigen Verbundträger (Abbildung 5-19) unter Berücksichtigung der Rissbildung.

Baustoffe: C 45/55

S 355

$\varphi_{t,\infty} = 2,5$

$b_{\text{eff}} = 1,2 \text{ m}$ (konstant)

$A_s = 25,0 \text{ cm}^2$

Belastung

Eigengewicht Stahlträger $g_1 = 1,4 \text{ kN/m}$

Eigengewicht Betongurt $g_2 = 5,6 \text{ kN/m}$

Ausbaulasten $\Delta g = 1,5 \text{ kN/m}$

Verkehr $p = 15 \text{ kN/m}$

6. Literatur

6.1. Zitierte Literatur

- [1] Bode, H.: Euro-Verbundbau. Werner Verlag, Düsseldorf, 1998
- [2] Roik, K.; Bergmann, R.; Haensel, J.; Hanswille, G.: „Verbundkonstruktionen - Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4, Teil 1“, Sonderdruck aus dem Betonkalender 1999, S. 373 ff., Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1999
- [3] Schneider-Bautabellen, 18. Auflage, Kapitel 8 C Verbundbau nach DIN 18800-5. Werner-Verlag, 2008
- [4] Hanswille, G; Schäfer, M; Bergmann, M.: „Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion – Kommentar zur DIN V 18800-5:2007-03“, Stahlbau Kalender 2010, S. 243 ff, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2010
- [5] Hanswille, G.: „Neue nationale und europäische Regelwerke im Verbundbau“, Bergische Universität Wuppertal

6.2. Weiterführende Literatur

- [I] Hanswille, G; Schäfer, M: „Zur praktischen Ermittlung der Verformungen von Verbundträgern und Flachdeckensystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge“, Stahlbau 76 (2007), Heft 11, S. 845-854, Ernst & Sohn Verlag, 2007
- [II] Gündel, M.; Dürr, A.; Hauke, B.; Hechler, O.: „Zur Bemessung von Lochleisten als duktile Verbundmittel in Verbundträgern aus höherfesten Materialien“, Stahlbau 78 (2009), Heft 12, S. 916-924, Ernst & Sohn Verlag, 2009
- [III] Schanzenbach, J.: „Verbundträger im Hochbau“, Merkblatt 267, 4. Auflage, Stahl-Informations-Zentrum, 1991
- [IV] Kuhlmann, U.: „Stahlbau Kalender 2010“, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2010