

Mitarbeiter bei der nationalen und internationalen Vereinheitlichung von technischen Baubestimmungen auf dem Gebiet der Verbundbauweise  
Entwurf einer Norm für Verbundbauwerke aus Beton und Stahl

**T 2517**

T 2517

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

Forschungsvorhaben

Mitarbeit bei der nationalen und internationalen  
Vereinheitlichung von technischen Baubestimmungen  
auf dem Gebiet der Verbundbauweise

- Abschlußbericht -

Entwurf einer Norm für Verbundbauwerke

aus Beton und Stahl

im Auftrag des Instituts für Bautechnik

Geschäftszeichen IV/1-5-364/83

- o. Prof. Dr.-Ing. K. Roik
- o. Prof. Dr.-Ing. G. König
- o. Prof. Dr.-Ing. G. Sedlacek

Forschungsvorhaben: "Mitarbeit bei der nationalen und internationalen Vereinheitlichung von technischen Baubestimmungen auf dem Gebiet der Verbundbauweise"

#### Zusammenfassung:

Der vorliegende Normenentwurf enthält die Grundlagen für den Entwurf, die Bemessung und die Ausführung von Bauwerken, die aus einem Stahlteil und einem bewehrten oder vorgespannten Betonteil bestehen, die mechanisch miteinander verbunden sind. Er basiert auf der GRUSIBAU (Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen) und dem EUROCODE 4 (Gemeinsame einheitliche Regelungen für Verbundkonstruktionen aus Beton und Stahl).

Eine Reihe von Regeln aus dem EUROCODE 4 wurden ergänzt bzw. weiterentwickelt. Hierzu zählen insbesondere die Sicherheitsanforderungen für das Vorspannen mit Spanngliedern und das Vorkrümmen von Trägern, Ergänzungen bezüglich der Rotationskapazität im negativen Momentenbereich von Durchlaufträgern, die Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit von Trägern mit gerissenen Betongurten, Fragen der Gebrauchsfähigkeit von Trägern sowie Regelungen hinsichtlich der Dauerfestigkeit von Verbundmitteln.

#### Summary:

The draft of this code provides the basis for design and construction of composite structures made of structural steel connected mechanically with reinforced or prestressed concrete. It is based on the GRUSIBAU (fundamentals for the stipulation of safety regulations for structures) and on the EUROCODE 4 (composite steel and concrete structures).

A number of rules of the EUROCODE 4 have been completed or further developed. Especially the safety regulations for prestressing by tendons and precambering of beams, rules concerning the rotation capacity in hogging moment regions of continuous beams, the determination of the effective stiffness of beams with cracked concrete slabs, questions of the serviceability of girders and rules in respect of the fatigue resistance of studs.

#### Résumé:

Le présent projet de normes contient les règles de base pour le projet, la dimension et l'exécution de bâtiments qui se composent d'une partie en acier, et d'une partie en béton armé ou précontraint rattachés mécaniquement entre eux.

Il est basé sur le GRUSIBAU (bases fondamentales pour la stipulation des règles de sécurité pour les bâtiments) et sur l'EUROCODE 4 (acier mixte et structures en béton).

Un nombre de règles de l'EUROCODE 4 ont été complétées et développées plus amplement. Spécialement les règles de sécurité pour précontrainte le fil d'acier et pour la précambreur des poutres, amendements en égard à la capacité de rotation des poutres continues dans un moment de flexion négative, le calcul de la résistance de flexion effective des poutres mixtes avec des patins de béton fissuré, des questions de comportement des supports ainsi que les règles de résistance des goujons.

## Inhaltsverzeichnis

- 1.0 Einleitung
- 1.1 Gültigkeitsbereich
- 1.2 Begriffe und Formelzeichen
  
- 2.0 Allgemeine Regeln für die Bemessung nach Grenzzuständen
- 2.1 Grundsätzliche Anforderungen
- 2.2 Bemessungswerte der Schnittgrößen infolge Einwirkungen
- 2.3 Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit
- 2.4 Geometrische Ersatzimperfektionen
  
- 3.0 Materialeigenschaften
- 3.1 Allgemeines
- 3.2 Beton
- 3.2.1 Allgemeines
- 3.2.2 Betonfestigkeitsklassen
- 3.2.3 Formänderungen des Betons
- 3.2.3.1 Elastizitätsmodul, Spannungs-Dehnungslinien
- 3.2.3.2 Kriechen und Schwinden
- 3.3. Temperaturdehnzahl, Querdehnzahl, Schubmodul
- 3.4 Betonstahl
- 3.4.1 Charakteristische Werte
- 3.4.2 Spannungs-Dehnungslinien, Elastizitätsmodul
- 3.4.3 Temperaturdehnzahl
- 3.5 Spannstahl
- 3.6 Baustahl
- 3.6.1 Baustähle und ihre Eigenschaften
- 3.6.2 Materialeigenschaften
- 3.6.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehung
- 3.6.4 Charakteristische und Bemessungswerte
- 3.6.5 Fließkriterium bei zusammengesetzter Beanspruchung
- 3.7 Kopfbolzendübel
- 3.8 Verbindungsmittel

- 4.0 Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Trägern
- 4.1 Allgemeines
- 4.2 Berechnung des Tragwerkes
  - 4.2.1 Allgemeines
  - 4.2.2 Mitwirkende Fläche des Betongurtes
  - 4.2.3 Biegesteifigkeiten
- 4.3 Einwirkungen und Beanspruchungen
  - 4.3.1 Reihenfolge der Herstellung
  - 4.3.2 Schwinden
  - 4.3.3 Kriechen des Betons
  - 4.3.4 Temperaturbeanspruchungen
  - 4.3.5 Vorkrümmen von Trägern
  - 4.3.6 Vorspannen mit Spanngliedern
  - 4.3.7 Örtliche Wirkungen
- 4.4 Schnittgrößenermittlung
  - 4.4.1 Berechnung nach der Elastizitätstheorie
  - 4.4.2 Elastisch-plastische Berechnungen
  - 4.4.3 Berechnung nach der Fließgelenktheorie
- 4.5 Tragfähigkeit der Querschnitte
  - 4.5.1 Anwendung der Methoden
  - 4.5.2 Mittragende Gurtflächen
    - 4.5.2.1 Allgemeines
    - 4.5.2.2 Träger mit Querschnitten in Klasse 1 und 2
    - 4.5.2.3 Betongurt mit Rippen
    - 4.5.2.4 Betongurte unter Beanspruchungen aus Normalkräften
    - 4.5.2.5 Freies Ende eines Betongurtes unter Biegebeanspruchung
  - 4.5.3 Biegedrillknicken
    - 4.5.3.1 Allgemeines
    - 4.5.3.2 Drehelastische Bettung
    - 4.5.3.3 Berechnung des Druckflansches als Druckstab

- 4.5.4 Annahmen für die Berechnung der Tragfähigkeit der Querschnitte
- 4.5.5 Elastische und elastisch-plastische Querschnitts-Tragfähigkeit
  - 4.5.5.1 Allgemeines
  - 4.5.5.2 Querschnitte in Klasse 1 - 3
  - 4.5.5.3 Querschnitte in Klasse 4
- 4.5.6 Plastische Querschnittstragfähigkeit
  - 4.5.6.1 Allgemeines
  - 4.5.6.2 Biegetragfähigkeit
  - 4.5.6.3 Querkraft
  - 4.5.6.4 Gleichzeitige Wirkung von Biegung und Querkraft
- 4.6 Verbundmittel
  - 4.6.1 Allgemeines
  - 4.6.2 Verteilung der Verbundmittel
  - 4.6.3 Verformungsvermögen der Verbundmittel
  - 4.6.4 Schubfluß in der Verbundfuge
    - 4.6.4.1 Elastische Berechnung
    - 4.6.4.2 Plastische oder elastisch-plastische Berechnung
    - 4.6.4.3 Vollständige Verdübelung
    - 4.6.4.4 Teilweise Verdübelung
  - 4.6.5 Bemessungswert der Tragfähigkeit für Bolzendübel
    - 4.6.5.1 Tragfähigkeit auf Schub
    - 4.6.5.2 Einfluß von Zugbeanspruchungen
    - 4.6.5.3 Bolzendübel ohne Kopf-Tragfähigkeit auf Schub
    - 4.6.5.4 Kopfbolzendübel, die mit Stahlprofilblechen verwendet werden
  - 4.6.6 Konstruktive Ausbildung der Verbundsicherung
  - 4.6.7 Reibungsverbund
    - 4.6.7.1 Allgemeines
    - 4.6.7.2 Bemessung für den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit
    - 4.6.7.3 Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit
    - 4.6.7.4 Detailausbildung des Reibungsverbundes
- 4.7 Schubsicherung und Querbewehrung

- 5.0 Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Verbundstützen
- 5.1 Allgemeines, Gültigkeitsbereich
- 5.2 Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit
- 5.3 Einschränkungen für die Querschnittsabmessungen und Materialkennwerte
  - 5.3.1 Örtliches Beulen des Stahlprofiles
  - 5.3.2 Materialkennwerte
- 5.4 Querschnittstragfähigkeit bei Druck und Biegung
- 5.5 Längsschub in Stützen
  - 5.5.1 Lasteinleitungsbereiche
  - 5.5.2 Schubbeanspruchung
  - 5.5.3 Kopfbolzendübel an den Stegen einbetonierter Stahlprofile
- 5.6 Vereinfachtes Bemessungsverfahren
  - 5.6.1 Anwendungsbereich
  - 5.6.2 Die plastische Normalkraft des Querschnittes
    - 5.6.2.1 Einbetonierte Stahlprofile
    - 5.6.2.2 Betongefüllte Hohlprofile
  - 5.6.3 Wirksame elastische Biegesteifigkeit des Querschnittes
    - 5.6.3.1 Allgemeines
    - 5.6.3.2 Der Einfluß von ständigen Lasten
  - 5.6.4 Der relative Schlankheitsgrad
  - 5.6.5 Berechnung der Biegemomente
  - 5.6.6 Grenztragfähigkeit für Normalkraft
  - 5.6.7 Kombiniertes Druck und einachsige Biegung
    - 5.6.7.1 Querschnittsgrenztragfähigkeit
    - 5.6.7.2 Grenztragfähigkeit der Stütze
    - 5.6.7.3 Stützen mit alleiniger Biegung um die starke Achse
  - 5.6.8 Druck und zweiachsige Biegung
- 5.7 Herstellung, Betondeckung und Bewehrungsrichtlinien
  - 5.7.1 Allgemeines
  - 5.7.2 Bewehrungsrichtlinien
    - 5.7.2.1 Längsbewehrung
    - 5.7.2.2 Bügelbewehrung



- 6.0 Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit von Trägern
- 6.1 Nachweis des Grenzzustandes
- 6.2 Berechnung des Tragwerkes
  - 6.2.1 Anforderungen an die Berechnung
  - 6.2.2 Berechnung mit Momenten-Krümmungs-Beziehungen
  - 6.2.3 Vereinfachte Berechnungsmethoden
- 6.3 Beschränkung der Rißbreite
  - 6.3.1 Allgemeines
  - 6.3.2 Mindestbewehrung
  - 6.3.3 Berechnung der Rißbreiten
- 6.4 Nachweis der Verformungen
- 6.5 Nachweis der dynamischen Wirkung
  
- 7.0 Ermüdung
- 7.1 Allgemeines
  - 7.1.1 Grundlegende Anforderungen
  - 7.1.2 Sicherheitskonzept
  - 7.1.3 Fälle, in denen kein Betriebsfestigkeitsnachweis erforderlich ist
- 7.2 Einflüsse auf die Ermüdung
  - 7.2.1 Lasten
  - 7.2.2 Berechnung der Spannungen
  - 7.2.3 Bemessungsspektrum der Spannungswechsel
- 7.3 Betriebsfestigkeitsnachweis
  - 7.3.1 Stahlbauteile
  - 7.3.2 Kopfbolzendübel
  - 7.3.3 Bewehrungsstahl
  
- 8.0 Herstellung und Montage
- 8.1 Allgemeines
- 8.2 Reihenfolge der Montage
- 8.3 Stabilität
- 8.4 Auflagerbedingungen während der Montage
- 8.5 Genauigkeit während der Montage und Qualitätskontrolle
  - 8.5.1 Allgemeines
  - 8.5.2 Verformungen während und nach dem Betonieren

- 8.6 Beton
- 8.7 Verdübelung bei Trägern und Stützen
  - 8.7.1 Kopfbolzendübel
  - 8.7.2 Reibungsverbund mit HV-Schrauben

## 1. Einleitung

### 1.1 Gültigkeitsbereich

Der vorliegende Normentwurf enthält die Grundlagen für den Entwurf, die Bemessung und die Ausführung von Bauwerken aus Stahl und Beton und schlägt praktische Anwendungsregeln vor. Er betrifft Gebäude und Ingenieurbauwerke. Die Grundlagen gelten für alle Arten von Verbundbauwerken oder -bauteilen, die aus einem Stahlteil und einem bewehrten oder vorgespannten Betonteil bestehen, die mechanisch miteinander verbunden sind und gemeinsam tragen. Jedoch werden nicht alle Gesichtspunkte behandelt, die für spezielle Bauwerke wichtig sind, z.B. Verbundkonstruktionen mit Spanngliedern ohne Verbundwirkung (außenliegende Spannglieder) oder bestimmte Brückensysteme (z.B. Schrägseilbrücken). Der Geltungsbereich umfaßt nicht Decken mit Stahlprofilblechen, einbetonierte Träger, Kastenträger und Verbundplatten, die aus einem ebenen Stahlblech in Verbund mit einer Betonplatte bestehen.

Für Konstruktionen, die nicht vollständig behandelt sind, die neuen Nutzungen bei bewährten Materialien unterworfen sind oder bei denen Einwirkungen oder Einflüsse außerhalb des normalen Erfahrungsbereiches auftreten, dürfen die gleichen Grundsätze und Regeln angewendet werden, müssen jedoch ggfs. ergänzt werden. Bestimmungen für den Korrosionsschutz, den Brandschutz usw. sind nicht Bestandteil dieses Entwurfes.

### 1.2 Symbole

#### 1.2.1 Allgemeines

Es wird hauptsächlich auf die ISO Norm IS 3898 Bezug genommen.

Insbesondere gilt  $V$  für Schubkräfte und  $Q$  für veränderliche Einwirkungen.

Folgende Fußzeiger werden allgemein benutzt:

a	Baustahl
c	Beton
d	Bemessung
e	effektiv
k	charakteristisch
p <sub>s</sub>	Spannstahl
pl	plastisch
R	Tragfähigkeit, Widerstand
s	Bewehrungsstahl
v	Verbundmittel
y	starke (oder große) Biege-Hauptachse des Querschnittes; oder für Fließen des Stahls
z	schwache (oder kleine) Biege-Hauptachse des Querschnittes.

### 1.2.2 Baustoff-unabhängige Symbole

G	Ständige Einwirkung
P	Vorspannen durch Spannglieder
PC	Vorkrümmen, planmäßiges Einprägen von Verformungen
Q	veränderliche Einwirkung
Q <sub>o</sub>	Nutzlast
R <sub>d</sub>	Bemessungswert der Tragfähigkeit
S <sub>d</sub>	Bemessungswert der Wirkung einer Einwirkung
γ <sub>F</sub>	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen
γ <sub>M</sub>	Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaft
γ <sub>p</sub>	Teilsicherheitsbeiwert für Spanngliedvorspannung
γ <sub>PC</sub>	Teilsicherheitsbeiwert für Vorkrümmen
γ <sub>Q</sub>	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkung
	Kombinationsbeiwerte

## 1.2.3 Andere nicht-geometrische Symbole

$E$	Elastizitätsmodul
$E'_c$	Effektiver E-Modul für Beton
$E_{cm}$	Sekantenmodul des Beton
$(EI)_e$	effektive elastische Biegesteifigkeit
$E_a I_a, E_{ce} I_c, E_s I_s$	Einzelwerte der Biegesteifigkeit
$(EI)_I$	Biegesteifigkeit des ungerissenen Beton (Stadium I)
$(EI)_{II}$	Biegesteifigkeit des gerissenen Beton (Stadium II)
$f$	Materialfestigkeit
$f_{ck}$	charakteristische Druckfestigkeit des Beton
$f_{ctm}$	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
$f_{red}$	reduzierte Festigkeit bei kombinierter Druck- und Schubbeanspruchung
$f_{sk}$	charakteristische Festigkeit des Bewehrungsstahls
$f_u$	spezifizierte Zugfestigkeit für Bolzendübelmaterial
$f_y$	Streckgrenze für Baustahl
$F_{pr}$	Vorspannkraft in HV-Schrauben unter Berücksichtigung des Schwindens und Kriechens des Beton
$F_v$	resultierende Scherkraft, die auf einen Dübel einwirkt
$M_d$	Bemessungswert des Biegemomentes
$n$	Verhältniswert $E_a/E'_c$ , oder Anzahl der Dübel pro Längeneinheit des Trägers
$N$	Druck-Normalkraft, oder Anzahl der Dübel
$N_{cr}$	elastische Verzweigungslast einer Stütze
$N_d$	Bemessungswert der Druckkraft
$N_f$	Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung
$N_{pl}$	Quetschlast eines Verbundquerschnittes
$N_R$	Anzahl von Spannungs-Cyklen
$N_u$	Grenztragfähigkeit für Druckkraft (Bemessungswert)
$P_d$	Scher-Grenztragfähigkeit eines Dübels (Bemessungswert)
$T$	Zug-Grenztragfähigkeit eines Dübels (Bemessungswert)

$v$	Längsschub pro Längeneinheit (Schubfluß)
$V_a$	Anteil der Querkraft, die vom Stahlquerschnitt allein aufgenommen wird
$V_d$	Bemessungswert der Querkraft
$V_{pl}$	Plastische Querkraft - Grenztragfähigkeit (Bemessungswert)
$\delta$	Verhältniswert der Flächenanteile
$\epsilon$	Dehnung, oder = $(235/f_y)^{1/2}$ ,
$\epsilon_{cs}$	unbehindertes Endschwindmaß des Beton
$\kappa$	dimensionsloser Verhältniswert
$\mu$	Reibungskoeffizient, oder Verhältniswert zweier Biegemomente
$\rho_a$	Dichte von Baustahl
$\sigma$	Normalspannung
$\sigma_u$	Knickspannung in Übereinstimmung mit DIN 18800, Teil 2
$\tau$	Schubspannung
$\psi$	= $M_{max}/M_{min}$ für Stützen

#### 1.2.4 Geometrische Symbole

Für geometrische Größen und Verhältniswerte werden viele Symbole benutzt, die z.T. in den einzelnen Kapiteln unterschiedliche Bedeutung haben. Die meisten sind in den Abbildungen definiert.

$A$	Querschnittsfläche
$b$	Stegblechhöhe; Breite des abstehenden Flansches oder eine Platte; Breite
$c$	Dicke der Betonüberdeckung eines Stahlprofiles
$e$	Exzentrizität einer Stützenkraft
$l_e$	Knicklänge einer Stütze (effektive Länge)
$l$	Stützweite eines Trägers
$t$	Dicke
$\beta$	Faktor der mittragenden Breite
$\bar{\lambda}$	relativer Schlankheitsgrad einer Stütze

## 2. Allgemeine Regeln für die Bemessung nach Grenzzuständen

### 2.1 Grundsätzliche Anforderungen

(1) Das Tragwerk muß während seiner Errichtung und Nutzung ausreichend widerstandsfähig gegen mechanische, chemische und klimatische Einwirkungen sein.

(2) Diese Norm legt Mindestanforderungen für den Nachweis der Gebrauchsfähigkeit fest. Weitergehende Anforderungen können vereinbart werden.

(3) Ausreichende räumliche Steifigkeit und Stabilität gegen außerplanmäßige Einwirkungen muß gewährleistet sein.

(4) Die Anforderungen des Absatzes (1) werden durch den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit nach Kap. 2.2 bis 2.4 erfüllt.

(5) Sofern keine weitergehenden Anforderungen zu erfüllen sind, erfüllt der Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchsfähigkeit nach Kap. 2.2 und 2.3 die Anforderungen des Absatzes (2).

(6) Soweit die Nachweise gemäß Kap. 2.2 die Anforderungen nach Absatz (3) noch nicht erfüllen, müssen sie durch eine geeignete Anordnung und Durchbildung der Konstruktion sichergestellt werden.

### 2.2 Bemessungswerte der Schnittgrößen infolge Einwirkungen

#### 2.2.1 Allgemeines

Die Bemessungswerte  $S_d$  der Einwirkungen sind die mit einem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F$  und ggfs. mit einem Kombinationsbeiwert  $\psi$  vervielfachten charakteristischen Werte  $S_k$  der Einwirkungen, die den entsprechenden Lastnormen zu entnehmen sind.

## 2.2.2 Beanspruchungen beim Nachweis der Tragsicherheit

## Grundkombinationen

Die Beanspruchungen  $S_d$  sind mit den Bemessungswerten  $F_d$  der Einwirkungen zu berechnen. Dafür sind Einwirkungskombinationen aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen zu bilden.

Für die Bemessungswerte der ständigen Einwirkungen  $G$  gilt:

$$G_d = \gamma_F \cdot G_k \quad \text{mit } \gamma_F = 1,35 \quad (2.1)$$

Für die Bemessungswerte der veränderlichen Einwirkungen  $Q$  gilt:

- bei Berücksichtigung aller veränderlichen Einwirkungen  $Q_i$

$$Q_{d,i} = \gamma_F \cdot \psi_i \cdot Q_{k,i} \quad \text{mit } \gamma_F = 1,5 \\ \text{und } \psi_i = 0,9 \quad (2.2)$$

oder

- bei Berücksichtigung nur derjenigen Einwirkung  $Q_i$ , die den größten Einfluß auf die Beanspruchung hat,

$$Q_{d,i} = \gamma_F \cdot \psi_i \cdot Q_{k,i} \quad \text{mit } \gamma_F = 1,5 \\ \text{und } \psi_i = 1,0 \quad (2.3)$$

Diejenige Einwirkungskombination nach Gleichung 2.2 und 2.3, die zur größten Beanspruchung führt, ist maßgebend.

Ständige Einwirkungen, die die Beanspruchungen verringern:

- Wenn ständige Einwirkungen die Beanspruchungen aus veränderlichen Einwirkungen verringern, gilt für den Bemessungswert der ständigen Einwirkung:

$$G_d = \gamma_F \cdot G_k \quad \text{mit } \gamma_F = 1,0 \quad (2.4)$$

Der Bemessungswert der ständigen Einwirkung braucht innerhalb eines Tragwerkes nicht abschnittsweise verschieden nach Gleichung 2.1 und Gleichung 2.4 ermittelt zu werden.



Falls die Einwirkung Erddruck die vorhandenen Beanspruchungen verringert, so gilt für den Bemessungswert des Erddruckes:

$$E_d = \gamma_F \cdot E_k \quad \text{mit } \gamma_F = 0,6 \quad (2.5)$$

Außergewöhnliche Kombinationen:

- Die Beanspruchungen  $S_d$  sind mit den Bemessungswerten  $F_d$  der Einwirkungen zu berechnen. Dafür sind Einwirkungskombinationen zu bilden.

Für die Bemessungswerte gilt dabei für

- ständige Einwirkungen  $G$

$$G_d = \gamma_F \cdot G_k \quad \text{mit } \gamma_F = 1,0 \quad (2.6)$$

- und veränderliche Einwirkungen  $Q$

$$Q_{d,i} = \gamma_F \cdot \psi_i \cdot Q_{k,i} \quad \text{mit } \gamma_F = 1,0 \quad (2.7)$$

- und die außergewöhnliche Einwirkung  $F_A$

$$F_{A,d} = \gamma_F \cdot F_{A,k} \quad \text{mit } \gamma_F = 1,0 \quad (2.8)$$

Die Kombinationsbeiwerte  $\psi_i$  sind den Fachnormen zu entnehmen.

Dynamische Erhöhung der Einwirkung:

- Tritt durch die Art der Einwirkung eine dynamische Erhöhung der Beanspruchung auf, ist sie zu berücksichtigen.

Handelt es sich um eine nichtperiodische Einwirkung, darf sie durch Einwirkungsfaktoren erfaßt werden.

Dynamische Beanspruchungen infolge Erdbeben sind nach DIN 4149 zu berücksichtigen.

### 2.2.3 Beanspruchungen beim Nachweis der Gebrauchsfähigkeit

Beim Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchsfähigkeit ist als

häufige Kombination der ungünstigste Wert nach den Gl. 2.9 und 2.10 anzusetzen.

$$S_d = G_k + \sum 0,7 \cdot Q_{ki} \quad (2.9)$$

$$S_d = G_k + Q_{ki} \quad (2.10)$$

### 2.3 Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit

Die Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit  $R_d$  ergeben sich aus den charakteristischen Werten  $R_k$  der Beanspruchbarkeit:

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  für den Nachweis der Tragfähigkeit betragen im Lastfall Hauptlasten sowie im Lastfall Haupt- und Zusatzlasten

bei Beton (auf Druck)	1.5
Betonstahl/Spannstahl	1.2
Baustahl	1.1

Im Katastrophenfall ist  $\gamma_M = 1.0$  einzuführen.

Sofern Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchsfähigkeit benötigt werden, regeln dies die einzelnen Nachweiskapitel dieser Norm.

### 2.4 Geometrische Ersatzimperfektionen

Beim Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit muß die Auswirkung möglicher Imperfektionen nach DIN 18800 Teil 1 und Teil 2 berücksichtigt werden.

### 3 Materialeigenschaften

#### 3.1 Allgemeines

Die Bemessungswerte  $f_d$  der Baustoffe werden aus den charakteristischen Werten  $f_k$  durch Division mit dem Material-Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  gewonnen.

#### 3.2 Beton

##### 3.2.1 Allgemeines

Die Grundlage für die Bestimmung der charakteristischen Festigkeitswerte des Betons ist dessen Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen.

##### 3.2.2 Betonfestigkeitsklassen

Die Betonfestigkeitsklassen enthalten 2 Ziffern, die die 5%-Fraktile der Druckfestigkeiten angeben, die erste gemessen an Zylindern mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Höhe entsprechend EN 206, die zweite an Würfeln von 200 mm Kantenlänge entsprechend DIN 1045.

Die charakteristische Festigkeit ist in Tabelle 3.1 angegeben.

Beton- festigkeits- klasse	nach EN 206	C20/25	C30/35	C40/45	C50/55
	nach DIN 1045	B 25	B 35	B 45	B 55
Druck- festigkeit	$f_{ck} \frac{MN}{m^2}$	20	30	40	50
Zug- festigkeit (Rechenwert)	$f_{ctm} \frac{MN}{m^2}$	2,2	2,8	3,4	4,0

Tabelle 3.1.: Charakteristische Betonfestigkeiten  $f_{ck}$  und mittlere Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$

### 3.2.3 Formänderungen des Betons

#### 3.2.3.1 Elastizitätsmodul, Spannungs-Dehnungslinien

Die Werte für den Elastizitätsmodul können Tabelle 3.2 entnommen werden, sofern keine genaueren Werte für den verwendeten Beton bekannt sind.

Beton- festigkeits- klasse	nach EN 206	C20/25	C30/35	C40/45	C50/55
	nach DIN 1045	B 25	B 35	B 45	B 55
Elastizitätsmodul	$E_c \frac{MN}{m^2}$	29.000	32.000	35.000	37.000

Tabelle 3.2 : Elastizitätsmodul des Betons (Rechenwerte)

Für die Berechnung der Tragfähigkeit und der Formänderungen ist i.a. eines der Spannungs-Dehnungsdiagramme nach Bild 3.1 zugrunde zu legen.

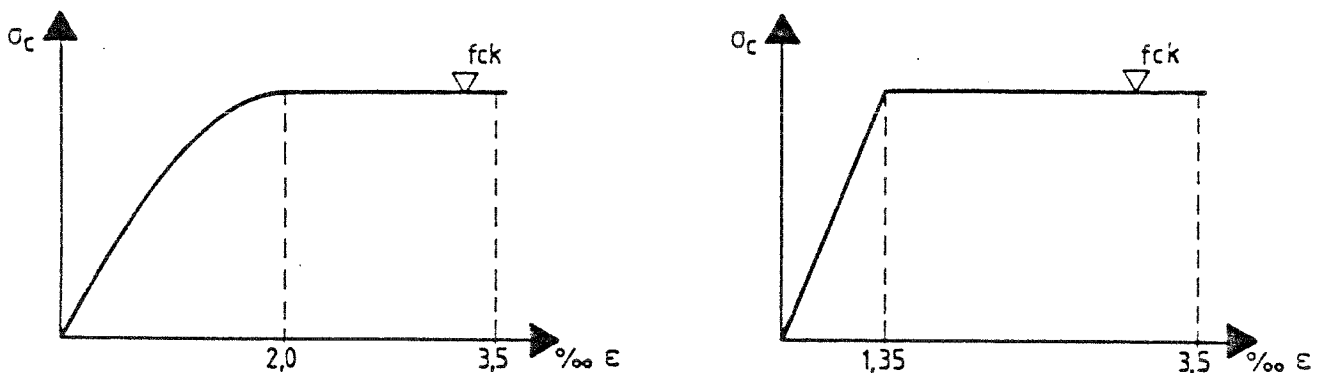


Bild 3.1 : Spannungsdehnungslinien des Betons

#### 3.2.3.2 Kriechen und Schwinden

In Tabelle 3.3 sind mittlere Kriechzahlen  $\varphi_t$  und mittlere Schwindmaße  $\epsilon_{s,t}$  für Beton angegeben, der unter Normaltemperatur erhärtet und für den Zement der Festigkeitsklassen Z 35 F und Z 45 F verwendet wird.

Für andere Verhältnisse sowie in Fällen, wo der zeitliche Verlauf von Kriechen und Schwinden für die Berechnung benötigt wird, ist DIN 4227 Teil 1 anzuwenden.

u: der Atmosphäre ausgesetzter Umfang	feuchte Atmosphäre, im Freien (relative Feuchte =75%)		trockene Atmosphäre, in Innenräumen (relative Feuchte =55%)	
	klein $\leq 200$ mm	gross $\geq 600$ mm	klein $\leq 200$ mm	gross $\geq 600$ mm
<u>KRIECHZAHL:</u> $\varphi(t_\infty, t_0)$ Betonalter $t_0$ bei Belastung: jung (3-7 Tage) mittel (7-60 Tage) alt (>60 Tage)	2,7 2,2 1,4	2,1 1,9 1,7	3,8 3,0 1,7	2,9 2,5 2,0
<u>SCHWINDMASS:</u> $\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0) \cdot 10^3$ Betonalter $t_0$ , ab dem das Schwinden wirksam wird: jung (1-7 Tage) mittel (7-60 Tage) alt (> 60 Tage)	0,26 0,23 0,16	0,21 0,21 0,20	0,43 0,32 0,19	0,31 0,30 0,28

Tabelle 3.3 : Endkriechzahl  $\varphi(t_\infty, t_0)$  und Endschwindmaß  $\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$   
(Zwischenwerte von  $2A_c / u$  sind linear zu interpolieren)

### 3.3 Temperaturdehnzahl, Querdehnzahl und Schubmodul

Die Temperaturdehnzahl  $\alpha_t$  für Beton ist mit  $\alpha_t = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  anzunehmen.

Sofern der Einfluß der Querdehnung für den Entwurf benötigt wird, kann die Querdehnzahl  $\nu$  zwischen 0 und 0,2 angenommen werden.

### 3.4 Betonstahl

#### 3.4.1 Charakteristische Werte

Durchmesser, Form, Festigkeitseigenschaften und Kennzeichnung von Betonstahl müssen DIN 488 Teil 1 entsprechen. Die dort geforderten Eigenschaften sind in Tabelle 3.4 wiedergegeben, soweit sie für die Verwendung von Betonstahl maßgebend sind. Die Werte  $\beta_s$  für die Streckgrenze sind die charakteristischen Werte  $f_{sk}$  der Streckgrenze im Sinne dieser Norm.

	1	2	3	4
Betonstahl- sorte	Kurznahe	BSt 420 S	BSt 500 S	BSt 500 M
	Kurzzeichen <sup>1)</sup>	III S	IV S	IV M
	Werkstoffnummer	1.0428	1.0438	1.0466
	Erzeugnisform	Betonstabstahl	Betonstabstahl	Betonstahlmatte
1	Nenn Durchmesser $d_s$ mm	6 bis 28	6 bis 28	4 bis 12 <sup>2)</sup>
2	Streckgrenze $\beta_s(R_e)^3$ bzw. 0,2 %-Dehngrenze $R_{0,2}(R_{p0,2})^3$ N/mm <sup>2</sup>	420	500	500
3	Zugfestigkeit $\beta_z(R_m)^3$ N/mm <sup>2</sup>	500	550	550
4	Bruchdehnung $\delta_{10}(A_{10})^3$ %	10	10	8
5	Schweißbeignung für Verfahren <sup>4)</sup>	E, MAG, GP, RA, RP	E, MAG, GP, RA, RP	E <sup>5)</sup> , MAG <sup>5)</sup> , RP
<sup>1)</sup> Für Zeichnungen und statische Berechnungen. <sup>2)</sup> Betonstahlmatten mit Nenndurchmessern von 4,0 und 4,5 mm dürfen nur bei vorwiegend ruhender Belastung und mit Ausnahme von untergeordneten vorgefertigten Bauteilen, wie eingeschossigen Einzelgaragen, nur als Querbewehrung bei einachsigen gespannten Platten, bei Rippendecken und bei Wänden verwendet werden. <sup>3)</sup> Zeichen in ( ) nach DIN 488 Teil 1. <sup>4)</sup> Die Kennbuchstaben bedeuten: E = Metall-Lichtbogenhandschweißen, MAG = Metall-Aktivgas-schweißen, GP = Gaspreßschweißen, RA = Abbrennstumpfschweißen, RP = Widerstandspunkt-schweißen. <sup>5)</sup> Der Nenn Durchmesser der Mattenstäbe muß mindestens 6 mm beim Verfahren MAG und mindestens 8 mm beim Verfahren E betragen, wenn Stäbe von Matten untereinander oder mit Stabstählen $\leq 14$ mm Nenn Durchmesser verschweißt werden.				

Tabelle 3.4 : Sorteneinteilung und Eigenschaften der Betonstähle

### 3.4.2 Spannungs-Dehnungslinien, Elastizitätsmodul

Die Rechenwerte für die Spannungs-Dehnungslinien für Betonstähle und für deren Elastizitätsmodul sind in Bild 3.2 angegeben.

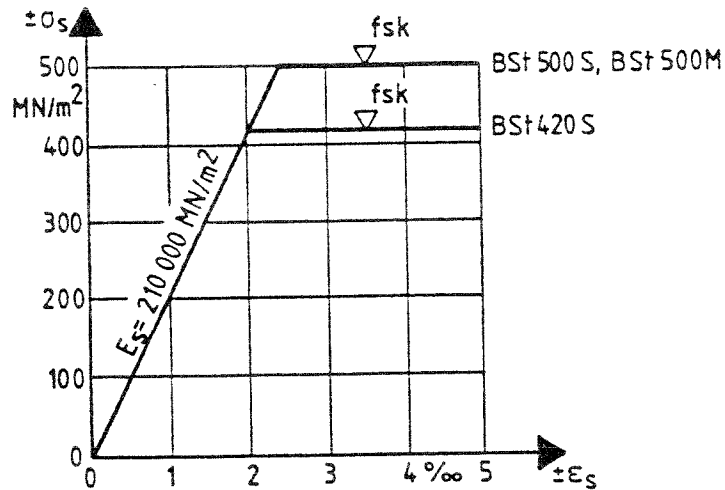


Bild 3.2 : Rechenwerte für die Spannungsdehnungslinien für Betonstähle

### 3.4.3 Temperaturdehnzahl

Die Temperaturdehnzahl  $\alpha_t$  für Betonstähle ist mit  $\alpha_t = 10 \cdot 10^{-6} \text{ k}^{-1}$  anzunehmen.

### 3.5 Spannstahl

Es gelten die Regelungen der DIN 4227, Teil 1.

3.6 Baustahl3.6.1 Baustähle und ihre Eigenschaften

Für Konstruktionsteile aus Stahl gelten die Bedingungen für Werkstoffe nach DIN 18800 Teil 1 mit den Streckgrenzen nach Tabelle 3.5 für Blechdicken  $t \leq 40$  mm.

Stahlgüte	Streckgrenze $f_Y$ N/mm <sup>2</sup>
St 37	235
St 52	355

Tabelle 3.5: Streckgrenzen für Baustahl

Für Blechdicken  $40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$  sind die Streckgrenzenwerte nach Tabelle 3.5 um 10 % abzumindern oder die spezifizierten Werte einzusetzen.

3.6.2 Materialkonstanten

Die Materialkonstanten für Baustahl sind der Tabelle 3.6 zu entnehmen

Elastizitätsmodul	$E = 210\ 000 \text{ N/mm}^2$
Querdehnungszahl	$\nu = 0,3$
Dichte	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Temperaturausdehnungs- koeffizient	$\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \cdot \text{K}^{-1}$

Tabelle 3.6 : Materialkonstanten



### 3.6.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Für die Bemessung darf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Baustahls als elastisch-plastisch idealisiert werden (bilineares Diagramm Bild 3.3 ).

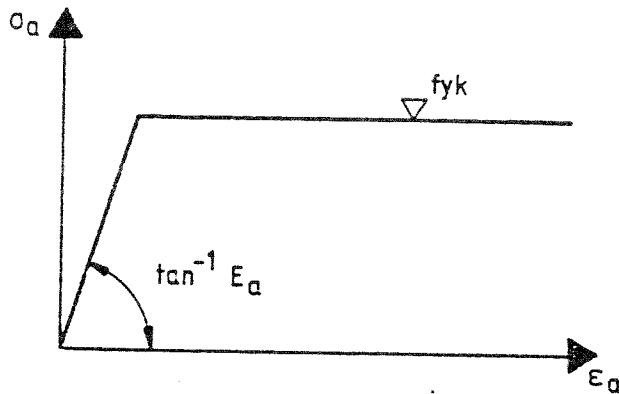


Bild 3.3 : Bilineares Spannungs-Dehnungsdiagramm

Wird bei besonderen Untersuchungen die Materialverfestigung berücksichtigt, darf ein Verfestigungsmodul von  $E_a/50$  angesetzt werden.

### 3.6.4 Charakteristische und Bemessungswerte

Die charakteristischen Werte der Beanspruchbarkeiten  $R_k$  sind mit den Nennwerten der Streckgrenzen und Werkstoffkennwerten zu ermitteln.

Die Bemessungswerte  $R_d$  für Stahlteile ergeben sich nach DIN 18800 Teil 1.

### 3.6.5 Fließkriterium bei zusammengesetzter Beanspruchung

Für mehrachsige Beanspruchungen gilt die Fließbedingung:

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + 3(\tau_x^2 + \tau_y^2 + \tau_z^2) \leq f_y^2.$$

### 3.7 Kopfbolzendübel

Für Kopfbolzendübel gelten die Regelungen der DIN 32500, Teil 2 und Teil 3 sowie DIN 8563, Teil 1o.

### 3.8 Verbindungsmittel

Für Verbindungsmittel gelten die Werkstoffbedingungen und Tragfähigkeiten nach DIN 18800 Teil 1.

## 4.0 Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Trägern

### 4.1 Allgemeines

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt als nachgewiesen, wenn in jedem kritischen Querschnitt der Bemessungswert der Einwirkung nach Kap. 2 die Tragfähigkeit des Querschnittes nicht überschreitet.

### 4.2 Berechnung der Tragwerke

#### 4.2.1 Allgemeines

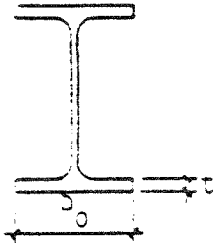

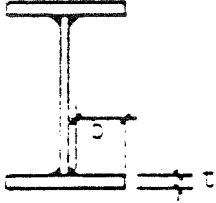
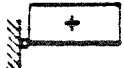
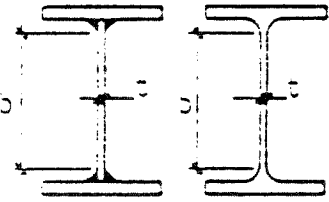
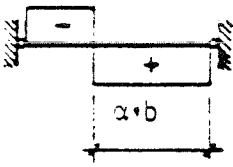
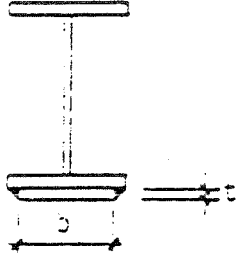

Die Ermittlung der Beanspruchungen (Idealisierung des Berechnungsmodelles für das Tragwerk, siehe Tabelle 4.1) und der Beanspruchbarkeit (Idealisierung des Berechnungsmodelles für die Querschnittstragfähigkeit) erfolgt für Tragfähigkeitsnachweise anhand von Querschnittsklassen, die durch die  $b/t$ -Verhältnisse des Stahlprofiles, die Lage der Nulllinie und den Bewehrungsgrad des Betongurtes festgelegt sind. Die Querschnittsklassen und  $b/t$ -Verhältnisse können der Tabelle 4.2 entnommen werden. Dünnwandige Querschnitte mit größeren  $b/t$ -Verhältnissen als für Klasse 3 sind der Klasse 4 zuzuordnen.

Für die Einstufung in Klasse 1 + 2 darf unabhängig von der Reihenfolge der Herstellung die plastische Nulllinie des Verbundquerschnittes verwendet werden.

Zur Einstufung in Klasse 3 oder 4 soll die elastische Nulllinie für die betrachtete Lastfallkombination verwendet werden.

Querschnitts- klasse	Kraftgrößen-Verformungsbeziehungen für die Ermittlung der		Bemerkung
	Beanspruchungen	Beanspruchbarkeit	
1	(bilinear)"plastisch"	(nichtlinear)"plastisch"	Fließgelenk- theorie mit Umlagerungen
2	(linear) "elastisch"	(nichtlinear)"plastisch"	Fließgelenk- theorie mit beschränkter Umlagerung
3+4	(linear) "elastisch"	(linear) "elastisch"	Elastizitäts- theorie

Tabelle 4.1: Berechnungsverfahren

Querschnittstyp	Spannungsverteilung	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3
Flansche von I-Walzprofilen 	 (Druckspannung positiv)	16ε	20ε	30ε
Oberstand der Flansche von geschweißten I-Profilen 		7.5ε	9ε	14ε
Stegbleche 		$\frac{30\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{33\varepsilon}{\alpha}$	$21\sqrt{K_{\sigma}} \cdot \varepsilon$ $K_{\sigma}$ nach DIN 18800 Teil 3
Verstärkungsblechen 		24ε	32ε	42ε

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

$$f_y \text{ in } [N/mm^2]$$

Tabelle 4.2: Querschnittsklassen und b/t-Verhältnisse

Flansche des Stahlprofiles, die mit Dübeln nach Kap. 4.6 mit dem Betongurt verbunden sind, dürfen in Klasse 1 eingestuft werden.

Für Querschnitte mit gerissenen Betongurten darf für die Berechnung der Nulllinie der Ersatzquerschnitt (EJ)<sup>II</sup> nach Kap. 4.2.3 zugrunde gelegt werden.

Als mittragende Breite ist der Wert für die Berechnung der Querschnittsgrenztragfähigkeit anzusetzen.

Ein Verbundquerschnitt, dessen Betongurt in der Druckzone liegt, und dessen Stegblech die Bedingung der Klasse 1 erfüllt, darf - falls nicht genauer nachgewiesen wird - nur dann in Klasse 1 eingestuft werden, wenn die plastische Nulllinie des Querschnittes nicht im Steg liegt. Anderenfalls ist er in Klasse 2 einzustufen.

Ein Verbundquerschnitt, dessen Stahlprofil die Bedingungen der Klasse 1 erfüllt und dessen Betongurt gerissen ist, darf nur dann in Klasse 1 eingeordnet werden, wenn Betonstahl nach Abschnitt 3.4 verwendet wird und der Bewehrungsgrad  $\mu = A_s/A_c$  des Betongurtes größer als  $\frac{1,2 f_{c,tm}}{f_{sk}} \%$  ist.

#### 4.2.2 Mitwirkende Fläche des Betongurtes

Wenn keine genaueren Untersuchungen durchgeführt werden, soll der Einfluß aus der Schubverzerrung des Betongurtes durch eine mittragende Breite des Flansches nach DIN 18809 berücksichtigt werden, wobei die Breite  $b$  für Teile außerhalb des Steges nach Bild 4.1 angesetzt werden darf.

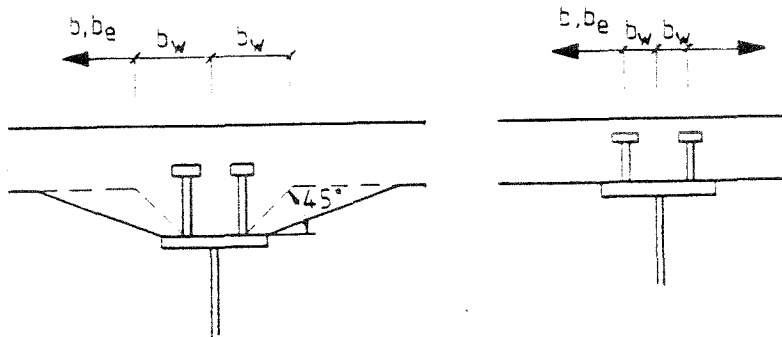


Bild 4.1: Wirksame Breite  $b_w$

#### 4.2.3 Biegesteifigkeiten

Die Biegesteifigkeit  $(EJ)_I$  des ungerissenen Querschnittes ist nach der Elastizitätstheorie zu berechnen. Für die Biegesteifigkeit  $(EJ)_{II}$  von Querschnitten mit gerissenen Betongurten sind die  $M-\varphi$ -Beziehungen nach Kap. 6.0 zugrunde zu legen. Näherungsweise darf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen durch eine ideelle Querschnittsfläche  $A_{s,id}$  des Betonstahles nach Gl. 4.1 bei der Berechnung von  $(EJ)_{II}^{I}$  berücksichtigt werden.

$$A_{s,id} = \frac{A_s}{1 - \frac{0,4}{\mu} \frac{f_{c,tm}}{f_{s,d}}}$$

$f_{c,tm}$  - zentrische Zugfestigkeit des Betons nach Abschn. 3.2.2

$f_{sk}$  - Streckgrenze des Betonstahles

$A_s$  - Bewehrungsquerschnitt

$\mu$  - Bewehrungsgrad ( $A_s/A_c$ )

Der Betongurt ist als gerissen anzusehen, wenn in der Randfaser des Betongurtes die Spannungen unter der betrachteten Einwirkungskombination den 1,2-fachen Wert der Zugfestigkeit des Betons

nach Kap. 3.2.2 überschreiten.

Der Einfluß des Schlupfes in der Verbundfuge auf die Biegesteifigkeit darf vernachlässigt werden.

### 4.3 Einwirkungen und Beanspruchungen

#### 4.3.1 Reihenfolge der Herstellung

Bemessung der fertiggestellten Konstruktion:

Für Träger ohne Eigengewichtsverbund, deren Querschnitte alle in Klasse 1 und 2 eingestuft sind, darf angenommen werden, daß das gesamte Biegemoment auf den Verbundträger wirkt, wenn für die Verbundsicherung die gleiche Annahme getroffen wird.

Für Träger ohne Eigengewichtsverbund mit Querschnitten in Klasse 3 oder 4 sind die unterschiedlichen Beanspruchungen des Stahl- und Verbundträgers aus der Belastungsreihenfolge zu berücksichtigen.

Nachweise für Montagezustände:

Montagezustände sind unter Berücksichtigung des zeitlichen Ablaufes zu untersuchen. Für Stahlträger sind die Regelungen der DIN-18800 Teil 1 - Teil 3 anzuwenden.

#### 4.3.2 Schwinden

Bei Trägern, bei denen alle Querschnitte in Klasse 1 und 2 sind, dürfen alle Beanspruchungen aus Schwinden beim Nachweis der Grenztragfähigkeit vernachlässigt werden.

Bei Trägern mit einem oder mehreren Querschnitten in Klasse 3 bzw. 4 dürfen die primären Beanspruchungen (Eigenspannungen) aus Schwinden vernachlässigt werden. Die sekundären Beanspruchungen (Zwängungen in statisch unbestimmten Systemen) müssen jedoch berücksichtigt werden. Die günstige Wirkung des Kriechens darf in Rechnung gestellt werden. Der Einfluß der Schubverzerrung des Betongurtes darf durch eine mitwirkende Gurtfläche nach DIN 18809 erfaßt werden, wobei für 1 der Abstand der freien Plattenenden einzusetzen ist. Alternativ darf die volle Querschnittsfläche des Betongurtes verwendet werden. Die Reduktion der mitwirkenden Gurtfläche am Trägerende darf vernachlässigt werden.

### 4.3.3 Kriechen des Betons

Die Auswirkungen des Kriechens sind für Träger mit Querschnitten in Klasse 3 und 4 nach Kap. 3.2.3.2. zu berücksichtigen.

### 4.3.4 Temperaturbeanspruchungen

Bei Bauwerken mit Querschnitten in Klasse 3 und 4 sollen die sekundären Beanspruchungen (Zwängungen in statisch unbestimmten Systemen) nach der Elastizitätstheorie als kurzzeitige Belastungen berechnet werden. Für die mitwirkenden Gurtflächen gelten die in Kap. 4.3.2 angegebenen Hinweise für Schwinden.

Primäre Temperaturbeanspruchungen (Eigenspannungen im Querschnitt) dürfen i. a. vernachlässigt werden.

### 4.3.5 Vorkrümmen von Trägern

Die Beanspruchungen infolge von Vorkrümmen sind nach der Elastizitätstheorie zu berechnen. Der Einfluß des Kriechens des Betons ist zu berücksichtigen. Die mitwirkende Gurtfläche des Betongurtes soll für eine entsprechende Länge  $L$  berechnet werden, die vom Verfahren des Vorkrümmens abhängig ist.

Anstelle der Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_{pc}$  nach Kap. 4.3 dürfen die Sicherheitsanforderungen durch entsprechende Bemessungswerte für den Elastizitätsmodul des Betons und die Kriechzahl sowie für die eingeprägte Verformung (z.B. Ablenkweg  $s$ ) nach Tabelle 4.3 erfüllt werden.

$$s_d = \gamma'_s \cdot s$$

Gl. 4.2



Toleranzgrenzen für s	ungünstige Auswirkung	günstige Auswirkung
s < 5 %	1,0	1,0
s < 10 %	1,1	0,9

Tabelle 4.3: Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s$  zur Berechnung des Bemessungswertes  $s_d$  der eingprägten Verformung

#### 4.3.6 Vorspannen mit Spanngliedern

Die Beanspruchungen infolge Vorspannens mit Spanngliedern sind nach der Elastizitätstheorie zu berechnen. Kriechen und Schwinden des Betons ist als separater Lastfall mit  $\gamma_{k+s}$  zu behandeln. Für die mitwirkende Gurtfläche des Betongurtes darf die volle Gurtbreite angesetzt werden. Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit sind Tabelle 4.3a in Abhängigkeit von der Kontrollierbarkeit der eingebrachten Vorspannung zu entnehmen. Sofern Betondruckversagen ausgeschlossen werden kann, darf mit  $\gamma_p = 1.0$  gearbeitet werden.

Die örtliche Wirkung der Vorspannung (z.B. Einleitung von Vorspannkräften) muß jedoch immer mit  $\gamma_p = 1.2$  verfolgt werden.

Lastfall	oberer Grenzwert	unterer Grenzwert
Vorspannung auf Lehrgerüst *)	1.2	0.8
Vorspannung ohne Lehrgerüst	1.1	0.9
Kriechen und Schwinden	1.3	0.7

\*) Sofern beim Vorspannen Interaktionskräfte zwischen Lehrgerüst und vorzuspannendem Bauteil geweckt werden.

Tabelle 4.3a Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_p, \gamma_{k+s}$  zur Berechnung der Bemessungswerte der Vorspannung bzw. Umlagerungskräfte aus Kriechen und Schwinden

#### 4.3.7 Örtliche Wirkungen

Bei der Bemessung des Verbundträgers dürfen die Beanspruchungen des Betongurtes aus örtlichen Einzellasten (z.B. Radlasten) vernachlässigt werden. Die Platte soll für örtliche Lasten getrennt bemessen werden. Beanspruchungen des Betongurtes aus senkrecht zur Trägerachse verlaufenden Linienlasten sind bei der Berechnung der Beanspruchbarkeit des Verbundquerschnittes zu berücksichtigen.

## 4.4 Schnittgrößenermittlung

### 4.4.1 Berechnung nach der Elastizitätstheorie

Bei einer Berechnung der Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie darf in Abhängigkeit von der restriktivsten Querschnittsklasse des Trägers und der Annahmen hinsichtlich der Biegesteifigkeit eine Momentenumlagerung entsprechend Tabelle 4.4 vorgenommen werden, wobei die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt bleiben müssen. Wird über die gesamte Trägerlänge die Biegesteifigkeit  $(EJ)_{I}$  zugrunde gelegt, so sind die Regelungen nach Tabelle 4.4, Spalte 1, anzuwenden. Wenn nicht genauer nachgewiesen wird, darf der Einfluß der Rißbildung durch Ansatz der Biegesteifigkeit  $(EJ)_{II}$  nach Abschnitt 4.2.3 über eine Länge von 15 % der Spannweite an jeder Seite des inneren Auflagers berücksichtigt werden. Es sind dann die Momentenumlagerungen nach Tabelle 4.4, Spalte 2, zulässig.

Für Träger mit Querschnitten in Klasse 4 darf der Einfluß der Rißbildung mit den M- $\kappa$ -Beziehungen nach Abschnitt 6.0 berücksichtigt werden.

Wird bei Systemen mit Querschnitten in Klasse 1 bis 4 eine elastische Schnittgrößenermittlung durchgeführt und die Querschnittstragfähigkeit elastisch-plastisch bzw. plastisch ermittelt, so muß die folgende Bedingung eingehalten werden:

$$\frac{\gamma_Q \cdot Q}{\gamma_G \cdot G} \geq 0,3$$

Bei Trägern mit größeren Einzellasten dürfen dabei die Einzellasten in äquivalente Gleichstreckenlasten umgerechnet werden.

Restriktivste Klasse	1 ohne Berücksichtigung der Rißbildung	2 mit Berücksichtigung der Rißbildung
1	siehe Abschnitt 4.4.4	
1 + 2	30 %	15 %
3	15 %	keine Umlagerung
4	keine Umlagerung	<del>keine Umlagerung</del>

Tabelle 4.4: Zulässige Momentenumlagerung in Abhängigkeit von der restriktivsten Querschnittsklasse

#### 4.4.2 Elastisch-plastische Berechnungen

Eine elastisch-plastische Berechnung unter Berücksichtigung von Fließbereichen darf durchgeführt werden, wenn die wichtigsten Auswirkungen berücksichtigt werden, wie z.B.

- nicht-lineare Materialeigenschaften
- Rotationskapazität
- Last-Verformungsverhalten der Verbundmittel
- Ribildung im Beton, Mitwirkung des Bedtons zwischen den Rissen.

#### 4.4.3 Berechnung nach der Fließgelenktheorie

Für die Anwendung der Berechnung nach der Fließgelenktheorie müssen die folgenden Bedingungen erfüllt sein:

- a) Das Tragwerk liegt in einer Ebene und ist Einwirkungen unterworfen, die keine Ermüdung, alternierende Verformungen oder sich aufaddierende, bleibende Verformungen hervorrufen.
- b) Es ist sichergestellt, daß die verwendeten Tragglieder genügend Rotationskapazität besitzen, um die erforderliche, kinematische Kette zu erzeugen. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn:
  - Baustähle nach DIN 18800, Teil 1 verwendet werden.
  - die Querschnitte, in denen ein Fließgelenk auftritt, in Klasse 1 und alle anderen Querschnitte in Klasse 1 oder 2 sind.
  - zwei benachbarte Stützweiten sich in ihrer Länge nicht mehr als um 50 % bezogen auf die kürzere Stützweite unterscheiden.
  - das Endfeld nicht 115 % der Länge des angrenzenden Feldes überschreitet.
  - der Bewehrungsgrad des Betongurtes die Bedingungen nach Abschnitt 4.2.1 erfüllt.
- c) Die Tragglieder erfüllen die Stabilitätsbedingungen nach Abschnitt 4.2.1 und 4.5.3.

d) Verformungen aus der Ebene heraus sind an Stellen, an denen Fließgelenke auftreten, verhindert.

#### 4.5 Tragfähigkeit der Querschnitte

##### 4.5.1 Anwendung der Methoden

Plastische Berechnungen dürfen nur für Querschnitte in Klasse 1 oder Klasse 2 benutzt werden. Elastische und elastisch-plastische Berechnungen dürfen für alle Klassen angewendet werden.

##### 4.5.2 Mittragende Gurtflächen

###### 4.5.2.1 Allgemeines

Die mittragenden Gurtflächen dürfen nach der Elastizitätstheorie berechnet werden. Wenn nicht genauer nachgewiesen wird, darf die mitwirkende Gurtfläche nach DIN 18809 berechnet werden. Für Beanspruchungen aus Schwinden, Temperatur und eingepprägten Deformationen gelten zusätzlich die Regelungen der Abschnitte 4.3.2, 4.3.4 und 4.3.5.

Der Verlauf der Beanspruchungen über die Gurtbreite darf analog zu DIN 18809 angenommen werden.

###### 4.5.2.2 Träger mit Querschnitten in Klasse 1 und 2

Als mittragende Breite  $b_e$  darf der kleinere Wert von  $b$  oder  $b/6$  angesetzt werden, wobei  $L$  die Stützweite des Trägers ist. Die mittragende Breite an inneren Auflagerpunkten ist der Mittelwert der mittragenden Breite der beiden anschließenden Felder.

###### 4.5.2.3 Betongurt mit Rippen:

Für Betongurte mit Rippen an der Unterseite (z.B. wenn profilierte Stahlbleche verwendet werden) gilt für die mittragende Breite des Betongurtes folgendes: Für Rippen, die parallel zu dem unterstützenden Träger laufen, darf der Beton in den Rippen mit berücksichtigt werden.

Bei der Ermittlung der mitwirkenden Gurtfläche sind die reduzierten Wirkungsgrade nach DIN 18809, Abschnitt 3, Gl. 1, zu verwenden. Laufen die Rippen in der anderen Richtung, so soll der Beton in den Rippen vernachlässigt werden.

#### 4.5.2.4 Betongurte unter Beanspruchungen aus Normalkräften

Für Normalkräfte, z.B. bei Spanngliedvorspannung, darf i.a. der volle Querschnitt des Betongurtes berücksichtigt werden, ausgenommen in Lasteinleitungsbereichen.

Wird keine genauere Berechnung durchgeführt, so darf die Mitwirkung des Betongurtes durch eine Lastausbreitung im Verhältnis 2 : 1 nach Abb. 4.2 angenommen werden.

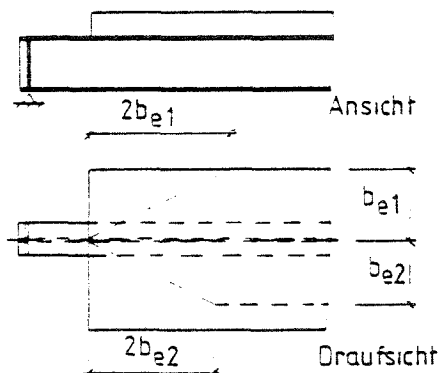


Bild 4.2: Mitwirkende Breite eines Betongurtes im Bereich der Einleitung einer konzentrierten Last in der Ebene der Platte

#### 4.5.2.5 Freies Ende eines Betongurtes unter Biegebeanspruchung

Im Endbereich der Betonplatte darf die mitwirkende Breite nach Abb. 4.2 angenommen werden.

### 4.5.3 Biegedrillknicken

#### 4.5.3.1 Allgemeines

Ist ein Stahlflansch mit der Betonplatte durch Dübel verbunden, so darf er als seitlich stabil angesehen werden, solange die Betonplattenbreite nicht kleiner als die Höhe des Stahlträgers ist.

In allen anderen Fällen sind die druckbeanspruchten Stahlflansche im Hinblick auf seitliche Stabilität nach den Verfahren in DIN 18800 Teil 2 nachzuweisen.

#### 4.5.3.2 Drehelastische Bettung

Bildet die Betonplatte für das Stahlprofil eine Drehbehinderung, so ist bei dem Nachweis ausreichender Drehbettung der Einfluß der Stegverformung des Stahlprofils zu berücksichtigen.

Für Deckenträger kann auf den Nachweis ausreichender Drehbettung verzichtet werden, wenn die Bedingungen nach Tabelle 4.5 eingehalten werden.

	Gesamtdicke der Platte $\geq 100$ mm	
Stahlprofil	Streckgrenze des Stahlträgers	
	$\leq 235$ N/mm <sup>2</sup>	$\leq 355$ N/mm <sup>2</sup>
IPE	keine Begrenzung	$\leq 550$ mm
HE	$\leq 800$ mm	$\leq 600$ mm

Tabelle 4.5 : Begrenzung der Profilhöhe für ausreichende Drehbettung

#### 4.5.3.3 Berechnung des Druckflansches als Druckstab

Der Nachweis ist nach DIN 18800 Teil 2 zu führen.

#### 4.5.4 Annahmen für die Berechnung der Tragfähigkeit der Querschnitte

- a) Die Zugfestigkeit des Betons darf nicht berücksichtigt werden.
- b) Die Auswirkungen des Schlupfes in der Verbundfuge dürfen vernachlässigt werden, ausgenommen für Träger mit teilweiser Verdübelung nach Abschnitt 4.6.4.4. und für Reibungsverbund nach Abschnitt 4.6.7.
- c) Die Querschnitte des Baustahles und des Betons bleiben jeder für sich eben.
- d) Die Querkraft wird vom Querschnitt des Baustahles alleine aufgenommen.
- e) Die mittragende Gurtfläche ist nach Abschnitt 4.5.2 anzusetzen.
- f) Für Beton, Betonstahl, Spannstahl und Baustahl sind die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach Kap. 3 zugrunde zu legen.

#### 4.5.5 Elastische und elastisch-plastische Querschnittstragfähigkeit

##### 4.5.5.1 Allgemeines

Diese Methoden dürfen für alle Querschnittsklassen angewendet werden. Bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung und Querkraft sind die Regelungen der DIN 18800, Teil 1, anzuwenden. Für Bementeile im Druckbereich soll die Auswirkung des Kriechens berücksichtigt werden. Ferner sind die Regelungen des Abschnittes 4.5.3 zu beachten.

##### 4.5.5.2 Querschnitte in Klasse 1 - 3

Bei elastischer Berechnung sind die Grenzspannungen im Baustahl und in der Bewehrung durch die Bemessungswerte  $f_{s,d} = f_{s,k} / \gamma_s$  und  $f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_y$  festgelegt. Die Betondruckspannungen sollen nicht größer als  $f_{c,d} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$  sein.

Bei teilplastischer Berechnung ist die Druckdehnung im Baustahl auf  $f_{y,d} / E_a$  zu begrenzen. Die Zugdehnung im Bewehrungsstahl ist auf 0,01 begrenzt. Die Zugdehnung in Spannstählen soll nach Her-



stellung des Verbundes nicht mehr als 0,01 betragen. Für die Grenzdehnungen des Betons gelten die Regelungen nach Kap. 3.

#### 4.5.5.3 Querschnitte in Klasse 4

Es gelten die Regelungen des Abschnittes 4.5.5.2 mit der Ausnahme, daß für den Baustahl bei Druck oder kombinierter Druck- und Schubbeanspruchung der Bemessungswert der Streckgrenze durch die Beultragsspannung  $\sigma_u$  nach DIN 18800 Teil 3 bzw. durch die Grenzspannung  $\sigma_G$  nach Abschnitt 4.5.3 ersetzt wird.

Anstelle eines Beulnachweises darf die Grenztragfähigkeit auch nach der DASt-Ri 015 berechnet werden.

#### 4.5.6 Plastische Querschnittstragfähigkeit

##### 4.5.6.1 Allgemeines

Die folgenden Regelungen gelten für volle Verdübelung. Sie dürfen nur für Querschnitte der Klasse 1 und 2 angewendet werden. Teilweise Verdübelung siehe Abschnitt 4.6.4.4.

##### 4.5.6.2 Biegetragfähigkeit

Die Grenztragfähigkeit für Biegung darf für positive und negative Biegemomente nach der Plastizitätstheorie ermittelt werden. Folgende Annahmen sollen gemacht werden:

- a) Es tritt kein Schlupf in der Dübelfuge auf; es ist eine Nulllinie vorhanden.
- b) Im gesamten Stahlquerschnitt wirken Zug- und/oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{y,d}$  in Übereinstimmung mit DIN 18800 Teil 1.
- c) Im Betonstahl innerhalb der mittragenden breite des Betongurtes wirken Zug- oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{s,d} = f_{s,k} / \gamma_s$ .
- d) In der gesamten Druckzone zwischen der Nulllinie und der Randfaser wirkt der Bemessungswert der Betondruckspannung

$$f_{c,d} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

e) In Trapezprofilen aus Stahl wirken Zug- oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze  $f_y/\gamma_a$ , wobei  $f_y$  die spezifizierte Streckgrenze des verwendeten Materials ist.

#### 4.5.6.3 Querkraft

Die Querkraft-Grenztragfähigkeit darf als Widerstand  $V_{pl}$  des Stahlträgers nach DIN 18800 Teil 1 berechnet werden.

#### 4.5.6.4 Gleichzeitige Wirkung von Biegung und Querkraft

Ist der Bemessungswert der Querkraft  $V_d$  kleiner als  $V_{pl}/3$ , so ist keine Abminderung der Biegetragfähigkeit erforderlich.

Für Werte größer als  $V_{pl}/3$  sollen die gleichzeitig auftretenden Schnittgrößen  $V_d$  und  $M_d$  die Gleichung 4.3 erfüllen:

$$M_d/M_{pc} + [1 - R_f d_f / M_{pc}] [(3V_d/V_{pl}) - 1] / 2 \leq 1 \quad (\text{Gl. 4.3})$$

Hierbei sind:

$M_{pc}$  die Biegetragfähigkeit nach Abschn. 4.5.6.2  
 $d_f$  der Abstand der Gurtschwerlinien  
 $R_f$  die Tragfähigkeit für Normalkraft des schwächeren Gurtes des Verbundträgers in Übereinstimmung mit 4.5.6.2.

Die Beziehung zwischen Biege- und Querkrafttragfähigkeit ist in Abb. 4.3 dargestellt.

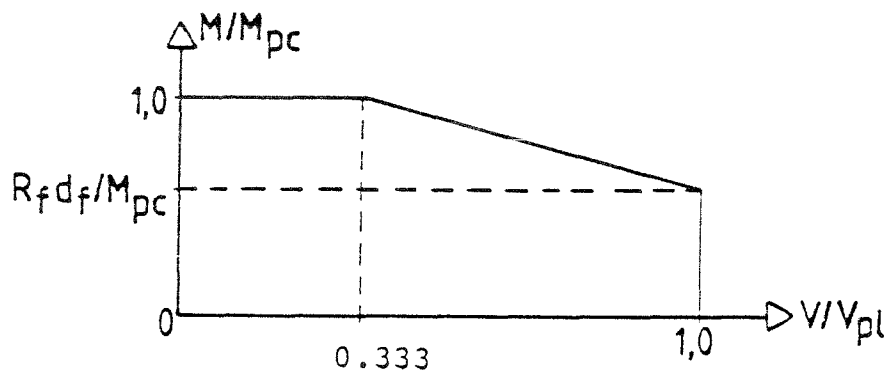


Bild 4.3.: Querschnittstragfähigkeit für Biegung und Querkraft

## 4.6 Verbundmittel

### 4.6.1 Allgemeines

Verbundmittel und Querbewehrung sollen über die Länge des Trägers so angeordnet werden, daß sie die Schubkräfte zwischen Betonplatte und Stahlträger im Grenzzustand der Tragfähigkeit übertragen, wobei die Auswirkung von Haftung nicht berücksichtigt wird.

Die Anzahl der Dübel soll mindestens gleich der für die Bemessung maßgebenden Schubkraft nach 4.6.4 dividiert durch die Tragfähigkeit eines Dübels  $P_d$  nach 4.6.5 oder 4.6.6 sein.

Teilweise Verdübelung in Übereinstimmung mit 4.6.4.4 darf nur für Träger angewendet werden, bei denen alle kritischen Querschnitte in Klasse 1 oder 2 liegen. Die Zahl der Dübel, die zwischen zwei benachbarten kritischen Querschnitten angeordnet werden, soll nicht geringer als 50 % der Zahl sein, die für vollständige Verdübelung erforderlich wäre.

Für Kopfbolzendübel nach 4.6.5.1 darf angenommen werden, daß sie genügend Widerstand gegen Abheben der Betonplatte besitzen, vorausgesetzt, daß in der Verbundfuge keine planmäßige Zugbeanspruchung auftritt. Alle anderen Arten von Verbundmitteln sollen imstande sein oder durch Verankerungen so ergänzt werden, daß sie eine Zugkraft senkrecht zur Ebene des Stahlflansches von mindestens 10 % ihrer Schubgrenztragfähigkeit übertragen können.

Um örtliches Versagen in der Betonplatte zu verhindern, muß die Anordnung der Verbundmittel in Übereinstimmung mit 4.6.9 und die Querbewehrung in Übereinstimmung mit 4.7 ausgeführt werden.

In Trägern unter nicht vorwiegend ruhender Belastung muß zusätzlich ein Betriebsfestigkeitsnachweis nach Kap. 7.0 geführt werden.

### 4.6.2 Verteilung der Verbundmittel

#### a) Gleichmäßige Abstände

Werden Querschnitte nach 4.5.6 und die Dübel nach 4.6.5 bemessen; dann dürfen die Dübel in gleichmäßigen Abständen zwischen benachbarten kritischen Querschnitten angeordnet werden.

## b) Nichtgleichmäßige Abstände

Treffen die Bedingungen für die gleichmäßigen Abstände nicht zu, so sollen die Abstände der Dübel entsprechend dem Schubkraftverlauf pro Längeneinheit für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bemessen werden.

Die Größe und die Abstände der Dübel an den Enden jeder Spannweite sollen nicht kleiner sein, als sie für die maximale Beanspruchung erforderlich sind. Diese Abstände sollen für mindestens 10 % der Länge der Spannweite beibehalten werden. In den anderen Bereichen dürfen die Größe und die Abstände der Dübel über eine bestimmte Länge konstant gehalten werden, wobei unter der ungünstigsten Belastung der maximale Schubfluß die Dübeltragfähigkeit pro Längeneinheit nicht mehr als 10 % überschreiten darf. Über diese Länge darf insgesamt jedoch die resultierende Schubkraft das Produkt aus der Zahl der Dübel und der Tragfähigkeit eines Dübels nicht überschreiten.

### 4.6.3 Verformungsvermögen der Verbundmittel

Kopfbolzendübel mit Schaftdurchmessern nicht größer als 22 mm und einer Gesamtlänge nicht kleiner als der 4-fache Schaftdurchmesser dürfen als duktile Dübel angesehen werden, wenn die spezifizierte, charakteristische 28-Tage-Zylinderfestigkeit des Betons nicht größer als  $45 \text{ N/mm}^2$  ist.

Reibungsverbund in Übereinstimmung mit 4.6.7 darf als duktiles Verbundmittel angesehen werden.

Andere Verbundmittel sollen als steif angesehen werden, wenn nicht durch genaue Berechnungen und/oder Versuche nachgewiesen wird, daß sie ausreichende Verformungsfähigkeit für die in der Berechnung der Konstruktion getroffenen Annahmen über ein plastisches Verhalten besitzen.

### 4.6.4 Schubfluß in der Verbundfuge

#### 4.6.4.1 Elastische Berechnung

Wird eine elastische Berechnung nach 4.5.5 für die Querschnitte angewendet, so soll der Schubfluß, der nach Herstellung des Verbundes entsteht, nach der Elastizitätstheorie berechnet werden. Die elastischen Eigenschaften des Querschnittes sollen die glei-

chen sein, wie sie für die Berechnung der Normalspannungen verwendet werden.

Die Endschubkräfte infolge primärer Auswirkungen des Schwindens des Betons infolge Temperaturdifferenzen sollen ohne Berücksichtigung der Haftung am Ende der betrachteten Betonplatte durch Verbundmittel übertragen werden.

Wird keine genauere Berechnung durchgeführt, so darf hierfür ein linearer Verlauf der Dübelkräfte angenommen werden mit dem Größtwert an dem Ende der Platte und dem Wert Null in einem Abstand hiervon, der gleich der gesamten mittragenden Breite der Platte nach 4.5.2 ist. Alternativ hierzu darf für duktile Dübel die Übertragung der Endkräfte konstant über die gleiche Länge angenommen werden.

#### 4.6.4.2 Plastische oder elastisch-plastische Berechnungen

Wird eine plastische oder elastisch-plastische Berechnung nach 4.5.5 für die Querschnitte verwendet, so sollen die Schubkräfte in den elastischen Bereichen des Trägers in Übereinstimmung mit 4.6.2 ermittelt werden. Die Schubkräfte in den plastischen oder elastisch-plastischen Bereichen des Trägers sollen aus der Änderung der Normalkräfte in dem Stahlteil ermittelt werden.

#### 4.6.4.3 Vollständige Verdübelung

Bei vollständiger Verdübelung ist zwischen zwei kritischen Schnitten eine ausreichende Anzahl von Dübeln angeordnet, um die volle Differenz der Normalkräfte im Stahlteil nach Abschnitt 4.5.6 zu übertragen. Dies sind entweder Querschnitte, an denen die Grenztragfähigkeit für Biegung nach 4.5.6 ermittelt werden oder freie Enden des Traggliedes.

#### 4.6.4.4 Teilweise Verdübelung

Teilweise Verdübelung darf über die ganze Stützweite eines Trägers oder eines Kragarmes angewendet werden, wenn die für die Bemessung maßgebende Belastung kleiner ist als diejenige, die der Träger bei vollständiger Verdübelung aufnehmen könnte, und die Spannweite nicht größer ist als 20 m.

Die erforderliche Dübelanzahl darf dann nach Bild 4.4 ermittelt werden.

Es bedeuten:

- $N_f$  die Anzahl der Dübel für vollständige Verdübelung nach 4.6.4.3,
- $W_f$  die zugehörige Grenzbelastung nach der Fließgelenktheorie (auch wenn Querschnitte in Klasse 2 liegen),
- $N$  die Anzahl der Dübel, die für teilweise Verdübelung erforderlich ist,
- $W_a$  die Grenzbelastung, die nach der Fließgelenktheorie für den Stahlträger allein berechnet wird.

(1) Duktile Dübel: Sind die Dübel gemäß 4.6.3 duktil, so darf angenommen werden, daß ausreichende Verformungsfähigkeit vorhanden ist.

Vereinfachend darf die erforderliche Dübelanzahl nach Abb. 4.4, Linie A-B, berechnet werden. Die Zahl der erforderlichen Dübel beträgt dann:

$$N = N_f (W - W_a) / (W_f - W_a) \geq 0,5 \cdot N_f \quad (4.4)$$

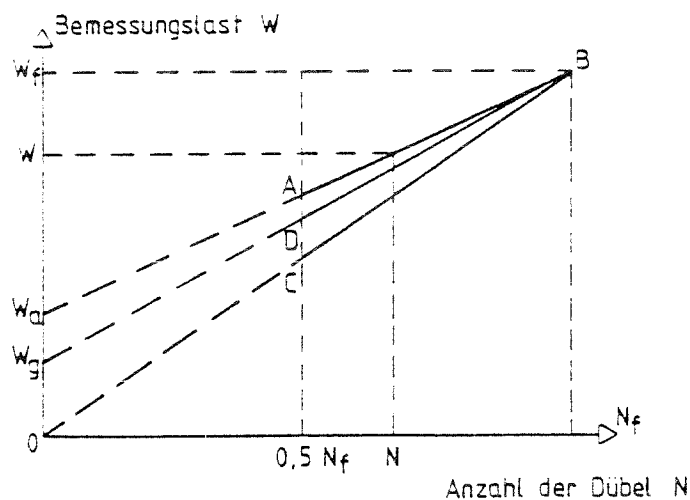


Abb. 4.4 Beziehung zwischen der Bemessungslast und der Anzahl der Dübel

(2) Steife Dübel: Wird keine genauere Berechnung durchgeführt, so darf die Dübelanzahl entsprechend Linie C-B in Bild 4.4 ermittelt werden:

$$N = N_f W / W_f. \quad (4.5)$$

Wirkt ein Teil der Last auf den Stahlträger alleine und wird die Berechnung des Tragwerkes nach 4.3.1 durchgeführt, so tritt dann anstelle der Linie CB in Abb. 4.4 die Linie C-B, so daß gilt:

$$N = N_f (W - W_g) / (W_f - W_g) \quad (4.6)$$

wobei  $W_g$  der Anteil der Bemessungslast ist, der auf den Stahlträger alleine einwirkt.

#### 4.6.5 Bemessungswert der Tragfähigkeit für Bolzendübel

##### 4.6.5.1 Tragfähigkeit auf Schub

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit auf Abscheren eines Kopfbolzendübels unter vorwiegend ruhender Belastung ist durch folgende Gleichungen gegeben:

$$P_d \leq 0,7 f_u (\pi d^2 / 4) \frac{1}{\gamma_{va}} \quad (4.7)$$

und 
$$P_d \leq 0,36 \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_{vc}} \quad (4.8)$$

mit  $d$  Schaftdurchmesser des Bolzens,  
 $f_u$  spezifizierte Zugfestigkeit des Bolzenmaterials unter Berücksichtigung der Grenzen nach 3.5.1, jedoch nicht mehr als 450 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons in dem entsprechenden Alter,  
 $E_{cm}$  Mittelwert des Sekantenmoduls des Betons nach 3.1.4.1,  
 $\alpha = 0,2 (h/d) + 1$  für  $3 \leq h/d \leq 4$ ,,  
 $\alpha = 1$  für  $h/d > 4$ , und  
 $h$  = die Gesamthöhe des Bolzens.

Die Teilsicherheitsbeiwerte sollen für den Grenzzustand der Trag-

fähigkeit  $\gamma_{va} = 1.25$  und  $\gamma_{vc} = 1.50$  betragen.

Die Bedingung der Gleichung (4.7) darf ersetzt werden durch

$$P_d \leq 110 / \gamma_{va} \text{ kN für } d = 19 \text{ mm,} \quad (4.9)$$

$$P_d \leq 130 / \gamma_{va} \text{ kN für } d = 22 \text{ mm,} \quad (4.10)$$

wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- (i)  $h/d \geq 4$ ;
- (ii)  $f_u \geq 450 \text{ N/mm}^2$ ,
- (iii) durch den Typ des Bolzens und des spezifizierten Schweißverfahrens wird erreicht, daß der Schweißkragen am Bolzenfuß eine regelmäßige Form und einen Durchmesser nicht kleiner als  $1,25 d$ , eine geringste Höhe nicht kleiner als  $0,15 d$  und eine durchschnittliche Höhe nicht kleiner als  $0,25 d$  aufweist;
- (iv) die Bolzen nicht mit Stahlprofilblechen verwendet werden und nicht in der Nähe eines freien Randes der Betonplatte liegen, wie bei einhüftigen Plattenbalken oder in hohen Vouten.

#### 4.6.5.2 Einfluß von Zugbeanspruchung auf die Tragfähigkeit auf Abscheren

Werden Kopfbolzendübel außer durch Schubkräfte durch planmäßige Zugkräfte beansprucht, so ist diese Zugkraft  $T$  pro Dübel für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berechnen.

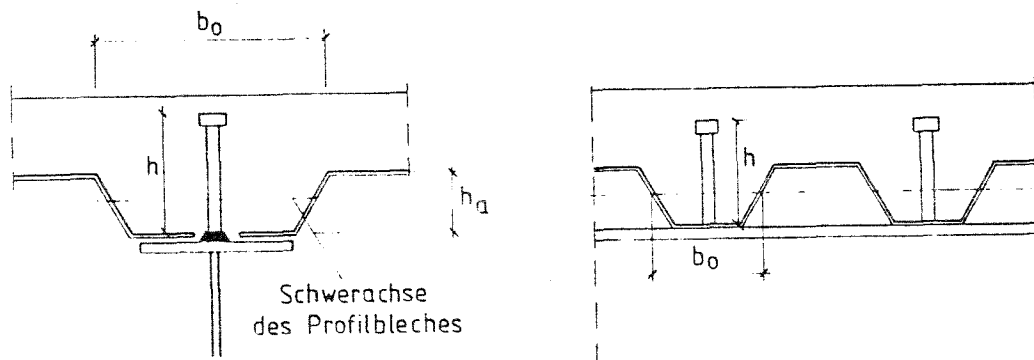
Für  $T \leq 0,1 P_d$  darf die Zugkraft vernachlässigt werden, wobei  $P_d$  der Bemessungswert der Tragfähigkeit für Abscheren nach 4.6.5.1 ist. Für  $T > 0,1 P_d$  liegt diese Verbindung nicht in dem Gültigkeitsbereich dieser Norm.

#### 4.6.5.3 Bolzendübel ohne Kopf - Tragfähigkeit auf Abscheren

Die Gleichungen (4.7) und (4.8) dürfen auch für Bolzendübel ohne Kopf verwendet werden, wenn ein Abheben der Platte verhindert ist. Verankerungen, die das Abheben der Platte verhindern, sollen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach 4.6.1 bemessen werden.



#### 4.6.5.4 Kopfbolzendübel, die mit Stahlprofilblechen verwendet werden



(1) Rippen parallel zum Träger (2) Rippen senkrecht zum Träger

Abb. 4.5 Träger mit Stahlprofilblech

(1) Profilblech mit den Rippen parallel zu dem unterstützenden Trägern.

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit auf Abscheren nach Gleichungen (4.7) und (4.8) sollen mit folgendem Reduktionsfaktor multipliziert werden:

$$0.6 (b_o/h_a) [(h/h_a) - 1] \leq 1.0 \quad (4.11)$$

wobei  $h$  die Gesamthöhe des Bolzen ist, aber nicht größer als  $h_a + 75$  mm.

(2) Profilblech mit den Rippen quer zu den unterstützenden Trägern.

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit auf Abscheren nach den Gleichungen (4.7) und (4.8) soll mit folgendem Reduktionsfaktor multipliziert werden:

$$(0.85/N_r^{1/2})(b_o/h_a) [(h/h_a) - 1] \leq 1.0 \quad (4.12)$$

wobei  $N_r$  die Zahl der Bolzendübel in einer Rippe in einem Querschnitt des Trägers rechnerisch nicht die Zahl 3 überschreiten darf, auch wenn mehr als 3 Dübel angeordnet sind.

Werden die Dübel sowohl für den Trägerverbund als auch für den Deckenverbund herangezogen, so ist eine resultierende Schubkraft

$F_v$  nach folgender Gleichung zu berechnen:

$$F_v = (F^2 + F_t^2)^{1/2} \quad (4.13)$$

wobei  $F$  die in Längsrichtung wirkende Schubkraft aus der Verbundwirkung mit dem Träger, und  
 $F_t$  die quer dazu liegende Schubkraft aus der Verbundwirkung mit der Decke ist.

#### 4.6.6 Konstruktive Ausbildung der Verbundsicherung

##### a) Widerstand gegen Abheben des Betonteiles

Die wirksame Fläche eines Verankerungselementes (dies ist die Innenseite einer Ankerschleife oder die Unterseite des Kopfes bei einem Kopfbolzendübel) soll mindestens 30 mm über der unteren Bewehrung der Platte liegen.

##### b) Betondeckung und Verdichtung des Betons

Wenn keine Anforderungen an den Korrosionsschutz bestehen, darf die Oberkante des Dübels bündig mit der Betonoberkante abschließen. Ist eine Betondeckung erforderlich, so soll sie nicht geringer als 20 mm sein. Die Dübel sollen im Detail so konstruiert sein, daß eine einwandfreie Verdichtung des Betons in ihrem Fußbereich gewährleistet ist.

##### c) Örtliche Bewehrung der Betonplatte

Liegen die Dübel nahe an einer längslaufenden Kante der Betonplatte, so ist eine Querbewehrung nach 4.7 anzuordnen, die eine volle Verankerung des Betons zwischen der Kante und der angrenzenden Dübelreihe gewährleistet.

Am Ende eines Kragarmes soll am freien Ende der Betonplatte ausreichende Bewehrung in Quer- und Längsrichtung angeordnet werden, die die Schubkräfte aus den Dübeln in den Endbereichen rückwärts in die Platte verankern.

## d) Vouten

Werden Vouten zwischen dem Stahlträger und der Unterseite der Betonplatte angeordnet, so sollen die Seiten der Vouten außerhalb einer Linie liegen, die unter  $45^\circ$  von der Außenkante des Dübels zur oberen Kante der Voute verläuft (Abb. 4.6).

Die Betondeckung an der unteren Kante der Voute bis zum Dübel soll nicht geringer als 50 mm sein. Querbewehrung, die die Bedingungen nach 4.7 erfüllt, soll mindestens 40 mm unterhalb der Verankerungsfläche liegen, die ein Abheben der Platte verhindert.

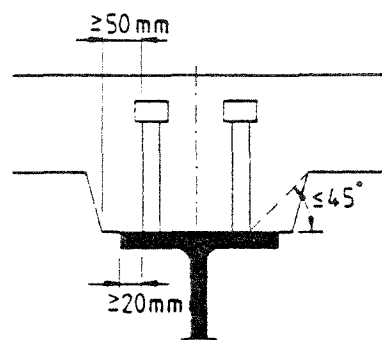


Abb. 4.6 Abmessungen der Vouten

## e) Dübelabstände

Der Abstand der Dübel in Längsrichtung des Trägers soll nicht größer als 600 mm oder die vierfache Plattendicke sein.

Alternativ hierzu dürfen Dübelgruppen in größeren Abständen angeordnet werden, vorausgesetzt, daß hierbei die ungleichmäßige Übertragung der Schubkräfte und die größere Möglichkeit des Auftretens von Schlupf und von abhebenden Kräften zwischen Platte und Träger berücksichtigt wird.

Wird die Bemessung unter der Voraussetzung durchgeführt, daß die Stabilität entweder des Stahl- oder des Betonteiles durch die Verbundmittel sichergestellt wird, so sind die Dübel in ausreichend engem Abstand anzuordnen und ein entsprechender Widerstand gegen Abheben ist vorzusehen.

## f) Abmessungen des Stahlgurtes

Die Dicke der Stahlplatte oder des Stahlflansches, auf denen die Dübel aufgeschweißt sind, soll ausreichend sein, um eine

einwandfreie Schweißung und eine einwandfreie Weiterleitung der Kraft aus dem Dübel in die Platte ohne örtliche Überlastung oder große Verformungen sicherzustellen.

Der Abstand zwischen der Außenkante des Dübels und der Außenkante des Flansches, auf den der Dübel aufgeschweißt ist, soll nicht geringer als 20 mm sein (Abb. 4.6).

g) Bolzendübel

Die Gesamthöhe der Bolzen soll mindestens  $3d$  betragen, wobei  $d$  der Durchmesser des Bolzens ist.

Der Mindestabstand beträgt in Kraftrichtung  $5d$ , senkrecht dazu  $4d$ , es sei denn, daß die Tragfähigkeit besonders geprüft wird.

Wird der Flansch des Stahlträgers auf Zug beansprucht, so soll der Durchmesser des Bolzens nicht größer als die 1,5-fache Dicke des Flansches sein. In Bereichen ohne Zugspannung soll dieses Verhältnis 2,5 nicht überschreiten.

Bei Kopfbolzendübel soll der Durchmesser des Kopfes mindestens  $1,5 d$  und seine Dicke mindestens  $0,4 d$  betragen. Werden Bolzen ohne Kopf verwendet, so sind Verankerungen gegen Abheben nach 4.6.1 vorzusehen.

h) Kopfbolzendübel, die mit profiliertem Stahlbleche verwendet werden.

Die Dübel, deren Durchmesser nicht größer als 19 mm sein soll, dürfen entweder durch das Blech hindurch oder direkt auf den Stahlträger aufgeschweißt werden.

Die Gesamthöhe des Dübels über dem Stahlblech soll nach dem Aufschweißen mindestens 35 mm betragen.

i) Profilbleche mit Rippen quer zum unterstützenden Träger

Für den Abstand der Dübel in Längsrichtung gilt 4.6.6, Abs. e. Um ein Abheben zu verhindern, soll das Stahlblech mit einem Mindestabstand von 400 mm mit dem Verbundträger verankert werden. Diese Verankerung kann durch Kopfbolzendübel, eine Kombination aus Kopfbolzendübeln und Schweißpunkten, oder andere Vorrichtungen erfolgen.

## 4.6.7 Reibungsverbund

### 4.6.7.1 Allgemeines

Reibungsverbund kann durch Aufklebmen des Betongurtes auf den Stahlträger mit hochfesten, vorgespannten Schrauben erzeugt werden. Die folgenden Regelungen gelten nur für Bauwerke unter vorwiegend ruhender Belastung.

### 4.6.7.2 Bemessung für den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit

Die durch Reibung zwischen dem Betongurt und dem Stahlträger hervorgerufene Schubtragfähigkeit pro Längeneinheit darf nicht kleiner sein als die Schubbeanspruchung pro Längeneinheit im Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit.

Die maximale Scherkraft je Schraube soll für die Lastkombination nach Abschn. 2.2.3 nicht größer sein als

$$P_d = \mu F_{pr} / \gamma_v \quad (4.14)$$

- mit
- $F_{pr}$  Vorspannkraft der Schraube mit dem Grundwert  $F_p$  nach DIN 18800, Teil 1, jedoch entsprechend reduziert, um die Auswirkungen des Kriechens und Schwindens des Betons zu berücksichtigen,
  - $\gamma_v$  Teilsicherheitsfaktor, der als 1,0 anzusetzen ist,
  - $\mu$  Reibungskoeffizient, der zu 0,50 angenommen werden darf für Stahlflansche, die mindestens 10 mm dick, gestrahlt mit Sand- oder Stahlkies, und frei von losem Rost sind.

Für andere Oberflächen soll der Reibungsbeiwert durch entsprechende Versuche festgestellt werden. Die Abnahme der Vorspannkraft in der Schraube infolge Kriechen und Schwinden des Betons soll entweder durch Langzeitversuche ermittelt oder mit mindestens 40 % von  $F_p$  angenommen werden. Der Vorspannverlust kann durch nochmaliges Anziehen der Schraube nach einer gewissen Zeit verringert werden.

#### 4.6.7.3 Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Zwischen zwei benachbarten, kritischen Querschnitten soll die Summe der Widerstände gegen Abscheren nicht kleiner sein als die Änderung der Normalkräfte im Stahlträger über diese Länge.

Folgende Methoden dürfen zur Ermittlung des Widerstandes gegen Abscheren benutzt werden:

(a) Wird angenommen, daß der Widerstand gegen Abscheren allein durch Reibung erzeugt wird, so soll die maximale Kraft pro Schraube im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht größer sein als  $P_d$  nach Gleichung (4.14), jedoch mit  $\gamma_v = 1.25$ . In diesem Fall ist kein Nachweis für den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit erforderlich.

(b) Wird angenommen, daß der Widerstand gegen Abscheren allein durch die Festigkeit des Bolzens ohne Berücksichtigung der Reibung erzeugt wird, so soll die maximale Kraft je Schraube nicht größer sein als der in den Gleichungen (4.7) und (4.8) angegebene Wert, wobei als

d der Schaftdurchmesser der Schraube einzusetzen ist, wenn das Gewinde der Schraube nicht in der Scherfläche liegt, oder

d der Durchmesser der Zugspannungsfläche der Schraube einzusetzen ist, wenn die Scherfläche innerhalb des Gewindeteiles liegt.

(c) Wird angenommen, daß der Widerstand gegen Abscheren durch die Kombination von Reibung und Abscheren der Schraube erzeugt wird, so ist die Tragfähigkeit durch entsprechende Versuche zu ermitteln.

Die Auswirkungen des Schlupfes dürfen in Trägern mit Querschnitten nach Klasse 1 vernachlässigt werden, wenn das Lochspiel kleiner als 3 mm ist. Anderenfalls sollen bei Anwendung der Methoden (b) oder (c) genauere Untersuchungen über die Auswirkungen des Schlupfes durchgeführt werden.

#### 4.6.7.4 Detailausbildungen des Reibungsverbundes

Es muß sichergestellt sein, daß eine gleichmäßige Auflagerfläche zwischen dem Stahlträger und dem Betongurt vorhanden ist.

Die Unterlegscheibe unter dem Schraubenkopf soll steif genug sein, damit eine gleichmäßige Verteilung der Betonspannungen gewährleistet ist.

Eine entsprechende Bewehrung, entweder als Spiralbewehrung oder in anderer Form, soll sicherstellen, daß die von den Schrauben eingeleiteten Kräfte nicht zu örtlichen Zerstörungen des Beton führen, es sei denn, es wird durch Versuche nachgewiesen, daß sie unnötig ist. Den auftretenden Spaltzugkräften soll besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden, insbesondere, wenn die Platte im Bereich der Schrauben mit örtlichen Vertiefungen ausgebildet ist.

#### 4.7 Schubsicherung und Querbewehrung

Für die durch die Verbundmittel in den Betongurt eingeleiteten Schubkräfte ist eine Querbewehrung anzuordnen. Auf diese Querbewehrung dürfen Stahltrapezprofilbleche, die ungestoßen über den Stahlträger durchlaufen, angerechnet werden. Die Querbewehrung darf nach den geltenden Regeln für Stahlbeton und Spannbeton ermittelt werden.

(Hinweis: Zum Zusammenwirken von Schubkraft, Querbiegemoment, Plattenquerkraft und Längskraft siehe Erläuterungen in.....)

Zur Mindestquerbewehrung infolge Biegezwang siehe Kap. 6.3.2

## 5.0 Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Verbundstützen

## 5.1 Allgemeines, Gültigkeitsbereich

Eine Verbundstütze ist ein Tragglied, das vornehmlich durch Drucknormalkräfte beansprucht wird, die an seinen Enden durch andere Verbundstützen, Anschlüsse von Trägern, anderen Traggliedern oder durch Lager eingeleitet werden.

Die Stütze kann aus einem einbetonierten Stahlprofil oder einem betongefüllten Hohlprofil bestehen. Typische Querschnitte und die wichtigsten Bezeichnungen sind in Abb. 5.1 dargestellt.

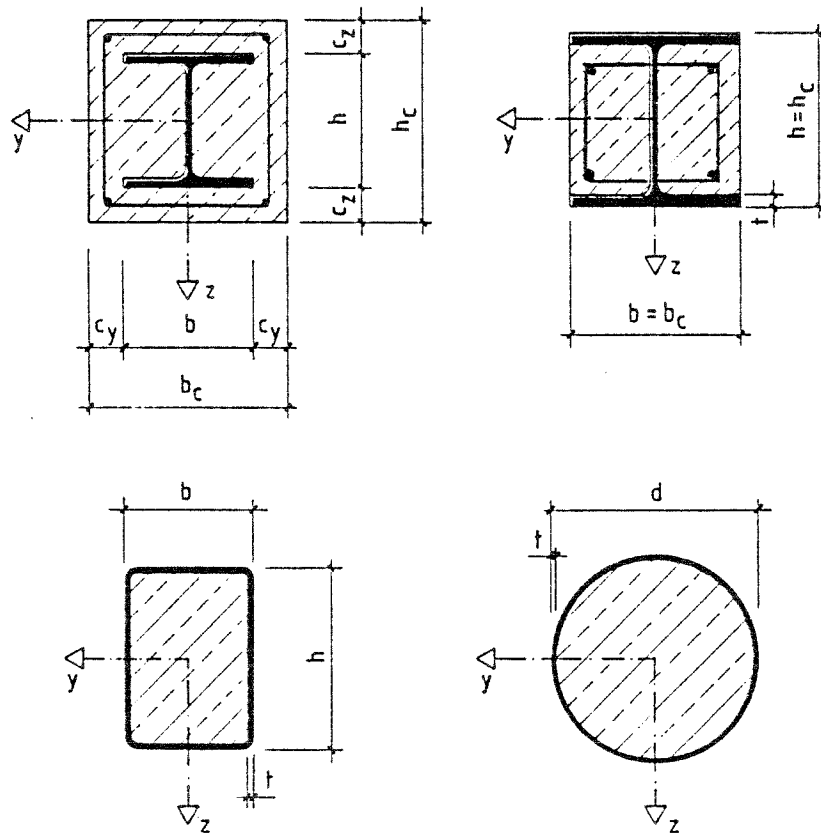


Abb. 5.1 Typische Querschnitte von Verbundstützen, mit Bezeichnungen

Die Bemessungsmethoden dieses Abschnittes dürfen für Stützen angewendet werden, deren Querschnittsparameter  $\delta$  zwischen 0,2 und 0,9 liegt, wobei



$$\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl} \quad (5.1)$$

mit den Bezeichnungen nach 5.6.2.1

## 5.2 Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit

Es muß entsprechend Kap. 2 nachgewiesen werden, daß die Schnittgrößen unter ungünstiger Kombination der Einwirkungen bei Berücksichtigung der Verformungen auf das Gleichgewicht für jeden Zeitpunkt die Grenztragfähigkeit jedes Querschnittes des Bauteiles nicht überschreiten und daß die Gesamtstabilität des Tragwerkes gesichert ist. Die Tragfähigkeit der Stütze ist unter Berücksichtigung von Eigenspannungen, geometrischen Imperfektionen und der Steifigkeitsabnahme infolge Reißen des Beton und Fließens des Stahls zu berechnen.

Es darf volle Verbundwirkung zwischen dem Stahl- und Betonteil des Bauteiles bis zum Versagen angenommen werden.

Hinweise für die Verdübelung sind in 5.5 gegeben.

Die Ersatzimperfektionen nach DIN 18800 Teil 2 für die Stahlteile dürfen für die Verbundstütze benutzt werden und gelten als Ersatz für die strukturellen und die geometrischen Imperfektionen. Sie brauchen nur in der Ebene berücksichtigt zu werden, in der die Stütze versagt. Bei seitlich verschieblichen Rahmen darf die Schiefstellung der Stütze wie die einer entsprechenden Stahlstütze nach DIN 18800 Teil 2 angenommen werden.

Für Werte  $\bar{\lambda} < 0,2$  mit  $\bar{\lambda}$  nach Gl. 5.12 darf der Nachweis nach Theorie I. Ordnung ohne Berücksichtigung von Imperfektionen geführt werden.

### 5.3 Einschränkungen für die Querschnittsabmessungen und Materialkennwerte

#### 5.3.1 Örtliches Beulen des Stahlprofiles

Örtliches Beulen des Stahlprofiles in Verbundstützen darf für vollständig ummantelte I-Profile nach 5.3.2 und für andere Querschnitte nach Abb. 5.1 vernachlässigt werden, vorausgesetzt, daß folgende Bedingungen eingehalten sind:

für rechteckige Hohlprofile aus Stahl	$d/t \leq 52 \epsilon$
für kreisrunde Stahlrohre	$d/t \leq 85 \epsilon$
für teilweise ausbetonierte I-Profile (Abb.	$b/t_f \leq 44 \epsilon$

Hierbei sind:

- d die größere Außenabmessung des Querschnittes parallel zu einer Hauptachse,
- t die Wanddicke des betongefüllten Hohlprofiles,
- $t_f$  und b die Dicke und die gesamte Flanschbreite des I-Profiles,
- $\epsilon = (235/f_y)^{1/2}$ , und
- $f_y$  die Streckgrenze des Stahles in N/mm<sup>2</sup>.

Werden die o.g. Bedingungen nicht eingehalten, so ist die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des Beulens nach DIN 18800, Teil 3 zu ermitteln.

Bei einbetonierten Stahlprofilen muß der Betonteil mit Betonstahl bewehrt sein.

#### 5.3.2 Materialkennwerte

In die Berechnung darf die Streckgrenze des Baustahles nicht hö-

her als  $500 \text{ N/mm}^2$  eingesetzt werden. Der Stahlquerschnitt darf gewalzt oder geschweißt sein.

Es darf nur Normalbeton verwendet werden mit einer charakteristischen Zylinderfestigkeit nicht kleiner als  $20 \text{ N/mm}^2$ .

Bei betongefüllten Hohlprofilen darf die Erhöhung der Tragfähigkeit infolge der Umschnürung durch das Stahlprofil, z.B. nach Abschnitt 5.6.2.1, berücksichtigt werden.

#### 5.4 Querschnittstragfähigkeit für Druck und Biegung

Die Querschnittstragfähigkeit für Druck und Biegung bezogen auf eine Hauptachse darf nach den in Abschn. 5.2 und 5.3 genannten Grundsätzen mit den Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach Kap. 3 berechnet werden.

Bei der Ermittlung der Grenztragfähigkeit darf angenommen werden, daß die Querkraft von dem Stahlprofil allein aufgenommen oder daß sie zwischen dem Stahl- und Betonteil aufgeteilt wird. Überschreitet der Anteil der Querkraft  $V_a$ , der von dem Stahlprofil aufgenommen wird, den Wert  $V_{pl}/3$ , wobei  $V_{pl}$  die Schubgrenztragfähigkeit des Stahlprofils in der betrachteten Richtung ist und nach DIN 18800, Teil 1 berechnet wird, dann darf folgende abgeminderte Streckgrenze für die Längsrichtung des schubbeanspruchten Teiles des Stahlquerschnittes verwendet werden:

$$f_{y, \text{red}} = f_y \sqrt{(1 - (V_a/V_{pl})^2)} \quad (5.2)$$

#### 5.5 Längsschub in Stützen

##### 5.5.1 Lasteinleitungsbereiche

Die Krafteinleitungsbereiche sollen für einen klar definierten Kraftverlauf nachgewiesen werden, wobei kein nennenswerter

Schlupf in der Verbundfuge auftreten soll. Sind die Schubspannungen in der Verbundfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit für einbetonierte Stahlprofile kleiner als  $0.6 \text{ N/mm}^2$  und für betongefüllte Hohlprofile kleiner als  $0.4 \text{ N/mm}^2$ , so sind keine mechanischen Verdübelungen erforderlich. Werden diese Werte überschritten, so ist entweder

- (a) durch Versuche nachzuweisen, daß die volle Mitwirkung bis zum Versagen des Traggliedes sichergestellt ist, oder
- (b) es sind entsprechende Verdübelungen vorzusehen.

#### 5.5.2 Schubbeanspruchung infolge Querlasten

Werden Verbundstützen durch erhebliche Querkräfte beansprucht, z.B. in seitlich verschieblichen Rahmen, so dürfen die maximalen Schubspannungen in der Verbundfuge zwischen Stahl und Beton die Werte nach Abschnitt 5.5.1 nicht überschreiten. Anderenfalls sind entsprechende Verbundmittel vorzusehen. Näherungsweise darf eine elastische Berechnung mit dem ungerissenen Betonteil durchgeführt werden.

#### 5.5.3 Kopfbolzendübel an den Stegen von einbetonierten Stahlprofilen

Werden Kopfbolzendübel an die Stege von I-Querschnitten (Abb. 5.2) geschweißt, so verhindern die Flansche des Stahlprofiles eine Querausdehnung des Betons. Die hieraus entstehenden Reibungskräfte erhöhen zusätzlich den Widerstand gegen Schubbeanspruchung, der in Abschn. 4.6.5.1 angegeben ist.

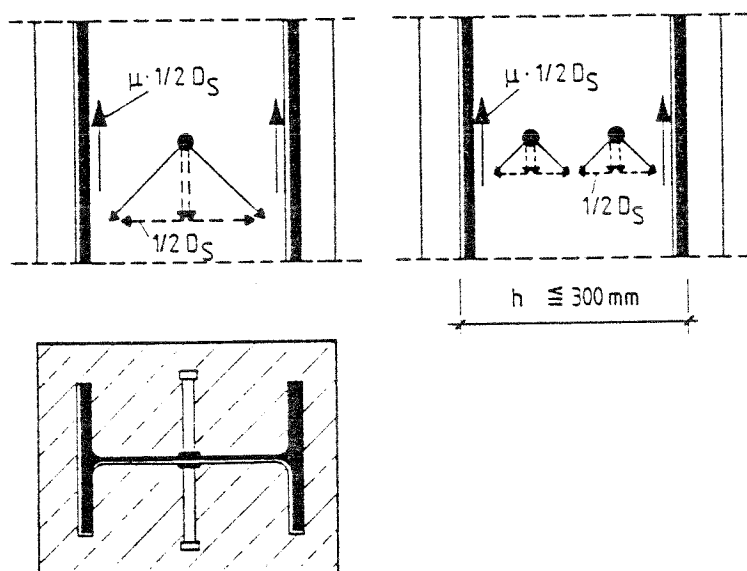


Abb. 5.2 Kopfbolzendübel in Verbundstützen

Hierfür darf an jedem Flansch eine zusätzliche Tragfähigkeit von  $\mu P_d/2$  berücksichtigt werden. Für  $P_d$  gilt Abschn. 4.6.5.1 und für  $\mu$  der entsprechende Reibungsbeiwert nach Abschn. 4.6.7. Falls nicht durch Versuche genauer nachgewiesen wird, darf diese Erhöhung des Widerstandes nur berücksichtigt werden, wenn der Abstand zwischen den Flanschen des I-Profiles 300 mm nicht überschreitet.

## 5.6 Vereinfachtes Bemessungsverfahren

### 5.6.1 Anwendungsbereich

Dieses Bemessungsverfahren darf anstelle einer genauen Berechnung angewendet werden, wenn die folgenden Voraussetzungen erfüllt sind:

- Der Querschnitt ist symmetrisch bezüglich beider Hauptachsen und über die Geschoßhöhe konstant.
- Die Biegemomente an den Enden der Stütze sind unter der Annahme berechnet, daß die Längskraft im Gesamtschwerpunkt wirkt.
- Der bezogene Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  nach Abschn. 5.6.4 darf den Wert  $\bar{\lambda} = 2.0$  nicht überschreiten.

(d) Bei vollständig einbetonierten Stahlprofilen dürfen rechnerisch maximal folgende Werte der Betondeckung des Stahlprofils berücksichtigt werden:

$$\begin{aligned} \text{in der } y\text{-Richtung, } 40 \text{ mm} &\leq c_y \leq 0.4b \\ \text{in der } z\text{-Richtung, } 40 \text{ mm} &\leq c_z \leq 0.3h \end{aligned}$$

mit der Bezeichnung nach Abb. 5.1.

(e) Das Verhältnis von Querschnittshöhe zu Querschnittsbreite muß zwischen 0.2 und 5 liegen.

## 5.6.2 Plastische Normalkraft des Querschnittes

### 5.6.2.1 Einbetonierte Stahlprofile

Die plastische Normalkraft (Quetschlast)  $N_{pl}$  des Verbundquerschnittes darf als Summe der Quetschlasten der Einzelteile berechnet werden:

$$N_{pl} = A_a f_y / \gamma_a + A_c (0.85 f_{ck} / \gamma_c) + A_s f_{sk} / \gamma_s, \quad (5.3)$$

hierbei sind:

$A_a$ ,  $A_c$  und  $A_s$  die Querschnittsflächen des Baustahles, des Betons und der Bewehrung,

$f_y$ ,  $f_{ck}$  und  $f_{sk}$  ihre charakteristischen Festigkeiten nach Abschn. 3

$\gamma_a$ ,  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Abschn. 2

### 5.6.2.2 Betongefüllte Hohlprofile

Die Quetschlast darf nach 5.6.2.1 berechnet werden. Für kreisrunde und, falls durch Versuche nachgewiesen, auch für quadratische und rechteckige Hohlprofile darf der Anteil des Betonteiles an der Quetschlast  $N_{pl}$  erhöht werden auf  $A_c f_{ck} / \gamma_c$ .

Für betongefüllte kreisrunde Rohre darf die günstige Wirkung der Umschnürung auf die Betonfestigkeit in Rechnung gestellt werden, vorausgesetzt daß

(a) der relative Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  nach 5.6.3 nicht größer als 0.5, und

(b) das größte Biegemoment nach Theorie I. Ordnung  $M_{\max}$  nicht größer ist als  $N_d d/8$ , wobei

$N_d$  der Bemessungswert der Normalkraft ist, und

$d$  der äußere Durchmesser der Stütze ist.

Die Quetschlast darf dann wie folgt berechnet werden:

$$N_{pl} = A_a \eta_2 f_y / \gamma_a + A_c (f_{ck} / \gamma_c) (1 + \eta_1 (t/d) (f_y / f_{ck})) + A_s f_{sk} / \gamma_s \quad (5.4)$$

wobei  $t$  die Wanddicke des Stahlrohres ist, und

$\eta_1$  und  $\eta_2$  die nachfolgend definierten Koeffizienten sind.

Die Ausmitte der Normalkraft  $e$  ist definiert als  $M_{\max} / N_d$ . Die

Werte für  $\eta_1$  und  $\eta_2$  sind für  $e = 0$  in Tab. 5.1 angegeben oder

dürfen folgendermaßen berechnet werden:

$$\eta_{10} = 4.9 - 18.5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad (\text{aber } \geq 0) \quad (5.5)$$

$$\eta_{20} = 0.25 (3 + 2\bar{\lambda}) \quad (\text{aber } \leq 1.0). \quad (5.6)$$

$\bar{\lambda}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	$\geq 0.5$
$\eta_{10}$	4.90	3.22	1.88	0.88	0.22	0.00
$\eta_{20}$	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00

Tab. 5.1 Werte für  $\eta_{10}$  und  $\eta_{20}$ .

Folgende Werte  $\eta_1$  und  $\eta_2$  gelten für  $0 < e \leq d/8$ :

$$\eta_1 = \eta_{10} (1 - 8e/d) \quad (5.7)$$

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20}) (8e/d). \quad (5.8)$$

### 5.6.3 Wirksame elastische Biegesteifigkeit des Querschnittes

#### 5.6.3.1 Allgemeines

Wenn die Bedingungen nach 5.6.3.2 nicht maßgebend sind, darf die

wirksame elastische Biegesteifigkeit eines Verbundstützenquerschnittes  $(EI)_e$  berechnet werden als :

$$(EI)_e = E_a I_a + E_{ce} I_c + E_s I_s. \quad (5.9)$$

Hierbei sind

$I_a$ ,  $I_c$  und  $I_s$  die Trägheitsmomente des Baustahles des als ungerissen anzunehmenden gesamten

Betonquerschnittes und der Betonstahlbewehrung,

$E_a$  und  $E_s$  die E-Moduli des Baustahles und des Betonstahles

$E_{ce} = 600 f_{ck}$ , und

$f_{ck}$  die charakteristische Zylinderfestigkeit des Beton nach Abschn. 3.

#### 5.6.3.2 Einfluß von ständig einwirkenden Lasten auf die Biegesteifigkeit

Der Einfluß von ständig einwirkenden Lasten soll genauer berücksichtigt werden, wenn

(a) der relative Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  die Werte der Tab. 5.2 überschreitet, und

(b)  $e/d < 2$  ist.

Hierbei sind:  $e$  die Außermitte der Last nach 5.6.2.2

$d$  die Außenabmessung des Querschnittes in der betrachteten Biegeebene,

$\delta$  wie in 5.1 angegeben,

$\bar{\lambda}$  wie in 5.6.3 angegeben. Für die Grenzwerte der Tab. 5.2 darf  $\bar{\lambda}$  mit der wirksamen Biegesteifigkeit nach 5.6.3.1, d.h. ohne den Einfluß von ständig einwirkenden Lasten berechnet werden.



Unter diesen Voraussetzungen soll der effektive E-Modul des Beton vom Wert  $E_{ce}$  abgemindert werden auf den Wert

$$E_c = E_{ce} (1 - N_{Gd}/2N_d), \quad (5.10)$$

wobei  $N_d$  der Bemessungswert der Normalkraft der Stütze, und  $N_{Gd}$  der ständig einwirkende Anteil dieser Kraft ist.

	unverschiebliche Rahmen	verschiebliche Rahmen
Einbetonierte Profile	$\bar{\lambda} = 0.8$	$\bar{\lambda} = 0.5$
Betongefüllte Hohlprofile	$\bar{\lambda} = 0.8/(1-\delta)$	$\bar{\lambda} = 0.5/(1-\delta)$

Tab. 5.2 Grenzwerte für  $\bar{\lambda}$  in Abschn. 5.6.3.2

#### 5.6.4 Der relative Schlankheitsgrad

Die Verzweigungslast der Stütze  $N_{cr}$  darf wie folgt berechnet werden:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l_e^2} \quad (5.11)$$

Hierbei sind:  $(EI)_e$  nach 5.6.3 und

$l_e$  die Knicklänge, wobei  $l_e$  mit der wirksamen Steifigkeit  $(EJ)_e$  nach Abschn. 5.6.3 nach DIN 18800 Teil 2 berechnet werden darf.

Für den relativen Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  gilt:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{(A_a \cdot f_{ya} + A_c \cdot 0.85 f_{ck} + A_s f_{sk}) / N_{cr}} \quad (5.12)$$

#### 5.6.5 Berechnung der Biegemomente

Für Stützen mit  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  darf die Biegebeanspruchung aus den Endmomenten der Stütze und der Querbelastung nach Theorie I. Ordnung berechnet werden.

Für  $\bar{\lambda} > 0.2$  sind die Biegemomente durch eine elastische Berechnung nach Theorie II. Ordnung zu ermitteln, wobei die Biegesteifigkeit nach 5.6.3 angesetzt werden darf.

#### 5.6.6 Grenztragfähigkeit für Normalkraft

Die Grenztragfähigkeit für Normalkraft  $N$  beträgt

$$N_u = \chi N_{pl} \quad (5.13)$$

wobei  $N_{pl}$  die Quetschlast nach 5.6.2.1 und  $\chi$  der Reduktionsfaktor nach DIN 18800, Teil 2, in Abhängigkeit vom relativen Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}$  und der entsprechenden Europäischen Knickspannungskurve ist. Die entsprechende Knickspannungskurve ist diejenige, die für den Stahlquerschnitt nach DIN 18800, Teil 2, gilt.

#### 5.6.7 Kombiniertes Druck und einachsige Biegung

##### 5.6.7.1 Querschnittstragfähigkeit

Die Punkte der Interaktionskurve (Abb. 5.3), die die Grenztragfähigkeit des Querschnittes bei gleichzeitiger Wirkung von Normalkraft und Biegung darstellt, darf näherungsweise mit einer rechteckigen Verteilung der Spannungen berechnet werden. Ggfs. muß der Einfluß der Querkraft  $V_d$  nach Abschn. 5.4 berücksichtigt werden.

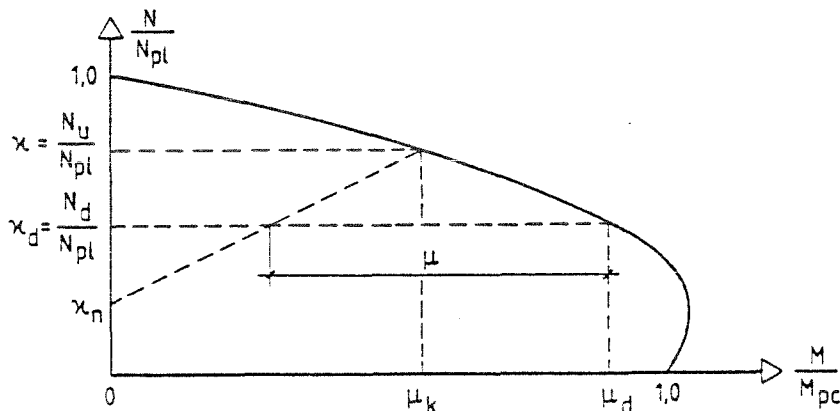


Abb. 5.3 Interaktionskurve für gleichzeitige Wirkung von Normalkraft und einachsiger Biegung

Zur Vereinfachung darf die Kurve durch einen polygonalen Linienzug ersetzt werden.

### 5.6.7.2 Grenztragfähigkeit der Stütze

Der Nachweis der Grenztragfähigkeit wird in einzelnen Schritten entsprechend Bild 5.3 vorgenommen. Hierbei wird vorausgesetzt, daß die Quetschlast  $N_{pl}$ , die Grenztragfähigkeit für reine Biegung  $M_{pc}$  und die Interaktionskurve für den Querschnitt bekannt sind.

(1) Die Grenztragfähigkeit für Normalkraft  $N_u$  wird nach 5.6.7.1 berechnet. Für  $\chi = N_u/N_{pl}$  sei die entsprechende Biegegrenztragfähigkeit des Querschnittes durch  $\mu_k$  nach Abb. 5.3 berechnet.

(2) Für  $\chi_d = N_d/N_{pl}$ , wobei  $N_d$  die Normalkraft unter der Bemessungslast ist, sei die entsprechende Biegegrenztragfähigkeit des Querschnittes  $\mu_d$ .

(3) Ist der Verlauf des Biegemomentes über die Stützenlänge näherungsweise gradlinig, so kann folgender Faktor  $\chi_n$  berechnet werden:

$$\chi_n = (1-\psi)/4, \text{ aber } \chi_n < \chi_d, \quad (5.14)$$

wobei das Verhältnis des kleineren zum größeren Endbiegemoment nach Abb. 5.4 ist. In allen anderen Fällen ist  $\chi_n$  als Null anzusetzen.

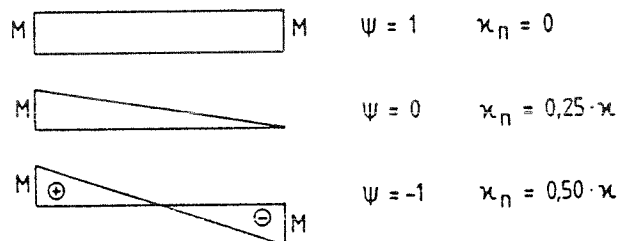


Abb. 5.4 Typische Werte für  $\chi_n$

(4) Die Länge  $\mu$  in Abb. 5.3 ist wie folgt zu berechnen:

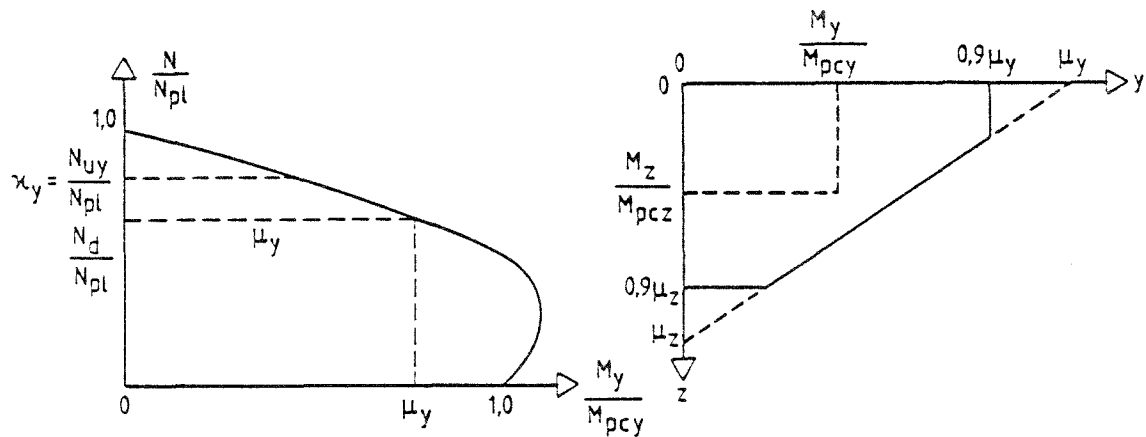
$$\mu = \mu_d - \mu_k (\chi_d - \chi_n) / (\chi - \chi_n).$$

Werte für  $\mu$  größer als 1.0 dürfen nur für einanderzugehörige Schnittgrößen  $N_d$  und  $M_d$  in Rechnung gestellt werden.

(5) Die Stütze hat ausreichende Tragfähigkeit, wenn  $M_d \leq 0.9 \mu M_{pc}$  ist, wobei  $M_d$  das berechnete maximale Biegemoment unter der Bemessungslast ist.

5.6.7.3 Stützen mit alleiniger Biegung um die starke Hauptachse  
Tritt nur Biegung um die starke Hauptachse auf, so muß zusätzlich nachgewiesen werden, daß die Grenztragfähigkeit auch für die schwache Hauptachse nicht überschritten wird.

#### 5.6.8 Druck und zweiachsige Biegung



(a) Werte für  $\mu_y$  für das Versagen um die "andere" Hauptachse

(b) Interaktionsdiagramm für die Biegetragfähigkeit

Abb. 5.5 Bemessung für Druck und zweiachsige Biegung

Das folgende Bemessungsverfahren darf für Normalkraft  $N_d$  in Verbindung mit den Biegemomenten  $M_y$  und  $M_z$  unter der Bemessungslast angewendet werden.

(1) Die Werte für  $\mu$  für die beiden Biegeachsen  $\mu_y$  und  $\mu_z$  werden nach 5.6.7.2 bestimmt. Imperfektionen brauchen nur für die versagensgefährdetere Biegeachse berücksichtigt zu werden, so daß für diese Ebene  $\mu = \mu_d$  gilt. Dieser Zusammenhang ist für das Versagen um die "andere" Achse in Abb. 5.5a dargestellt.

(2) Die Grenztragfähigkeit ist entsprechend Abb. 5.5b nachgewiesen, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:

$$\begin{aligned} M_y &\leq 0.9 \mu_y M_{pcy}, \\ M_z &\leq 0.9 \mu_z M_{pcz}, \\ M_y / \mu_y M_{pcy} + M_z / \mu_z M_{pcz} &\leq 1. \end{aligned}$$

## 5.7 Herstellung, Betondeckung und Bewehrungsrichtlinien

### 5.7.1 Allgemeines

Bei einbetonierten Stahlprofilen muß der Betonteil mit Betonstahl bewehrt sein.

Die Mindestbetonüberdeckung in bezug auf das Stahlprofil beträgt 4 cm. Um ein Abplatzen der Betonschale zu verhindern, muß die Überdeckung des Profilflansches größer als 1/6 der Flanschbreite sein, sofern dieses Abplatzen nicht durch andere konstruktive Maßnahmen verhindert wird.

Diejenigen Berührungsflächen zwischen Betonteil und Stahlprofil, deren Kontakt infolge des Herstellungsprozesses durch Setzungsmulden oder Hohlräume beeinträchtigt ist, dürfen zur Kraftübertragung nicht in Rechnung gestellt werden.

### 5.7.2 Bewehrungsrichtlinien

#### 5.7.2.1 Längsbewehrung

- Die Längsbewehrung  $A_s$  muß auf der Zugseite bzw. am weniger gedrückten Rand mindestens 0,4 %, im Gesamtquerschnitt mindestens 0,8 % des statisch erforderlichen Betonquerschnittes  $A_b$  sein. Bei statisch nicht voll ausgenutztem Verbundquerschnitt darf die aus dem vorhandenen Betonquerschnitt ermittelte Mindestbewehrung im Verhältnis der  $\gamma$ -fach gestei-

gerten Normalkraft zur Traglast  $N_{Kr}$  abgemindert werden.

- Die Mindestdurchmesser der Längsbewehrung sind in Tabelle 5.3 festgelegt.

Kleinste Querschnittsdicke in cm	Mindestdurchmesser in mm bei $f_{yk} > 420 \text{ N/mm}^2$
$\geq 10$ bis $< 20$	10
$\geq 20$	12

Tab. 5.3 Mindestdurchmesser  $d_{SL}$  der Längsbewehrung

- Der Abstand der Längsbewehrungsstäbe darf höchstens 30 cm betragen, jedoch genügt für Querschnitte von  $b = 40 \text{ cm}$  je ein Bewehrungsstab in den Ecken.

#### 5.7.2.2 Bügelbewehrung

- Bügel sind (entsprechend Bild 5.6) zu schließen und die Haken über die Stützenlänge möglichst zu versetzen.
- Der Mindeststabdurchmesser beträgt für Einzelbügel 5 mm, für Betonstahlmatten 4 mm, bei Längsstäben mit  $d_{SL} > 20 \text{ mm}$  Durchmesser mindestens 8 mm. Bügel mit dem Mindestdurchmesser von 8 mm dürfen jedoch durch eine größere Zahl dünnerer Stäbe bis zu den vorgenannten Mindeststabdurchmessern mit gleichem Querschnitt ersetzt werden.
- Der Abstand  $s_{bü}$  der Bügel darf höchstens gleich der kleinsten Dicke  $d$  des Druckgliedes oder dem 12fachen Durchmesser der Längsbewehrung sein. Der kleinere Wert ist maßgebend.
- Mit Bügeln können in jeder Querschnittsecke bis zu fünf Längsstäbe gegen Knicken gesichert werden. Der größte Achsabstand des äußersten dieser Stäbe vom Eckstab darf höchstens gleich dem 15fachen Bügeldurchmesser sein. Weitere Längsstäbe und solche in größerem Abstand vom Eckstab sind durch Zwischenbügel zu sichern. Sie dürfen im doppelten Abstand der Hauptbügel liegen.

- Im Krafteinleitungsbereich ist die Bügelbewehrung entsprechend Bild 5.7 anzuordnen. Die Länge des Krafteinleitungsbereiches ist mit mindestens  $d_{\min}$  anzunehmen.
- Die Bügel können auch durch Schweißung am Stahlprofil befestigt oder durch Flansch- oder Steglöcher im Stahlprofil gesteckt werden.
- Bei Stahlprofilen mit I-Querschnitt, bei denen nur die Kammern ausbetoniert werden, sind die Bügel kraftschlüssig mit dem Steg zu verbinden.

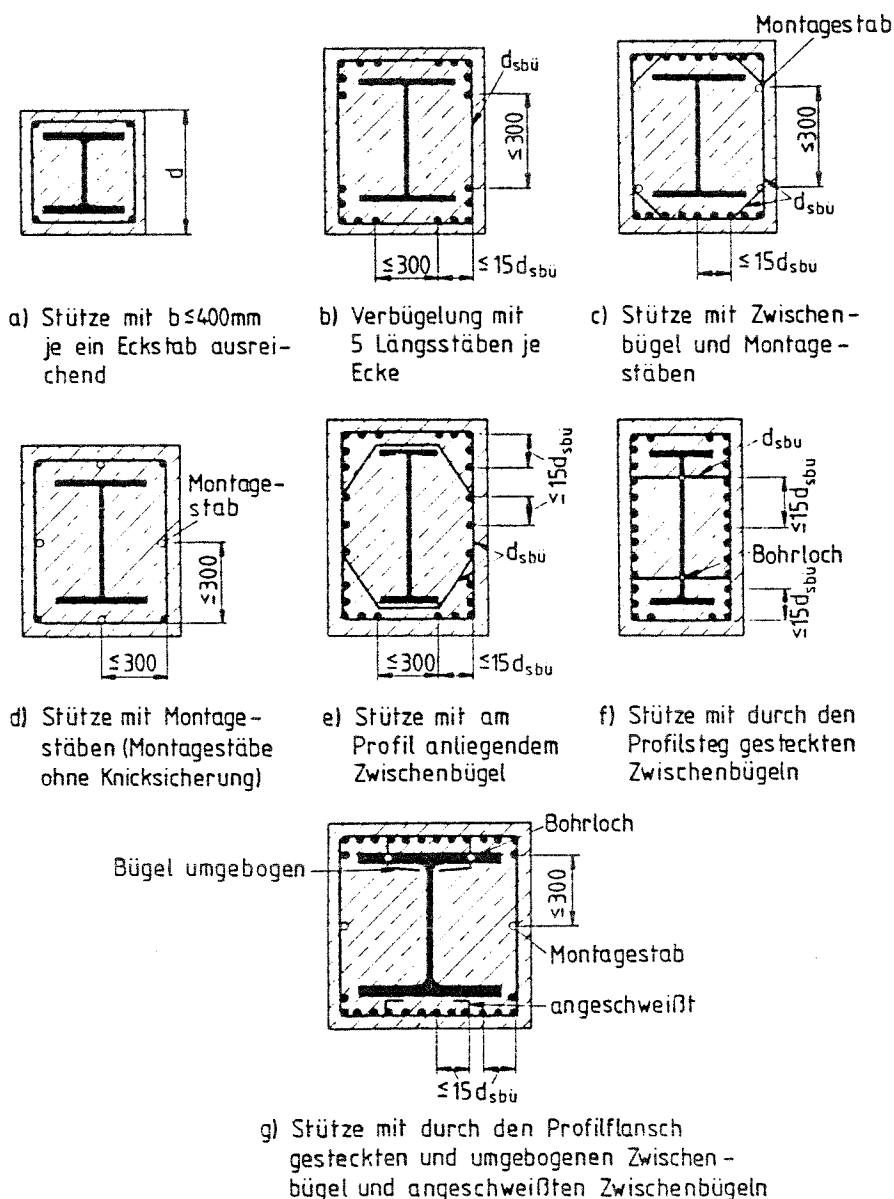


Bild 5.6 Beispiele für die Anordnung von Längsbewehrung und Bügel

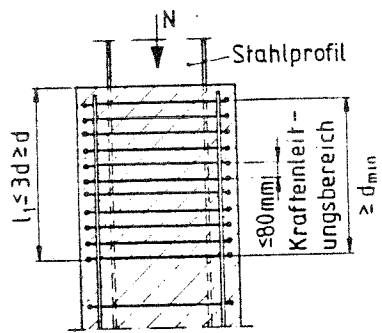


Bild 5.7 Verankerungslänge im Krafteinleitungsbereich



## 6. Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit bei Trägern

6.1 Der Nachweis des Granzzustandes der Gebrauchsfähigkeit umfaßt die Nachweise - der Beschränkung der Rißbreiten,  
- der Verformungen und  
- der dynamischen Wirkungen.

### 6.2 Berechnung des Tragwerks

#### 6.2.1 Anforderungen an die Berechnung

Bei der Ermittlung der Schnittgrößen sind die lastabhängigen Steifigkeitsänderungen, z.B. infolge Reißen des Betongurtes in geeigneter Weise zu berücksichtigen.

#### 6.2.2 Berechnung mit Momenten-Krümmungs-Beziehungen

Die Schnittgrößenermittlung kann als nichtlineare Berechnung unter gleichzeitiger Berücksichtigung des Reißen des Betons, der versteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension-Stiffening-Effekt) und des Schwindens (ggf. durch die Auswirkung des Kriechens abgemindert) erfolgen.

Es darf ein vereinfachtes, bereichsweise lineares Momenten-Krümmungs-Diagramm nach Abb. 6.2.2 zugrundegelegt werden. Dabei darf die lineare Interpolation zwischen den Punkten erfolgen, die

- durch die Bildung des ersten Risses beim Erreichen der Zugfestigkeit (1),
- durch die Ausbildung des abgeschlossenen Erstrißbildes nach Abb. 6.2.1 (2) und

- durch den jeweiligen Fließbeginn des Betonstahles, Spannstahles oder Baustahles (3) gekennzeichnet sind.

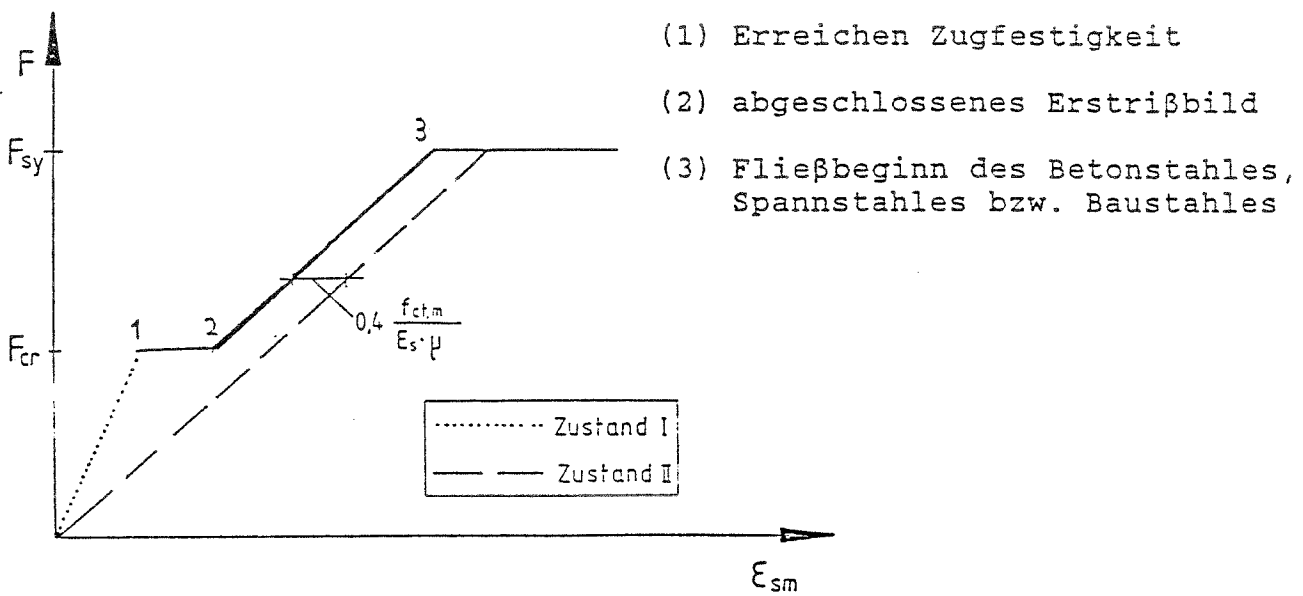


Abb. 6.2.1 Kraft-Verformungs-Verhalten des mit Beton in Verbund wirkenden Stahlstabes

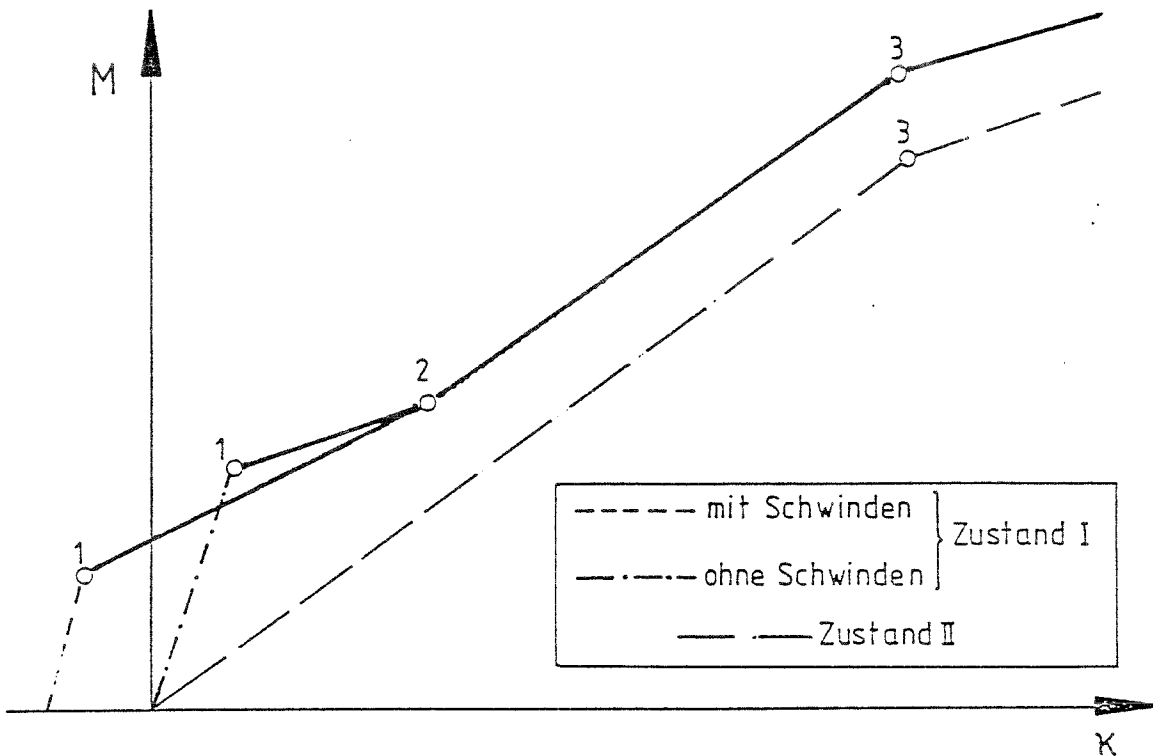


Abb. 6.2.2 Vereinfachtes Momenten-Krümmungs-Diagramm

### 6.2.3 Vereinfachte Berechnungsmethoden

Für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchsfähigkeit dürfen vereinfachte Verfahren zur Schnittgrößenermittlung angewendet werden, sofern sie für den jeweiligen Nachweis auf der sicheren Seite liegen.

1.) Für den Nachweis der Rißbreite darf die Berechnung mit den Steifigkeiten des ungerissenen Zustandes erfolgen.

2.) Für den Nachweis der Verformungen darf mit den Steifigkeiten des ungerissenen Zustandes gerechnet werden, wenn die Stützmomente auf 60% des so berechneten Wertes reduziert werden.

3.) Die folgende vereinfachte Berechnungsmethode darf für den Nachweis der Verformungen ohne Einschränkung sowie für den Nachweis der Rißbreiten dann angewandt werden, wenn eine Mindestbewehrung nach Kap. 6.3.2 eingelegt wird:

Im Bereich derjenigen Innenstützen, bei denen die mit den Steifigkeiten des ungerissenen Zustandes aus der ungünstigsten Lastfallkombination berechnete Betonzugspannung die Zugfestigkeit nach Kap. 3 überschreitet, soll für eine erneute Berechnung auf eine Länge von  $0.15 * L$  die Steifigkeit des Zustandes II angesetzt werden, während ansonsten die Steifigkeiten des ungerissenen Zustandes zu unterstellen sind.

## 6.3 Beschränkung der Rißbreite

### 6.3.1 Allgemeines

Zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit ist die Rißbreite in den Stahlbeton- und Spannbetonteilen durch geeignete Wahl von Bewehrungsgrad, Stahlspannung und Bewehrungsanordnung in dem Maß zu beschränken, wie es der Verwendungszweck erfordert. Die Anforderungen nach DIN 1045 und DIN 4227 gelten sinngemäß.

### 6.3.2 Mindestbewehrung

Die Anforderungen an die Mindestbewehrung nach DIN 1045 und DIN 4227 gelten sinngemäß.

### 6.3.3 Berechnung der Rißbreiten

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Vorspannung sowie Kriechen und Schwinden zum Nachweis der Rißbreiten sind Tab. 4.3a zu entnehmen. Umlagerungen aus Kriechen und Schwinden sind als separater Lastfall ebenfalls mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Tab. 4.3a zu behandeln.

Bei der Ermittlung der Stahlspannung im gerissenen Zustand ist die Steifigkeit des Betongurtes unter Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nach Abb. 6.2.1 zugrundezulegen. Der Nachweis der Beschränkung der Rißbreiten ist mit dieser Stahlspannung nach den für Stahlbeton bzw. Spannbeton geltenden Regeln zu führen.

### 6.4 Nachweis der Verformungen

Für die Berechnung der Auswirkungen der nur auf den Stahlteil des Verbundquerschnitts wirkenden Lastanteile gilt DIN 18800, Teil 1. Bei Lasten, die auf den Verbundquerschnitt wirken, ist die Auswirkung des Reißens des Betons sowie des Schwindens (insbesondere bei statisch bestimmt gelagerten Trägern) und des Kriechens zu beachten.

In der Regel darf die Auswirkung des Schlupfes in der Verbundfuge vernachlässigt werden. Bei der Verformungsberechnung darf ferner in der Regel die volle Gurtbreite als mitwirkende Breite unterstellt werden.

Für die Berechnungsmethoden gilt Kap. 6.2.

### 6.5 Nachweis der dynamischen Wirkung

Beim Nachweis der dynamischen Wirkung sollen die Eigenfrequenzen des Systems mit den gleichen Annahmen bestimmt werden, die bei der Verformungsberechnung zugrundegelegt werden, sofern nicht besondere Bedingungen vorliegen. Im Allgemeinen sind obere und untere Abschätzungen der Eigenfrequenzen erforderlich.

7.0 Ermüdung7.1 Allgemeines7.1.1 Grundlegende Anforderungen

Die Konstruktion soll so ausgelegt werden, daß während der vorgesehenen Lebensdauer kein Versagen der Konstruktion durch Bildung oder Fortschreiten von Ermüdungsrissen eintritt.

7.1.2 Sicherheitskonzept

Die Sicherheitsbeiwerte sind den Anwendungsnormen zu entnehmen. Für Stahlbauteile siehe DIN 18000 Teil 6 und Anwendungsnormen.

7.1.3 Fälle, in denen kein Betriebsfestigkeitsnachweis erforderlich ist

Für Stahlteile und Betonteile ist kein Betriebsfestigkeitsnachweis erforderlich, wenn die in den jeweiligen Fachnormen genannten Grenzbedingungen eingehalten werden.

Für Kopfbolzendübel darf auf einen Nachweis verzichtet werden, wenn die Bedingung

$$\Delta\tau_{\max} = \frac{4 \cdot \Delta V}{n \cdot \pi \cdot d^2} \leq 36 \text{ N/mm}^2$$

eingehalten wird.

$\Delta V = V_{\max} - V_{\min}$ : Differenz des Schubflusses im betrachteten Querschnitt

$n$  : Anzahl der Kopfbolzendübel je Längeneinheit des Trägers

$d$  : Schaftdurchmesser des Kopfbolzendübels

## 7.2 Einflüsse auf die Ermüdung

### 7.2.1 Lasten

Die Bemessungswerte der Betriebslasten sind in Übereinstimmung mit den entsprechenden Normen festzulegen. Sind solche Normen nicht vorhanden, so sind die Lasten und Lastwechsel in Absprache mit dem Bauherrn festzulegen. Die Lasten sollen die Betriebslasten einschließlich der dynamischen Wirkung möglichst genau wiedergeben.

### 7.2.2 Berechnung der Spannungen

Die Schnittgrößen sind nach der Elastizitätstheorie mit den Steifigkeiten nach Abschnitt 7.3.1, 7.3.2 und 7.3.3 zu ermitteln. Bei der Ermittlung von Normal- und Schubspannungen müssen Spannungskonzentrationen berücksichtigt werden, sofern sie nicht durch Einordnung in entsprechende Kerbfälle erfaßt sind.

### 7.2.3 Bemessungsspektrum der Spannungswechsel

Die Bemessungsspektren sind den entsprechenden Vorschriften zu entnehmen oder in Absprache mit dem Bauherrn festzulegen.

## 7.3 Betriebsfestigkeitsnachweis

### 7.3.1 Stahlbauteile

Der Nachweis ist nach DIN 18800 Teil 6 zu führen. Für Bereiche mit gerissener Betonplatte sind die Schnittgrößen und Spannungen mit den Steifigkeiten  $(EI)_{II}$  nach Abschnitt 4.2.3 zu ermitteln, falls keine genaueren Verfahren angewendet werden.



### 7.3.2 Kopfbolzendübel

Die Beanspruchung der Verdübelung soll mit den Steifigkeiten  $(EI)_I$  ermittelt werden, falls keine genaueren Verfahren angewendet werden.

Für den Nachweis der Betriebsfestigkeit von Kopfbolzendübeln ist die Wöhlerlinie nach Bild 7.1 zugrunde zu legen.

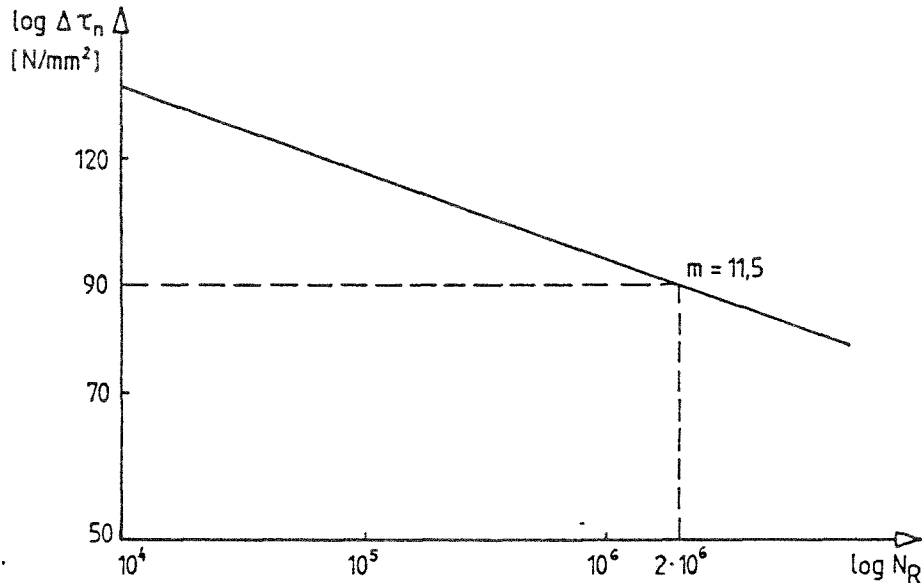


Bild 7.1: Wöhlerlinie für Kopfbolzendübel

Der Einfluß der Mittelspannung  $\tau_m$  soll durch den Vergrößerungsfaktor  $\mu$  für  $\Delta \tau_R$  nach Bild 7.2 berücksichtigt werden.

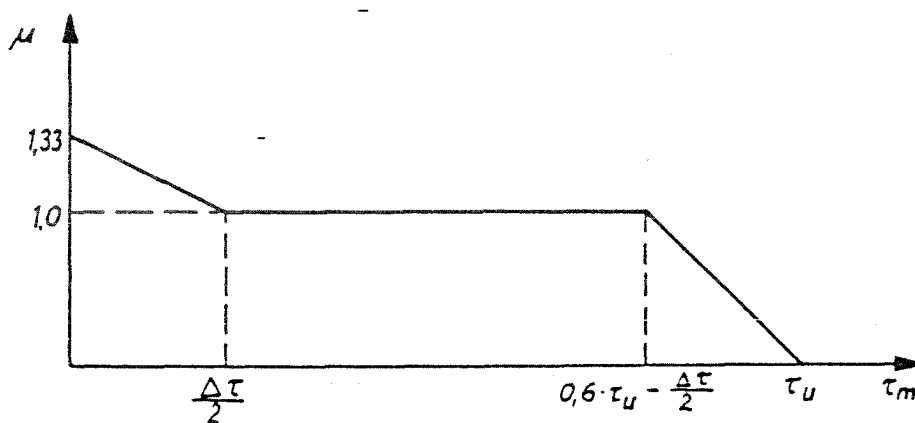


Bild 7.2: Vergrößerungsfaktor  $\mu$  für  $\Delta \tau_R$  in Abhängigkeit von der Mittelspannung

wobei  $\tau_u$  die zur Grenztragfähigkeit des Kopfbolzendübels nach Kapitel 4.6.5.1 zugehörige Schubspannung ist.

### 7.3.3 Bewehrungsstahl

Anstelle des Betriebsfestigkeitsnachweises darf der Schwingbreiten-nachweis nach DIN 1045 bzw. DIN 4227 geführt werden.

Falls keine genaueren Verfahren angewendet werden, sind die Beanspruchungen des bewehrten Betongurtes mit den Steifigkeiten  $(EI)_I$  zu ermitteln. Mit diesen Beanspruchungen ist dann die Bewehrung im Bereich der Risse nachzuweisen.

## 8.0 Herstellung und Montage

### 8.1 Allgemeines

Neben den Festlegungen dieses Kapitels sind die entsprechenden Fachnormen für Beton- und Stahlbauteile zu beachten.

### 8.2 Reihenfolge der Montage

Die Reihenfolge der Montage und die Herstellung des Verbundes sind ein integraler Bestandteil des Entwurfes (z.B. für die Berechnung von Spannungen, Verdübelungskräften und Durchbiegungen).

Sie soll auf den Entwurfszeichnungen und auf den Anweisungen für die Baustelle deutlich angegeben und beschrieben werden.

### 8.3 Stabilität

Die Stabilitätsnachweise für den Stahlträger sind nach DIN 18300 Teil 2 zu führen. Die Stabilität der Hubkonstruktionen, Pressen, des Stapelmaterials usw. ist besonders zu beachten.

### 8.4 Auflagerbedingungen während der Montage

Alle Bewegungen an den Auflagerpunkten, die während der verschiedenen Montagezustände entstehen, sollen vorher berechnet und an der Baustelle kontrolliert werden.

Für die Einstellung der Lager sollen die noch zu erwartenden Einflüsse aus Kriechen und Schwinden berücksichtigt werden.

## 8.5 Genauigkeit während der Montage und Qualitätskontrolle

### 8.5.1 Allgemeines

Die zulässigen Toleranzen für die Lagerhöhen, Lagerweg, Gradienten, Betonplattendicke usw. sind festzulegen und auf der Baustelle zu kontrollieren.

### 8.5.2 Verformungen während und nach dem Betonieren

Die Verformungen auf die einzelnen Montageabschnitte sollen berechnet und auf der Baustelle kontrolliert werden.

## 8.6 Beton

Es gelten die Regelungen der DIN 1045 und DIN 4227. Es ist besonders darauf zu achten, daß eine ausreichende Verdichtung im Bereich der Verdübelung und in betongefüllten Hohlprofilen erreicht wird.

## 8.7 Verdübelung bei Balken und Stützen

### 8.7.1 Kopfbolzendübel

Es gelten die Regelungen der DIN 8563, Teil 10.

### 8.7.2 Reibungsverbund mit HV-Schrauben

Das Anziehen der Schrauben soll nach DIN 18800 Teil 7 erfolgen.

Die Fläche zwischen dem Stahlträger und dem Betongurt soll frei von Farbe oder anderen Beschichtungen, Öl, Schmutz, losem Rost, loser Walzhaut und anderen Beschädigungen sein, die die Erzeugung einer planmäßigen Reibung verhindern könnten. Festsitzende Walzhaut ist nicht schädlich.