

Vorgesehen als Ersatz für SIA 262:2013

Construction en béton  
Costruzioni di calcestruzzo  
Concrete structures

## Betonbau

### Vernehmlassung Entwurf prSIA 262:2024-04

Wir bitten Sie, den Entwurf zu prüfen und allfällige Stellungnahmen nach den Ziffern der Norm geordnet einzureichen an: [SIA262@sia.ch](mailto:SIA262@sia.ch)

Bitte verwenden Sie zu diesem Zweck das elektronische Formular, das Sie unter [www.sia.ch/vernehmlassungen](http://www.sia.ch/vernehmlassungen) finden. Stellungnahmen in anderer Form können wir leider nicht berücksichtigen.

Die Vernehmlassungsfrist läuft bis **30. Juni 2024**

**Dieser Entwurf hat keine Gültigkeit und darf nicht angewendet werden.**

262

Die vorliegende Publikation richtet sich nach einer inklusiven Sprachregelung. Verständlichkeit und eine neutrale Ausdrucksweise sind dabei massgebend. Falls aus Gründen besserer Lesbarkeit nur eine Geschlechtsform verwendet wird, obliegt die Wahl dem für die Publikation zuständigen Gremium.

Allfällige Korrekturen zur vorliegenden Publikation sind zu finden unter [www.sia.ch/korrigenda](http://www.sia.ch/korrigenda).

Der SIA haftet nicht für Schäden, die durch die Anwendung der vorliegenden Publikation entstehen können.

## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
<b>Vorwort</b> .....	<b>6</b>
<b>0 Geltungsbereich</b> .....	<b>7</b>
0.1 Abgrenzung .....	7
0.2 Allgemeine Bedingungen Bau .....	7
0.3 Normative Verweisungen.....	7
0.3.1 Publikationen des SIA.....	7
0.3.2 Europäische Normen .....	8
0.3.3 Internationale Normen .....	8
0.3.4 Normen anderer Fachverbände.....	8
0.4 Abweichungen .....	8
<b>1 Verständigung</b> .....	<b>9</b>
1.1 Begriffe und Definitionen .....	9
1.1.1 Ankerzone .....	9
1.1.2 Ausrüstung .....	9
1.1.3 Autogenes Schwinden .....	9
1.1.4 Beton .....	9
1.1.5 Beton nach Eigenschaften.....	9
1.1.6 Beton nach Zusammensetzung .....	9
1.1.7 Betonfertigteil.....	9
1.1.8 Betonstahl.....	9
1.1.9 Betriebsfestigkeitskurve .....	9
1.1.10 Bewehrung .....	9
1.1.11 Bewehrungsüberdeckung .....	10
1.1.12 Bezogene Rippenfläche.....	10
1.1.13 Dauerfestigkeit.....	10
1.1.14 Druckfeld .....	10
1.1.15 Druckstrebe .....	10
1.1.16 Expositionsklasse .....	10
1.1.17 Fächer .....	10
1.1.18 Faserbewehrter Beton .....	10
1.1.19 Festbeton.....	10
1.1.20 Frischbeton.....	10
1.1.21 Füllgut.....	10
1.1.22 Gesteinskörnung.....	10
1.1.23 Hüllrohr .....	10
1.1.24 Knoten .....	11
1.1.25 Kraftausbreitzzone.....	11
1.1.26 Kriechen .....	11
1.1.27 Leichtbeton .....	11
1.1.28 Mörtel.....	11
1.1.29 Nachbehandlung.....	11
1.1.30 Nachweisschnitt.....	11
1.1.31 Normalbeton .....	11
1.1.32 Plastisches Schwinden (auch Früh- oder Kapillarschwinden).....	11
1.1.33 Randabstand der Bewehrung .....	11
1.1.34 Randelement .....	11
1.1.35 Relaxation.....	11
1.1.36 Schnittgrössenumlagerung .....	11
1.1.37 Schwerbeton.....	12
1.1.38 Schwinden .....	12

1.1.39 Selbstverdichtender Beton (SVB) .....	12	3.2.2 Eigenschaften .....	38
1.1.40 Spannbeton.....	12	3.2.3 Qualitätssicherung .....	40
1.1.41 Spannbettverfahren .....	12	3.3 Spannstahl.....	41
1.1.42 Spannlied.....	12	3.3.1 Definitionen.....	41
1.1.43 Spannkraft.....	12	3.3.2 Eigenschaften .....	41
1.1.44 Spannstahl .....	12	3.3.3 Qualitätssicherung .....	44
1.1.45 Spannsystem .....	12	3.4 Spannsysteme .....	44
1.1.46 Spannungsfeld.....	12	3.4.1 Allgemeines .....	44
1.1.47 Spannverankerung.....	12	3.4.2 Dauerhaftigkeit.....	45
1.1.48 Spritzbeton.....	12	3.4.3 Verankerungen und Kupplungen .....	45
1.1.49 Stababstand.....	12	3.4.4 Hüllrohre .....	45
1.1.50 Stabbündel.....	13	3.4.5 Füllgut.....	46
1.1.51 Stahlbeton.....	13	3.4.6 Umlenkelemente.....	46
1.1.52 Statische Höhe.....	13	3.4.7 Qualitätssicherung .....	46
1.1.53 Stoss .....	13	<b>4 Tragwerksanalyse und Bemessung.....</b>	<b>47</b>
1.1.54 Trockenschwinden .....	13	4.1 Tragwerksanalyse.....	47
1.1.55 Tübbing.....	13	4.1.1 Allgemeines .....	47
1.1.56 Überbeton .....	13	4.1.2 Aufgezwungene und behinderte Verformungen	47
1.1.57 Überdeckungsbeton .....	13	4.1.3 Tragwerksmodell .....	47
1.1.58 Überdeckungsbewehrung .....	13	4.1.4 Berechnungsverfahren .....	49
1.1.59 Überfestigkeit.....	13	4.1.5 Vorgespannte Tragwerke .....	50
1.1.60 Umlenkelement .....	13	4.2 Bemessungswerte .....	52
1.1.61 Verankerungslänge.....	13	4.2.1 Beton .....	52
1.1.62 Verkleidung .....	13	4.2.2 Betonstahl.....	56
1.1.63 Vorspannung.....	14	4.2.3 Spannstahl.....	57
1.1.64 Zeitfestigkeit.....	14	4.3 Nachweis der Tragsicherheit .....	58
1.1.65 Zementleimvolumen.....	14	4.3.1 Allgemeines .....	58
1.1.66 Zusatzmittel.....	14	4.3.2 Biegung und Biegung mit Normalkraft .....	58
1.1.67 Zusatzstoff .....	14	4.3.3 Querkraft.....	59
1.2 Symbole und Begriffe.....	15	4.3.4 Schubkräfte .....	63
1.2.1 Lateinische Grossbuchstaben.....	15	4.3.5 Torsion und kombinierte Beanspruchung .....	64
1.2.2 Lateinische Kleinbuchstaben .....	16	4.3.6 Durchstanzen .....	65
1.2.3 Griechische Buchstaben .....	20	4.3.7 Druckglieder .....	71
1.2.4 Sonderbezeichnungen .....	23	4.3.8 Ermüdung .....	74
<b>2 Grundsätze .....</b>	<b>24</b>	4.3.9 Bemessungssituation Erdbeben .....	76
2.1 Allgemeines .....	24	4.3.10 Bemessungssituation Brand .....	77
2.2 Nachhaltigkeit .....	24	4.4 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.....	79
2.3 Baustoffe.....	24	4.4.1 Allgemeines .....	79
2.4 Tragwerksanalyse und Bemessung.....	25	4.4.2 Risse.....	79
2.4.1 Allgemeines .....	25	4.4.3 Verformungen .....	82
2.4.2 Grenzzustände der Tragsicherheit.....	25	4.4.4 Schwingungen .....	83
2.4.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit .....	25	4.4.5 Dichtigkeit .....	83
2.4.4 Interaktion Tragwerk-Baugrund.....	25	<b>5 Konstruktive Durchbildung .....</b>	<b>84</b>
2.5 Dauerhaftigkeit.....	26	5.1 Grundsätze .....	84
2.5.1 Allgemeines .....	26	5.2 Bewehrungsführung.....	84
2.5.2 Exposition .....	26	5.2.1 Allgemeines .....	84
2.5.3 Massnahmen .....	26	5.2.2 Bewehrungsüberdeckung .....	84
<b>3 Baustoffe .....</b>	<b>29</b>	5.2.3 Abstände .....	85
3.1 Beton .....	29	5.2.4 Formen und Abbiegungen.....	85
3.1.1 Definitionen .....	29	5.2.5 Verankerung .....	87
3.1.2 Eigenschaften .....	31	5.2.6 Stösse.....	88
3.1.3 Qualitätssicherung .....	37	5.2.7 Umlenkungen und Krümmungen .....	90
3.2 Betonstahl.....	37	5.3 Vorgespannte Tragwerke .....	91
3.2.1 Definitionen .....	37	5.4 Lager und Fugen .....	92

5.5	Bauteile .....	92
5.5.1	Unbewehrte Bauteile.....	92
5.5.2	Balken und Plattenbalken .....	92
5.5.3	Platten.....	93
5.5.4	Druckglieder.....	95
5.5.5	Betonfertigteile und zusammengesetzte Bauteile .....	96
5.6	Besonderheiten für ermüdungsbeanspruchte Tragwerke .....	96
5.7	Besonderheiten bei Erdbebenbemessung .....	96
5.7.1	Tragwände.....	96
5.7.2	Rahmentragwerke.....	98
5.7.3	Verankerung und Stösse .....	99
5.8	Besonderheiten bei Brandbemessung .....	100
5.9	Oberflächenschutz .....	100
5.10	Bauzubehör.....	100
<b>6</b>	<b>Ausführung.....</b>	<b>101</b>
6.1	Schalung und Gerüste .....	101
6.2	Verarbeitung von Betonstahl.....	101
6.3	Verarbeitung von Spannstahl und Spanngliedern .....	102
6.4	Verarbeitung von Beton .....	103
6.4.1	Vermeiden von Rissen infolge Verformungsbehinderung.....	103
6.4.2	Herstellen eines dichten Überdeckungsbetons .....	103
6.4.3	Massnahmen vor dem Betonieren .....	103
6.4.4	Betonierprogramm und Arbeitsfugen .....	104
6.4.5	Transport, Einbringen und Verdichten von Beton .....	104
6.4.6	Nachbehandlung von Beton.....	104
6.4.7	Oberflächenbeschaffenheit für Abdichtungen .	106
6.5	Vorspannung.....	106
6.5.1	Spannvorgang.....	106
6.5.2	Injektion von Spanngliedern mit Verbund .....	107
6.6	Ausschalen und Entfernen von Gerüsten .....	107
6.7	Baugrund .....	107
	<b>Anhang A (normativ) Masstoleranzen .....</b>	<b>108</b>
	<b>Anhang B (informativ) Verzeichnis der Begriffe....</b>	<b>111</b>

## VORWORT

Die vorliegende Norm SIA 262 richtet sich an Fachleute der Projektierung. Zudem sind Bauherrschaften sowie Fachleute der Bauleitung und der Bauausführung angesprochen.

Die Norm SIA 262 ist Teil der Tragwerksnormen des SIA. Sie lehnt sich an folgende Europäische Normen an:

- EN 1992-1-1 Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke*
- EN 1992-1-2 Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall*

und integriert die Festlegungen der SN EN 206:2013+A2 *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*.

Die Tragwerksnormen des SIA umfassen folgende Normen

- Norm SIA 260 *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*
- Norm SIA 261 *Einwirkungen auf Tragwerke*
- Norm SIA 262 *Betonbau*
- Norm SIA 263 *Stahlbau*
- Norm SIA 264 *Stahl-Beton-Verbundbau*
- Norm SIA 265 *Holzbau*
- Norm SIA 266 *Mauerwerk*
- Norm SIA 267 *Geotechnik*.

Die aufgeführten Tragwerksnormen gelten für Neubauten. Für die Erhaltung von bestehenden Bauten gilt die Normenreihe SIA 269, im Betonbau speziell die Norm SIA 269/2 *Erhaltung von Tragwerken – Betonbau*, die hinsichtlich Tragwerksanalyse und Bemessung auf der Norm SIA 262 basiert.

Mit der vorliegenden Teilrevision der Norm SIA 262 werden erstmals in einer Tragwerksnorm des SIA Grundsätze für nachhaltige Betonbauten eingeführt. Neu erschienene und überarbeitete Merkblätter zu Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen, zur Vermeidung von AAR im Betonbau, zu faserbewehrtem Beton und zu Ultra-Hochleistungs-Faserbeton wurden in die Norm aufgenommen, und bei den Expositionsklassen wurden Anpassungen an die SN EN 206:2013 vorgenommen. Zudem wurden Vorgaben für die Anwendung nichtlinearer Berechnungsverfahren ergänzt und eine klare Unterscheidung zwischen der Mindestbewehrung zur Gewährleistung eines duktilen Verhaltens und derjenigen zur Rissbreitenbegrenzung eingeführt. Letztere kann bei dicken Bauteilen neu mit einer reduzierten Bauteildicke ermittelt werden.

Verschiedene Bestimmungen wurden an den aktuellen Wissensstand angepasst und präzisiert, wobei in vielen Fällen Näherungsstufen eingeführt wurden und wo möglich eine Annäherung der Norm SIA 262 an die EN 1992-1-1:2023 erfolgte. Dies betrifft unter anderem den neu von der Bauteildicke unabhängigen Endwert des Trockenschwindens, den Einfluss der Einwirkungsdauer auf die Betonfestigkeit, die Ermittlung des neu vom Stababstand in Längs- und Querrichtung abhängigen Manteldrucks einer Umschnürungsbewehrung, die Bestimmungen zur Ermittlung der Querkraftwiderstands von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, die Festlegung der Druckfeldneigung beim Querkraftwiderstand von Bauteilen mit Querkraftbewehrung, die Beschaffenheit von (Betonier-)Fugen und die Regeln zur konstruktiven Durchbildung bei der Brandbemessung. Schliesslich wurde eine Bestimmung zur alternativen Bemessung der Durchstanzbewehrung unter Vernachlässigung des Betontraganteils ergänzt.

Substantielle Anpassungen wurden insbesondere bei der konstruktiven Durchbildung vorgenommen. Einerseits erfolgte eine Anpassung der Vorgaben für Formen und Abbiegungen von Betonstahl an die aktuellen Gegebenheiten in der Bewehrungsindustrie. Andererseits wurden die Ziffern zu den Verankerungslängen und Stössen vollständig überarbeitet und an die EN 1992-1-1:2023 angeglichen, welche die Verbundbedingungen berücksichtigt. Dadurch resultieren insbesondere bei mässigen Verbundbedingungen deutlich grössere Stoss- und Verankerungslängen als nach den bisherigen Versionen der Norm SIA 262.

Schliesslich wurden einzelne unklare Bestimmungen und Fehler in der Version 2013 präzisiert resp. korrigiert. Damit steht bis zum Rückzug der SIA 262 eine zeitgemässe Tragwerksnorm für Betonbauten zur Verfügung, die auch als Grundlage für die Anwendung der gleichzeitig teilrevidierten Norm SIA 269/2 dient.

Kommission SIA 262

## 0 GELTUNGSBEREICH

### 0.1 Abgrenzung

- 0.1.1 Die vorliegende Norm gilt für die Projektierung von neuen Tragwerken aus Stahlbeton, Spannbeton und unbewehrtem Beton. Für die Erhaltung von bestehenden Bauten gilt SIA 269/2 *Erhaltung von Tragwerken – Betonbau*.
- 0.1.2 Die vorliegende Norm gilt in Verbindung mit den folgenden Normen:
- Norm SIA 260 *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*
  - Norm SIA 261 *Einwirkungen auf Tragwerke*
  - Norm SIA 261/1 *Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen*
  - Norm SIA 262/1 *Betonbau – Ergänzende Festlegungen*
  - Norm SIA 267 *Geotechnik*.
- 0.1.3 Die Herstellung und Verarbeitung sowie die Prüfung der Baustoffe werden so weit behandelt, wie dies zur Festlegung der Qualitätsanforderungen erforderlich ist.
- 0.1.4 Die konstruktive Durchbildung (Kapitel 5) und die Ausführung (Kapitel 6) werden so weit behandelt, wie dies zur Sicherstellung der Kommunikation zwischen den am Bau beteiligten Fachleuten und zur Erfüllung der bei der Projektierung gemachten Voraussetzungen notwendig ist.
- 0.1.5 Die Bestimmungen dieser Norm sind der Bedeutung des Tragwerks und dem Schwierigkeitsgrad der Problemstellung entsprechend anzuwenden.
- 0.1.6 Qualitätsanforderungen und Bestimmungen zur Ausführung sind im Allgemeinen als Mindestanforderungen zu verstehen.
- 0.1.7 Die vorliegende Norm ist auch anwendbar für alle provisorischen und definitiven Tragwerke des Grundbaus sowie für alle Typen von Foundationen aus Beton.
- 0.1.8 Die vorliegende Norm gilt auch für alle bewehrten definitiven Tragwerke des Untertagbaus. Für unbewehrte Tragwerke des Untertagbaus gilt SIA 197 *Projektierung Tunnel - Grundlagen*.

### 0.2 Allgemeine Bedingungen Bau

Die Allgemeinen Bedingungen Bau (ABB) zur vorliegenden Norm sind in der Norm SIA 118/262 *Allgemeine Bedingungen für Betonbau* enthalten.

### 0.3 Normative Verweisungen

Im Text dieser Norm wird auf die nachfolgenden aufgeführten Publikationen verwiesen, die im Sinne der Verweisungen ganz oder teilweise mitgelten. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe (bei SN EN einschliesslich aller Änderungen), bei datierten Verweisungen die entsprechende Ausgabe der betreffenden Publikationen.

#### 0.3.1 Publikationen des SIA

Norm SIA 112/1	Nachhaltiges Bauen - Hochbau
Norm SIA 112/2	Nachhaltiges Bauen – Tiefbau und Infrastrukturen
Norm SIA 197:2023	Projektierung Tunnel – Grundlagen
Norm SIA 198	Untertagbau – Ausführung

Norm SIA 260	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
Norm SIA 261	Einwirkungen auf Tragwerke
Norm SIA 262/1:2019	Betonbau -Ergänzende Festlegungen
Norm SIA 267:2013	Geotechnik
Norm SIA 269/2	Erhaltung von Tragwerken – Betonbau
Norm SIA 271	Abdichtungen von Hochbauten
Norm SIA 272	Abdichtungen und Entwässerungen von Bauten unter Terrain und im Untertagbau
Norm SIA 273	Abdichtungen von befahrenen Flächen von Bauten
Norm SIA 414/1	Masstoleranzen im Bauwesen - Begriffe, Grundsätze und Anwendungsregeln
Norm SIA 414/2	Masstoleranzen im Hochbau
Merkblatt SIA 2029	Nichtrostender Betonstahl
Merkblatt SIA 2030	Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen
Merkblatt SIA 2042	Vorbeugen von Schäden durch die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) bei Betonbauten
Merkblatt SIA 2052	Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung
Merkblatt SIA 2064	Faserbewehrter Beton – Baustoffe, Bemessung und Ausführung (in Erarbeitung)

### 0.3.2 Europäische Normen

SN EN 206:2013+A2:2021 Beton: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität

### 0.3.3 Internationale Normen

SN EN ISO 17660-1 Schweißen - Schweißen von Betonstahl - Teil 1: Tragende Schweissverbindungen

### 0.3.4 Normen anderer Fachverbände

VSS 40 450 Abdichtungssysteme und bitumenhaltige Schichten auf Betonbrücken mit Fahrbahnplatten aus Beton – Systemaufbauten, Anforderungen und Ausführung

SNR 464113 Fundamenteerder

## 0.4 Abweichungen

0.4.1 Abweichungen von der vorliegenden Norm sind zulässig, wenn sie durch Theorie oder Versuche ausreichend begründet werden oder wenn neue Entwicklungen und Erkenntnisse dies rechtfertigen.

0.4.2 Liegen Verhältnisse vor, die in dieser Norm nicht erfasst werden, ist das Vorgehen zwischen Projektverfassenden und Bauherrschaft sowie allfälligen Genehmigungsinstanzen abzusprechen. Das gewählte Vorgehen ist stufengerecht in der Nutzungsvereinbarung und in der Projektbasis zu dokumentieren.

# 1 VERSTÄNDIGUNG

Für die Anwendung der vorliegenden Norm gelten die folgenden Begriffe und Definitionen. Diese Begriffe sind im Anhang B in alphabetischer Reihenfolge in zwei Sprachen aufgelistet.

## 1.1 Begriffe und Definitionen

### 1.1.1 Ankerzone

Hochbeanspruchte Zone im unmittelbaren Bereich einer Spannverankerung.

### 1.1.2 Ausrüstung

Teile des Bauwerks, wie z. B. Fahrbahnübergänge, Lager, Entwässerungen, Geländer usw., die üblicherweise nachträglich montiert werden.

### 1.1.3 Autogenes Schwinden

Schwinden durch Hydratation des Zements (innere Selbstaustrocknung).

### 1.1.4 Beton

Aus Zement, Gesteinskörnung (Grösstkorn in der Regel mindestens 8 mm) und Wasser, gegebenenfalls unter Zugabe von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln, hergestellter Baustoff, der seine Eigenschaften durch die Hydratation des Zements erhält.

### 1.1.5 Beton nach Eigenschaften

Beton, für den die geforderten Eigenschaften und zusätzlichen Anforderungen dem Hersteller gegenüber festgelegt sind. Der Hersteller ist für die Bereitstellung eines Betons verantwortlich, der den geforderten Eigenschaften und den zusätzlichen Anforderungen entspricht.

### 1.1.6 Beton nach Zusammensetzung

Beton, für den die Zusammensetzung und die Ausgangsstoffe, die verwendet werden müssen, dem Hersteller vorgegeben werden. Der Hersteller ist für die Lieferung eines Betons mit der festgelegten Zusammensetzung verantwortlich.

### 1.1.7 Betonfertigteil

Bauteil aus Stahl- oder Spannbeton, das im Werk oder bauseits hergestellt und nachträglich in seine endgültige Lage versetzt wird.

### 1.1.8 Betonstahl

Stahl, der zur Verwendung als schlaaffe Bewehrung geeignet ist.

### 1.1.9 Betriebsfestigkeitskurve

Doppellogarithmische Darstellung der Ermüdungsfestigkeit in Funktion der Anzahl Spannungswechsel.

### 1.1.10 Bewehrung

Einlagen in Beton, meist aus Betonstahl oder Spannstahl.

- 1.1.11 **Bewehrungsüberdeckung**  
Abstand der Oberfläche der Bewehrung von der Betonoberfläche.
- 1.1.12 **Bezogene Rippenfläche**  
Verhältnis zwischen der in Stabrichtung projizierten Fläche der Rippen und der Mantelfläche von Bewehrungsstäben.
- 1.1.13 **Dauerfestigkeit**  
Ermüdungsfestigkeit bei einer unbeschränkten Anzahl Spannungswechsel.
- 1.1.14 **Druckfeld**  
Paralleles Spannungsfeld einachsiger Druckbeanspruchung mit konstanter Spannungsintensität.
- 1.1.15 **Druckstrebe**  
Schmales Druckfeld mit hoher Spannungsintensität.
- 1.1.16 **Expositionsklasse**  
Einteilungskategorie für Bauteile, welche die Umwelteinflüsse und die sich daraus ergebenden Gefährdungen bezüglich Dauerhaftigkeit beschreibt.
- 1.1.17 **Fächer**  
Fächerförmiges Spannungsfeld einachsiger Druckbeanspruchung mit variabler Spannungsintensität.
- 1.1.18 **Faserbewehrter Beton**  
Beton mit Bewehrung in der Form beigemengter metallischer, nicht-metallischer anorganischer oder organischer Fasern, die im Vergleich zum Grösstkorn der Gesteinskörnung ähnlich lang und sehr dünn sind.
- 1.1.19 **Festbeton**  
Beton, der weitgehend oder vollständig erhärtet ist.
- 1.1.20 **Frischbeton**  
Beton, der fertig gemischt ist, sich noch in einem verarbeitbaren Zustand befindet und durch das gewählte Verfahren verdichtet werden kann.
- 1.1.21 **Füllgut**  
Baustoff zur Verfüllung von Hüllrohren.
- 1.1.22 **Gesteinskörnung**  
Aus natürlichem Vorkommen gewonnenes oder durch das Rezyklieren von Baustoffen oder künstlich hergestelltes, für die Verwendung in Beton oder Mörtel geeignetes Gemenge von Gesteinskörnern unterschiedlicher Grösse in geeignet abgestufter Grössenverteilung.
- 1.1.23 **Hüllrohr**  
Metall- oder Kunststoffrohr zur Umhüllung von Spannstahl.

- 1.1.24 **Knoten**  
Mehrschig hochbeanspruchte Zone innerhalb eines Spannungsfelds.
- 1.1.25 **Kraftausbreitzungszone**  
An eine Ankerzone anschliessende, der Ausbreitung der Spannkraft im Bauteil dienende Zone.
- 1.1.26 **Kriechen**  
Dehnungszunahme unter andauernder Beanspruchung.
- 1.1.27 **Leichtbeton**  
Beton mit einer Rohdichte (ofentrocken) von mindestens  $800 \text{ kg/m}^3$  und nicht mehr als  $2000 \text{ kg/m}^3$ . Er wird ganz oder teilweise unter Verwendung von Leichtzuschlag hergestellt.
- 1.1.28 **Mörtel**  
Aus Zement, Gesteinskörnung (Grösstkorn maximal 4 mm) und Wasser, gegebenenfalls unter Zugabe von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln, hergestellter Baustoff.
- 1.1.29 **Nachbehandlung**  
Unverzögerlicher und ausreichend langer Schutz von Beton gegen Auswaschen, vorzeitiges Austrocknen durch Sonnenbestrahlung oder Wind, starke Temperaturwechsel und schädliche Erschütterungen, bis er eine genügende Qualität entwickelt hat.
- 1.1.30 **Nachweisschnitt**  
Nominell definierter Schnitt, für den ein Querkraft- oder Durchstanznachweis geführt wird.
- 1.1.31 **Normalbeton**  
Beton mit einer Rohdichte (ofentrocken) von über  $2000 \text{ kg/m}^3$  bis höchstens  $2600 \text{ kg/m}^3$ .
- 1.1.32 **Plastisches Schwinden (auch Früh- oder Kapillarschwinden)**  
Durch Verdunsten von Wasser aus dem Frischbeton verursachte Volumenabnahme.
- 1.1.33 **Randabstand der Bewehrung**  
Abstand der Bewehrungsachse von der Betonoberfläche.
- 1.1.34 **Randelement**  
Verstärkte Randzone einer Wand oder Scheibe.
- 1.1.35 **Relaxation**  
Spannungsabnahme im Spannstahl bei konstant gehaltener Dehnung.
- 1.1.36 **Schnittgrössenumlagerung**  
Veränderung der unter Annahme eines linear elastischen Verhaltens ermittelten Schnittgrössen statisch unbestimmter Systeme durch Überlagerung eines Eigenspannungszustands.

- 1.1.37 **Schwerbeton**  
Beton mit einer Rohdichte (ofentrocken) von über 2600 kg/m<sup>3</sup>.
- 1.1.38 **Schwinden**  
Volumenabnahme von Beton, verursacht durch das Verdunsten von Wasser aus dem Frischbeton (plastisches Schwinden), Trocknung (Trockenschwinden) sowie, bei tiefen Wasserzementwerten, durch Hydratation des Zements (autogenes Schwinden).
- 1.1.39 **Selbstverdichtender Beton (SVB)**  
Beton, der unter seinem eigenen Gewicht fließt und sich selbst verdichtet sowie die Schalung mit Bewehrung, Kanälen, Aussparungskästen usw. ausfüllt und dabei seine Homogenität beibehält.
- 1.1.40 **Spannbeton**  
Beton, dessen Bewehrung teilweise aus vorgespanntem Spannstahl besteht. Der Spannstahl kann im Spannbettverfahren oder in der Form von Spanngliedern (Nachspannverfahren) mit oder ohne Verbund eingebaut werden.
- 1.1.41 **Spannbettverfahren**  
Spannverfahren, bei dem der Spannstahl vor dem Betonieren gespannt wird.
- 1.1.42 **Spannglied**  
Bewehrungselement, bestehend aus gespanntem Spannstahl, Spannverankerungen, Hüllrohr und Füllgut.
- 1.1.43 **Spannkraft**  
Zugkraft, die auf Spannstahl zwecks Vorspannung aufgebracht wird.
- 1.1.44 **Spannstahl**  
Stahl in Form von Drähten, Litzen und Stäben, der zur Verwendung in einem Spannglied bzw. im Spannbettverfahren geeignet ist.
- 1.1.45 **Spannsystem**  
Spannglieder und Umlenkelemente samt zugehörigen Geräten wie Pressen und Einpressvorrichtungen.
- 1.1.46 **Spannungsfeld**  
Modellvorstellung des Kraftflusses im Bauteil bzw. Tragwerk, repräsentiert durch Knoten, Druckfelder, Fächer und Zugglieder.
- 1.1.47 **Spannverankerung**  
Bauteil zum Aufbringen und Verankern einer Spannkraft.
- 1.1.48 **Spritzbeton**  
Im Trocken- oder Nassmischverfahren hergestellter, durch Spritzauftrag eingebrachter und verdichteter Beton.
- 1.1.49 **Stababstand**  
Achsabstand paralleler Bewehrungsstäbe.

- 1.1.50 **Stabbündel**  
Zwei oder drei sich berührende, parallele Bewehrungsstäbe.
- 1.1.51 **Stahlbeton**  
Beton, dessen Bewehrung aus Betonstahl besteht.
- 1.1.52 **Statische Höhe**  
Abstand der Schwerachse der Zugbewehrung vom gedrückten Querschnittsrand.
- 1.1.53 **Stoss**  
Überlappung von zwei Bewehrungsstäben zur Kraftübertragung.
- 1.1.54 **Trockenschwinden**  
Durch Trocknung verursachte Volumenabnahme des Betons.
- 1.1.55 **Tübbing**  
Vorgefertigtes Element aus Beton, Stahl oder Guss zur Ausbruchsicherung oder Verkleidung bei TBM- und Schildvortrieb. Kann auch einzeln als Sohlelement eingesetzt werden.
- 1.1.56 **Überbeton**  
Auf ein bestehendes Bauteil aufgebrachte Betonschicht.
- 1.1.57 **Überdeckungsbeton**  
Betonschicht zwischen Bewehrung und Betonoberfläche.
- 1.1.58 **Überdeckungsbewehrung**  
Zusätzliche Bewehrung innerhalb des Überdeckungsbetons.
- 1.1.59 **Überfestigkeit**  
Differenz zwischen charakteristischem Wert der Festigkeit und der bei Erdbebeneinwirkung angenommenen Festigkeit.
- 1.1.60 **Umlenkelement**  
Bauteil zum Umlenken von Spanngliedern.
- 1.1.61 **Verankerungslänge**  
Zur Einleitung der Bewehrungskraft in den Beton erforderliche Übertragungslänge.
- 1.1.62 **Verkleidung**  
Massnahmen im Untertagbau als Ergänzung der Ausbruchsicherung oder separat ausgeführt, die dem Tragwerk (Gewölbe) die erforderlichen Eigenschaften (Tragfähigkeit, Form, Aussehen usw.) geben.

- 1.1.63 **Vorspannung**  
Auswirkung von Kräften, die auf ein Tragwerk oder Bauteil mit Spanngliedern oder im Spannbettverfahren kontrolliert aufgebracht werden.
- 1.1.64 **Zeitfestigkeit**  
Ermüdungsfestigkeit bei einer beschränkten Anzahl Spannungswechsel.
- 1.1.65 **Zementleimvolumen**  
Volumen von Zement, Zusatzstoffen, eingeschlossener Luft und Wasser.
- 1.1.66 **Zusatzmittel**  
Stoff, der während des Mischvorgangs des Betons oder Füllguts in kleinen Mengen, bezogen auf den Zementgehalt, zugegeben wird, um bestimmte Eigenschaften des Frischbetons oder Festbetons bzw. Frischfüllguts oder Festfüllguts zu verändern.
- 1.1.67 **Zusatzstoff**  
Fein verteilter Stoff, der im Beton verwendet wird, um bestimmte Eigenschaften zu verbessern oder um bestimmte Eigenschaften zu erreichen. Diese Norm behandelt zwei Arten von anorganischen Zusatzstoffen:
- nahezu inaktive Zusatzstoffe (Typ I) und
  - puzzolanische oder latentlydraulische Zusatzstoffe (Typ II).

## 1.2 Symbole und Begriffe

### 1.2.1 Lateinische Grossbuchstaben

$A$	Duktilitätsklasse, Spannungsbegrenzung bezüglich Rissbildung
$A_c$	Querschnittsfläche des Betons
$A_{c0}$	belastete Teilfläche
$A_{c1}$	Gesamtfläche mit gleichem Schwerpunkt wie $A_{c0}$
$A_k$	von der Längsbewehrung umschlossene mitwirkende Querschnittsfläche
$A_p$	Querschnittsfläche des Spannstahls
$A_{p1}$	Querschnittsfläche eines einzelnen Spannglieds
$A_s$	Querschnittsfläche des Betonstahls
$A_{sc}$	Querschnittsfläche der Bügel bei Kreisquerschnitten (bezogen auf Fläche $d \cdot s_c$ )
$A_{scy}, A_{scz}$	Querschnittsfläche der Bügel in y- bzw. z-Richtung (bezogen auf Fläche $b_{cz} \cdot s_{cx}$ bzw. $b_{cy} \cdot s_{cx}$ )
$A_{s,quer}$	Querschnittsfläche der Querbewehrung innerhalb der Abbiegung (Dübeleisen)
$A_{sw}$	Querschnittsfläche der Bügel
$B$	Betonstahl, Duktilitätsklasse, Spannungsbegrenzung bezüglich Rissbildung
$C$	Beton, Konsistenzklasse (Verdichtungsmass), Duktilitätsklasse, Spannungsbegrenzung bezüglich Rissbildung, kaltgezogen (Spannstahl)
$Cl$	Klasse des Chloridgehalts
$D$	Rohdichteklasse für Leichtbeton
$D_{lower}$	kleinster zulässiger Wert von $D_{max}$ gemäss SN EN 206:2013+A2:2021; Ziffer 3.2
$D_{upper}$	grösster zulässiger Wert von $D_{max}$ gemäss SN EN 206:2013+A2:2021; Ziffer 3.2
$D_{max}$	Grösstkorn der Gesteinskörnung im Beton
$E_{cd}$	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls von Beton
$E_{cm}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Beton
$E_{lcm}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Leichtbeton
$E_p$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Spannstahl
$E_s$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Betonstahl
$F$	Konsistenzklasse (Ausbreitmass)
$F_c$	Kraft in der Biegedruckzone
$F_{cw}$	Betondruckkraft im Steg
$F_p$	Kraft im Spannstahl
$F_{pRd}$	Bemessungswert des Spannstahlwiderstands
$F_t$	Zugkraft im Betonstahl
$F_{tVd}$	Längszugkraft infolge Querkraft
$H$	warmgewalzt (Spannstahl)
$LC$	Leichtbeton
$M_d$	Bemessungswert des Biegemoments
$M_{1d}$	Bemessungswert des Biegemoments 1. Ordnung
$M_r$	Biegemoment, bei dem ein erster Riss entsteht

$M_{Rd}$	Biege­wider­stand
$M^+_{Rd}$	maximaler Biege­wider­stand
$M^+_{Rd,1}$	maximaler Biege­wider­stand am Stüt­zen­kopf
$M^+_{Rd,2}$	maximaler Biege­wider­stand am Stüt­zen­fuss
$N$	Anzahl Last­wech­sel
$N_d$	Bemessungs­wert der Norm­kraft
$N_D$	$5 \cdot 10^6$ Span­nungs­wech­sel
$N_{fat}$	$2 \cdot 10^6$ Span­nungs­wech­sel
$P$	Spann­kraft
$P_d$	Bemessungs­wert der Spann­kraft
$P_k$	charakteristischer Wert der Spann­kraft
$P_{max}$	maximale Kraft im Spann­stahl wäh­rend des Spannens
$P_\infty$	Spann­kraft zur Zeit $t = \infty$
$Q_{fat}$	Ermüdungs­ein­wir­kung
$R$	Feuer­wider­stands­klasse
$R$	Trag­wider­stand
$R_d$	Bemessungs­wert des Trag­wider­stands
$RH$	relative Luft­feuch­tig­keit
$S$	Konsistenz­klasse (Setz­mass)
$S7$	siebendrähtige Litze
$T$	Temperatur
$T_1$	Grund­schwin­gzeit
$T_C$	Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwort­spek­trums
$T_d$	Bemessungs­wert des Torsions­moments
$V_d$	Bemessungs­wert der Quer­kraft
$V_{d,i}$	Bemessungs­wert der Quer­kraft in der Scheibe $i$
$V_{d,s}$	Bemessungs­wert der Quer­kraft für die Bemessung einer Durch­stanz­bewehrung
$V^+_d$	erhöhte Quer­kraft
$V_{Rd}$	Bemessungs­wert des Quer­kraft­wider­stands
$V_{Rd,c}$	Bemessungs­wert des Wider­stands des Beton­druck­felds
$V_{Rd,res}$	Rest­wider­stand nach dem Durch­stanzen
$V_{Rd,s}$	Bemessungs­wert des Wider­stands der Biegel­bewehrung
$X...$	Exposition­klasse (X0, XC, XD, XS, XF, XA)
$Y$	Spann­stahl

### 1.2.2 Lateinische Kleinbuchstaben

$a$	Abmessung
$a_d$	Bemessungs­wert einer geometrischen Grösse
$a_{min}$	kleinste Querschnitts­abmessung
$a_0, a_1$	Breite der Fläche $A_{c0}$ bzw. $A_{c1}$

$b$	Abmessung
$b_{cy}, b_{cz}$	Abmessung der von Umschnürungsbewehrung umschlossenen Fläche in $y$ - bzw. $z$ -Richtung
$b_{eff}$	mitwirkende Plattenbreite
$b_{eff,i}$	Teil der mitwirkenden Plattenbreite
$b_i$	halber Abstand zweier benachbarter Stege
$b_s$	repräsentative Breite der Stützstreifen
$b_{sr}$	oberer Grenzwert für die repräsentative Breite des Stützstreifens von Flachdecken quer zum Plattenrand
$b_u$	mitwirkende Breite für die Aufnahme von Umlenkkraften durch den Überdeckungsбетон
$b_w$	Stegbreite, Dicke des Randelements
$b_{w,nom}$	Nennwert der Stegbreite
$b_{w0}$	Dicke der Tragwand
$b_y, b_z$	Abmessung in $y$ - bzw. $z$ -Richtung
$b_0$	Breite des umschnürten Bereichs
$b_1, b_2$	Länge der Fläche $A_{c0}$ bzw. $A_{c1}$
$c$	Integrationsfaktor
$c_d$	rechnerische Bewehrungsüberdeckung hinsichtlich Verankerung und Stösse
$c_{nom}$	nominelle, auf Plänen anzugebende Bewehrungsüberdeckung
$c_s$	lichter Stababstand in Übergreifungsstössen
$c_v$	Abstand zwischen Verankerungspunkt der Durchstanzbewehrung und Betonoberfläche auf der Druckseite
$c_x, c_y$	Bewehrungsüberdeckung gemessen in $x$ - bzw. $y$ -Richtung hinsichtlich Verankerung und Stösse
$d$	statische Höhe, mittlere statische Höhe bei mehreren Bewehrungslagen, Durchmesser
$d'$	Abstand der Druckbewehrung vom Druckrand
$d_c$	Durchmesser der Umschnürungsspirale
$d_1, d_3$	Biegerollendurchmesser für Abbiegungen
$d_{int}$	statische Höhe für den Nachweis der Bewehrung für die Sicherung gegen Totaleinsturz bei Durchstanzen
$d_k$	maximaler Durchmesser, welcher der Fläche $A_k$ eingeschrieben werden kann
$d_v$	wirksame statische Höhe für die Aufnahme der Querkraft
$d_{v,out}$	wirksame statische Höhe im Übergang zum Bereich ohne Durchstanzbewehrung (äusserer Nachweisschnitt)
$e$	Exzentrizität
$e_d$	Bemessungswert der Lastexzentrizität
$e_u$	Exzentrizität der Resultierenden der Auflagerkraft
$e_{u,i}$	Exzentrizität der Resultierenden der Auflagerkraft in Richtung $i$
$e_{0d}$	Exzentrizität infolge geometrischer Imperfektionen
$e_{1d}$	Exzentrizität der Einwirkung
$e_{2d}$	Exzentrizität infolge Verformung
$f_{bd}$	Bemessungswert der Verbundspannung
$f_{bd}(t)$	Bemessungswert der Verbundspannung zur Zeit $t$

$f_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit (5 %-Fraktilwert)
$f_{ck,cube}$	charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit
$f_{cm}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit
$f_{ctd}$	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
$f_{ct,eff}$	effektive Betonzugfestigkeit
$f_{ctk 0,05}$	5 %-Fraktilwert der Betonzugfestigkeit
$f_{ctk 0,95}$	95 %-Fraktilwert der Betonzugfestigkeit
$f_{ctm}$	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
$f_{lctm}$	Mittelwert der Zugfestigkeit von Leichtbeton
$f_p$	Zugfestigkeit von Spannstahl
$f_{pd}$	Bemessungswert der Fliessgrenze von Spannstahl
$f_{pk}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit von Spannstahl
$f_{p0,1}$	0,1 %-Dehngrenzspannung von Spannstahl
$f_{p0,1k}$	charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenzspannung von Spannstahl
$f_R$	bezogene Rippenfläche
$f_t$	Zugfestigkeit von Betonstahl
$f_{tk}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit von Betonstahl
$(f_t/f_y)_k$	charakteristischer Wert des Verhältnisses $(f_t/f_y)$
$f_y$	Fliessgrenze von Betonstahl
$f_{yd}$	Bemessungswert der Fliessgrenze von Betonstahl
$f_{yd}^+$	erhöhter Bemessungswert der Fliessgrenze von Betonstahl
$f_{yk}$	charakteristischer Wert der Fliessgrenze von Betonstahl
$f_{y0,2}$	0,2 %-Dehngrenzspannung von Betonstahl
$f_{y0,2k}$	charakteristischer Wert der 0,2 %-Dehngrenzspannung von Betonstahl
$h$	Höhe, Bauteilhöhe
$h_{pl}$	Höhe des plastischen Bereichs
$h_s$	Geschosshöhe
$h_w$	Höhe einer Tragwand
$h_0$	bezogene Bauteildicke = $2A_c/u$
$k_c$	Beiwert zur Bestimmung der Betonfestigkeit
$k_{cp}$	Beiwert zur Berücksichtigung guter bzw. mässiger Verbundbedingungen
$k_{c\sigma}$	Beiwert zur Abminderung der Normalspannung
$k_{c\tau}$	Beiwert zur Abminderung der Schubspannungsgrenze
$k_d$	Beiwert zur Bestimmung des Querkraftwiderstands von Platten
$k_E$	Beiwert zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Beton
$k_e$	Beiwert zur Abminderung der Länge des Nachweisschnitts
$k_f$	Beiwert zur Abminderung der Fliessgrenze von fugenkreuzendem Betonstahl
$k_g$	Beiwert zur Berücksichtigung des Grösstkorns der Gesteinskörnung bei Querkraft und Durchstanzen
$k_H$	Beiwert zur Bestimmung des Nennwerts der Stegbreite

$k_r$	Beiwert zur Bestimmung des Durchstanzwiderstands von Platten
$k_s$	Verfestigungsverhältnis von Betonstahl
$k_T$	Beiwert zur Berücksichtigung der Temperatur
$k_t$	Beiwert zur Berücksichtigung der Abmessungen des Bauteils
$k_\beta$	Beiwert zur Berücksichtigung aufgebogener Bewehrung für die Sicherung gegen Totaleinsturz
$k_\xi$	Vergrößerungsfaktor für Spannungen im Betonstahl
$k_\sigma$	Beiwert zur rechnerischen Bestimmung des Spannungs-Dehnungs-Diagramms von Beton
$k_\emptyset$	Beiwert zur Abminderung der Ermüdungsfestigkeit gebogener Bewehrungsstäbe
$l$	Länge
$l_{bd}$	Verankerungslänge
$l_{bd,0}$	Grundwert der Verankerungslänge von Spannstahl im Spannbettverfahren
$l_{bd,net}$	Grundwert der Verankerungslänge
$l_c$	Länge des Randelements
$l_{cr}$	Knicklänge des Druckglieds
$l_i$	Spannweite $i$
$l_{min}$	minimale Spannweite in x- bzw. y-Richtung
$l_{sd}$	Stosslänge
$l_w$	Länge einer Tragwand
$l_x, l_y$	Spannweite in x- bzw. y-Richtung
$l_0$	Abstand der Momentennullpunkte
$m$	Neigung der Zeitfestigkeitskurve, Anzahl Druckglieder
$m_d$	Bemessungswert des Biegemoments pro Längeneinheit
$m_{Dd}$	Bemessungswert des Dekompressionsmoments
$m_{Rd}$	Bemessungswert des Biege widerstands pro Längeneinheit (ohne Einfluss des Plattendrillmoments)
$m_{sd}$	Bemessungswert des Mittelwerts der Biegemomente im Stützstreifen mit Berücksichtigung des Plattendrillmoments
$m_{xd}, m_{yd}$	Bemessungswert des Plattenbiegemoments in x- bzw. y-Richtung
$m_{xyd}$	Bemessungswert des Plattendrillmoments bezogen auf die x- und y-Richtungen
$m_{xRd}, m_{yRd}$	Bemessungswert des Biege widerstands von Platten für positive Momente in x- bzw. y-Richtung (ohne Einfluss des Plattendrillmoments)
$m'_{xRd}, m'_{yRd}$	Bemessungswert des Biege widerstands von Platten für negative Momente in x- bzw. y-Richtung (ohne Einfluss des Plattendrillmoments)
$n$	Anzahl, Anzahl Geschosse
$q$	Verhaltensbeiwert für Tragwerke unter Erdbebeneinwirkung
$r$	Radius, Verhältnis der mittleren Betondruckfestigkeiten
$r_{min}$	minimaler Krümmungsradius von internen Spanngliedern
$r_s$	Abstand zwischen Stützenachse und Momentennullpunkt in radialer Richtung
$r_{sx}, r_{sy}$	Abstand zwischen Stützenachse und Momentennullpunkt in x- bzw. y-Richtung
$s$	Stababstand
$s_{cx}$	Achsabstand der Umschnürungsbügel in x-Richtung

$s_{cy}, s_{cz}$	maximaler Achsabstand in y- bzw. z-Richtung zwischen den Schenkeln der die umschnürte Fläche ( $b_{cy} \cdot b_{cz}$ ) umschliessenden Bügel bzw. den durch innere Bügel oder Querhaken gehaltenen Längseisen
$s_d$	Achsabstand der Einzelstösse (bei Platten) bzw. Stegbreite dividiert durch Anzahl Einzelstösse (bei Balken)
$s_{int}$	Summe der Stababstände der Bewehrung für die Sicherung gegen Totaleinsturz bei Durchstanzen
$s_0$	Abstand der ersten Durchstanzbewehrungseinheit vom Rand der gestützten Fläche
$s_1$	radialer Abstand der Durchstanzbewehrungseinheiten
$t$	Zeit, Dauer, Alter, Abmessung
$t_k$	mitwirkende Scheibendicke
$t_s$	Alter des Betons bei Beginn des Austrocknens bzw. des Schwindens
$t_0$	Alter des Betons bei Einwirkungsbeginn
$u$	Umfang, Umfang des Nachweisschnitts, Umlenkraft
$u_{int}$	Umfang des Nachweisschnitts nach dem Durchstanzen, bei Aktivierung der Bewehrung für die Sicherung gegen Totaleinsturz
$v_d$	Bemessungswert der Querkraft pro Längeneinheit
$v_{d,max}$	maximale Querkraft pro Längeneinheit infolge ständiger Einwirkungen und Ermüdungseinwirkungen
$v_{d,min}$	minimale Querkraft pro Längeneinheit infolge ständiger Einwirkungen und Ermüdungseinwirkungen
$v_{Rd}$	Bemessungswert des Querkraft- oder Durchstanzwiderstands pro Längeneinheit
$w$	Durchbiegung
$w_c$	elastische Durchbiegung, berechnet für den ungerissenen Zustand
$w_{c\phi}$	Durchbiegung, berechnet für den ungerissenen Zustand, unter Berücksichtigung des Kriechens des Betons
$w_{nom}$	nominelle Rissbreite
$w_R$	für das Erreichen des Tragwiderstands angenommene grösste Durchbiegung
$x$	Höhe der Biegedruckzone, Koordinate
$y$	Koordinate
$z$	Hebelarm der inneren Kräfte, Koordinate
$z_i$	Hebelarm der Längskräfte in der Scheibe i

### 1.2.3 Griechische Buchstaben

$\alpha$	Druckfeldneigung
$\alpha_f$	Druckfeldneigung im Flansch
$\alpha_{fat}$	Druckfeldneigung bei Ermüdungsbeanspruchung
$\alpha_i$	Fusspunktneigung von Druckgliedern
$\alpha_{im}$	mittlerer Neigungswinkel von Gruppen von Druckgliedern
$\alpha_{min}$	minimale Druckfeldneigung
$\alpha_s$	Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Umschnürungsbewehrung
$\alpha_T$	Temperaturausdehnungskoeffizient
$\beta$	Neigung der Bügelbewehrung oder einer aufgebogenen Längsbewehrung
$\beta(t_0)$	Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei Einwirkungsbeginn

$\beta(t-t_0)$	Beiwert zur Berücksichtigung der Lastdauer
$\beta(t-t_s)$	Beiwert zur Berücksichtigung des Schwindbeginns
$\beta_{fc}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Betonfestigkeit
$\beta_p$	Neigung der Spannglieder gegenüber der Bezugsachse
$\beta_{oc}$	Beiwert zur Berücksichtigung des Beanspruchungsniveaus beim Kriechen
$\gamma_C$	Widerstandsbeiwert für Beton
$\gamma_{CE}$	Partialfaktor für den Elastizitätsmodul von Beton
$\gamma_P$	Lastbeiwert für eine Einwirkung aus Vorspannung
$\gamma_S$	Widerstandsbeiwert für Betonstahl und Spannstahl
$\Delta\sigma$	Spannungszuwachs
$\Delta\sigma_{ed}$	äquivalente Spannungsdifferenz ( $= \lambda\Delta\sigma_{sd}$ )
$\Delta\sigma_{p,D}$	Dauerfestigkeit von Spannstahl
$\Delta\sigma_{pd,D}$	Bemessungswert der Dauerfestigkeit von Spannstahl
$\Delta\sigma_{pd,fat}$	Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit von Spannstahl
$\Delta\sigma_{p,fat}$	nominelle Ermüdungsfestigkeit von Spannstahl
$\Delta\sigma_{pr}$	Spannungsabfall aufgrund der Relaxation des Spannstahls
$\Delta\sigma_{sd}$	Absolutwert der Spannungsdifferenz zwischen maximaler und minimaler Spannung unter der Ermüdungseinwirkung
$\Delta\sigma_{s,D}$	Dauerfestigkeit von Betonstahl
$\Delta\sigma_{sd,D}$	Bemessungswert der Dauerfestigkeit von Betonstahl
$\Delta\sigma_{sd,fat}$	Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl
$\Delta\sigma_{sd,i}$	einzelne Spannungsdifferenz infolge der Ermüdungseinwirkung
$\Delta\sigma_{s,fat}$	nominelle Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl
$\Delta\varphi$	unplanmässiger Umlenkwinkel pro Längeneinheit
$\Delta V_{Rd,p}$	vertikale Komponente der Kraft im geneigten Spannglied
$\varepsilon_{0,6d}$	Längsdehnung (im Querschnitt) im Abstand von $0,6d$ vom gedrückten Querschnittsrand
$\varepsilon$	Vergrößerungsfaktor, Dehnung
$\varepsilon_c$	Betonstauchung
$\varepsilon_{ca}$	Schwindmass aus autogenem Schwinden
$\varepsilon_{cc}$	Kriechdehnung von Beton
$\varepsilon_{cd}$	Trockenschwindmass von Beton
$\varepsilon_{cd,\infty}$	Endschwindmass aus Trockenschwinden
$\varepsilon_{c,el}$	elastische Dehnung von Beton
$\varepsilon_{cs}$	Schwindmass
$\varepsilon_{c1d}$	Bemessungswert der Betonstauchung beim Erreichen von $f_{cd}$
$\varepsilon_{c2d}$	Bemessungswert der Bruchstauchung von Beton
$\varepsilon_{c\infty}$	irreversible Betonstauchung
$\varepsilon_{sd}$	Bemessungswert der Dehnung der Bewehrung
$\varepsilon'_{sd}$	Bemessungswert der Dehnung der Bewehrung in der Druckzone
$\varepsilon_{ud}$	Bemessungswert der Bruchdehnung von Betonstahl bzw. Spannstahl

$\varepsilon_{uk}$	charakteristischer Wert der Bruchdehnung von Betonstahl bzw. der Dehnung bei Höchstlast von Spannstahl
$\varepsilon_v$	nominale Dehnung der Zugbewehrung zur Ermittlung des Querkraftwiderstands von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung
$\varepsilon_x$	Längsdehnung in Stegmitte
$\varepsilon_1$	erste Hauptdehnung in Stegmitte
$\zeta$	Verhältnis der Betonstauchungen
$\eta_{fc}$	Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung des spröderen Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit
$\eta_i$	Umrechnungsfaktor für den inneren Tragwiderstand von Pfahlfundationen
$\eta_l$	Umrechnungsfaktor für die Zugfestigkeit von Leichtbeton
$\eta_E$	Umrechnungsfaktor für den Elastizitätsmodul von Leichtbeton
$\eta_t$	Umrechnungsfaktor für Betonfestigkeiten zur Berücksichtigung von Einwirkungsdauer und Betonalter
$\theta$	Abbiegewinkel des Bewehrungsstabs
$\kappa$	Vergrosserungsfaktor zur Berücksichtigung höherer Eigenformen
$\lambda$	globaler Schadensäquivalenzfaktor, Schlankheit
$\mu$	Reibungsbeiwert
$\mu_\emptyset$	benötigte Krümmungsduktilität
$\nu_c$	Querdehnungszahl
$\xi$	Verhältnis der Verbundfestigkeiten
$\rho$	Trockenrohddichte, geometrischer Bewehrungsgehalt der Zugzone bezüglich der mitwirkenden Plattenbreite
$\rho'$	geometrischer Bewehrungsgehalt der Druckzone
$\rho_w$	geometrischer Querkraftbewehrungsgehalt
$\sigma$	Spannung
$\sigma_c$	Betonspannung
$\sigma_{cd,max}$	maximale Betondruckspannung infolge ständiger Einwirkungen und Ermüdungseinwirkungen
$\sigma_{cd,min}$	minimale Betondruckspannung infolge ständiger Einwirkungen und Ermüdungseinwirkungen
$\sigma_d$	Bemessungswert einer Normalspannung
$\sigma_p$	Spannung im Spannstahl
$\sigma_{pd}$	Bemessungswert der Spannung im Spannstahl, die verankert werden soll (Spannbettverfahren)
$\sigma_{pi}$	Ausgangsspannung im Spannstahl
$\sigma_{p,max}$	maximale Spannung im Spannstahl
$\sigma_{p0}$	Spannung im Spannstahl zur Zeit $t = 0$
$\sigma_{p^\infty}$	Spannung im Spannstahl nach Abzug aller Verluste
$\sigma_s$	Spannung in der Bewehrung
$\sigma_{s,adm}$	zulässige Stahlspannung zur Begrenzung der nominellen Rissbreite $w_{nom}$
$\sigma_{sd}$	Bemessungswert der Spannung in der Bewehrung
$\sigma_1$	Manteldruck infolge einer Umschnürungsbewehrung
$\tau_{cd}$	Bemessungswert der Schubspannungsgrenze
$\tau_{cd,red}$	Bemessungswert der Schubfestigkeit einer Fuge

$\nu$	Winkel zwischen der Hauptbewehrung und der Hauptrichtung der Querkraft
$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl
$\varphi_{RH}$	Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchtigkeit
$\varphi_x$	Summe der planmässigen Umlenkwinkel bis zur Stelle $x$
$\chi_d$	Bemessungswert der maximalen Krümmung
$\chi_{irr,d}$	irreversibler Krümmungsanteil
$\psi$	Plattenrotation
$\omega_c$	mechanischer Bewehrungsgehalt der Umschnürung
$\omega_v$	mechanischer Bewehrungsgehalt des Stegs
$\omega_{wd}$	mechanischer, volumetrischer Bewehrungsgehalt der Umschnürung (Erdbeben)
$\omega_y, \omega_z$	mechanischer Bewehrungsgehalt der Umschnürung in y- bzw. z-Richtung

#### 1.2.4 Sonderbezeichnungen

$\emptyset$	Durchmesser
$\emptyset_b$	äquivalenter Durchmesser eines Stabbündels
$\emptyset_H$	äusserer Durchmesser eines Hüllrohrs
$\emptyset_{min}$	Durchmesser des dünnsten Bewehrungsstabs
$\emptyset_p$	äquivalenter Durchmesser eines Spannglieds
$\emptyset_{quer}$	Durchmesser der Querbewehrung innerhalb einer Abbiegung (Dübeleisen)
$\emptyset_s$	Durchmesser eines Bewehrungsstabs
$\emptyset_{sl}$	Durchmesser der Bewehrungsstäbe in Längsrichtung
$\emptyset_{sl,max}$	grösster Durchmesser der Bewehrungsstäbe in Längsrichtung
$\emptyset_{sw}$	Durchmesser der Bewehrungsstäbe der Querkraftbewehrung oder der Durchstanzbewehrung
{...}	Funktion der in der Klammer aufgeführten Bemessungswerte; je nach Nachweis können einzelne oder mehrere dieser Werte entfallen.

## 2 GRUNDSÄTZE

### 2.1 Allgemeines

- 2.1.1 Die Grundlagen der Projektierung von Tragwerken sind in SIA 260 festgelegt.
- 2.1.2 Hinsichtlich der Einwirkungen auf Tragwerke gilt SIA 261. Einwirkungen, die sich aus der Tragwerk-Baugrund-Interaktion ergeben, sind in SIA 267 sowie SIA 197 und SIA 198 definiert.
- 2.1.3 Nebst den in SIA 260 aufgeführten Entwurfsrandbedingungen sind weitere Aspekte zu beachten, beispielsweise:
- Standort und Bedeutung des Bauwerks,
  - Umweltverträglichkeit des Bauvorhabens,
  - Anforderungen an das Erscheinungsbild der Betonoberflächen,
  - Auflagen bezüglich Etappierung und Bauzuständen,
  - Randbedingungen für das Einbringen und Verdichten sowie die Nachbehandlung des Betons,
  - Möglichkeiten der Formgebung und der Bewehrungsführung,
  - Zusammenwirken von Bauteilen aus verschiedenen Baustoffen,
  - Exposition des Tragwerks hinsichtlich Umwelteinflüssen,
  - Anforderungen an den Feuerwiderstand,
  - Anforderungen bezüglich Wärmedämmung und Schallschutz,
  - Zugänglichkeit unterhaltsbedürftiger Bauteile,
  - Verformungsvermögen von Bauteilen und Verbindungsmitteln,
  - Berücksichtigung der Unsicherheiten bei der Erfassung der Einwirkungen aus dem Baugrund,
  - spezielle Ausführungsbedingungen im Baugrund oder im Untertagbau.

### 2.2 Nachhaltigkeit

- 2.2.1 Um die Ziele einer nachhaltigen Entwicklung und insbesondere der Kreislaufwirtschaft zu erreichen, sind die Konzepte der SIA 112/1 und SIA 112/2 im Entwurf und der Projektierung der Tragwerke zu berücksichtigen.
- 2.2.2 Anforderungen bezüglich nachhaltigen Bauens sind in der Nutzungsvereinbarung gemäss SIA 260 festzulegen.
- 2.2.3 Zur Erfüllung der Kriterien einer nachhaltigen Entwicklung sind sowohl bei permanenten als auch bei temporären Bauten und Bauhilfsmassnahmen folgende Aspekte besonders zu beachten:
- Suche nach materialeffizienten Lösungen und Typologien (Prüfung anderer Bauweisen für sekundäre Bauteile), wobei die Wirtschaftlichkeit gewährleistet bleiben soll.
  - Sorgfältige Auswahl von Baustoffen, die den statischen Anforderungen des Projekts angemessen sind, aber geringe Treibhausgasemissionen verursachen (z. B. Zement mit geringem Klinkergehalt, rezyklierter Betonstahl).
  - Vermeiden nicht gerechtfertigter Überdimensionierung.
  - Ressourcenschonung (z. B. Verwendung von rezyklierter Gesteinskörnung, Einsatz wiederverwendbarer Bauhilfsmittel).
  - Berücksichtigung von Technologien und Baustoffen in der Umgebung des Bauwerks.
  - Suche nach Lösungen, die den Energieverbrauch (Heizung, Kühlung) während der Nutzungsdauer der Bauwerke minimieren.
  - Priorisierung von Bauwerken mit langer Lebensdauer und geringem Unterhaltungsaufwand.
  - Nutzungsflexibilität soll gewährleistet sein, damit effiziente bauliche Anpassungen in Zukunft möglich sind und somit eine lange Lebensdauer des Tragwerks erreicht wird.

### 2.3 Baustoffe

- 2.3.1 Die Wahl der Baustoffe ist auf die Anforderungen des Entwurfs und die Möglichkeiten der Herstellung abzustimmen. Die geforderten Eigenschaften sind in der Projektbasis festzuhalten.

2.3.2 SIA 262/1 enthält Angaben zu Anforderungen an Baustoffe und Bauprodukte sowie deren Prüfung.

## 2.4 Tragwerksanalyse und Bemessung

### 2.4.1 Allgemeines

Tragwerksanalyse und Bemessung sind gemäss SIA 260 vorzunehmen.

### 2.4.2 Grenzzustände der Tragsicherheit

2.4.2.1 Für den Bemessungswert des Tragwiderstands gilt:

$$R_d = R\{f_{cd}, \tau_{cd}, f_{yd}, f_{pd}, a_d\} \quad (1)$$

2.4.2.2 Der Bemessungswert des Tragwiderstands kann auch aus Versuchen abgeleitet werden, falls diese repräsentativ sind und mithilfe theoretischer Modelle interpretiert werden. Dabei soll die gleiche Zuverlässigkeit erreicht werden wie mit der Anwendung dieser Norm.

2.4.2.3 Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit beträgt:

$$f_{cd} = \frac{\eta_{fc} \cdot \eta_t \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2)$$

Die Umrechnungsfaktoren  $\eta_{fc}$  und  $\eta_t$  sind gemäss 4.2.1.2 und 4.2.1.3 zu bestimmen.

2.4.2.4 Der Bemessungswert der Schubspannungsgrenze beträgt:

$$\tau_{cd} = \frac{0,3 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (3)$$

2.4.2.5 Die Bemessungswerte der Fließgrenzen betragen für Betonstahl:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4)$$

und für Spannstahl:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (5)$$

2.4.2.6 Für den Nachweis der Tragsicherheit gilt  $\gamma_c = 1,5$  und  $\gamma_s = 1,15$ . Für die Bemessungssituation Brand ist 4.3.10 zu beachten.

2.4.2.7 Falls durch Versuche ausreichend abgesichert, können für  $\gamma_c$  bzw.  $\gamma_s$  tiefere Werte verwendet werden. Das Ansetzen höherer Werte ist im Falle fehlender Erfahrung und bei Anwendung neuer Produkte oder Baustoffe angezeigt.

2.4.2.8 Die Abminderung der inneren Tragfähigkeit von Bauteilen der Geotechnik infolge von Erschwernissen in der Ausführung wird nach SIA 267 mit dem Umrechnungsfaktor  $\eta_i$  berücksichtigt.

### 2.4.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Gebrauchsgrenzen, wie zulässige Verformungen, Rissbreiten oder Schwingungen, sind in der Projektbasis festzulegen.

### 2.4.4 Interaktion Tragwerk-Baugrund

Bei Tragwerken, deren Tragverhalten entscheidend vom Baugrund beeinflusst wird (Stützbauwerke, Tagbautunnels, Untertagbauten), sind der Ausführungskontrolle und der Überwachung besondere Beachtung zu schenken. SIA 267:2013; Ziffern 2.3 und 2.5 sind zu beachten. Insbesondere sind die folgenden spezifischen Massnahmen erforderlich:

- Programm für Deformationsmessungen im Kontrollplan,
- Programm für Deformationsmessungen im Überwachungsplan,
- Festlegen von Melde- und Alarmwerten.

## 2.5 Dauerhaftigkeit

### 2.5.1 Allgemeines

- 2.5.1.1 Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit sind in der Projektbasis und im Unterhaltsplan festzuhalten.
- 2.5.1.2 In Bezug auf die Dauerhaftigkeit sind insbesondere die Qualität des Überdeckungsbetons (siehe 6.4.2), die Bewehrungsüberdeckung (siehe 5.2.2) und die Nutzungsdauer von Bedeutung.

### 2.5.2 Exposition

- 2.5.2.1 Den Bauteilen sind im Allgemeinen auf die Umwelteinflüsse bezogene Expositionsklassen gemäss Tabelle 1 zuzuordnen. Abgestimmt auf die Expositionsklassen sind Massnahmen zu ergreifen (siehe 2.5.3 sowie SN EN 206:2013+A2).
- 2.5.2.2 Falls keine Expositionsklasse zutrifft (beispielsweise bei Verschleissbeanspruchung der Betonoberfläche), sind die zu erwartenden Ein- und Auswirkungen zu beachten.
- 2.5.2.3 Für Bauteile der Expositionsklasse X0 sind keine besonderen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit zu stellen, sofern keine Frost-Tau-Wechsel, keine Abrasion und kein chemischer Angriff einwirken.
- 2.5.2.4 Die Expositionsklasse XA betrifft lediglich den chemischen Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser (siehe Tabelle 1 sowie SIA 262/1:2019). Für den chemischen Angriff durch Abwasser in Biologiebecken von Abwasserreinigungsanlagen ist das cemsuisse-Merkblatt "Betonerosion in Biologiebecken von Abwasserreinigungsanlagen" zu beachten. Für alle übrigen Arten chemischen Angriffs sind in der Regel besondere Abklärungen vorzunehmen.
- 2.5.2.5 Ein Zusammenwirken zweier oder mehrerer Umwelteinflüsse ist zu beachten.
- 2.5.2.6 Die Expositionsklassen bezüglich Alkali-Aggregat-Reaktion sind gemäss den Prinzipien von SIA 2042 zu wählen.

### 2.5.3 Massnahmen

- 2.5.3.1 Zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit sind, abgestimmt auf die Expositionsklassen und die Nutzung, in der Regel verschiedene Massnahmen zu ergreifen, beispielsweise:
  - Verwenden von Ausgangsstoffen, welche die Herstellung einer gleichbleibenden, genügenden Betonqualität ermöglichen,
  - Herstellen von Beton mit ausreichendem Widerstand gegen das Eindringen von Flüssigkeiten und schädlichen Stoffen,
  - Herstellen eines dichten Überdeckungsbetons gemäss 6.4.2,
  - Einhalten einer genügenden Bewehrungsüberdeckung gemäss 5.2.2,
  - Vorsehen einer wirksamen Entwässerung der Betonoberflächen,
  - Vorspannen des Tragwerks,
  - Vermeiden von Rissen gemäss 6.4.1,
  - Begrenzen der Rissbreiten gemäss 4.4.2,
  - Aufbringen eines Oberflächenschutzes gemäss 5.9,
  - Abdichten von Arbeitsfugen, die direkt im Erdreich sind,
  - Verwenden von Bewehrung mit erhöhtem Korrosionswiderstand,
  - Anwenden eines kathodischen Korrosionsschutzes.
- 2.5.3.2 Abweichungen von den hier empfohlenen Massnahmen können erforderlich sein, beispielsweise für Betonbauten mit sehr kurzer oder sehr langer geplanter Nutzungsdauer oder für solche, die aussergewöhnlichen Einwirkungen ausgesetzt sind.

- 2.5.3.3 Besonders robuste Tragwerke können erforderlich sein,
- um die Unsicherheiten in Bezug auf die Erfassung der Einwirkungen aus dem Baugrund abzudecken,
  - wenn ungenügende Möglichkeiten zur Überwachung, Instandhaltung und Instandsetzung bestehen.

Tabelle 1 Expositionsklassen

Expositions- klasse <sup>1)</sup>	Umweltbedingungen	Beispiele von Bauteilen
1) Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko		
X0	Alle Expositionen, ausgenommen Frost-Tau-Wechsel, Abrieb oder chemischer Angriff	Unbewehrte Betonbauteile.
2) Korrosion von eingebettetem Metall, ausgelöst durch Karbonatisierung		
XC1	Trocken	Beton im Gebäudeinnern mit niedriger Luftfeuchte (unbedeutende Korrosionsrate).
XC2	Nass oder dauerhaft hohe Luftfeuchte, selten trocken	Betonoberflächen, die langem Wasserkontakt ausgesetzt, dauerhaft in Wasser getaucht oder dauerhaft hoher Luftfeuchte ausgesetzt sind; Fundationen; Wasserbehälterbauwerke (nicht im Aussenbereich). Anmerkung: Auslaugung könnte ebenfalls Korrosion verursachen.
XC3	Mässige Feuchte	Beton im Gebäudeinnern mit mässiger Luftfeuchte und nicht dauerhaft hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Aussenbereich.
XC4	Wechselnd nass und trocken	Betonoberflächen, die wiederkehrendem Wasserkontakt ausgesetzt sind (z. B. Beton im Aussenbereich, der nicht vor Regen geschützt ist, wie Wände und Fassaden).
3) Korrosion von eingebettetem Metall, ausgelöst durch Chloride		
XD1	Mässige Feuchte	Betonoberflächen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind.
XD2a	Nass, selten trocken, Chloridgehalt $\leq 0,5$ g/l	Süsswasser-Schwimmbecken
XD2b	Nass, selten trocken, Chloridgehalt $> 0,5$ g/l	Soleschwimmbecken, Bauteile im Kontakt mit chloridhaltigen Industrieabwässern, Strassenabwasser-Behandlungsanlagen (SABA)
XD3	Wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken, die chloridhaltigem Wasser ausgesetzt sind; Betonstrassen, Fusswege und Parkdecks in Bereichen, in denen häufig Taumittel eingesetzt werden.
4) Bewehrungskorrosion bei Kontakt mit Meerwasser		
XS1	Salzhaltige Luft	Bauwerke in Küstennähe oder an der Küste.
XS2	Ständig unter Wasser	Teile von Meeresbauwerken und Bauwerken in Meerwasser.
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Teile von Meeresbauwerken und Bauwerken, die sich zeitweise oder dauerhaft direkt oberhalb von Meerwasser befinden.
5) Gefügeschädigung des Betons bei Frosteinwirkung mit oder ohne Taumittel		
XF1	Mässige Wassersättigung, ohne Taumittel	Senkrechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind.

Expositions- klasse <sup>1)</sup>	Umweltbedingungen	Beispiele von Bauteilen
XF2	Mässige Wassersättigung, mit Taumittel	Senkrechte Betonoberflächen von Strassenbauwerken, die Frost und taumittelhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind.
XF3	Hohe Wassersättigung, ohne Taumittel	Waagrechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind.
XF4	Hohe Wassersättigung, mit Taumittel oder Meerwasser	Strassendecken und Brückenplatten, die Taumitteln und Frost ausgesetzt sind; Betonoberflächen, die direktem taumittelhaltigem Spritzwasser und Frost ausgesetzt sind.
6) Chemischer Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser		
XA1	Chemisch schwach angreifende Umgebung	Beton in Kontakt mit natürlichen Böden und Grundwasser, siehe SN EN 206:2013+A2.
XA2	Chemisch mässig angreifende Umgebung	Beton in Kontakt mit natürlichen Böden und Grundwasser, siehe SN EN 206:2013+A2
XA3	Chemisch stark angreifende Umgebung	Beton in Kontakt mit natürlichen Böden und Grundwasser, siehe SN EN 206:2013+A2.
7) Mechanischer Angriff auf Beton durch Abrieb		
XM1	Mässiger Abrieb	Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luftbereifte Fahrzeuge.
XM2	Starker Abrieb	Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibereifte Gabelstapler.
XM3	Sehr starker Abrieb	Bauteile von Industrieanlagen mit Beanspruchung durch elastomerbereifte oder stahlrollenbereifte Gabelstapler oder
<sup>1)</sup> Die Bezeichnung gemäss SN EN 206:2013+A2 enthält nach der Klassenbezeichnung die Abkürzung des Namens des Landes (CH); z. B. XD1(CH).		

## 3 BAUSTOFFE

### 3.1 Beton

#### 3.1.1 Definitionen

##### 3.1.1.1 Allgemeines

3.1.1.1.1 Die nachfolgenden Ziffern gelten für Normalbeton, Schwerbeton und Leichtbeton gemäss SN EN 206:2013+A2.

3.1.1.1.2 In der Regel ist Beton als «Beton nach Eigenschaften» zu verwenden.

3.1.1.1.3 In besonderen Fällen kann Beton als «Beton nach Zusammensetzung» verwendet werden.

3.1.1.1.4 Für speziellen Beton, wie Spritzbeton, faserbewehrten Beton oder Ultra-Hochleistungs-Faserbeton, und spezielle Anwendungen, wie Betonstrassen oder Stau Mauern, sind die Bestimmungen dieser Norm sinngemäss anzuwenden.

3.1.1.1.5 Für Bauteile mit starker Verschleissbeanspruchung der Betonoberfläche kann es erforderlich sein, die Abriebfestigkeit des Oberflächenbetons mit Prüfungen nachzuweisen. Dabei ist zwischen schleifenden und prallenden Einwirkungen zu unterscheiden.

3.1.1.1.6 Für Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen gilt zusätzlich SIA 2030.

3.1.1.1.7 Zur Vermeidung von Schäden aufgrund der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) gilt zusätzlich SIA 2042.

3.1.1.1.8 Für faserbewehrten Beton gilt zusätzlich SIA 2064.

3.1.1.1.9 Für Ultra-Hochleistungs-Faserbeton gilt zusätzlich SIA 2052.

##### 3.1.1.2 Beton nach Eigenschaften

3.1.1.2.1 Für «Beton nach Eigenschaften» sind grundlegende Anforderungen zu stellen in Bezug auf:

- Druckfestigkeitsklasse (Tabelle 3),
- Expositionsklasse (Tabelle 1),
- Nennwert des Grösstkorns der Gesteinskörnung ( $D_{max}$ ),
- Klasse des Chloridgehalts (Tabelle 2),
- Konsistenzklasse oder Zielwert der Konsistenz (Tabelle 2),
- Rohdichteklasse für Leichtbeton (Tabelle 2) oder Zielwert der Rohdichte für Schwerbeton.

Ohne andere Festlegung gilt für das Grösstkorn im Beton folgende Anforderung:  $D_{max} = D_{upper} = D_{lower}$

3.1.1.2.2 Zusätzliche Anforderungen (mit entsprechenden Prüfverfahren) können festgelegt werden in Bezug auf:

- besondere Arten oder Klassen von Zement,
- besondere Kategorien von Gesteinskörnungen,
- Widerstand gegen Frost- und Frost-Taumittleinwirkung,
- Widerstand gegen Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR),
- Widerstand gegen Sulfatangriff,
- Frischbetontemperatur,
- Festigkeitsentwicklung,
- Wärmeentwicklung während der Hydratation,
- verzögertes Ansteifen,
- Widerstand gegen Eindringen von Flüssigkeiten und schädlichen Stoffen,
- Widerstand gegen lösenden Angriff,
- Wassereindringwiderstand,
- Abriebwiderstand,
- Spaltzugfestigkeit,
- andere Aspekte, z. B. hinsichtlich Oberflächenbeschaffenheit oder Einbringverfahren.

3.1.1.2.3 Für die Bezeichnung der Betonsorten gilt folgendes Format (siehe Tabellen 1, 2 und 3):

Beton gemäss SN EN 206:2013+A2		Leichtbeton gemäss SN EN 206:2013+A2	
C20/25	Festigkeit	LC30/33	Festigkeit
XC4(CH), XD3(CH), XF4(CH)	Exposition	XC4(CH), XA1(CH), XF1(CH)	Exposition
$D_{max}$ 32	Grösstkorn	$D_{max}$ 16	Grösstkorn
Cl 0,10	Chloridgehalt	Cl 0,20	Chloridgehalt
C2	Konsistenz	F4	Konsistenz
		D 1,8	Rohdichte

3.1.1.3 Beton nach Zusammensetzung

3.1.1.3.1 Für die Festlegung von «Beton nach Zusammensetzung» sind grundlegende Anforderungen zu stellen an:

- Zementgehalt,
- Zementart und Festigkeitsklasse des Zements,
- Wasserzementwert oder Konsistenz,
- Art, Kategorie und maximalen Chloridgehalt der Gesteinskörnung,
- Nennwert des Grösstkorns der Gesteinskörnung,
- Grenzwerte für die Korngrössenverteilung,
- Art und Menge der Zusatzmittel und Zusatzstoffe,
- Höchst- bzw. Mindestrohichte der Gesteinskörnung bei Leicht- und Schwerbeton.

3.1.1.3.2 Je nach Art der Einwirkung ist folgenden Aspekten besondere Beachtung zu schenken:

- Gehalt an frostgefährdeten Körnern,
- Luftgehalt des Frischbetons,
- Herkunft der Ausgangsstoffe,
- Eigenschaften der Ausgangsstoffe,
- Frischbetontemperatur.

Tabelle 2 Klassen des Chloridgehalts, der Konsistenz und der Rohdichte

Chloridgehalt <sup>1)</sup>						
Klasse	Anwendung		Maximal zulässiger Chloridgehalt bezogen auf den Zement in Massenprozent			
Cl 1,0	unbewehrter Beton		1,0			
Cl 0,20	Stahlbeton		0,20			
Cl 0,10	Spannbeton		0,10			
Konsistenz <sup>2)</sup>						
Ausbreitmass <sup>3)</sup>		Verdichtungsmass <sup>3)</sup>		Setzmass <sup>3)</sup>		
Klasse	mm	Klasse		Klasse	mm	
		C0	> 1,45			
F1	< 350	C1	1,45 ... 1,26	S1	10 ... 40	
F2	350 ... 410	C2	1,25 ... 1,11	S2	50 ... 90	
F3	420 ... 480	C3	1,10 ... 1,04	S3	100 ... 150	
F4	490 ... 550	C4	< 1,04	S4	160 ... 210	
F5	560 ... 620			S5	> 210	
F6	> 620					
Rohdichteklassen für Leichtbeton						
Klasse	D 1,0	D 1,2	D 1,4	D 1,6	D 1,8	D 2,0
Rohdichtebereich in kg/m <sup>3</sup>	> 800 ≤ 1000	> 1000 ≤ 1200	> 1200 ≤ 1400	> 1400 ≤ 1600	> 1600 ≤ 1800	> 1800 ≤ 2000
<sup>1)</sup> Siehe SN EN 206:2013+A2 <sup>2)</sup> Eine verbindliche Korrelation zwischen den Konsistenzklassen existiert nicht, jedoch hat die Praxis eine annähernde Gleichwertigkeit gezeigt. Für selbstverdichtenden Beton gilt Anhang G der SN EN 206:2013+A2:2021. <sup>3)</sup> Wegen der fehlenden Empfindlichkeit der Prüfverfahren in bestimmten Konsistenzbereichen werden folgende Anwendungsgrenzen empfohlen (siehe SN EN 206:2013+A2): – Setzmass ≥ 10 mm und ≤ 210 mm, – Verdichtungsmass ≥ 1,04 und < 1,46, – Ausbreitmass > 340 mm und ≤ 620 mm.						

### 3.1.2 Eigenschaften

#### 3.1.2.1 Allgemeines

##### 3.1.2.1.1 Beton wird durch folgende Eigenschaften charakterisiert:

- Zylinderdruckfestigkeit ( $f_{ck}$ ),
- Zugfestigkeit ( $f_{ctm}$ ),
- Elastizitätsmodul ( $E_{cm}$ ),
- Querdehnungszahl ( $\nu_c$ ),
- Temperaturexpansionskoeffizient ( $\alpha_T$ ),
- Kriechzahl ( $\varphi(t, t_0)$ ),
- Schwindmass ( $\varepsilon_{cs}$ ).

##### 3.1.2.1.2 Die Klassifizierung von «Beton nach Eigenschaften» erfolgt auf der Grundlage der charakteristischen Werte der Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit.

3.1.2.1.3 Die Betoneigenschaften werden durch eine Vielzahl von Faktoren beeinflusst und können je nach Art der Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzung in einem weiten Bereich variieren.

3.1.2.1.4 Die in 3.1.2.2 und 3.1.2.3 angegebenen Beziehungen zwischen einzelnen Betoneigenschaften liefern Richtwerte und gelten für übliche Ausgangsstoffe und Betonzusammensetzungen sowie übliche Anwendungen. Wenn bezüglich der verwendeten Ausgangsstoffe wenig Erfahrung vorliegt oder falls eine Eigenschaft für die Bemessung von grosser Bedeutung ist, sind entsprechende Versuche durchzuführen.

3.1.2.2 Festigkeit

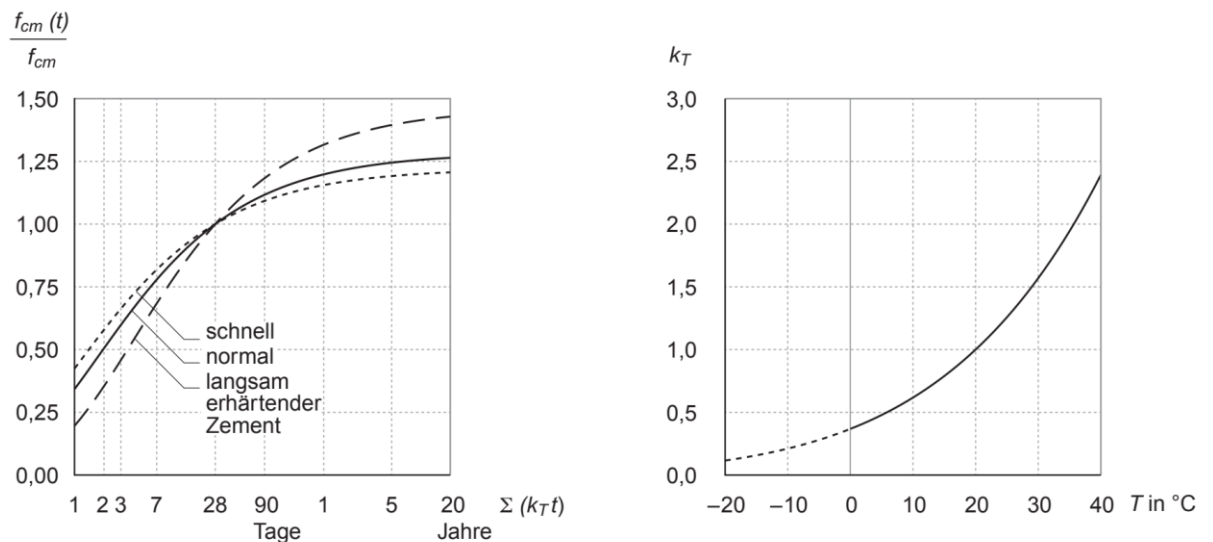
3.1.2.2.1 Die charakteristischen Werte (5 %-Fraktilwerte) der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$  und der Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  werden für ein Betonalter von 28 Tagen bestimmt. Die Zuordnung zu den Betonsorten erfolgt gemäss den Angaben in Tabelle 3.

3.1.2.2.2 Basiert eine Berechnung auf dem Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit, kann diese aus dem charakteristischen Wert abgeschätzt werden, indem eine Standardabweichung von 4,8 MPa angenommen wird:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad f_{cm} \text{ in MPa} \tag{6}$$

3.1.2.2.3 Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit ist von vielen Faktoren abhängig, wie beispielsweise Betonzusammensetzung, Art und Festigkeitsklasse des Zements, Zusatzmittel und Zusatzstoffe, Herstellungs- und Erhärtungsbedingungen sowie Art der Nachbehandlung. Richtwerte für die Entwicklung der Druckfestigkeit können Figur 1 entnommen werden.

Figur 1 Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit



Ohne detailliertere Untersuchung können die Zementarten wie folgt zugeordnet werden:

- schnell erhärtender Zement (Klasse R): CEM 42,5 R, CEM 52,5 N und CEM 52,5 R,
- normal erhärtender Zement (Klasse N): CEM 32,5 R, CEM 42,5 N,
- langsam erhärtender Zement (Klasse S): CEM 32,5 N.

3.1.2.2.4 Die Betonzugfestigkeit wird beeinflusst durch den Spannungszustand und die Geometrie des Bauteils sowie das Umgebungsklima. Die Werte in Tabelle 3 sind als Richtwerte für übliche Anwendungen zu betrachten, falls die Betonzugfestigkeit nicht direkt mit Versuchen bestimmt wird.

3.1.2.2.5 Falls die Betonzugfestigkeit auf der Basis der Betondruckfestigkeit abgeschätzt wird, sind die charakteristischen Werte der Zugfestigkeit (5 %-Fraktilwert bzw. 95 %-Fraktilwert) anzunehmen als:

$$f_{ctk 0,05} = 0,7 f_{ctm} \tag{7}$$

$$f_{ctk 0,95} = 1,3 f_{ctm} \tag{8}$$

3.1.2.2.6 Die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit unterliegt den in 3.1.2.2.3 aufgeführten Einflüssen. Für ein Betonalter  $t < 28$  Tage kann in grober Näherung von einer Entwicklung gemäss Figur 1 ausgegangen werden.

- 3.1.2.2.7 Falls die Betonzugfestigkeit eines Leichtbetons  $f_{ctm}$  auf der Basis der Betondruckfestigkeit abgeschätzt wird, muss der Mittelwert der Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  aus Tabelle 3 mit dem folgenden Umrechnungsfaktor abgemindert werden:

$$\eta_l = 0,4 + 0,6 \cdot \frac{\rho}{2200} \quad \rho \text{ in kg/m}^3 \quad (9)$$

Tabelle 3 Betonsorten und charakteristische Werte der Festigkeiten von Beton

Betonsorte										
C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	.../...
LC	12/13	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	.../...
$f_{ck}$ in MPa charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit										
C/LC	12	16	20	25	30	35	40	45	50	>50
$f_{ck,cube}$ in MPa charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit										
C	15	20	25	30	37	45	50	55	60	>60
LC	13	18	22	28	33	38	44	50	55	>55
$f_{cm}$ in MPa Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit										
C/LC	20	24	28	33	38	43	48	53	58	$f_{ck}+8$
$f_{ctm}$ in MPa Mittelwert der Betonzugfestigkeit										
C	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	>4,1
LC	siehe 3.1.2.2.7									

### 3.1.2.3 Elastische Verformungen

- 3.1.2.3.1 Die elastischen Verformungen von Beton werden massgeblich durch die Eigenschaften der Gesteinskörnung und deren Anteil am Betonvolumen bestimmt. Je nach verwendeter Gesteinskörnung und Betonzusammensetzung können die Verformungseigenschaften stark variieren.
- 3.1.2.3.2 Sind die Verformungen von grosser Bedeutung für das Tragwerk (z. B. beim Freivorbau oder bei schlanken Druckgliedern), sind gegebenenfalls eingehende Prüfungen durchzuführen.
- 3.1.2.3.3 Der Mittelwert des Elastizitätsmoduls  $E_{cm}$  von Normalbeton kann mit folgender Gleichung abgeschätzt werden:

$$E_{cm} = k_E \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad E_{cm} \text{ in MPa} \quad (10)$$

Der Beiwert  $k_E$  liegt für Gesteinskörnungen aus Alluvialkies zwischen 10 000 und 12 000, für solche aus gebrochenem Kalk zwischen 8000 und 10 000 und für glimmerhaltiges Gestein zwischen 6000 und 8000. Je nach Betonzusammensetzung können bedeutende Abweichungen von diesen Werten auftreten (insbesondere für selbstverdichtenden Beton); gegebenenfalls ist  $E_{cm}$  durch Versuche zu bestimmen. Für Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen gilt SIA 2030.

- 3.1.2.3.4 Der Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Leichtbeton  $E_{lcm}$  ergibt sich in grober Näherung aus  $E_{cm}$ , abgemindert mit dem Umrechnungsfaktor

$$\eta_{IE} = \left( \frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad \rho \text{ in kg/m}^3 \quad (11)$$

- 3.1.2.3.5 Falls die Wirkung der Querdehnung des Betons nicht vernachlässigt werden kann, kann für den Bereich elastischer Verformungen in erster Näherung eine Querdehnungszahl  $\nu_c$  von 0,20 angenommen werden.

### 3.1.2.4 Temperaturexpansion

- 3.1.2.4.1 Der Temperaturexpansionskoeffizient  $\alpha_T$  variiert zwischen ca.  $6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  und  $15 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , abhängig von der Zusammensetzung und Feuchtigkeit des Betons und der Art der Gesteinskörnung. Für die Tragwerksanalyse kann in der Regel ein Wert von  $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  angenommen werden.
- 3.1.2.4.2 Für Leichtbeton beträgt der Temperaturexpansionskoeffizient näherungsweise  $8 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

3.1.2.5 Kriechen und Schwinden

3.1.2.5.1 Kriechen und Schwinden von Beton hängen hauptsächlich von der Umgebungsfeuchte, der Betonzusammensetzung, den Bauteilabmessungen und der Betonfestigkeit ab. Das Kriechen wird zusätzlich durch den Hydrationsgrad des Zements bei Einwirkungsbeginn sowie durch Dauer und Intensität der Einwirkung beeinflusst. Bei der Abschätzung der Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  und des Schwindmasses  $\varepsilon_{cs}$  sind diese Parameter zu berücksichtigen.

3.1.2.5.2 Die nachstehenden Bestimmungen können für die näherungsweise Berechnung von Kriechen und Schwinden unter Einschluss der zeitabhängigen Entwicklung verwendet werden. Versuchsdaten zeigen eine Bandbreite der Streuung von  $\pm 30\%$  um die Ergebnisse, wie sie mit dieser Methode vorhergesagt werden. In Fällen, bei denen aufgrund der Empfindlichkeit des Tragwerks gegen Kriechen und/oder Schwinden eine grössere Genauigkeit erforderlich ist, sollten diese Effekte und ihre zeitliche Entwicklung mit Versuchen bestimmt werden.

3.1.2.6 Kriechen

3.1.2.6.1 Die Dehnung infolge Kriechens des Betons wird aus den elastischen Dehnungen mithilfe der Kriechzahl bestimmt:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varphi(t, t_0) \varepsilon_{c,el} \tag{12}$$

3.1.2.6.2 Bei vorwiegend konstanter oder zunehmender Beanspruchung und wenn keine bedeutenden Entlastungsvorgänge berücksichtigt werden müssen, kann die Kriechzahl wie folgt abgeschätzt werden:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \beta_{fc} \beta(t_0) \beta(t-t_0) \tag{13}$$

Die Beiwerte  $\beta_{fc}$ ,  $\varphi_{RH}$ ,  $\beta(t_0)$  und  $\beta(t-t_0)$  können Tabelle 4 und Figur 2 entnommen werden. Der Einfluss einer von 20 °C abweichenden Temperatur auf  $\beta(t_0)$  wird in Figur 2 über  $k_T t_0$  berücksichtigt, wobei  $k_T$  anhand von Figur 1 zu bestimmen ist.

Tabelle 4 Beiwert  $\beta_{fc}$  zur Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit auf die Kriechzahl

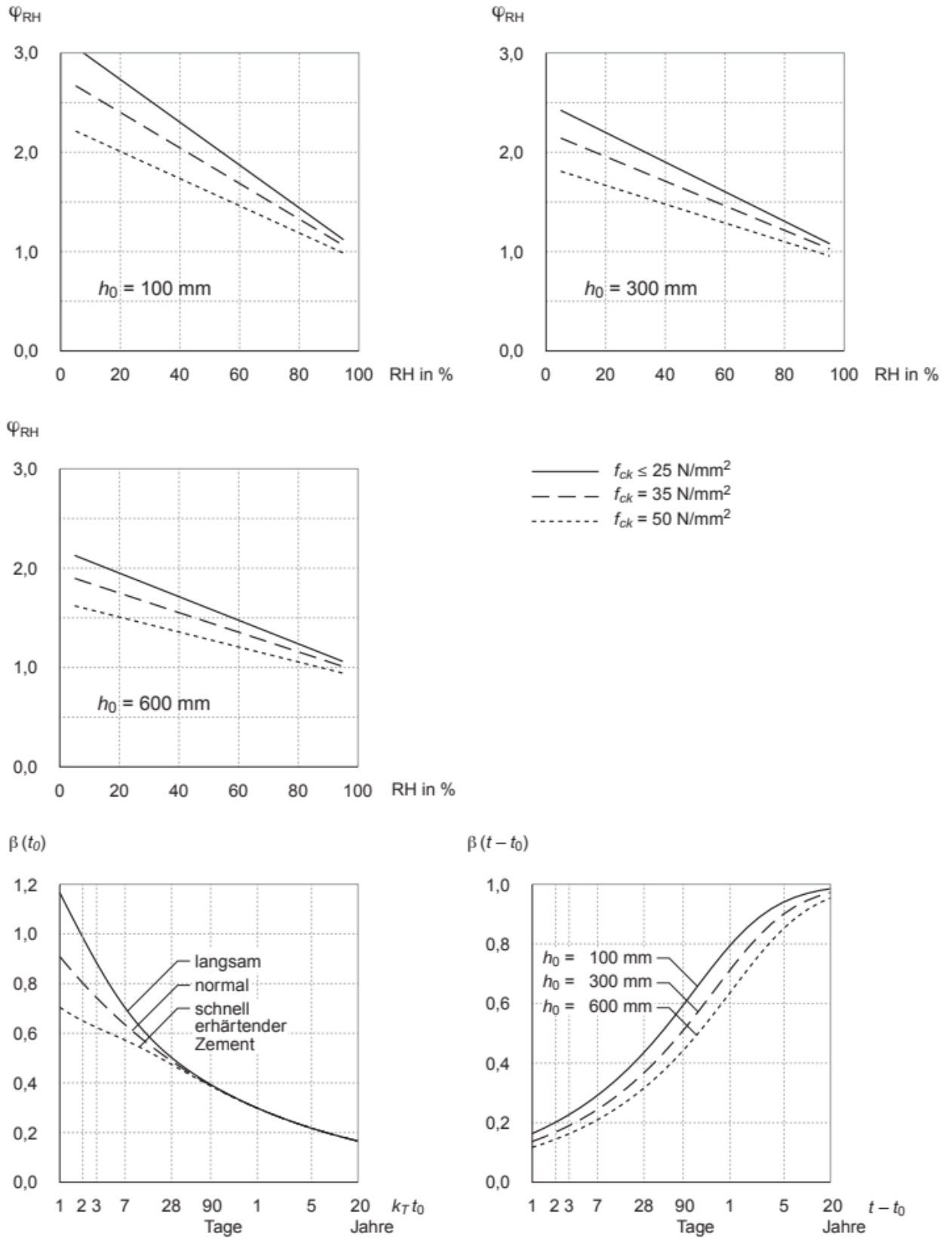
Beton	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 45/55	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C.../...
$\beta_{fc}$	3,8	3,4	3,2	2,9	2,7	2,6	2,4	2,3	2,2	<2,2

3.1.2.6.3 Für Betonspannungen  $\sigma_c > 0,4f_{cm}$  ist der Einfluss des Beanspruchungsniveaus auf das Kriechen zu beachten. Für Betonspannungen  $\sigma_c < 0,6f_{cm}$  kann man die Vergrösserung der Kriechzahl mit folgendem Faktor berücksichtigen:

$$\beta_{\sigma c} = e^{1,5 \cdot (\sigma_c / f_{cm} - 0,4)} \tag{14}$$

3.1.2.6.4 Für Leichtbeton können die Auswirkungen des Kriechens gemäss 3.1.2.6.2 abgeschätzt werden, wobei die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  mit dem Faktor  $\eta_{IE}$  zu multiplizieren ist. Für Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen gilt SIA 2030.

Figur 2 Beiwerte zur Ermittlung der Kriechzahl von Beton



3.1.2.7 Schwinden

3.1.2.7.1 Das Trocken- und das autogene Schwinden werden von betontechnologischen Faktoren wie Zementleimvolumen, Wasserzementwert und Zementart beeinflusst. Plastisches Schwinden (auch Früh- oder Kapillarschwinden) entsteht durch das Verdunsten von Wasser aus dem Frischbeton. Das Frühschwinden ist durch eine geeignete Nachbehandlung zu minimieren.

3.1.2.7.2 Das Schwindmass  $\epsilon_{cs}$  steigt mit sinkendem Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung an.

3.1.2.7.3 Das Trockenschwinden hängt in erster Linie vom Zementleimvolumen und von der Umgebungsfeuchte ab. Das Zementleimvolumen und dementsprechend das Trockenschwinden werden durch die Änderung des Wassergehalts stärker beeinflusst als durch Änderungen des Zementgehalts. Bei konstantem Zementleimvolumen nimmt das Schwindmass mit abnehmendem Wasserzementwert bzw. zunehmender Betonfestigkeit tendenziell ab.

3.1.2.7.4 Das autogene Schwinden kann vor allem bei Betonen mit tiefem Wasserzementwert ( $\leq 0,45$ ) eine wichtige Rolle spielen und beginnt wenige Stunden nach der Betonherstellung.

3.1.2.7.5 Die Richtwerte für das Schwindmass gemäss 3.1.2.7.6 gelten für annähernd konstante Wärme- und Feuchtigkeitsbedingungen. Je nach Witterung, Exposition und Nachbehandlung des Betons können erhebliche Abweichungen von diesen Werten auftreten.

3.1.2.7.6 Das Schwindmass  $\epsilon_{cs}$  von Normalbeton setzt sich zusammen aus dem Trockenschwindmass  $\epsilon_{cd}$  und dem autogenen Schwindmass  $\epsilon_{ca}$ :

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) \tag{15}$$

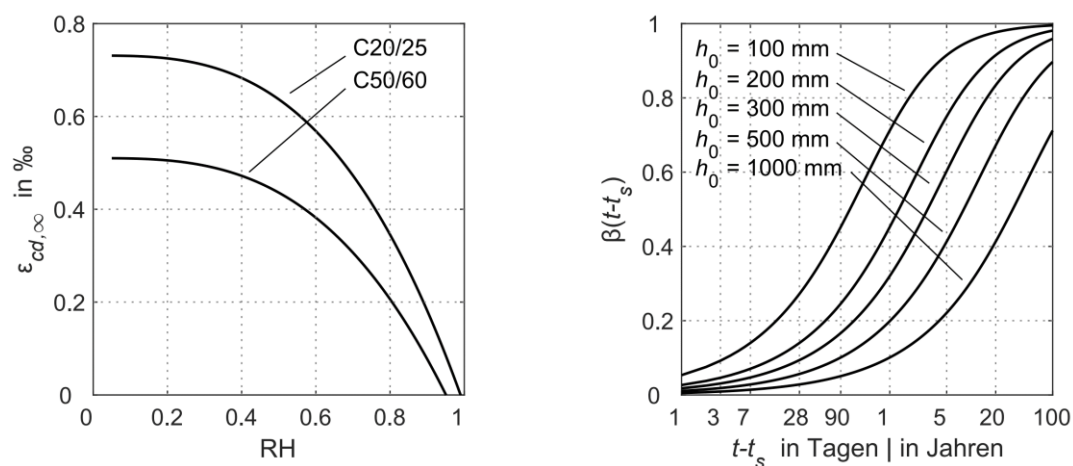
Richtwerte für das Trockenschwindmass  $\epsilon_{cd}$  und das autogene Schwindmass  $\epsilon_{ca}$  können 3.1.2.7.7 bis 3.1.2.7.11 entnommen werden. Für Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen gilt SIA 2030.

3.1.2.7.7 Das Trockenschwindmass  $\epsilon_{cd}$  von Normalbeton kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta(t - t_s)\epsilon_{cd,\infty} \tag{16}$$

Richtwerte für die Beiwerte  $\epsilon_{cd,\infty}$  und  $\beta(t-t_s)$  können Figur 3 entnommen werden. Für Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen gilt SIA 2030.

Figur 3 Beiwerte (Richtwerte) zur Ermittlung des Trockenschwindmasses von Beton

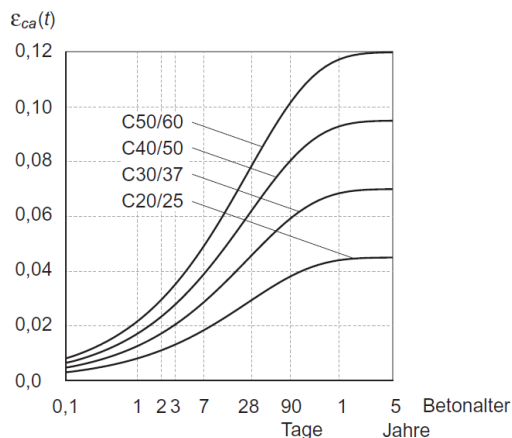


3.1.2.7.8 Die bezogene Bauteildicke  $h_0 = 2A_d/u$  ist mit dem Umfang  $u$  des Bauteils zu ermitteln, der dem Trockenschwinden ausgesetzt ist.

3.1.2.7.9 Das Trockenschwindmass  $\epsilon_{cd,\infty}$  von Leichtbeton liegt für LC 12/13 und LC 16/18 um 50 % und ab LC 20/22 um 20 % über demjenigen von Normalbeton.

3.1.2.7.10 Richtwerte für das autogene Schwindmass  $\epsilon_{ca}(t)$  können Figur 4 entnommen werden. Das autogene Schwindmass  $\epsilon_{ca}$  ist unabhängig vom Beiwert  $\beta(t-t_s)$ .

Figur 4 Richtwerte für das autogene Schwindmass von Beton



- 3.1.2.7.11 Durch die Zugabe eines Schwindreduktionsmittels (siehe SIA 262/1) kann das Schwindmass reduziert werden. Die Reduktion darf rechnerisch nur berücksichtigt werden, wenn die entsprechenden Nachweise vorliegen.
- 3.1.2.7.12 Falls die Auswirkungen des Schwindens für das Tragwerk von besonderer Bedeutung sind, müssen rechtzeitig entsprechende Abklärungen und/oder Prüfungen durchgeführt werden.
- 3.1.2.7.13 Das plastische Schwinden wird in Gleichung (15) nicht berücksichtigt, da es direkt von der Nachbehandlungsmethode abhängt.

### 3.1.3 Qualitätssicherung

- 3.1.3.1 Bezüglich der Konformität von Beton und der Produktionskontrolle gelten die Bestimmungen der SN EN 206:2013+A2.
- 3.1.3.2 Die Eignung einer Betonzusammensetzung wird durch Erstprüfungen gemäss Anhang A der SN EN 206:2013+A2:2021 oder durch gesicherte und dokumentierte Langzeiterfahrungen nachgewiesen.
- 3.1.3.3 Bei der Verwendung von «Beton nach Eigenschaften» sind die Projektverfassenden verantwortlich für das Festlegen der Eigenschaften des Frisch- und des Festbetons. Im Kontrollplan sind Prüfungen vorzusehen, die zeigen, ob die Festlegung erfüllt wurde. Für den Nachweis der Konformität sind die Konformitätserklärung sowie das Zertifikat der werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) abzugeben.
- 3.1.3.4 Bei der Verwendung von «Beton nach Zusammensetzung» sind die Projektverfassenden unter anderem verantwortlich für:
- das Festlegen der Ausgangsstoffe,
  - das Festlegen der Betonzusammensetzung,
  - das Festlegen und den Nachweis der Konformität der Eigenschaften des Frisch- und des Festbetons.

## 3.2 Betonstahl

### 3.2.1 Definitionen

- 3.2.1.1 Die nachfolgenden Ziffern gelten für Betonstahl gemäss SIA 262/1. Die Anforderungen betreffen das eingebaute Produkt.
- 3.2.1.2 Als Betonstahl werden Stabstahl, gerichtetes Ringmaterial und geschweisste Matten verwendet.
- 3.2.1.3 Die Festlegungen der vorliegenden Norm bezüglich Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und konstruktiver Durchbildung gelten für Betonstahl mit einem charakteristischen Wert der Fließgrenze  $f_{yk} \leq 550$  MPa. Sie dürfen sinngemäss auf Stähle mit  $f_{yk}$  von höchstens 750 MPa übertragen werden, falls die übrigen Eigenschaften den Anforderungen dieser Norm genügen.
- 3.2.1.4 Für nichtrostenden Betonstahl gilt zusätzlich SIA 2029.

### 3.2.2 Eigenschaften

#### 3.2.2.1 Allgemeines

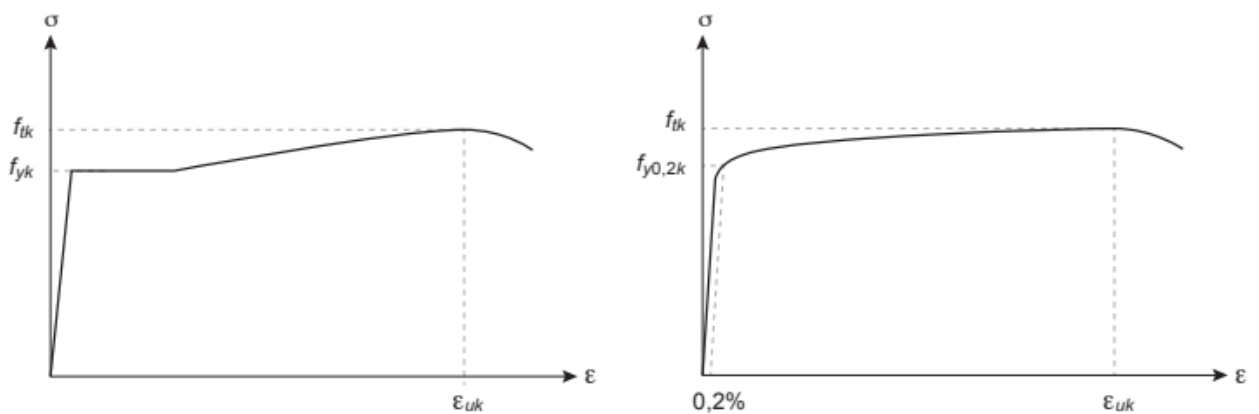
##### 3.2.2.1.1 Betonstahl wird durch folgende Eigenschaften charakterisiert:

- Fließgrenze ( $f_{yk}$ ),
- Zugfestigkeit ( $f_{tk}$ ),
- Duktilität ( $\epsilon_{uk}$  und  $(f_t/f_y)_k$ ),
- Eignung zum Biegen,
- bezogene Rippenfläche ( $f_R$ ),
- Durchmesser und Abweichungen vom Nennwert der Masse,
- Ermüdungsfestigkeit ( $\Delta\sigma_{s,fat}$ ),
- Schweisseignung.

##### 3.2.2.1.2 Es werden die drei Duktilitätsklassen A, B und C unterschieden.

##### 3.2.2.1.3 Die in 3.2.2 angegebenen Festigkeits- und Verformungseigenschaften gelten im Temperaturbereich von -40 °C bis +100 °C.

Figur 5 Typische Spannungs-Dehnungs-Diagramme von Betonstahl



#### 3.2.2.2 Festigkeit

Mit der Festigkeitsprüfung werden die Fließgrenze  $f_y$  als obere Fließspannung oder als 0,2 %-Dehngrenzspannung ( $f_{y0,2}$ ) sowie die Zugfestigkeit  $f_t$  ermittelt (Figur 5). Sie ergeben sich durch Division der entsprechenden Zugkräfte durch den Nennwert der Querschnittsfläche des Stabs. In Tabelle 5 sind die charakteristischen Werte aufgeführt.

#### 3.2.2.3 Duktilität

Die Duktilitätseigenschaften von Betonstahl haben den Anforderungen gemäss Tabelle 5 zu genügen. Bei Verwendung von Betonstahl, der in dieser Norm nicht klassifiziert ist, ist die Konformität der Duktilitätseigenschaften durch Prüfungen nachzuweisen.

Tabelle 5 Eigenschaften von Betonstahl

Betonstahl	B500A	B500B	B500C	B700B	Fraktil <sup>1)</sup>
Erzeugnis	Ringe, geschweisste Matten	Stäbe, Ringe, geschweisste Matten	Stäbe, Ringe, geschweisste Matten	Stäbe, Ringe, geschweisste Matten	
Duktilitätsklasse	A	B	C	B	
Fließgrenze $f_{yk}$ in MPa <sup>2) 3)</sup>	500	500	500	700	5 %
Verhältnis $(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$ <sup>4)</sup>	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $\leq 1,35$	$\geq 1,08$	10 %
Dehnung bei Höchstlast $\epsilon_{uk}$ in %	$> 2,5$ <sup>4)</sup>	$> 5,0$	$\geq 7,5$	$> 5,0$	10 %
Dauerschwingversuch Oberspannung in MPa Schwingbreite in MPa	300 Stäbe, Ringe: 150 <sup>5)</sup> ; geschweisste Matten: 100				10 %
Abscherversuch bei Matten Kraft in kN	$A_s \cdot 150$ MPa				5 %
Maximale Abweichungen vom Nennwert der Masse in %	$\pm 4,5$ für $\varnothing > 8$ mm $\pm 6,0$ für $\varnothing \leq 8$ mm				
Oberfläche	hoch gerippt				
Bezogene Rippenfläche $f_R$ 5 mm $< \varnothing \leq 6$ mm 6,5 mm $< \varnothing \leq 12$ mm $\varnothing > 12$ mm	0,035 0,040 0,056				
<sup>1)</sup> Fraktilwerte bei einer Vertrauenswahrscheinlichkeit von 90 %. <sup>2)</sup> Der mit Prüfungen festgestellte maximale Wert darf 1,3 $f_{yk}$ nicht überschreiten. <sup>3)</sup> Betonstähle mit höheren Festigkeiten werden im Register normkonformer Betonstähle deklariert. <sup>4)</sup> Für Stäbe mit $\varnothing < 6$ mm gelten: $(f_t/f_y)_k > 1,03$ und $\epsilon_{uk} \geq 2,0$ %. <sup>5)</sup> Für Stäbe mit 20 mm $< \varnothing \leq 40$ mm gilt: 135 MPa.					

### 3.2.2.4 Elastische Verformungen

Der Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Betonstahl beträgt näherungsweise  $E_s = 200$  GPa. Bei nichtrostendem Betonstahl kann der Elastizitätsmodul je nach Legierung deutlich kleiner sein.

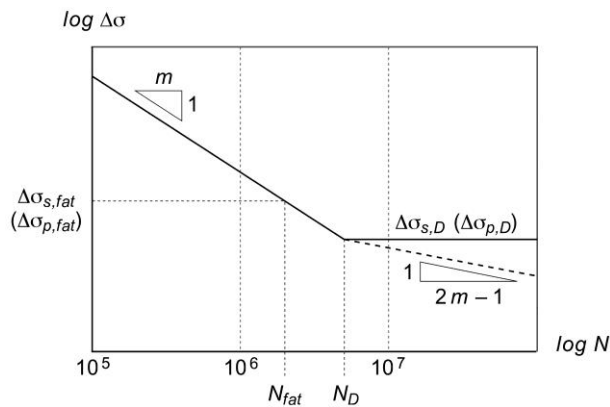
### 3.2.2.5 Temperaturendehnung

Für die Tragwerksanalyse und die Bemessung kann ein Temperaturendehnungskoeffizient  $\alpha_T$  von  $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  angenommen werden.

### 3.2.2.6 Ermüdungsfestigkeit

Das Ermüdungsverhalten von Betonstahl wird mithilfe von Betriebsfestigkeitskurven beschrieben (Figur 6). Für den Bereich der Zeitfestigkeit gilt im doppellogarithmischen Massstab eine Geradenneigung  $m$  von 4. Als nominelle Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_{s,fat}$  wird die Spannungsdifferenz bei  $N_{fat} = 2 \cdot 10^6$  Spannungswechseln festgelegt und als Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_{s,D}$  die Spannungsdifferenz bei  $N_D = 5 \cdot 10^6$  Spannungswechseln.

Figur 6 Betriebsfestigkeitskurve für Betonstahl (und Spannstahl)



### 3.2.2.7 Verbundwirkung

3.2.2.7.1 Die Rippung der Bewehrungsstäbe muss eine ausreichende Verbundwirkung mit dem Beton ermöglichen.

3.2.2.7.2 Betonstahl, der die in Tabelle 5 festgelegten Anforderungen an die bezogene Rippenfläche erfüllt, kann als Betonstahl mit hoher Verbundwirkung betrachtet werden.

### 3.2.2.8 Schweisseignung

3.2.2.8.1 Die in der vorliegenden Norm klassifizierten Betonstähle sind aufgrund ihrer chemischen Zusammensetzung für Schweissungen geeignet.

3.2.2.8.2 In Tabelle 6 sind die gebräuchlichen Schweissverfahren und deren Anwendungen aufgeführt.

## 3.2.3 Qualitätssicherung

3.2.3.1 Bezüglich Konformität der Eigenschaften von Betonstahl gelten die Angaben von SIA 262/1.

3.2.3.2 Es sind erstmalige und laufende Prüfungen und Kontrollen durchzuführen:

- erstmalige Prüfung durch eine akkreditierte Prüfstelle,
- Qualitätssicherung durch die Herstellenden und Weiterverarbeitenden (Eigenüberwachung),
- vertraglich geregelte, stichprobenartige Prüfungen bei den Herstellenden und Weiterverarbeitenden durch eine akkreditierte Konformitätsbewertungsstelle (Fremdüberwachung),
- Kontrollen durch die den Stahl Liefernden und die Bauleitung bzw. das Bauunternehmen.

3.2.3.3 Die geforderten Eigenschaften werden als erfüllt betrachtet, wenn der Betonstahl im Register normkonformer Betonstähle oder Bewehrungsmatten und bei Ringen im Register der zertifizierten Weiterverarbeitung von Ringmaterial aufgeführt ist. Betonstähle einer höheren Duktilitätsklasse erfüllen automatisch auch alle Anforderungen der niedrigeren Duktilitätsklasse.

Der SIA publiziert periodisch den aktuellen Stand der Register.

Tabelle 6 Zulässige Schweissverfahren und Anwendungsbeispiele

	Art der Einwirkung			
	Vorwiegend statisch		Nicht vorwiegend statisch	
	Zugbean- spruchung	Druckbean- spruchung	Zugbean- spruchung	Druckbean- spruchung
Abbremschweissen	Stumpfstossverbindung			
Lichtbogenschweissen	Verlängerung, Überlappung, Kreuz- verbindung und Verbindung mit an- deren Elementen aus Stahl		—	Stumpfstoss- verbindung für $\varnothing \geq 14$ mm
Metall-Aktivgasschweissen (MAG)	Verlängerung, Überlappung, Kreuz- verbindung und Verbindung mit an- deren Elementen aus Stahl		—	Stumpfstoss- verbindung für $\varnothing \geq 14$ mm
	—	Stumpfstossver- bindung $\varnothing \geq 20$ mm	—	—
Industrielles Widerstands- punktschweissen (Punkt- schweissmaschine) für Matten	Überlappung für $\varnothing \leq 16$ mm, Kreuzverbindung			
Reibschweissen	Stumpfstossverbindung und Verbind- ung mit anderen Elementen des Tragwerks		—	—

### 3.3 Spannstahl

#### 3.3.1 Definitionen

- 3.3.1.1 Die nachfolgenden Ziffern gelten für Spannstahl gemäss SIA 262/1. Die Anforderungen betreffen das in seiner endgültigen Lage eingebaute Produkt.
- 3.3.1.2 Spannstahl wird in Form von Drähten, Litzen und Stäben hergestellt.
- 3.3.1.3 Soll Spannstahl verwendet werden, der in Tabelle 7 nicht aufgeführt ist, sind die Eigenschaften gemäss den Angaben von 262/1 nachzuweisen. Zu beachten ist auch 3.3.3.

#### 3.3.2 Eigenschaften

##### 3.3.2.1 Allgemeines

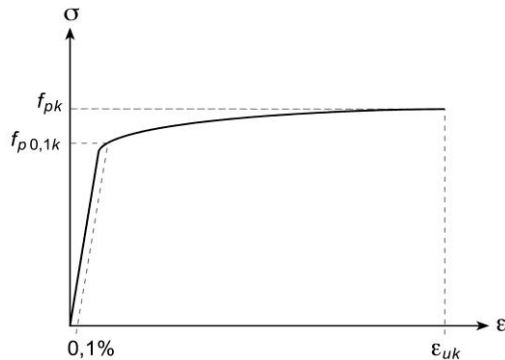
3.3.2.1.1 Spannstahl wird durch folgende Eigenschaften charakterisiert:

- Zugfestigkeit ( $f_{pk}$ ),
- Fließgrenze, definiert als 0,1 %-Dehngrenzspannung ( $f_{p0,1k}$ ),
- Dehnung bei Höchstlast ( $\epsilon_{uk}$ ),
- Relaxation in %,
- Durchmesser bzw. Querschnittsfläche,
- Oberflächenbeschaffenheit.

3.3.2.1.2 Die in 3.3.2 angegebenen Festigkeits- und Verformungseigenschaften gelten im Temperaturbereich von  $-40$  °C bis  $+100$  °C.

- 3.3.2.1.3 Spannstahl muss frei sein von Fehlern, die das Verhalten beeinträchtigen. Er darf weder Rostnarben noch Schweissstellen aufweisen. Einzelne Drähte von Litzen können Schweissstellen aufweisen, falls diese versetzt angeordnet und vor dem Kaltziehen erzeugt werden.
- 3.3.2.1.4 Bezüglich Beständigkeit von Spannstahl gegenüber Spannungsrisskorrosion sind die Angaben in SIA 262/1 zu beachten.
- 3.3.2.1.5 Bezüglich Oberflächenbeschaffenheit (Profilierung) von Spannstahl sind die Angaben in SIA 262/1 zu beachten.

Figur 7 Typisches Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Spannstahl



### 3.3.2.2 Festigkeit

Mit der Festigkeitsprüfung werden die 0,1 %-Dehngrenzspannung ( $f_{p0,1}$ ) und die Zugfestigkeit ( $f_p$ ) ermittelt (Figur 7). Sie ergeben sich aus der Division der entsprechenden Zugkräfte durch den Nennwert der Querschnittsfläche des Spannstahls. In Tabelle 7 sind die auf 10 MPa gerundeten charakteristischen Werte aufgeführt.

### 3.3.2.3 Duktilität

Bezüglich Duktilitätseigenschaften von Spannstahl sind die Angaben in SIA 262/1 zu beachten.

### 3.3.2.4 Elastische Verformungen

- 3.3.2.4.1 Der Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Drähten und Stäben beträgt näherungsweise  $E_p = 200$  GPa. Der tatsächliche Wert kann dem Werkzeugnis entnommen werden.
- 3.3.2.4.2 Der Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Litzen beträgt näherungsweise  $E_p = 195$  GPa. Der tatsächliche Wert kann dem Werkzeugnis entnommen werden.

### 3.3.2.5 Temperatureausdehnung

Für die Tragwerksanalyse und die Bemessung kann ein Temperatureausdehnungskoeffizient  $\alpha_T$  von  $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  angenommen werden.

### 3.3.2.6 Ermüdungsfestigkeit

Das Ermüdungsverhalten von Spannstahl wird mithilfe von Betriebsfestigkeitskurven beschrieben (Figur 6). Für den Bereich der Zeitfestigkeit gilt im doppellogarithmischen Massstab eine Geradenneigung  $m$  von 4. Als nominelle Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_{p,fat}$  wird die Spannungsdifferenz bei  $N_{fat} = 2 \cdot 10^6$  Spannungswechseln festgelegt und als Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_{p,D}$  die Spannungsdifferenz bei  $N_D = 5 \cdot 10^6$  Spannungswechseln.

Tabelle 7      Eigenschaften von Spannstahl

Erzeugnis	Durchmesser Ø in mm	Querschnittsfläche $A_p$ in mm <sup>2</sup>	Zugfestigkeit $f_{pk}$ in MPa	Fließgrenze $f_{p0,1k}$ in MPa	Bezeichnung
Drähte	3,0	7,1	1860	1600	Y1860C-3,0
	4,0	12,6	1860	1600	Y1860C-4,0
	5,0	19,6	1860	1600	Y1860C-5,0
	6,0	28,3	1770	1520	Y1770C-6,0
	7,0	38,5	1670	1440	Y1670C-7,0
	8,0	50,3	1670	1440	Y1670C-8,0
	10,0	78,5	1570	1300	Y1570C-10,0
Litzen	12,9	100	1860	1600	Y1860S7-12,9
	15,3	140	1770	1520	Y1770S7-15,3
		140	1860	1600	Y1860S7-15,3
	15,7	150	1770	1520	Y1770S7-15,7
		150	1860	1600	Y1860S7-15,7
Stäbe (glatt oder gerippt)	20,0	314	1100	900	Y1100H-20,0
	26,0	531	1030	830	Y1030H-26,0
		531	1050	950	Y1050H-26,0
		531	1230	1080	Y1230H-26,0
	26,5	552	1030	830	Y1030H-26,5
		552	1050	950	Y1050H-26,5
		552	1230	1080	Y1230H-26,5
	32,0	804	1030	830	Y1030H-32,0
		804	1050	950	Y1050H-32,0
		804	1230	1080	Y1230H-32,0
	36,0	1018	1030	830	Y1030H-36,0
		1018	1050	950	Y1050H-36,0
		1018	1230	1080	Y1230H-36,0

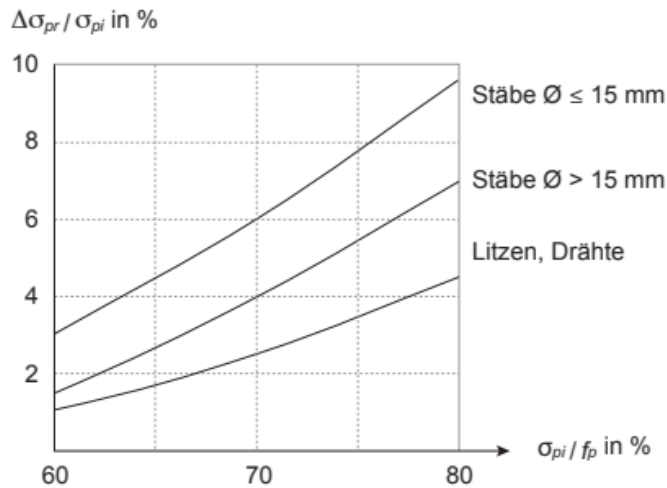
Die Bezeichnung der Erzeugnisse ist bei Bedarf mit den Buchstaben I für profilierte Drähte, R für gerippte Stäbe und weiteren Eigenschaften gemäss den relevanten Baustoff- und Produktnormen zu ergänzen. Detaillierte Angaben zu den Bezeichnungen der verwendeten Erzeugnisse sind der technischen Dokumentation des Spannsystems gemäss 3.4.1.2 zu entnehmen.

### 3.3.2.7 Relaxation

3.3.2.7.1 Die Bemessungswerte der Spannungsverluste infolge Relaxation des Spannstahls für eine Dauer von 1000 Stunden können Figur 8 oder SIA 262/1 entnommen werden. Die Langzeitwerte der Spannungsverluste ergeben sich näherungsweise aus der Multiplikation der Werte für die Dauer von 1000 Stunden mit dem Faktor 3.

3.3.2.7.2 Verluste aus Relaxation hängen stark von der Spannstahltemperatur ab. Die in Figur 8 angegebenen Werte gelten für Temperaturen bis +40 °C.

Figur 8 Spannungsverluste infolge Relaxation nach 1000 Stunden bei einer mittleren Temperatur von 20 °C



Anstelle von  $f_p$  darf in Figur 8 vereinfachend  $f_{pk}$  eingesetzt werden.

### 3.3.3 Qualitätssicherung

3.3.3.1 Bezüglich Konformität der Eigenschaften von Spannstahl gelten die Angaben von SIA 262/1.

3.3.3.2 Es sind erstmalige und laufende Prüfungen und Kontrollen durchzuführen:

- erstmalige Prüfung durch eine akkreditierte Prüfstelle,
- Qualitätssicherung durch die Herstellenden (Eigenüberwachung),
- vertraglich geregelte Überwachung durch eine akkreditierte Konformitätsbewertungsstelle (Fremdüberwachung),
- Kontrollen durch die den Spannstahl Verarbeitenden und die Bauleitung bzw. das Bauunternehmen.

3.3.3.3 Jede Lieferung an die den Spannstahl Verarbeitenden muss identifizierbar sein, in der Regel durch ein beigelegtes Werkzeugnis.

3.3.3.4 Die Spannstahl Verarbeitenden führen über die geprüften und verarbeiteten Erzeugnisse zwecks Qualitätssicherung eine einsehbare Dokumentation.

## 3.4 Spannsysteme

### 3.4.1 Allgemeines

3.4.1.1 Diese Norm gilt für Spannsysteme mit:

- von Beton umhülltem Spannstahl im Spannbettverfahren,
- innerhalb des Betonquerschnitts verlaufenden Spanngliedern mit oder ohne Verbund,
- ausserhalb des Betonquerschnitts verlaufenden externen Spanngliedern.

3.4.1.2 Es dürfen nur Spannsysteme verwendet werden, deren Eignung in einer erstmaligen Prüfung und einer Konformitätsbewertung gemäss SIA 262/1 nachgewiesen ist.

3.4.1.3 Die Eignung von Spannsystemen, für die kein Bewertungsdokument besteht, ist sinngemäss zu 3.4.1.2 nachzuweisen.

3.4.1.4 Die Spannsysteme sind umfassend zu dokumentieren. Für die Projektierung und Ausführung sind die Festlegungen in der technischen Dokumentation des verwendeten Spannsystems zu berücksichtigen. Die technische Dokumentation muss unter anderem folgende Angaben enthalten:

- Art und Eigenschaften des Spannstahls,
- Anwendungsformen der Spannglieder,
- Art und Abmessungen von Hüllrohren, Verankerungen und Kupplungen,
- Spannkrafttabellen,
- Anordnung und konstruktive Durchbildung der Spanngliederunterstützungen,
- minimal zulässige Achs- und Randabstände in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit,
- minimal zulässige Krümmungsradien,
- Reibungsbeiwerte,
- Massnahmen für den Korrosionsschutz.

### 3.4.2 **Dauerhaftigkeit**

3.4.2.1 Die Massnahmen bezüglich Korrosionsschutzes sind auf die Art der Nutzung, die geplante Nutzungsdauer und die Exposition des Tragwerks sowie die Intensität der schädigenden Einwirkungen abzustimmen.

3.4.2.2 Bei Spanngliedern mit Verbund werden in Bezug auf den Korrosionsschutz drei Kategorien unterschieden (siehe SIA 262/1):

- Kategorie a: Spannglied mit Stahlhüllrohr gemäss 3.4.4,
- Kategorie b: Spannglied mit Kunststoffhüllrohr gemäss 3.4.4,
- Kategorie c: Elektrisch isoliertes Spannglied, d. h. Spannglied mit Kunststoffhüllrohr und Verankerungen und Kupplungen, die so ausgebildet sind, dass eine dauerhafte elektrische Isolation des Spannstahls gegenüber der Umgebung besteht und die Überwachung des Korrosionsschutzes des Spannstahls ermöglicht wird.

3.4.2.3 Für Spannglieder ohne Verbund und externe Spannglieder gelten bezüglich Korrosionsschutzes die Angaben in SIA 262/1.

3.4.2.4 Spannverankerungen sind mit Schutzhauben zu versehen. Einbetonierte Schutzhauben sind mit mindestens 60 mm Beton zu überdecken und es ist sicherzustellen, dass der Nischenbeton eine hohe Dichtigkeit, ein geringes Schwindmass und eine einwandfreie Haftung aufweist.

3.4.2.5 Bei frei liegenden Spannverankerungen sind Schutzhauben und exponierte Verankerungsteile entsprechend den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit auszubilden.

### 3.4.3 **Verankerungen und Kupplungen**

Bezüglich der Anforderungen an Verankerungen und Kupplungen gelten die Angaben in SIA 262/1.

### 3.4.4 **Hüllrohre**

3.4.4.1 Folgende Arten von Hüllrohren sind gebräuchlich:

- gewellte Hüllrohre aus Bandstahl für Spannglieder mit Verbund,
- gewellte Hüllrohre aus Kunststoff für Spannglieder mit Verbund,
- glatte Hüllrohre aus Kunststoff für Spannglieder ohne Verbund (z. B. Monolitzen),
- glatte Hüllrohre aus Kunststoff oder Stahl für externe Spannglieder.

3.4.4.2 Angaben zu den Anforderungen und Prüfverfahren enthält SIA 262/1.

### 3.4.5 Füllgut

- 3.4.5.1 Für Spannglieder mit Verbund ist Füllgut auf Zementbasis zu verwenden, das in der Regel aus Portlandzement, Wasser und Zusatzmitteln besteht. Dieses Füllgut kann auch für externe Spannglieder verwendet werden. Angaben zu den Anforderungen und Prüfverfahren enthält SIA 262/1.
- 3.4.5.2 Füllgut für Spannglieder ohne Verbund und je nach Anforderungen auch für externe Spannglieder kann aus geeigneten Fetten oder Wachsen bestehen. Angaben zu den Anforderungen und Prüfverfahren enthält SIA 262/1. Das Füllgut darf nur unschädliche Anteile an Chloriden und anderen, die Korrosion von Spannstahl fördernden Beimengungen enthalten (siehe SIA 262/1).

### 3.4.6 Umlenkelemente

- 3.4.6.1 Bei Umlenkelementen für externe Spannglieder ist sicherzustellen, dass:
- die Aufnahme von Kräften aus den Spanngliedern gemäss 4.1.5.5 sowie deren Übertragung auf das Tragwerk gewährleistet ist,
  - die Spannglieder beim Übergang vom Umlenkelement zur geraden Strecke keine unzulässigen Knicke aufweisen.
- 3.4.6.2 Umlenkelemente können aus Stahl, Beton oder Kunststoff bestehen. Bei Umlenkelementen aus Kunststoff ist sicherzustellen, dass sie dem radialen Druck und möglichen Längsverschiebungen des Spannglieds ohne Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit dauerhaft widerstehen.
- 3.4.6.3 Minimalradien für Umlenkelemente und minimale gerade Längen hinter Verankerungen sind der technischen Dokumentation des verwendeten Spannsystems gemäss 3.4.1.4 zu entnehmen.

### 3.4.7 Qualitätssicherung

- 3.4.7.1 Die Bauteile des Spannsystems sind aufgrund eines Prüfplans laufend zu überprüfen (Eigenüberwachung). Die Prüfungen sind zu protokollieren und der fremdüberwachenden Stelle zur Einsichtnahme zur Verfügung zu halten.
- 3.4.7.2 Ein Überwachungsvertrag zwischen einer akkreditierten Konformitätsbewertungsstelle und den Spannstahl Verarbeitenden regelt die periodische Überwachung der Qualität des Spannsystems (Fremdüberwachung). Die Überwachung erfolgt aufgrund eines Kontrollplans, der auf die Art des Spannsystems abgestimmt ist. Die Überprüfung hat mindestens einmal jährlich zu erfolgen. Die Prüfberichte und Überwachungsberichte sind von den Spannstahl Verarbeitenden zur Einsichtnahme zur Verfügung zu halten.

## 4 TRAGWERKSANALYSE UND BEMESSUNG

### 4.1 Tragwerksanalyse

#### 4.1.1 Allgemeines

- 4.1.1.1 Die Tragwerksanalyse umfasst die anhand eines Tragwerksmodells vollzogene Ermittlung von Auswirkungen wie Schnittgrössen, Auflagerreaktionen, Verformungen und Rissbildungen. Das Tragwerk kann dabei im Allgemeinen mithilfe von Stäben, Platten, Scheiben und Schalen modelliert werden.
- 4.1.1.2 Für das Festlegen der Lastfälle gilt SIA 260. Im Falle von Interaktionen des Tragwerks mit dem Baugrund sind auch SIA 197, SIA 198 und SIA 267 zu berücksichtigen.
- 4.1.1.3 Grundlage für die Ermittlung der Schnittgrössen bei statisch unbestimmten Systemen können sein:
- lineare Elastizitätstheorie (siehe 4.1.4.1),
  - Plastizitätstheorie (siehe 4.1.4.2),
  - nichtlineare Verfahren (siehe 4.1.4.3).
- 4.1.1.4 Wenn die Einwirkungen auf das Bauwerk und aus dem Baugrund nur ungenügend genau quantifiziert werden können, ist ein duktileres Verhalten des Tragwerks durch konstruktive Massnahmen gemäss 4.1.4.2.4 sicherzustellen.
- 4.1.1.5 Die Auswirkungen des Kriechens und Schwindens des Betons sind beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in der Regel zu berücksichtigen.

#### 4.1.2 Aufgezwungene und behinderte Verformungen

- 4.1.2.1 Durch aufgezwungene oder behinderte Verformungen, die z. B. von Temperaturänderungen, differentiellen Setzungen oder Schwindverformungen herrühren, entstehen an statisch unbestimmten Systemen Zwangsschnittgrössen.
- 4.1.2.2 Zwangsschnittgrössen können für den Nachweis der Tragsicherheit nur vernachlässigt werden, falls für alle Tragwerksbereiche ein ausreichendes Verformungsvermögen gewährleistet ist und Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden können. Die Auswirkungen von aufgezwungenen Deformationen aus dem Baugrund sind angemessen zu berücksichtigen.
- 4.1.2.3 Bei der Ermittlung von Zwangsschnittgrössen für die Nachweise der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit dürfen die Rissbildung und das Kriechen in angemessener Weise berücksichtigt werden.

#### 4.1.3 Tragwerksmodell

##### 4.1.3.1 Allgemeines

- 4.1.3.1.1 Bei der Modellbildung und Systemabgrenzung sind die statischen und geometrischen Randbedingungen sowie die Weiterleitung der Auflagerkräfte zu beachten.
- 4.1.3.1.2 Die Interaktion von Boden und Bauwerk ist angemessen zu berücksichtigen. Die Bestimmungen von SIA 197, SIA 198 und SIA 267 sind zu beachten.
- ##### 4.1.3.2 Geometrische Imperfektionen
- 4.1.3.2.1 Mögliche Abweichungen von planmässiger Tragwerksgeometrie und Laststellung sind in der Tragwerksanalyse zu berücksichtigen. Zu beachten sind insbesondere die Masstoleranzen gemäss Anhang A.

4.1.3.2.2 Geometrische Imperfektionen gemäss den nachfolgenden Ziffern sind zu berücksichtigen, falls sie für den betrachteten Nachweis von Bedeutung sind. Bei schlanken Druckgliedern sind die Auswirkungen 2. Ordnung und die Einflüsse des Kriechens des Betons zu beachten (siehe 4.3.7).

4.1.3.2.3 Falls in der Projektbasis nicht anders festgelegt, beträgt die Fusspunktverdrehung vertikaler Druckglieder:

$$\frac{1}{200} \geq \alpha_i = \frac{0,01}{\sqrt{l}} \geq \frac{1}{300} \quad l \text{ in m} \quad (17)$$

wobei  $l$  die Höhe des Druckglieds bzw. der übereinanderstehenden Druckglieder bezeichnet.

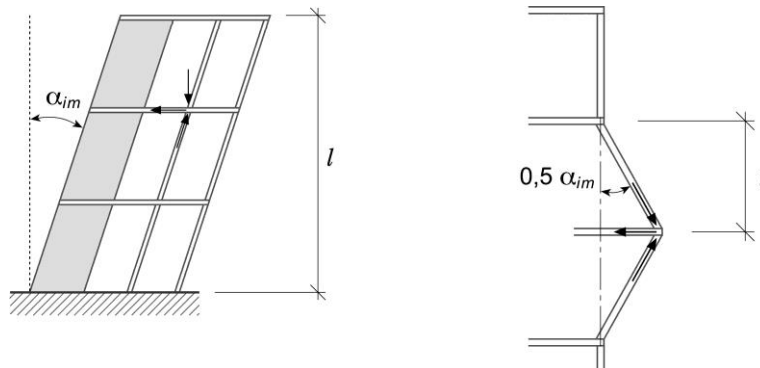
4.1.3.2.4 Bei Brückenstützen oder hochbeanspruchten Hochbaustützen kann die aus der Fusspunktverdrehung resultierende Schiefstellung für die Bemessung der aussteifenden Tragwerksteile (z. B. Geschossdecke, Gebäudeaussteifung, Brückenlager) von Bedeutung sein. Die Auswirkung der Schiefstellung ist abzuschätzen und gegebenenfalls rechnerisch zu berücksichtigen.

4.1.3.2.5 Im Hochbau kann die mittlere Schiefstellung einer Gruppe vertikaler Druckglieder  $\alpha_{im}$  wie folgt abgeschätzt werden:

$$\alpha_{im} = \alpha_i \sqrt{0,5 \left(1,0 + \frac{1,0}{m}\right)} \quad (18)$$

$m$  bezeichnet dabei die Anzahl der Druckglieder, die für die Ermittlung der Auswirkung der Schiefstellung einzubeziehen sind (Figur 9).

Figur 9 Geometrische Imperfektionen



4.1.3.3 Tragwerksgeometrie

4.1.3.3.1 Für die Tragwerksanalyse ist das Tragwerk mit geeigneten Modellen zu idealisieren; Beispiele hierfür sind ebene oder räumliche Rahmen, Balken, wandartige Träger, Trägerroste usw.

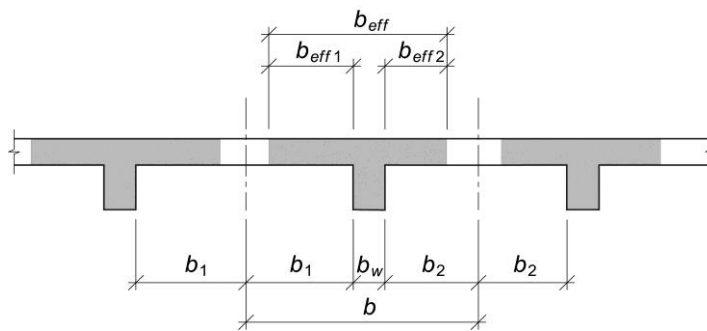
4.1.3.3.2 Bei Plattenbalken hängt die mitwirkende Plattenbreite von den Steg- und Gurtabmessungen, der Art der Einwirkung, der Spannweite, den Auflagerbedingungen und der Querbewehrung ab. Die mitwirkende Plattenbreite kann wie folgt abgeschätzt werden (Figur 10):

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (19)$$

mit

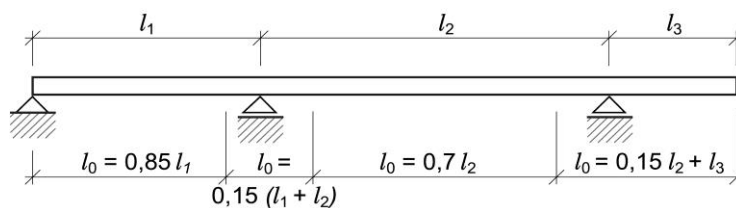
$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 \quad (20)$$

Figur 10 Mitwirkende Plattenbreite



- 4.1.3.3.3 Die massgebende Spannweite  $l_0$  (entsprechend dem Abstand der Momentennullpunkte) kann für übliche Fälle gemäss Figur 11 ermittelt werden, wobei von folgenden Annahmen auszugehen ist:
- die Länge des Kragarms ist kleiner als die Hälfte der anschliessenden Spannweite,
  - das Verhältnis benachbarter Spannweiten liegt zwischen 1 und 1,5.

Figur 11 Massgebende Spannweiten  $l_0$  zur Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite



#### 4.1.4 Berechnungsverfahren

##### 4.1.4.1 Lineare Elastizitätstheorie

4.1.4.1.1 Berechnungsverfahren auf der Grundlage der linearen Elastizitätstheorie können zur Schnittgrössenermittlung für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit angewendet werden.

4.1.4.1.2 Wenn die Rissbildung und das Kriechen des Betons einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die Schnittgrössenverteilung ausüben, können sie für eine vereinfachte Berechnung mit der linearen Elastizitätstheorie durch Ansatz einer Sekantensteifigkeit berücksichtigt werden.

4.1.4.1.3 Bei der Tragwerksanalyse ist in der Regel von den Querschnittssteifigkeiten für den ungerissenen Zustand auszugehen. Abminderungen der Steifigkeiten infolge Rissbildung und Kriechen sind zulässig, falls entsprechende Abschätzungen vorgenommen werden. Dabei gilt es zu beachten, dass eine Abminderung der Steifigkeit je nach vorliegender Situation eine günstige oder ungünstige Wirkung haben kann.

4.1.4.1.4 Die Spannungsberechnung für den ungerissenen Zustand basiert auf den Annahmen, dass sich Bewehrung und Beton linear elastisch verhalten und in starrem Verbund wirken. Für den gerissenen Zustand ist anzunehmen, dass der Beton im Rissquerschnitt keine Zugspannungen überträgt.

##### 4.1.4.2 Methoden der Plastizitätstheorie

4.1.4.2.1 Die Methoden der Plastizitätstheorie eignen sich zur Schnittgrössenermittlung für den Grenzzustand der Tragsicherheit.

4.1.4.2.2 Die Tragwerksanalyse soll im Allgemeinen nach dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie (statische Methode) vorgenommen werden. Dabei ist von einem Gleichgewichtszustand der inneren und äusseren Kräfte auszugehen, der die statischen Randbedingungen erfüllt und die Fliessbedingungen nirgends verletzt. Die Anwendung der Plastizitätstheorie für Tragwerke in Interaktion mit dem Baugrund erfordert einen entsprechenden Nachweis des Baugrundwiderstands gemäss SIA 267.

4.1.4.2.3 Ein Vorgehen nach dem oberen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie (kinematische Methode) ist dann zulässig, wenn durch Erfahrung bekannt ist, dass sich die angenommenen Mechanismen im Bruchzustand tatsächlich einstellen können.

- 4.1.4.2.4 Ein duktilen Verhalten ist durch konstruktive Massnahmen (z. B. Verbügelung oder Einlegen einer Umschnürungsbewehrung in der Druckzone), die Wahl der Baustoffe und Bauteilabmessungen sowie das Einlegen einer Mindestbewehrung zur Verhinderung eines spröden Versagens gemäss 4.3.1.2 sicherzustellen.
- 4.1.4.2.5 Schnittgrössen statisch unbestimmter, vorwiegend auf Biegung beanspruchter Bauteile, die nach 4.1.4.1 ermittelt wurden, können unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen und unter Beachtung von 4.1.4.2.4 ohne rechnerischen Nachweis des Verformungsvermögens umgelagert werden, wenn:
- die bezogene Druckzonenhöhe den Wert  $x/d = 0,35 \cdot 435/f_{yd}$  nicht überschreitet,
  - bei Flachdecken die Plattenrotation  $\psi$  gemäss Gleichung (60) grösser als 0,020 ist,
  - Betonstahl der Klassen B oder C und Beton der Klassen  $\leq$  C 50/60 verwendet wird.

Für die Ermittlung der Druckzonenhöhe  $x$  gelten die Idealisierungen gemäss 4.2.1; eine allenfalls vorhandene Druckbewehrung darf in Rechnung gestellt werden.

- 4.1.4.2.6 Falls die Bedingungen gemäss 4.1.4.2.5 nicht eingehalten werden, ist ein rechnerischer Nachweis des plastischen Verformungsvermögens zu erbringen. Sowohl Werte  $x/d > 0,5 \cdot 435/f_{yd}$  in Biegedruckzonen als auch  $\psi < 0,008$  in Flachdecken sind, wenn möglich zu vermeiden.

#### 4.1.4.3 Nichtlineare Verfahren

- 4.1.4.3.1 Nichtlineare Verfahren können zur Tragwerksanalyse für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit angewendet werden, falls sie durch Erfahrung oder Versuche genügend abgestützt sind.

- 4.1.4.3.2 Die Resultate müssen das Gleichgewicht der inneren und äusseren Kräfte erfüllen und die Verträglichkeit auf der Basis realistischer Stoffgesetze für Beton, Bewehrung und Verbund gewährleisten, die für die untersuchte Fragestellung ausreichend validiert sind und die relevanten Einflüsse berücksichtigen.

- 4.1.4.3.3 Für Tragwerke mit Interaktion mit dem Baugrund ist das Baugrundverhalten realistisch zu erfassen, wobei Unsicherheiten bezüglich der Baugrundeigenschaften zu berücksichtigen sind, z. B. durch eine Sensitivitätsanalyse.

- 4.1.4.3.4 Für Nachweise der Tragsicherheit sind die Schnittgrössen mit Berechnungen nach 4.1.4.1 oder 4.1.4.2 zu validieren und es ist ein dem jeweiligen Versagensmechanismus angemessenes Sicherheitskonzept zu verwenden.

- 4.1.4.3.5 Im Grenzzustand der Tragsicherheit ist grundsätzlich von einem gerissenen Zustand auszugehen, wobei der Beton im Rissquerschnitt keine Zugspannungen überträgt.

- 4.1.4.3.6 Wenn die Rissbildung einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die Schnittgrössenverteilung ausübt, ist der Einfluss der Zugfestigkeit zu untersuchen, z. B. mit einer Sensitivitätsanalyse.

### 4.1.5 Vorgespannte Tragwerke

#### 4.1.5.1 Allgemeines

- 4.1.5.1.1 Die Vorspannung kann als Auswirkung der Verankerungs-, Umlenk- und Reibungskräfte betrachtet werden.

- 4.1.5.1.2 Das Vorspannen erzeugt im Tragwerk einen Eigenspannungszustand und hat Verformungen des Tragwerks zur Folge. Bei statisch unbestimmten Systemen entstehen im Allgemeinen Zwangsschnittgrössen aus behinderter Verformung.

- 4.1.5.1.3 Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Zwangsschnittgrössen zu berücksichtigen. Dabei sind die Spannkraftverluste zu beachten.

- 4.1.5.1.4 Eine angemessene Berücksichtigung der Zwangsschnittgrössen für den Grenzzustand der Tragsicherheit führt in der Regel zu einer zweckmässigen Bewehrungsanordnung.

- 4.1.5.1.5 Bei Spanngliedern mit Verbund ist für die Ermittlung der Beanspruchungen des Spannstahls dessen Vordehnung zu berücksichtigen.

- 4.1.5.1.6 Bei Spanngliedern ohne Verbund darf die Erhöhung der Spannkraft für den Nachweis der Tragsicherheit berücksichtigt werden, falls genauere Untersuchungen durchgeführt werden. Andernfalls ist von der nach Abzug aller Verluste vorhandenen Spannkraft auszugehen.

4.1.5.1.7 Verankerungsbereiche von Spanngliedern werden in Ankerzonen und Kraftausbreitungszonen unterteilt. Kraftausbreitungszonen sind für die Einleitung der Spannkkräfte in das Tragwerk zu bemessen. Die konstruktive Durchbildung der Ankerzonen ist Teil des Spannsystems.

#### 4.1.5.2 Spannungen im Spann Stahl

4.1.5.2.1 Während des Spannens ist die Beanspruchung des Spann Stahls wie folgt zu begrenzen:

$$\sigma_{p,max} \leq \min\{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} \quad (21)$$

4.1.5.2.2 Unmittelbar nach dem Spann en (Spannglieder mit oder ohne Verbund) bzw. nach dem Lösen der Spannverankerungen (Spannbettverfahren) gilt für die Beanspruchung des Spann Stahls folgende Grenze:

$$\sigma_p \leq \min\{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}\} \quad (22)$$

4.1.5.2.3 Die nach Abzug aller Verluste gemäss 4.1.5.3 verbleibende Spannung im Spann Stahl soll einen Wert von mindestens 0,45  $f_{pk}$  aufweisen.

4.1.5.2.4 Beim und unmittelbar nach dem Spann en soll die grösste Betondruckspannung an keiner Stelle des Tragwerks ausserhalb der Verankerungsbereiche folgenden Wert überschreiten:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (23)$$

Der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt  $t$  des Spannens kann anhand von Figur 1 abgeschätzt werden; eine Mindestfestigkeit von  $f_{ck}(t) > 0,3 f_{ck}$  wird vorausgesetzt.

4.1.5.2.5 Die Betondruckspannungen in den Verankerungsbereichen sind gemäss den Angaben in der technischen Dokumentation des Spannsystems gemäss 3.4.1.4 zu begrenzen.

#### 4.1.5.3 Spannkraftverluste

4.1.5.3.1 Bei der Ermittlung des Verlaufs der Spannkraft entlang des Spannglieds für den Zeitpunkt  $t_0$  sind die Verluste infolge Reibung im Hüllrohr und in der Spannverankerung, der Verankerungsschlupf sowie, falls nicht vernachlässigbar, die elastischen Verformungen des Tragwerks zu berücksichtigen. Angaben zum Verankerungsschlupf sind der technischen Dokumentation des Spannsystems gemäss 3.4.1.4 zu entnehmen.

4.1.5.3.2 Bei der Bestimmung der Spannkraft für den Zeitpunkt  $t > t_0$  sind die Einflüsse aus Schwinden und Kriechen des Betons und aus der Relaxation des Spann Stahls zu berücksichtigen.

4.1.5.3.3 Die durch Reibung im Hüllrohr bedingte Änderung der Spannkraft entlang des Spannglieds kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$P(x) = P_{max} \cdot e^{-\mu(\phi_x + \Delta\phi x)} \quad (24)$$

Werte für  $\mu$  und  $\Delta\phi$  sind der technischen Dokumentation des verwendeten Spannsystems gemäss 3.4.1.4 zu entnehmen.

4.1.5.3.4 Die zeitabhängigen Spannkraftverluste infolge Kriechens und Schwindens des Betons sowie Relaxation des Spann Stahls sind auf der Grundlage der Angaben in 3.1.2.5 bis 3.1.2.7 und 3.3.2.7 zu ermitteln.

#### 4.1.5.4 Spannkraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Falls eine Abweichung der Spannkraft  $P_k$  von ihrer planmässigen Grösse das Tragwerksverhalten wesentlich beeinflusst, sind Untersuchungen für die maximal bzw. minimal mögliche Spannkraft durchzuführen. Die möglichen Abweichungen sind projektspezifisch festzulegen.

#### 4.1.5.5 Spannkraft im Grenzzustand der Tragsicherheit

4.1.5.5.1 Für den Nachweis der Tragsicherheit kann die Zugkraft im Spann Stahl im Allgemeinen als Beitrag zum Tragwiderstand berücksichtigt werden.

4.1.5.5.2 Wird alternativ die Vorspannung als günstig wirkende Einwirkung berücksichtigt, gilt  $P_d = \gamma_P P_k$  mit  $\gamma_P = 1,0$ . Dabei sind die Spannkraftverluste zu berücksichtigen.

4.1.5.5.3 Bei der Überprüfung der Vorspannung für den Zeitpunkt des Aufbringens der Spannkraft sowie für den Nachweis der Tragwerksbereiche mit Spannverankerungen und Umlenkungen von Spanngliedern ist die Spannkraft  $P_d = \gamma_P P_k$  als ungünstig wirkende Leiteinwirkung mit  $\gamma_P = 1,2$  zu betrachten. Dabei ist in der Regel die Überspannkraft als charakteristische Einwirkung in Rechnung zu stellen.

4.1.5.6 Platten mit Spanngliedern ohne Verbund

4.1.5.6.1 Der Biege widerstand von Platten mit Spanngliedern ohne Verbund soll vereinfachend unter Vernachlässigung der Membrankräfte ermittelt werden.

4.1.5.6.2 Der Tragwiderstand gilt als erreicht, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$w_R = \frac{l}{40} \quad (25)$$

Die Zunahme der Kraft im Spannstahl wird aus der Verlängerung des Spannglieds zwischen den Verankerungen bestimmt. Der Bemessungswert des Spannstahlwiderstands  $F_{pRd}$  ergibt sich durch Abminderung der gesamten Spannkraft mit dem Widerstandsbeiwert  $\gamma_s$ .

## 4.2 Bemessungswerte

### 4.2.1 Beton

4.2.1.1 Die Bemessungswerte der Betondruckfestigkeit  $f_{cd}$  und der Schubspannungsgrenze  $\tau_{cd}$  werden auf der Grundlage von Ziffer 2.3.2 ermittelt.

4.2.1.2 Für den Umrechnungsfaktor  $\eta_{fc}$  gilt:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0 \quad (26)$$

4.2.1.3 Der Faktor  $\eta_t$  in Gleichung (2) berücksichtigt die Auswirkung der Einwirkungsdauer auf die Betonfestigkeit. Sofern die Betonfestigkeit  $f_{ck}$  in einem Alter  $\leq 28$  Tagen bestimmt wird und der Bemessungswert der bis zu einem Betonalter von 3 Monaten aufgetragenen Einwirkungen mit einer Einwirkungsdauer von mehr als 1 h weniger als 85 % des Bemessungswerts der gesamten massgebenden Einwirkung beträgt, kann  $\eta_t = 1,0$  gesetzt werden.

Andernfalls gilt

- $\eta_t = 0,85$ , falls das Verhältnis des Bemessungswerts der Einwirkungen mit einer Einwirkungsdauer grösser 1 Stunde zu jenem der gesamten Einwirkung 1,0 beträgt.
- $\eta_t = 1,00$ , falls dieses Verhältnis weniger als 0,85 beträgt.

Dazwischen kann linear interpoliert werden.

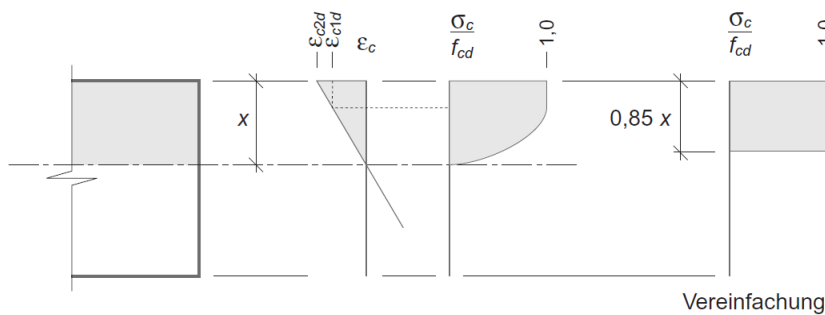
Bei einer stossartigen Belastung wie z. B. Anprall und Explosion kann  $\eta_t = 1,2$  gesetzt werden.

4.2.1.4 Die Bemessungswerte von Normalbeton für den Normalfall mit  $\eta_t = 1,0$  sind in Tabelle 8 aufgeführt.

Tabelle 8 Bemessungswerte für Normalbeton mit  $\eta_t = 1,0$

Beton	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C.../...
$f_{cd}$ in MPa	8,0	10,5	13,5	16,5	20,0	23,3	26,7	28,8	30,9	Gl. (2)
$\tau_{cd}$ in MPa	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,25	1,35	1,40	Gl. (3)
$\epsilon_{c1d}$	0,002									
$\epsilon_{c2d}$	0,0035									

Figur 12 Idealisierte Spannungs-Dehnungs-Diagramme für Beton



4.2.1.5 Das Verhalten von Beton unter Druckbeanspruchung wird gemäss dem in Figur 12 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Diagramm idealisiert. In der Regel kann von einer vereinfachten, z. B. rechteckförmigen Spannungsverteilung ausgegangen werden. Für Leichtbeton ist die Stauchung  $\epsilon_{c2d}$  auf  $\eta_l 0,003 > 0,002$  zu begrenzen, und die Höhe der rechteckförmigen Spannungsverteilung beträgt näherungsweise  $0,8 x$ . Für die maximalen Stauchungen von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen gilt SIA 2030.

4.2.1.6 Für den aufsteigenden Ast des Spannungs-Dehnungs-Diagramms gilt die Beziehung:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k_\sigma \cdot \zeta - \zeta^2}{1 + (k_\sigma - 2) \cdot \zeta} \quad (27)$$

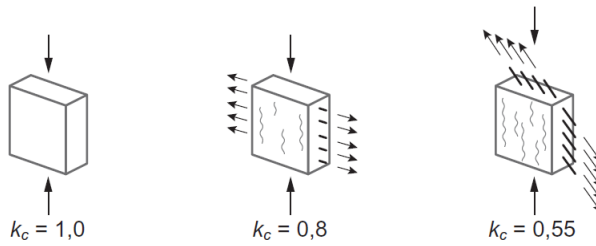
$$\text{mit } k_\sigma = \frac{E_{cd}}{400 \cdot f_{cd}} \text{ und } \zeta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1d}}$$

4.2.1.7 Für die Bemessung von Scheiben und Trägerstegen ist die reduzierte Betondruckfestigkeit  $k_c \cdot f_{cd}$  anzusetzen; der Reduktionsbeiwert  $k_c$  beträgt (Figur 13):

- $k_c = 1,0$  für Knotenbereiche und ungestörte einachsige Druckspannungszustände (z. B. Druckstreben),
- $k_c = 0,8$  für Druckfelder mit parallel zur Druckrichtung verlaufenden Rissen und einer senkrecht dazu eingelegten Zugbewehrung,
- $k_c = 0,55$  für Druckfelder mit schief zur Druckrichtung verlaufender Bewehrung (z. B. Trägerstege),
- $k_c = 0,4$  für Druckfelder mit schief zur Druckrichtung verlaufender Bewehrung, wenn im betrachteten Trägerabschnitt plastische Gurtverformungen zu erwarten sind.

Für Leichtbeton sind obige Werte mit  $\eta_l$  gemäss Gleichung (9) zu reduzieren.

Figur 13 Beanspruchung von Scheiben und Trägerstegen



4.2.1.8 Bei einer detaillierteren Untersuchung gilt für den Reduktionsbeiwert  $k_c$ :

$$k_c = \frac{1}{1+110 \cdot \varepsilon_1} \leq 1,00 \quad (28)$$

4.2.1.9 Im Falle dreiachsiger Druckbeanspruchung kann für Normalbeton der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit auf  $k_c \cdot f_{cd}$  erhöht werden; der Beiwert beträgt:

$$k_c = 1 - 4 \cdot \frac{\sigma_1}{f_{cd}} \leq 4 \quad (29)$$

Der Manteldruck  $\sigma_1$  (negativ) kann beispielsweise durch eine Umschnürungsbewehrung (Figur 14) hervorgerufen werden. Bei Druckgliedern und Biegedruckzonen kann in der Regel davon ausgegangen werden, dass die Umschnürungsbewehrung die Fließgrenze erreicht. Der Manteldruck beträgt dann:

$$\sigma_1 = -\omega_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{s_{cx}}{2 \cdot d_c}\right)^2 \quad (\text{Kreisquerschnitte}) \quad (30)$$

$$\text{mit } \omega_c = \frac{A_{sc} \cdot f_{sd}}{s_{cx} \cdot d_c \cdot f_{cd}}$$

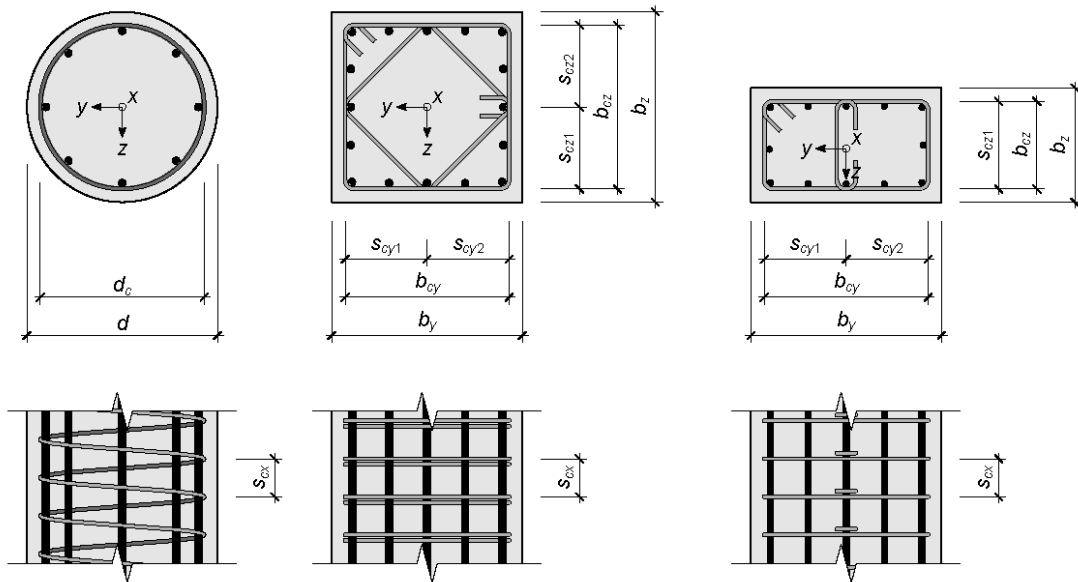
$$\sigma_1 = -\omega_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{s_{cy}^2 + s_{cx}^2}}{2 \cdot b_{cz}}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{s_{cz}^2 + s_{cx}^2}}{2 \cdot b_{cy}}\right) \quad (\text{Rechteckquerschnitte}) \quad (31)$$

$$\text{mit } \omega_c = \min\left(\omega_y = \frac{A_{scy} \cdot f_{sd}}{b_{cz} \cdot s_{cx} \cdot f_{cd}}, \quad \omega_z = \frac{A_{scz} \cdot f_{sd}}{b_{cy} \cdot s_{cx} \cdot f_{cd}}\right)$$

$$\text{mit } s_{cy} = \max(s_{c yi}) \text{ und } s_{cz} = \max(s_{c zi})$$

Falls der Bemessungswert der Druckfestigkeit mit  $k_c$  erhöht wird, darf der Beton ausserhalb der Umschnürung, der abplatzen kann, nicht berücksichtigt werden.

Figur 14 Druckglieder mit Umschnürungsbewehrung



4.2.1.10 Durch das Einlegen einer Umschnürungsbewehrung kann nebst der Erhöhung der Festigkeit auch ein duktileres Verhalten erreicht werden. Sollen diese Eigenschaften rechnerisch ausgenutzt werden, ist zu prüfen, ob der Tragwiderstand auch nach dem Abplatzen des Überdeckungsbetons genügend gross ist, und es ist darauf zu achten, dass ein vorzeitiges Ausknicken der Längsbewehrung mit einer engen Verbügelung verhindert wird.

Zudem ist zu gewährleisten, dass die Längsbewehrung im Gebrauchszustand die Fließgrenze nicht erreicht.

4.2.1.11 Bei örtlicher Pressung kann für Normalbeton der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit auf  $k_c \cdot f_{cd}$  erhöht werden. Bei zentrischer Druckbeanspruchung der Lasteintragungsfläche kann der Beiwert  $k_c$  wie folgt bestimmt werden:

$$k_c = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \quad (32)$$

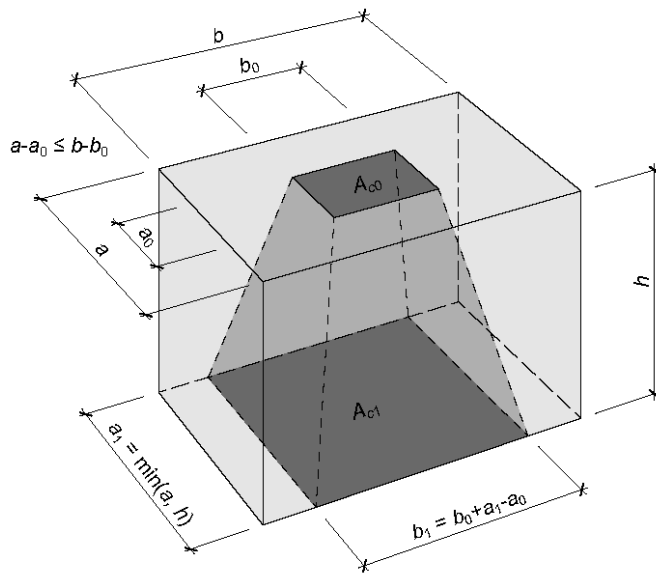
mit

$A_{c0}$  gleichmässig belastete rechteckförmige Teilfläche mit Seitenlängen  $a_0$  und  $b_0$ , auf einem Betonbauteil mit Seitenlängen  $a$  parallel zu  $a_0$  und  $b$  parallel zu  $b_0$  sowie der Höhe  $h$ , wobei  $(a - a_0) \leq (b - b_0)$  gilt

$A_{c1}$  rechteckförmige zu  $A_{c0}$  parallele Fläche mit Seitenlängen  $a_1$  parallel zu  $a_0$  und  $b_1$  parallel zu  $b_0$ , wobei  $a_1 = \min(a, h)$  und  $b_1 = b_0 + a_1 - a_0$  beträgt (Figur 15)

Die Anwendung von Gleichung (32) bedingt, dass die Querkraftkräfte durch entsprechenden Querdruck oder durch eine Bewehrung aufgenommen werden.

Figur 15 Geometrische Bedingungen bei örtlicher Pressung



4.2.1.12 Bei der Durchleitung von Stützenlasten durch Decken kann 4.2.1.9 sinngemäss angewendet werden. Ohne genauere Untersuchungen sind die für die Umschnürung erforderliche Bewehrungsquerschnitte zu jenen für die Biege- und Drillmomente zu addieren.

4.2.1.13 Die Beiwerte  $k_c$  gemäss den Gleichungen (29) und (32) dürfen weder kumuliert noch kombiniert werden.

4.2.1.14 Der rechnerische Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Zustand erfolgt, wenn die Betonspannung die Zugfestigkeit erreicht. Je nach Problemstellung ist der Mittelwert  $f_{cm}$  oder ein Fraktilwert der Zugfestigkeit gemäss 3.1.2.2.5 anzusetzen.

4.2.1.15 Der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls von Beton beträgt:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \tag{33}$$

4.2.1.16 Für die Ermittlung von Verformungen gemäss 4.4.3 kann von  $\gamma_{CE} = 1,0$  ausgegangen werden. Schwinden und Kriechen sind entsprechend den Angaben in 3.1.2.5 bis 3.1.2.7 zu berücksichtigen.

4.2.1.17 Für die Bemessung von Druckgliedern ist, falls Einflüsse 2. Ordnung zu berücksichtigen sind,  $\gamma_{CE}$  auf die Art der Festlegung von  $E_{cm}$  abzustimmen; im Allgemeinen kann von  $\gamma_{CE} = 1,2$  ausgegangen werden.

4.2.2 **Betonstahl**

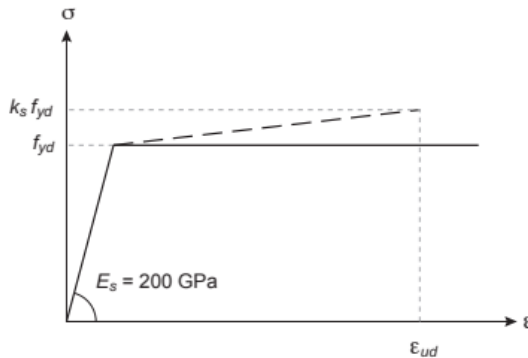
4.2.2.1 Die Bemessungswerte der Fließgrenze von Betonstahl  $f_{yd}$  werden auf der Grundlage von 2.4.2 ermittelt. Für Betonstahl gemäss 3.2 sind die entsprechenden Werte in Tabelle 9 aufgeführt.

Tabelle 9 Bemessungswerte für Betonstahl

Betonstahl	B500A	B500B	B500C	B700B
$f_{yd}$ in MPa	435	435	435	610
$k_s$	1,05	1,08	$\geq 1,15$	1,08
$\epsilon_{ud}$	0,020	0,045	0,065	0,045

4.2.2.2 Das Verhalten von Betonstahl unter Zug- oder Druckbeanspruchung wird gemäss dem in Figur 16 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Diagramm idealisiert.

Figur 16 Idealisiertes Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Betonstahl



4.2.2.3 Für die Bemessungssituation «Anprall» können die in Tabelle 9 angegebenen Werte für  $f_{yd}$  um 15 % erhöht werden.

4.2.2.4 Die Bemessung erfolgt auf der Grundlage der Nennwerte der Stabdurchmesser.

4.2.2.5 In der Regel kann von einem ideal plastischen Fließverhalten ( $k_s = 1,0$ ) ausgegangen werden.

4.2.2.6 Für Fragestellungen, bei denen das plastische Verformungsvermögen von Bedeutung ist, kann es zweckmässig sein, von einer linearen Verfestigung des Betonstahls auszugehen. Dabei sind die Bruchdehnung  $\epsilon_{ud}$  und das Verfestigungsverhältnis  $k_s$  auf die in Tabelle 9 angegebenen Werte zu begrenzen.

4.2.2.7 In der Regel kann der Tragwerksanalyse und Bemessung der Mittelwert des Elastizitätsmoduls  $E_s$  gemäss 3.2.2.4 zugrunde gelegt werden.

### 4.2.3 Spannstahl

4.2.3.1 Die Bemessungswerte der Fließgrenze von Spannstahl  $f_{pd}$  werden auf der Grundlage von 2.4.2 ermittelt. Für Spannstahl gemäss 3.3 sind die entsprechenden Werte in Tabelle 10 aufgeführt.

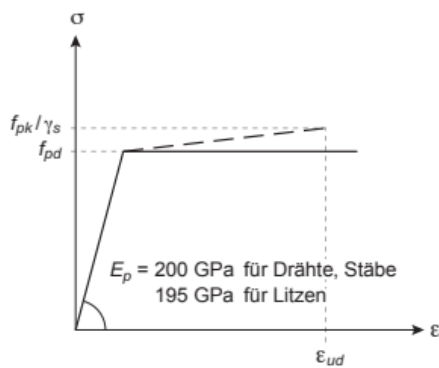
Tabelle 10 Bemessungswerte für Spannstahl

Spannstahl	Y1860	Y1770	Y1670	Y1570	Y1230	Y1100	Y1050	Y1030
$f_{pd}$ in MPa	1390	1320	1250	1130	940	780	825	720
$\epsilon_{ud}$	0,020							

4.2.3.2 Für die Bemessungssituation «Anprall» können die in Tabelle 10 angegebenen Werte für  $f_{pd}$  um 15 % erhöht werden.

4.2.3.3 Das Verhalten von Spannstahl unter Zugbeanspruchung wird gemäss dem in Figur 17 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Diagramm idealisiert.

Figur 17 Idealisiertes Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Spannstahl



- 4.2.3.4 Die Bemessung erfolgt auf der Grundlage der Nennwerte der Spannstahlquerschnitte.
- 4.2.3.5 In der Regel kann von einem ideal plastischen Fließverhalten ausgegangen werden.
- 4.2.3.6 Für Fragestellungen, bei denen das plastische Verformungsvermögen von Bedeutung ist, kann es zweckmässig sein, von einer linearen Verfestigung des Spannstahls auszugehen. Die rechnerische Bruchdehnung ist dabei auf  $\epsilon_{ud} = 0,02$  zu begrenzen.
- 4.2.3.7 In der Regel kann der Tragwerksanalyse und Bemessung der Mittelwert des Elastizitätsmoduls  $E_p$  gemäss 3.3.2.4 zugrunde gelegt werden.

### 4.3 Nachweis der Tragsicherheit

#### 4.3.1 Allgemeines

- 4.3.1.1 Die Bemessung soll im Allgemeinen auf der Grundlage von Spannungsfeldern vorgenommen werden.
- 4.3.1.2 Für die Tragsicherheit relevante Querschnitte sind zur Verhinderung eines spröden Versagens beim Erreichen der Rissbeanspruchung mit einer Mindestbewehrung zu versehen, die gewährleistet, dass der Querschnittswiderstand grösser ist als die Rissbeanspruchung. Die Rissbeanspruchung darf hierbei mit der effektiven Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  gemäss 4.4.1.2 und 4.4.1.3 ermittelt werden. Eine zum Zeitpunkt der Rissbildung vorhandene Vorspannung darf berücksichtigt werden. Bei Spanngliedern ohne Verbund ist 4.1.5.1.6 zu beachten.
- 4.3.1.3 Für die Verankerung und konstruktive Durchbildung der Bewehrung gelten die Bestimmungen von Kapitel 5.
- 4.3.1.4 Spezielle Untersuchungen sind erforderlich für:
- Krafteinleitungszonen,
  - Durchdringungen von Balken und Stützen,
  - Diskontinuitäten im Querschnittsverlauf.

#### 4.3.2 Biegung und Biegung mit Normalkraft

- 4.3.2.1 In Tragwerksabschnitten ohne Querkraft und bei Querkraftnullpunkten lassen sich die Gurtkräfte anhand des Gleichgewichts der inneren Kräfte bestimmen; für die Bemessung der Gurtquerschnitte können die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten ( $f_{cd}$ ,  $f_{yd}$ ,  $f_{pd}$ ) angesetzt werden.
- 4.3.2.2 Der Verlauf der Gurtkräfte zwischen den Querkraftnullpunkten ergibt sich anhand des für den betrachteten Trägerabschnitt entwickelten Spannungsfelds; speziell zu beachten ist die Verankerung der Längsbewehrung.

- 4.3.2.3 Falls eine detaillierte Querschnittsanalyse vorgenommen werden soll, ist von folgenden Annahmen auszugehen:
- die Querschnitte bleiben eben und rechtwinklig zur Stabachse,
  - die Bewehrung überträgt nur Zug- und Druckkräfte in ihrer Richtung,
  - die Zugfestigkeit des Betons wird vernachlässigt,
  - die Spannungs-Dehnungs-Diagramme für den Beton und für die Bewehrungen werden gemäss den Angaben in 4.2 in Rechnung gestellt.
- 4.3.2.4 Zur Sicherstellung eines ausreichenden Verformungsvermögens sind die Angaben in 4.1.4.2 zu beachten.
- 4.3.2.5 Wenn bei Platten die Richtung der Hauptbeanspruchung deutlich von jener der Hauptbewehrung abweicht, muss dies bei der Bemessung berücksichtigt werden.
- 4.3.2.6 Der Nachweis der Tragsicherheit von auf Biegung und Drillung beanspruchten Platten kann, für Platten mit nicht zu grossen Drillmomenten und orthogonal verlaufenden Bewehrungen in x- und y-Richtung, näherungsweise mit folgenden Fließbedingungen durchgeführt werden:

$$\text{Positive Momente: } m_{xd} + |m_{xyd}| \leq m_{xRd} \quad (34a)$$

$$m_{yd} + |m_{xyd}| \leq m_{yRd} \quad (34b)$$

$$\text{Negative Momente: } -m_{xd} + |m_{xyd}| \leq m'_{xRd} \quad (34c)$$

$$-m_{yd} + |m_{xyd}| \leq m'_{yRd} \quad (34d)$$

### 4.3.3 Querkraft

#### 4.3.3.1 Allgemeines

- 4.3.3.1.1 Im Allgemeinen ist eine Mindestquerkraftbewehrung gemäss 5.5.2.2 oder 5.5.3.4 anzuordnen.
- 4.3.3.1.2 Das Einlegen einer Querkraftbewehrung ist insbesondere für folgende Bauteile angezeigt:
- dicke Platten und Schalen,
  - Bauteile, die bedeutenden aufgezwungenen Verformungen ausgesetzt sind,
  - Bauteile, die Einwirkungen ausgesetzt sind, die nur ungenügend genau quantifizierbar sind.
- 4.3.3.1.3 Auf die Anordnung einer Querkraftbewehrung darf verzichtet werden bei Bauteilen mit für die Tragsicherheit vernachlässigbarer Bedeutung oder bei dünnen Platten, in denen eine Lastumlagerung in Querrichtung möglich ist, sofern ein ausreichender Querkraftwiderstand gemäss 4.3.3.2 ff. gewährleistet ist.
- 4.3.3.1.4 Eine günstige Wirkung geeigneter Spannglieder darf bei der Ermittlung des Querkraftwiderstands in Rechnung gestellt werden. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung darf ausserdem eine günstige Wirkung geeigneter Zug- und Druckgurte berücksichtigt werden. Im Falle einer ungünstigen Wirkung der Gurt- oder Spannkkräfte ist der Bemessungswert der Querkraft grundsätzlich entsprechend zu vergrössern.
- 4.3.3.1.5 Bei linienförmig gestützten Platten dürfen die anhand einer linear elastischen Analyse bestimmten Querkräfte sowie die zugehörigen Biegemomente über eine Breite von  $2d$  beidseits des Querkraftmaximums gemittelt werden.
- 4.3.3.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung
- 4.3.3.2.1 Der Querkraftnachweis von Platten ohne Querkraftbewehrung ist für die massgebenden Schnitte zu führen, die mindestens um  $d/2$  vom Auflagerrand bzw. von der Einleitstelle einer Einzelkraft entfernt liegen.

Der Querkraftwiderstand von Platten ohne Querkraftbewehrung beträgt:

$$v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \quad (35)$$

$$k_d = \frac{1}{1 + \varepsilon_v \cdot d \cdot k_g} \quad d \text{ in mm} \quad (36)$$

$$k_g = \frac{48\text{mm}}{16\text{mm} + D_{\max} \cdot \min\left\{1; \left(\frac{60\text{MPa}}{f_{ck}}\right)^2\right\}} \geq 1,2 \quad D_{\max} \text{ in mm} \quad (37)$$

Die wirksame statische Höhe  $d_v$  ist so zu bestimmen, dass Querschnittsunstetigkeiten Rechnung getragen wird (siehe auch 4.3.3.2.8). Bei Leichtbeton ist  $D_{\max} = 0$  einzusetzen. Für Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen gilt SIA 2030.

- 4.3.3.2.2 Falls die Biegebewehrung im elastischen Zustand verbleibt, kann  $\varepsilon_v$  in verschiedenen Näherungsstufen bestimmt werden:

Näherungsstufe 1: Für eine konservative Abschätzung darf  $\varepsilon_v$  gemäss Gleichung (38) angenommen werden.

$$\varepsilon_v = \frac{f_{sd}}{E_s} \quad (38)$$

Näherungsstufe 2: In Abhängigkeit von den zu erwartenden Verformungen wird  $\varepsilon_v$  mit Gleichung (39) bestimmt.

$$\varepsilon_v = \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \frac{m_d}{m_{Rd}} \quad (39)$$

Näherungsstufe 3: Im Rahmen einer detaillierten Untersuchung darf die Dehnung  $\varepsilon_v$  wie folgt festgelegt werden.

$$\varepsilon_v = 2,5 \cdot \varepsilon_{0,6d} \quad (40)$$

Für  $\varepsilon_{0,6d}$  ist die Längsdehnung im Abstand von  $0,6d$  vom gedrückten Querschnittsrand in Hauptquerkrafttrichtung einzusetzen. Besteht die Bewehrung einer Bewehrungsrichtung aus mehreren Lagen über die Querschnittshöhe, darf die Längsdehnung  $\varepsilon_{0,6d}$  in Gleichung (40) bezüglich der Bewehrungslage mit der grössten statischen Höhe bestimmt werden. Der Beiwert  $k_d$  zur Bestimmung des Querkraftwiderstands ist hingegen mit der statischen Höhe sämtlicher Lagen der betrachteten Bewehrungsrichtung zu ermitteln.

- 4.3.3.2.3 Falls plastische Verformungen der Biegebewehrung nicht ausgeschlossen werden können, ist die Dehnung  $\varepsilon_v$  gemäss Gleichung (41) anzusetzen:

$$\varepsilon_v = 1,5 \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \quad (41)$$

- 4.3.3.2.4 Ist die Längsbewehrung im Bereich  $< d$  vom Nachweisschnitt abgestuft, ist die Dehnung  $\varepsilon_v$  um 50 % zu vergrössern.

- 4.3.3.2.5 Wenn die Hauptrichtung der Querkraft deutlich von der Richtung der Hauptbewehrung abweicht, ist die Dehnung  $\varepsilon_v$  mit dem Faktor  $1/(\sin^4 v + \cos^4 v)$  zu vergrössern.

- 4.3.3.2.6 Bei vorgespannten Platten bzw. Platten mit einer Normalkraft kann in Gleichung (39)  $m_d$  durch  $m_d - m_{Dd}$  und  $m_{Rd}$  durch  $m_{Rd} - m_{Dd}$  ersetzt werden, wobei  $m_{Dd}$  das Dekompressionsmoment bezeichnet. Zwangsschnittgrössen sowie Verluste infolge Schwindens, Kriechens und Relaxation sind zu berücksichtigen. Der Einfluss einer Zugbeanspruchung auf  $m_{Rd}$  und  $m_{Dd}$  ist zu berücksichtigen.

- 4.3.3.2.7 Bei Ermüdungsbeanspruchung ist die Dehnung  $\varepsilon_v$  gemäss 4.3.3.2.2 bis 4.3.3.2.4 zu ermitteln;  $m_d$  bezeichnet dann das im betrachteten Schnitt unter Ermüdungseinwirkungen maximal auftretende Biegemoment.

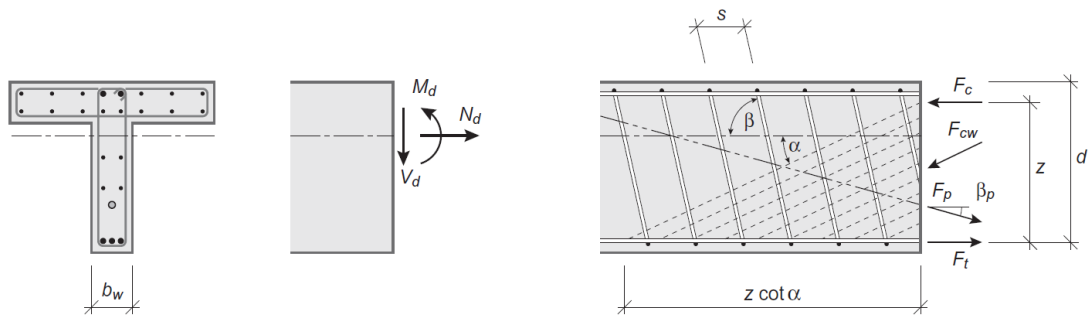
- 4.3.3.2.8 Einzellasten, deren Einleitstellen im Abstand  $a < 2d$  vom Auflagerrand entfernt sind, dürfen für die Ermittlung des zugehörigen Bemessungswerts der Querkraft mit dem Faktor  $a/(2d)$  abgemindert werden.

- 4.3.3.2.9 Einbetonierte Leitungen, Leitungsbündel oder Deckeneinlagen
- können vernachlässigt werden, wenn Breite und Höhe kleiner als  $d/6$  sind
  - sind zu berücksichtigen, wenn Breite oder Höhe grösser als  $d/6$  ist; in diesem Fall wird die wirksame statische Höhe  $d_v$  in Gleichung (35) bestimmt, indem die statische Höhe  $d$  um den grösseren Wert von Breite und Höhe der Einlagen reduziert wird.

- 4.3.3.3 Bauteile mit Querkraftbewehrung

- 4.3.3.3.1 Für die Bemessung von Trägerstegen wird angenommen, dass die Übertragung der Querkraft durch den Steg allein erfolgt. Grundlage für die Bemessung ist ein Spannungsfeld mit variabler Neigung der Druckfelder gemäss Figur 18.

Figur 18 Spannungsfeld für die Bemessung von Trägerstegen



4.3.3.3.2 Für Querkraftbewehrung gemäss Tabelle 5 darf die Druckfeldneigung  $\alpha$  innerhalb folgender Grenzen frei gewählt werden:

$$\alpha_{min} \leq \alpha \leq 45^\circ \quad (42)$$

4.3.3.3.3 Die minimale Druckfeldneigung  $\alpha_{min}$  kann in verschiedenen Näherungsstufen bestimmt werden:

Näherungsstufe 1: Ohne genaueren Nachweis ist  $\alpha_{min}$  auf die folgenden Werte zu begrenzen:

- $\alpha_{min} = 30^\circ$  im Normalfall
- $\alpha_{min} = 25^\circ$  wenn im Steg eine bedeutende Drucknormalkraft wirkt
- $\alpha_{min} = 40^\circ$  wenn im Steg eine Zugnormalkraft wirkt oder wenn im betrachteten Trägerabschnitt plastische Gurtverformungen zu erwarten sind.

Der Widerstand des Druckfelds  $V_{Rd,c}$  darf in diesem Fall mit dem Beiwert  $k_c$  gemäss 4.2.1.7 bestimmt werden.

Näherungsstufe 2: Bei einer detaillierteren Untersuchung beträgt die minimale Druckfeldneigung im Allgemeinen:

$$\alpha_{min} = 20^\circ + 10'000 \cdot \varepsilon_x \quad (43)$$

Für Querkraftbewehrungen der Duktilitätsklassen B und C darf die Druckfeldneigung darüber hinaus ohne genaueren Nachweis bis auf  $18^\circ$  reduziert werden. Eine weitere Reduktion setzt den Nachweis eines ausreichenden Verformungsvermögens der Querkraftbewehrung voraus.

In der Näherungsstufe 2 ist der Beiwert  $k_c$  für den Nachweis des Druckfeldwiderstands anhand von Gleichung (29) zu bestimmen. Die Hauptverzerrung  $\varepsilon_1$  darf gemäss Gleichung (49) angenommen werden.

Näherungsstufe 3:

Im Rahmen einer vertiefenden numerischen Analyse darf der Querkraftwiderstand mittels Spannungsfelder bestimmt werden, welche die Gleichgewichtsbedingungen, die Fließbedingungen sowie die kinematischen Verträglichkeitsbedingungen berücksichtigen. Ein ausreichendes Verformungsvermögen der Materialien muss im Rahmen der numerischen Analyse oder durch geeignete Zusatzbetrachtungen sichergestellt werden.

4.3.3.3.4 Bei der Kontrolle der Stegabmessungen ist zu zeigen, dass die Druckfestigkeit  $k_c f_{cd}$  gemäss 4.2.1.7 nicht überschritten wird. Der Nachweis kann für jene Druckfelder geführt werden, die unmittelbar neben Fächern bei Auflagern und bei Einleitstellen grosser Kräfte liegen. Druckstreben und Knoten sind gesondert zu überprüfen.

4.3.3.3.5 Ohne genaueren Nachweis ist bei Spanngliedern mit Hüllrohrdurchmessern  $\Sigma \varnothing_H > b_w / 8$  der Tragwiderstand der Druckfelder auf der Grundlage des Nennwerts der Stegbreite zu berechnen:

$$b_{w,nom} = b_w - k_H \Sigma \varnothing_H \quad (44)$$

Der Beiwert  $k_H$  beträgt:

- 0,5 für injizierte Stahlhüllrohre,
- 0,8 für injizierte Kunststoffhüllrohre,
- 1,2 für nicht oder noch nicht injizierte Hüllrohre.

$\Sigma\emptyset_H$  ist für die ungünstigste Spanngliedlage zu bestimmen.

4.3.3.3.6 Bei indirekter Auflagerung ist der Kraftfluss mithilfe eines Spannungsfelds zu überprüfen; Querschnittsbetrachtungen gemäss 4.3.3.4 sind nicht zulässig.

4.3.3.4 Querschnittsbetrachtung

4.3.3.4.1 In Bereichen direkter Auflagerung sowie bei Einleitstellen grosser Kräfte ist für die Bemessung der Querkraftbewehrung jene Querkraft massgebend, die vom Auflagerrand bzw. von der Kraft einen Abstand von  $z \cot \alpha$  aufweist. Dies gilt auch für die Kontrolle der Stegabmessungen, falls sich in den untersuchten Bereichen keine Druckstreben ausbilden müssen.

4.3.3.4.2 Für die Festlegung der Druckfeldneigung gilt 4.3.3.3.2. Der Hebelarm der inneren Kräfte  $z$  darf näherungsweise zu  $0,9 d$  angenommen werden. Bei Trägerstegen mit mehreren Bewehrungslagen oder mit Spanngliedern ist näherungsweise die Lage des Steifigkeitsschwerpunkts der zugbeanspruchten Bewehrung bestimmend für den Hebelarm der inneren Kräfte  $z$ .

4.3.3.4.3 Der Widerstand einer zur Bauteilachse senkrechten Querkraftbewehrung beträgt

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \alpha \quad (45)$$

Der Widerstand einer zur Bauteilachse geneigten Querkraftbewehrung beträgt

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad (46)$$

4.3.3.4.4 Ohne genauere Untersuchungen kann der Widerstand einer kreisförmigen Querkraftbewehrung zu 70 % des Widerstands einer rechteckigen Querkraftbewehrung derselben Höhe angenommen werden.

4.3.3.4.5 Zur Aufhängung von Kräften, die an der Balkenunterseite eingeleitet werden, ist der Widerstand der Querkraftbewehrung entsprechend zu erhöhen.

4.3.3.4.6 Für die gewählte Druckfeldneigung sind die Stegabmessungen zu überprüfen. Bei Trägern mit einer zur Bauteilachse senkrechten Querkraftbewehrung ist der Widerstand begrenzt auf:

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (47)$$

und bei Trägern, deren Querkraftbewehrung zur Achse des Bauteils geneigt ist, auf

$$V_{Rd,c} = b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot (\cos \alpha + \cot \beta \cdot \sin \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (48)$$

Bei vorgespannten Trägern ist die Stegbreite mit deren Nennwert gemäss 4.3.3.3.5 in Rechnung zu stellen.

4.3.3.4.7 Bei einer detaillierteren Untersuchung kann die Hauptverzerrung  $\varepsilon_1$  in Gleichung (28) wie folgt angenommen werden:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,001) \cdot \cot^2 \alpha \quad (49)$$

Die Längsdehnung in Stegmitte  $\varepsilon_x$  entspricht dem Mittelwert der Längsdehnung der beiden Gurte und ist  $\geq 0$  anzusetzen. Sie ist unter Berücksichtigung der Längszugkraft  $F_{Vd}$  infolge Querkraft gemäss Gleichung (51) zu bestimmen. Dabei ist die gleiche Druckfeldneigung  $\alpha$  wie zur Bestimmung der Querkraftwiderstände  $V_{Rd,s}$  und  $V_{Rd,c}$  zugrunde zu legen.

4.3.3.4.8 Bei günstiger Wirkung geneigter Spannglieder wird der Querkraftwiderstand vergrössert um

$$\Delta V_{Rd,p} = P_\infty \cdot \sin \beta_p \quad (50)$$

Die Berücksichtigung einer Kraft im Spannstahl  $> P_\infty$  erfordert detaillierte Untersuchungen gemäss 4.3.2.3 und 4.3.3.3.

- 4.3.3.4.9 Bei ungünstiger Wirkung geneigter Spannglieder ist der Bemessungswert der Querkraft unter Berücksichtigung der maximalen Kraft im Spannstahl zu vergrössern.
- 4.3.3.4.10 Die Längsbewehrung ist unter Berücksichtigung der sich aus der Neigung der Druckfelder ergebenden Längszugkräfte zu bemessen.
- 4.3.3.4.11 Die Längszugkraft infolge der Querkraft beträgt

$$F_{tvd} = V_d \cdot (\cot \alpha - \cot \beta) \quad (51)$$

Die Längszugkraft muss je zur Hälfte vom Druck- bzw. vom Zuggurt aufgenommen werden.

#### 4.3.4 Schubkräfte

##### 4.3.4.1 Krafteinleitung in die Gurte

- 4.3.4.1.1 Die Einleitung von Zug- bzw. Druckkräften in die Gurte erzeugt Schubkräfte im Übergang zu den Gurten und entsprechende Querkraft- und Druckkräfte in den Gurten.
- 4.3.4.1.2 Die Ausbreitung der Druckkräfte in den Gurten ist mithilfe von Spannungsfeldern zu untersuchen; empfohlene Werte für die Ausbreitwinkel sind:

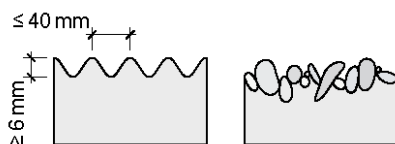
$$25^\circ \leq \alpha_f \leq 45^\circ \quad \text{für Druckflansche} \quad (52)$$

$$35^\circ \leq \alpha_f \leq 50^\circ \quad \text{für Zugflansche} \quad (53)$$

- 4.3.4.1.3 Im Allgemeinen ist die Bewehrung für die Krafteinleitung in die Gurte jener für die Querbiegung zu überlagern. Immer jedoch ist eine Mindestquerbewehrung gemäss Kapitel 5 anzuordnen.
- 4.3.4.1.4 Die Längsbewehrung in den Gurten ist entsprechend dem angenommenen Spannungsfeld zu verankern.
- 4.3.4.2 Schubkräfte zwischen Betonteilen unterschiedlichen Alters

Die Schubübertragung zwischen Betonteilen unterschiedlichen Alters ist in der Regel gewährleistet, falls vor dem Aufbringen des neuen Betons die Oberfläche des bestehenden Betons eine ausreichende Rauigkeit, Sauberkeit und Feuchtigkeit aufweist. Als ausreichend rau wird eine Oberfläche mit einer Rauheit von mindestens 6 mm (von Spitze zu Senke in einem Abstand von höchstens 40 mm) bezeichnet, die durch geeignete Verfahren unter Beachtung von 6.4.4.3 gemäss Figur 19 erzielt wird. Genügt die Oberfläche diesen Anforderungen nicht, ist die Schubübertragung gemäss 4.3.4.3.2 nachzuweisen.

Figure 19 Definition einer ausreichend rauen Oberfläche



##### 4.3.4.3 Schubkräfte in Fugen zusammengesetzter Bauteile

- 4.3.4.3.1 Bei der Bemessung der Fugen von zusammengesetzten Bauteilen sind die erschwerten Ausführungsbedingungen zu beachten. Gegenüber den in 4.2 angegebenen Werten sind für den Nachweis der Tragsicherheit der Verbindung die Bemessungswerte  $f_{cd}$  mit  $k_c = 0,5$  und  $f_{yd}$  mit  $k_f = 0,8$  zu reduzieren.
- 4.3.4.3.2 Der Bemessungswert der Schubfestigkeit der Fuge ergibt sich zu

$$\tau_{cd,red} = k_{ct} \cdot \tau_{cd} - k_{cs} \cdot \sigma_d \leq 0,30 \cdot f_{cd} \quad (54)$$

Es sind die Beiwerte gemäss Tabelle 11 einzusetzen. Die Normalspannung  $\sigma_d$  (Druck negativ) kann aus einer äusseren Einwirkung oder aus einem inneren Gleichgewichtszustand (Druckfeld in Kombination mit Zugbändern) resultieren. Bei Mörtelfugen ist der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mörtels der Fuge mit  $k_c = 0,6$  zu reduzieren.

Tabelle 11 Beiwerte  $k_{c\tau}$  und  $k_{c\sigma}$  zur Bestimmung der Schubfestigkeit von Fugen

Oberflächenbeschaffenheit der Fuge	$k_{c\tau}$	$k_{c\sigma}$
Sehr glatt (Stahl-, Kunststoff- oder speziell behandelte Holzschalung)	0,03	0,5
Glatt (Betonoberfläche ohne Nachbehandlung)	0,3	0,6
Rau (stark aufgeraute Oberfläche)	0,5	0,7
Formschlüssig (mindestens 10 mm tiefe, passgenaue Schubnocken)	0,5	0,9

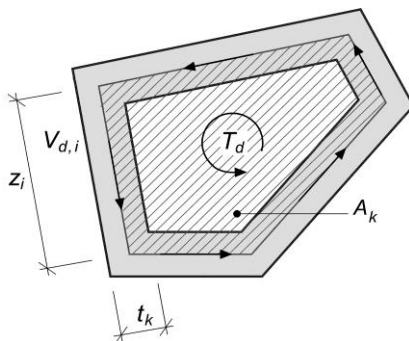
### 4.3.5 Torsion und kombinierte Beanspruchung

4.3.5.1 Der Ermittlung des Torsionswiderstands von Kastenträgern und Trägern mit Vollquerschnitt wird ein ideeller Hohlquerschnitt gemäss Figur 20 zugrunde gelegt.

4.3.5.2 Sofern die Schnittgrössen, die Querschnittsabmessungen und die Bewehrung in Längsrichtung nicht abrupt ändern, darf angenommen werden, dass der Schubfluss infolge Torsion über den Umfang der mitwirkenden Querschnittsfläche konstant ist. Das Torsionsmoment kann somit in äquivalente Scheibenquerkräfte zerlegt werden:

$$V_{d,i} = \frac{T_d}{2 \cdot A_k} \cdot z_i \quad (55)$$

Figur 20 Definition des ideellen Hohlquerschnitts



4.3.5.3 Für die Bemessung der Bewehrung und die Überprüfung der Scheibenabmessungen gelten die Bestimmungen von 4.3.3.3 sinngemäss. Die mitwirkende Scheibendicke von Vollquerschnitten kann dabei wie folgt in Rechnung gestellt werden:

$$t_k \leq \frac{d_k}{8} \quad (56)$$

Bei Kastenträgern entspricht die mitwirkende Scheibendicke der vorhandenen Wanddicke, falls die Wand beidseitig eine Bewehrung aufweist.

4.3.5.4 Die Längsbewehrung infolge Torsion gemäss Gleichung (51) ist entweder gleichmässig über die Scheibenhöhe zu verteilen oder in den Eckpunkten konzentriert anzuordnen.

4.3.5.5 Bei kombinierter Beanspruchung durch Torsion, Biegung und Querkraft werden die Schnittgrössen durch eine statisch äquivalente Gruppe von Normal- und Querkraften ersetzt. Die Ermittlung der Bewehrungen erfolgt sinngemäss nach den Bestimmungen von 4.3.2 und 4.3.3.

### 4.3.6 Durchstanzen

#### 4.3.6.1 Allgemeines

4.3.6.1.1 Die Bestimmungen dieser Ziffer betreffen das Durchstanzen von Stützen durch Platten, Fundamente und Rippendecken, die im Bereich der gestützten Flächen Vollquerschnitte aufweisen. Für die Behandlung des Durchstanzens anderer konzentrierter Kräfte sind die Bestimmungen sinngemäss anzuwenden.

4.3.6.1.2 Das Verformungsvermögen von Platten, die durch konzentrierte Kräfte belastet werden, kann mit folgenden Massnahmen verbessert werden:

- Wahl einer genügend grossen gestützten Fläche und Plattendicke sowie keine Überdimensionierung der Biegebewehrung, sodass die Plattenrotation  $\psi$  gemäss Gleichung (60) in Verbindung mit 4.3.6.4.2 grösser als 0,020 ist.
- Anordnen einer Durchstanzbewehrung, die die Bedingung (67) erfüllt.

Falls keine dieser Massnahmen getroffen wird, sind für die Bemessung die aufgezwungenen Verformungen gemäss 4.1.2 zu berücksichtigen.

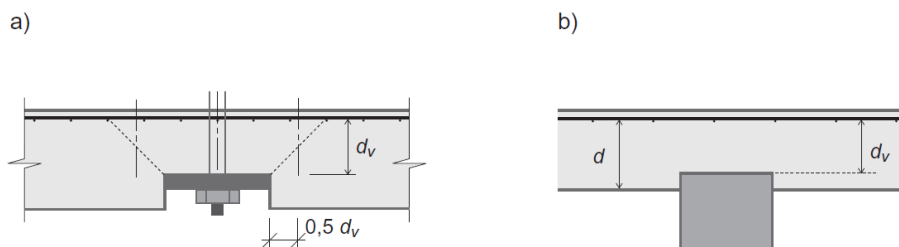
4.3.6.1.3 Um den Einsturz eines erheblichen Teils eines Tragwerks durch einen progressiven Kollaps – ausgelöst durch ein nicht vorhersehbares Durchstanzen – zu vermeiden, ist zumindest eine der folgenden Massnahmen zu treffen:

- Anordnen einer Durchstanzbewehrung, die die Bedingung (67) erfüllt.
- Anordnen einer Sicherung gegen Totaleinsturz gemäss 4.3.6.7, damit die Querkraft auch nach einem erfolgten Durchstanzen aufgenommen werden kann.

#### 4.3.6.2 Nachweisschnitt und Bemessungswert der Querkraft

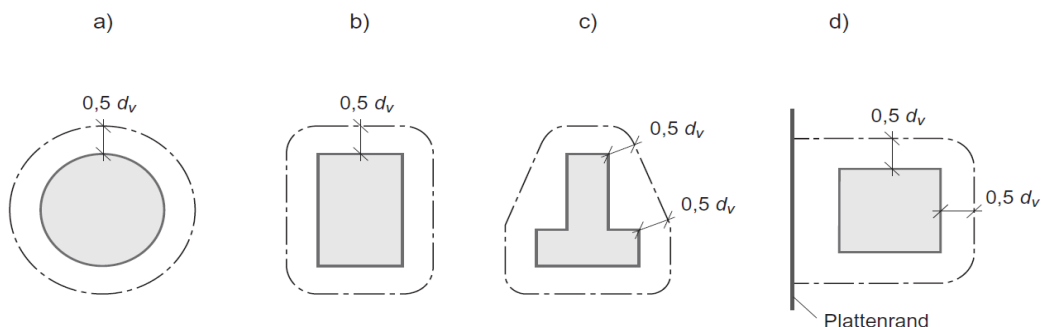
4.3.6.2.1 Die wirksame statische Höhe  $d_v$  für die Aufnahme der Querkraft wird von der tatsächlichen Höhe der gestützten Fläche gemäss Figur 21 bis zur mittleren Höhe der beiden Bewehrungslagen der Zugbewehrung gemessen.

Figur 21 Definition der wirksamen statischen Höhe



4.3.6.2.2 Der Nachweis erfolgt für den im Abstand  $d_v/2$  von der gestützten Fläche verlaufenden Schnitt mit dem Umfang  $u$ . Bei konkaver Geometrie der gestützten Fläche ist der Umfang gemäss Figur 22c zu minimieren. Bei Rand- oder Eckstützen, oder bei Aussparungen in der Nähe von Innenstützen, endet der Nachweisschnitt gemäss Figur 22d am Plattenrand, sofern die Länge des Nachweisschnitts dadurch kürzer wird als die Länge, die sich gemäss Figur 22a oder 22b ergeben würde.

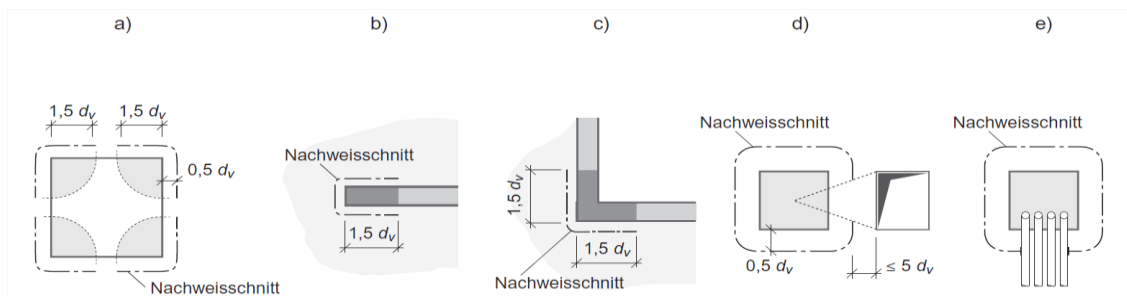
Figur 22 Definition des Nachweisschnitts



4.3.6.2.3 Wenn aus der Geometrie oder aus der Beanspruchung der Platte hervorgeht, dass die Querkraftbeanspruchung entlang dem Nachweisschnitt nicht konstant verteilt ist, muss der Umfang des Nachweisschnitts  $u$  reduziert werden. Folgende Fälle sind kumulativ zu berücksichtigen:

- Konzentration der Schubbeanspruchung an den Ecken von grossen gestützten Flächen. Dieser Effekt kann näherungsweise berücksichtigt werden, indem die Länge der geraden Abschnitte des Nachweisschnitts gemäss Figur 23a bis 23c begrenzt ist.
- Geometrische und statische Diskontinuitäten der Platte. Aussparungen, deren Abstand vom Nachweisschnitt  $< 5d_v$  beträgt, sind gemäss Figur 23d zu berücksichtigen. Einbetonierte Leitungen, Leitungsbündel oder Deckeneinlagen, deren Abstand vom Nachweisschnitt  $< 5d_v$  beträgt, sind nur radial zur gestützten Fläche zulässig. Die Reduktion des Umfangs des Nachweisschnitts  $u$  ist gemäss Figur 23e zu berücksichtigen. Leitungen, die den querkraftbeanspruchten Bereich in einem grösseren Abstand queren, sind gemäss 4.3.3.2.9 zu berücksichtigen.
- Jede Momentenübertragung von der Stütze in die Platte bewirkt eine entlang des Nachweisschnitts ungleichmässig verteilte Einleitung der Querkraft. Sie wird berücksichtigt, indem der nach Figur 23 reduzierte Umfang des Nachweisschnitts mit dem Abminderungsbeiwert  $k_e$  gemäss 4.3.6.2.4 oder 4.3.6.2.5 multipliziert wird.
- Wenn konzentrierte Kräfte  $> 0,2V_d$  näher als  $3d_v$  vom Nachweisquerschnitt entfernt angreifen, ist die daraus entstehende ungleichmässige Verteilung der Querkraft im Nachweisschnitt zu berücksichtigen.

Figur 23 Abminderung des Nachweisschnitts bei nichtkonstanter Verteilung der Querkraftbeanspruchung



4.3.6.2.4 Der Beiwert  $k_e$  zur Abminderung des Umfangs des Nachweisschnitts infolge Momentenübertragung von der Stütze in die Platte kann im Allgemeinen wie folgt ermittelt werden:

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b}} \quad (57)$$

Dabei ist  $b$  der Durchmesser der in einen flächengleichen Kreis umgewandelten Fläche innerhalb des Nachweisschnitts gemäss Figur 22 und  $e_u$  die Exzentrizität zwischen der Resultierenden der Auflagerkraft und dem Nachweisschnittschwerpunkt. Bei der Ermittlung des Nachweisschnittschwerpunkts können näherungsweise die gekrümmten Bereiche des Nachweisschnitts durch die Verlängerung der geraden Abschnitte mit entsprechenden Ecken ersetzt werden.

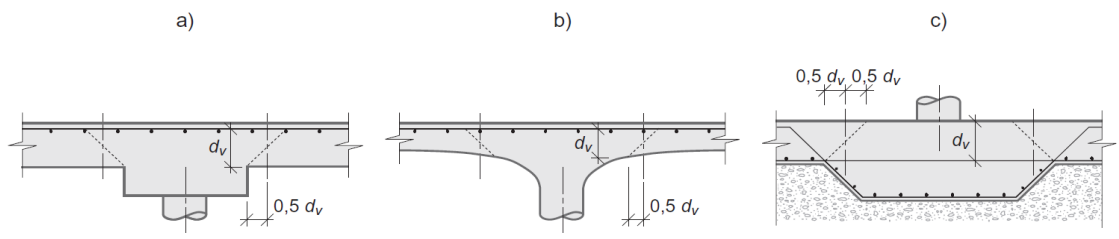
4.3.6.2.5 Bei regelmässig gestützten Flachdecken mit gleichmässigen angrenzenden Spannweiten und biegesteif angeschlossenen Stützen, die nicht für die Aufnahme der horizontalen Einwirkungen ausgelegt sind, kann  $k_e$  näherungsweise wie folgt angenommen werden:

- $k_e = 0,9$  bei Innenstützen,
- $k_e = 0,75$  bei Wandenden und Wandecken,
- $k_e = 0,7$  bei Randstützen und Innenstützen mit grossen Aussparungen in Stützennähe,
- $k_e = 0,65$  bei Eckstützen.

4.3.6.2.6 Bei der Ermittlung des Bemessungswerts der Querkraft können Einwirkungen, die innerhalb des Nachweisschnitts angreifen (z. B. Eigengewicht, Sohldruckspannungen oder Umlenkräfte von Spanngliedern) in Abzug gebracht werden.

4.3.6.2.7 Bei Platten mit Plattenverstärkungen oder -schwächungen ist zu beachten, dass Nachweisschnitte massgebend werden können, die einen grösseren Abstand von der gestützten Fläche haben als nach 4.3.6.2.2. Bei mehreren möglichen Nachweisschnitten ist jener mit dem kleinsten Durchstanzwiderstand massgebend. Die zugehörige statische Höhe  $d$  ist dabei gemäss Figur 24 anzunehmen.

Figur 24 Statische Höhe bei Platten mit Plattenverstärkungen oder -schwächungen



#### 4.3.6.3 Platten ohne Durchstanzbewehrung

4.3.6.3.1 Der Durchstanzwiderstand von Platten ohne Durchstanzbewehrung beträgt:

$$V_{Rd,c} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (58)$$

4.3.6.3.2 Der Beiwert  $k_r$  zur Berücksichtigung der Bauteilgrösse, der Plattenrotation und des Maximalkorns beträgt:

$$k_r = \frac{1}{0,45 + 0,18 \cdot \psi \cdot d \cdot k_g} \leq 2 \quad d \text{ in mm} \quad (59)$$

Der Beiwert  $k_g$  ist nach 4.3.3.2.1 zu ermitteln.

#### 4.3.6.4 Ermittlung der Plattenrotation

4.3.6.4.1 Die Plattenrotation  $\psi$  wird als Funktion der Schlankheit  $r_s/d$ , der Fließdehnung  $f_{yd}/E_s$  und des Biegebeanspruchungsgrades des Stützstreifens  $m_{sd}/m_{Rd}$  wie folgt bestimmt:

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (60)$$

Bei Platten mit in beiden Richtungen ungleicher Spannweite, Bewehrung oder Biegebeanspruchung ist die grösste Rotation in x- oder y-Richtung massgebend. Dabei sind die zugehörigen Grössen  $m_{Rd}$ ,  $m_{sd}$  und  $r_s$  für beide Richtungen zu bestimmen.

4.3.6.4.2 Gleichung (60) kann in verschiedenen Näherungsstufen angewendet werden:

Näherungsstufe 1:

Bei regelmässig gestützten Flachdecken mit  $0,5 \leq l_x/l_y \leq 2$ , die ohne grosse plastische Umlagerung der Biegemomente bemessen sind, kann näherungsweise  $m_{sd}/m_{Rd} = 1,0$  angenommen werden. Der Abstand  $r_s$  in radialer Richtung zwischen Stützenachse und Nullpunkt des Moments in radialer Richtung wird gemäss 4.3.6.4.4 bestimmt.

Näherungsstufe 2:

Wenn der Einfluss des Biegebeanspruchungsgrades des Stützstreifens in Gleichung (60) berücksichtigt werden soll, kann bei regelmässig gestützten Flachdecken mit  $0,5 \leq l_x/l_y \leq 2$  der Abstand  $r_s$  zwischen Stützenachse und Nullpunkt des Moments in radialer Richtung gemäss 4.3.6.4.4 und der Mittelwert der Biegemomente  $m_{sd}$  in den Stützstreifen gemäss 4.3.6.4.7 geschätzt werden.

Näherungsstufe 3:

Bei Platten mit komplexer Geometrie, bei Flachdecken mit  $l_x/l_y < 0,5$  bzw.  $l_x/l_y > 2$  oder falls eine detaillierte Untersuchung nötig ist, können der Abstand  $r_s$  zwischen Stützenachse und Nullpunkt des Moments in radialer Richtung sowie der Mittelwert der Biegemomente  $m_{sd}$  im Stützstreifen gemäss 4.3.6.4.8 mit einer auf der Elastizitätstheorie basierenden Berechnungsmethode ermittelt werden. In diesem Fall ist der Faktor 1,5 in Gleichung (60) durch 1,2 zu ersetzen.

4.3.6.4.3 Bei vorgespannten Platten kann in Gleichung (60) das Moment  $m_{sd}$  durch  $(m_{sd} - m_{Dd})$  und der Biegezugwiderstand  $m_{Rd}$  durch  $(m_{Rd} - m_{Dd})$  ersetzt werden, wobei  $m_{Dd}$  das Dekompressionsmoment im Stützstreifen infolge Vorspannung bezeichnet. Zwangsschnittgrössen sowie Verluste infolge Schwindens, Kriechens und Relaxation sind zu berücksichtigen. Wirkt die Vorspannung ungünstig, ist sie zu berücksichtigen.

4.3.6.4.4 Bei den Näherungsstufen 1 und 2 gemäss 4.3.6.4.2 können näherungsweise  $r_{sx} = 0,22l_x$  und  $r_{sy} = 0,22l_y$  angenommen werden. Bei unterschiedlichen angrenzenden Spannweiten ist jeweils die grössere zu berücksichtigen.

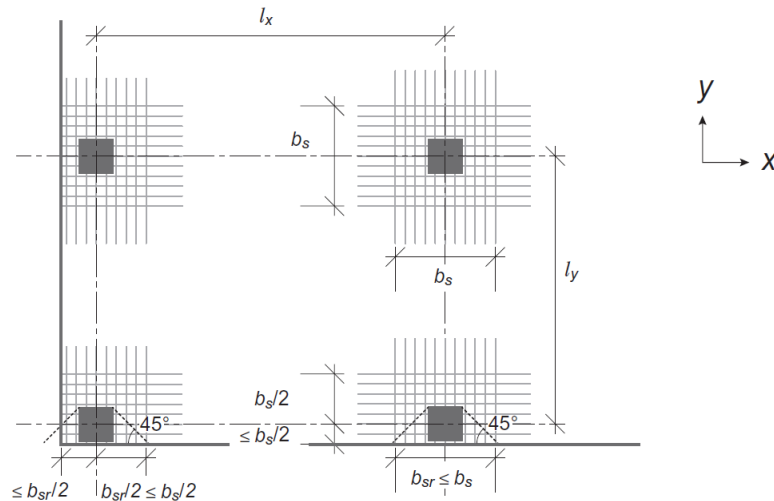
4.3.6.4.5 Die Biege widerstände  $m_{Rd}$  sind als Mittelwerte für die Stützstreifen gemäss Figur 25 und Gleichung (61) zu ermitteln. Die im Nachweis berücksichtigte Bewehrung hat den Regeln von 5.5.3.7 zu genügen. Spannglieder können ebenfalls berücksichtigt werden.

4.3.6.4.6 Die repräsentative Breite  $b_s$  des Stützstreifens beträgt:

$$b_s = 1,5 \cdot \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} \leq l_{min} \quad (61)$$

Für Randstreifen bei Eckstützen und Streifen senkrecht zum Rand bei Randstützen ist die repräsentative Breite durch den Wert  $b_{sr}$  gemäss Figur 25 beschränkt.

Figur 25 Breite der Stützstreifen



4.3.6.4.7 Bei der Näherungsstufe 2 gemäss 4.3.6.4.2 können die mittleren Momente  $m_{sd}$  in den Stützstreifen näherungsweise wie folgt angenommen werden:

- Bei Innenstützen für die Bewehrung in beiden Richtungen:  $m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2 \cdot b_s} \right)$  (62)

- Bei Randstützen:

- für die Bewehrung parallel zum Rand  $m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2 \cdot b_s} \right) \geq \frac{V_d}{4}$  (63)

- für die Bewehrung senkrecht zum Rand  $m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{b_s} \right)$  (64)

- Bei Eckstützen für die Bewehrung in beiden Richtungen:  $m_{sd} = V_d \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{b_s} \right) \geq \frac{V_d}{2}$ . (65)

Dabei ist  $e_{u,i}$  die Komponente der Exzentrizität  $e_u$  in Richtung der betrachteten Bewehrung. Bei Rand- und Eckstützen ist zu berücksichtigen, dass je nach Art der Momentenübertragung von der Stütze in die Platte entweder die obere oder die untere senkrecht zum Rand verlaufende Bewehrung auf Zug beansprucht ist.

4.3.6.4.8 Bei der Näherungsstufe 3 nach 4.3.6.4.2 sind die Abstände  $r_{sx}$  und  $r_{sy}$  zwischen Stützenachse und Nullpunkt des Moments in radialer Richtung sowie die Mittelwerte der Biegemomente  $m_{sd}$  in den Stützstreifen mit einer Berechnungsmethode basierend auf der Elastizitätstheorie und ohne Berücksichtigung der Rissbildung zu ermitteln. Die Grösse  $m_{sd}$  ist der Mittelwert der Biegemomente über die Breite  $b_s$  des Stützstreifens, ermittelt am meistbeanspruchten Rand der gestützten Fläche. Drillmomente sind analog zur Bemessung der Biegebewehrung zu berücksichtigen. Bei Rand- und Eckstützen ist der Abstand  $r_s \geq 2/3 b_{sr}$  anzusetzen.

4.3.6.5 Platten mit Durchstanzbewehrung

4.3.6.5.1 Bei Platten mit Durchstanzbewehrung sind folgende Nachweise durchzuführen:

- Nachweis der Durchstanzbewehrung (4.3.6.5.2 bis 4.3.6.5.6),
- Nachweis der ersten Betondruckdiagonale an der gestützten Fläche (4.3.6.5.7 und 4.3.6.5.8),
- Durchstanznachweis ausserhalb der verstärkten Zone (4.3.6.5.9).

4.3.6.5.2 Die Durchstanzbewehrung darf auf folgende Querkraft bemessen werden:

$$V_{d,s} = V_d - V_{Rd,c} \quad (66)$$

4.3.6.5.3 Um eine genügende Verformungsfähigkeit zu gewährleisten, muss folgende Bedingung erfüllt werden:

$$V_{d,s} \geq \frac{V_d}{2} \quad (67)$$

4.3.6.5.4 Der Beitrag der Durchstanzbewehrung beträgt:

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \beta \quad (68)$$

wobei nur die Durchstanzbewehrung in einem Abstand zwischen  $0,35d_v$  und  $d_v$  von der gestützten Fläche berücksichtigt werden darf. Der Bemessungswert der Spannung in einer vertikalen Durchstanzbewehrung wird wie folgt festgelegt:

$$\sigma_{sd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{d}{\phi_{sw}} \right) \leq f_{yd} \quad (69)$$

Dabei entspricht  $f_{ctm}$  (siehe Tabelle 3) dem Bemessungswert der Verbundspannung. Für  $f_{yd}$  ist der Bemessungswert der Fließgrenze der Durchstanzbewehrung einzusetzen.

4.3.6.5.5 Alternativ kann die Durchstanzbewehrung mit  $V_{Rd,c} = 0$  in 4.3.6.5.2 und  $\sigma_{sd} = f_{yd} \leq 435$  MPa in 4.3.6.5.4 bemessen werden.

4.3.6.5.6 Für Durchstanzbewehrungen, bei denen die Bestimmungen von 5.2.4 und 5.5.3.7 bis 5.5.3.12 nicht eingehalten sind, muss die Wirksamkeit experimentell nachgewiesen werden.

4.3.6.5.7 Aufgebogene Bewehrungsstäbe dürfen berücksichtigt werden, falls sie an den Enden der Aufbiegungen vollständig verankert sind. Der Bemessungswert der Spannung in der Bewehrung ist näherungsweise gemäss Gleichung (69) einzusetzen.

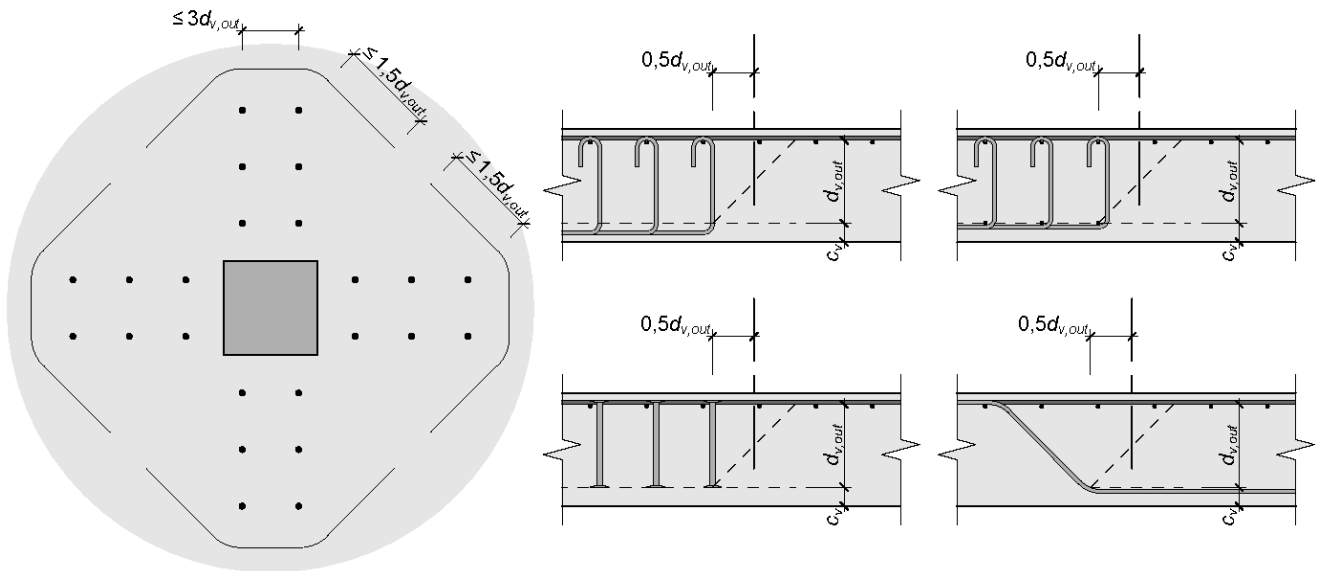
4.3.6.5.8 Der Durchstanzwiderstand ist durch den Bruchwiderstand der ersten, an die gestützte Fläche angrenzenden Betondruckdiagonale auf folgenden Wert begrenzt:

$$V_{Rd,c} = 2 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \leq 3,5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (70)$$

4.3.6.5.9 Die Faktoren 2 und 3,5 in Gleichung (70) können erhöht werden, wenn eine besonders wirksame Durchstanzbewehrung angeordnet wird, die im Allgemeinen strengere Konstruktionsregeln als jene gemäss 5.5.3.7 bis 5.5.3.12 erfüllen muss. In diesem Fall ist experimentell zu bestätigen, dass ein vergleichbares Sicherheitsniveau wie im Bemessungsmodell für Platten ohne Durchstanzbewehrung erreicht wird.

4.3.6.5.10 Die Grösse des Bereichs mit Durchstanzbewehrung ist mit einem zusätzlichen Nachweis festzulegen, in dem die gestützte Fläche durch die äussersten Bewehrungseinheiten definiert ist. Der Umfang des äusseren Nachweisschnitts kann gemäss 4.3.6.2.1 bis 4.3.6.2.3 sowie Figur 26, der Bemessungswert der Querkraft gemäss 4.3.6.2.6 und der Querkraftwiderstand gemäss 4.3.6.3 bestimmt werden. Für die Bestimmung von  $V_{Rd,c}$  ist  $d_v$  in Gleichung (58) durch die wirksame statische Höhe  $d_{v,out}$  im äusseren Nachweisschnitt gemäss Figur 26 zu ersetzen.

Figur 26 Umfang des Nachweisschnitts und wirksame statische Höhe im Übergang zum Bereich ohne Durchstanzbewehrung



4.3.6.6 Platten mit Stützenkopfverstärkungen aus Stahl

4.3.6.6.1 Falls keine besonderen Untersuchungen durchgeführt werden, darf beim Durchstanznachweis nur der Widerstand der Stahlverstärkung berücksichtigt werden.

4.3.6.6.2 Ausserhalb der Stützenkopfverstärkung ist zusätzlich ein Nachweis gemäss 4.3.6.3 bis 4.3.6.5 zu führen. Dabei ist die gestützte Fläche durch die äussersten Stege oder Stahlelemente, die Querkräfte abtragen, definiert. Der Umfang des Nachweisschnitts sowie der Bemessungswert der Querkraft können gemäss 4.3.6.2 ermittelt werden. Die wirksame statische Höhe  $d_v$  wird gemäss 4.3.6.2 bestimmt.

4.3.6.7 Sicherung gegen Totaleinsturz

4.3.6.7.1 Um den totalen Einsturz einer Platte nach einem nicht vorhersehbaren Durchstanzen zu vermeiden, ist ein genügendes Lastumlagerungsvermögen nach dem Durchstanzen zu gewährleisten.

4.3.6.7.2 Eine aufgebogene Bewehrung oder eine Bewehrung auf der Biegedruckseite der Platte erlaubt folgenden Restwiderstand nach dem Durchstanzen aufrechtzuerhalten:

$$V_{Rd,res} = \sum(A_s \cdot f_{yd} \cdot k_\beta) \leq 1,7 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{int} \cdot u_{int} \tag{71}$$

$d_{int}$  ist der Abstand zwischen der Biegebewehrung und der Bewehrung gegen Totaleinsturz. Der Beiwert  $k_\beta$  ist in Tabelle 12 gegeben. Der Umfang des Nachweisschnitts  $u_{int}$  nach dem Durchstanzen gemäss Figur 27 wird wie folgt festgelegt:

$$u_{int} = \sum(s_{int} + \frac{\pi}{2} \cdot d_{int}) \tag{72}$$

Figur 27 Nachweisschnitt  $u_{int}$  nach dem Durchstanzen für die Sicherung gegen Totaleinsturz

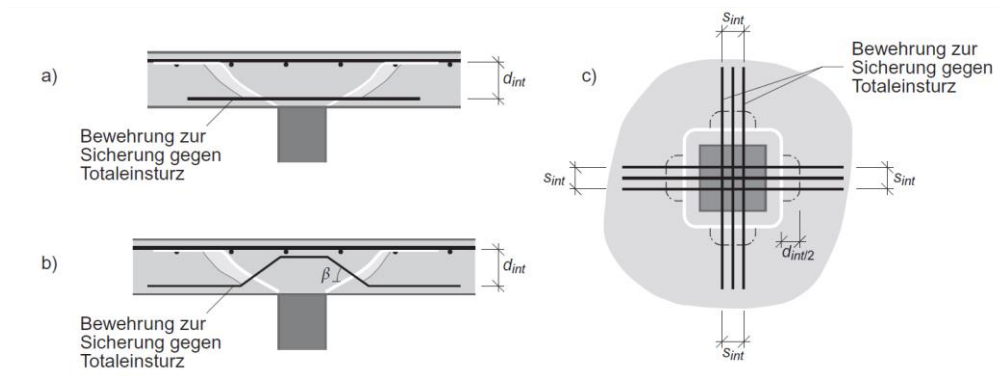


Tabelle 12 Beiwerte  $k_\beta$  zur Bestimmung der Wirksamkeit einer Bewehrung für die Sicherung gegen Totaleinsturz

Duktilitätsklasse	A	B	C
Neigung der Bewehrung $\beta$ in °	Beiwert $k_\beta$		
0	0	0,37	0,49
30	0	0,54	0,58
45	0	0,69	0,74

4.3.6.7.3 Alle Bewehrungen, die den Rand der gestützten Fläche queren und genügend verankert sind, können berücksichtigt werden. Bewehrungen quer zum Plattenrand sind innerhalb der gestützten Fläche zu verankern.

4.3.6.7.4 Der Bemessungswert der Querkraft entspricht der zugehörigen Kraft bei der ausserordentlichen Bemessungssituation, für die das Versagen ausgeschlossen werden soll.

4.3.7 **Druckglieder**

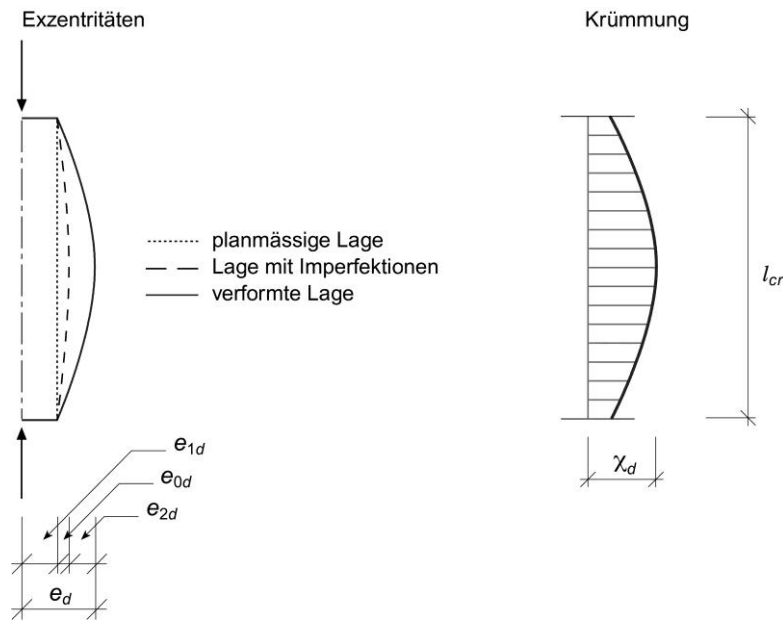
4.3.7.1 Diese Ziffer behandelt Bauteile, deren Verhalten wesentlich durch Effekte 2. Ordnung beeinflusst wird.

4.3.7.2 Der Nachweis ist für das verformte System und die Bemessungswerte der Einwirkungen zu führen. Der Berechnung der Verformungen sind die Bestimmungen von 4.2 und 4.3.2 zugrunde zu legen. Die geometrischen Imperfektionen gemäss 4.1.3.2, die Rissbildung, das nichtlineare Verformungsverhalten der Baustoffe sowie das Kriechen und Schwinden des Betons sind zu berücksichtigen.

4.3.7.3 Der Bemessungswert des Biegemoments beträgt:

$$M_d = -N_d \cdot e_d \tag{73}$$

Figur 28 Druckresultierende mit Exzentrizitäten und Verlauf der Krümmung



4.3.7.4 Die maximale Exzentrizität  $e_d$ , d.h. der maximale Abstand zwischen der Druckresultierenden und der verformten Achse des Druckglieds, kann wie folgt ermittelt werden (Figur 28):

$$e_d = e_{0d} + e_{1d} + e_{2d} \quad (74)$$

4.3.7.5 Als Exzentrizität  $e_{0d}$  infolge der Imperfektionen ist der grössere der folgenden Werte massgebend:

$$e_{0d} = \alpha_i \cdot \frac{l_{cr}}{2} \quad \text{mit } \alpha_i \text{ gemäss 4.1.3.2} \quad \text{bzw.} \quad e_{0d} = \frac{d}{30} \quad (75)$$

4.3.7.6 Die Exzentrizität 1. Ordnung infolge der Bemessungswerte der Einwirkungen wird wie folgt ermittelt:

$$e_{1d} = \frac{M_{1d}}{-N_d} \quad (76)$$

4.3.7.7 Die Exzentrizität infolge der Verformung des Druckglieds kann wie folgt berechnet werden:

$$e_{2d} = \chi_d \cdot \frac{l_{cr}^2}{c} \quad (77)$$

Die maximale Krümmung  $\chi_d$  kann gemäss 4.3.7.8 abgeschätzt oder gemäss 4.3.7.9 und 4.3.7.10 berechnet werden. Der Integrationsfaktor  $c$  ist abhängig von der Verteilung der Krümmung über die Druckgliedhöhe; Angaben hierzu enthält 4.3.7.12.

4.3.7.8 Für Näherungslösungen kann die maximale Krümmung wie folgt abgeschätzt werden:

$$\chi_d \cong \frac{2 \cdot f_{yd}}{E_s \cdot (d - d')} \quad (78)$$

Die Einflüsse des Kriechens und Schwindens des Betons sind in Gleichung (78) bereits enthalten.

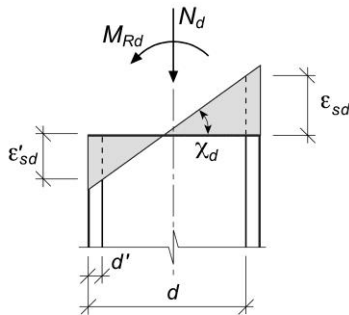
4.3.7.9 Einen genaueren Wert der maximalen Krümmung erhält man aus der Dehnungsebene für das Erreichen des Biege widerstands unter der Normalkraft  $N_d$  (Figur 29):

$$\chi_d = \frac{\varepsilon_{sd} - \varepsilon'_{sd}}{d - d'} \quad (79)$$

Massgebend ist im Allgemeinen die Krümmung, die dem Fließbeginn entweder der Zug- oder der Druckbewehrung entspricht. Bei grossen Normalkräften kann von einer kleineren Krümmung und bei kleinen Normalkräften von der Krümmung beim Erreichen der Betonstauchung  $\varepsilon_{c2d}$  ausgegangen werden; der jeweils grössere Tragwiderstand ist massgebend.

- 4.3.7.10 Werden bei der Bemessung der Druckglieder eine Festigkeitserhöhung gemäss 4.2.1.9 sowie Stauchungen  $> \epsilon_{c1d}$  berücksichtigt, ist der Tragwiderstand gemäss 4.2.1.10 zu überprüfen.

Figur 29 Dehnungsebene mit maximaler Krümmung



- 4.3.7.11 Näherungsweise können die Verformungen infolge Kriechens und Schwindens des Betons als Vorkrümmung des Querschnitts berücksichtigt werden. Die maximale Krümmung gemäss 4.3.7.9 ist dabei, um den irreversiblen Anteil zu erhöhen:

$$\chi_{irr,d} = \frac{|\epsilon_{c\infty}|}{d} \quad (80)$$

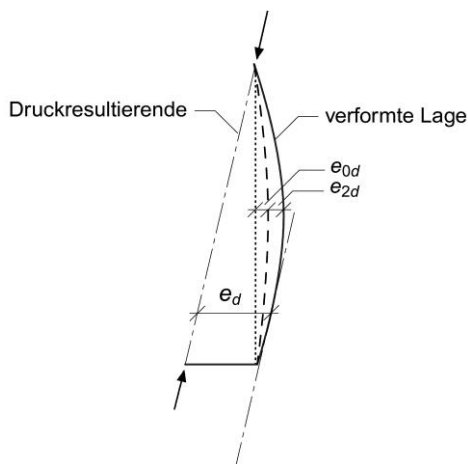
Die maximale Stauchung  $\epsilon_{c\infty}$  infolge Kriechens und Schwindens der Druckzone kann dabei auf der Grundlage der Einwirkungen 1. Ordnung berechnet werden.

- 4.3.7.12 Der Integrationsfaktor  $c$  kann für Näherungslösungen wie folgt angenommen werden:

$$c = \pi^2 \quad (81)$$

- 4.3.7.13 Liegt der massgebende Querschnitt nicht an der Stelle der Maximalwerte von  $e_{0d}$  und  $e_{2d}$ , sind die Exzentrizitäten gemäss Figur 30 zu reduzieren. Dabei kann näherungsweise angenommen werden, dass die Exzentrizität  $e_{2d}$  über die Druckgliedhöhe affin zur Knickfigur verläuft.

Figur 30 Exzentrizitäten im massgebenden Querschnitt



- 4.3.7.14 Für statisch unbestimmte Rahmensysteme darf bei der Bestimmung der Widerstände der einzelnen Druckglieder angenommen werden, dass Plastifizierungen auftreten. Zur Sicherstellung eines ausreichenden plastischen Verformungsvermögens hat die konstruktive Durchbildung gemäss 5.7.2 zu erfolgen.

### 4.3.8 Ermüdung

#### 4.3.8.1 Allgemeines

- 4.3.8.1.1 Diese Ziffer behandelt die Ermüdung von Beton und Bewehrung. Ein Ermüdungsnachweis ist erforderlich, wenn mehr als 50 000 Spannungswechsel zu erwarten sind. Dies ist in der Regel der Fall bei Bahnbrücken, direkt durch Radlasten beanspruchten Bauteilen (z. B. Fahrbahnplatten, Kranbahnträger) sowie bei Maschinenfundamenten.
- 4.3.8.1.2 Mit dem Einhalten der Regeln für die konstruktive Durchbildung gemäss 5.6 kann die Gefährdung durch Ermüdung geringgehalten werden.
- 4.3.8.1.3 Die Ermüdungsnachweise für Beton und Bewehrung erfolgen gesondert, indem die Beanspruchungen mit den Bemessungswerten der Ermüdungsfestigkeiten verglichen werden. Die Spannungen sind für den gerissenen Zustand gemäss 4.1.4.1 zu ermitteln.
- 4.3.8.1.4 Bei Spanngliedern mit Verbund ist für die Spannungsberechnung 4.1.5.4 zu beachten. Zur Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens von Betonstahl und Spannstahl sind die Spannungen im Betonstahl mit folgendem Faktor zu erhöhen:

$$k_{\xi} = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \cdot \sqrt{\xi \cdot (\varnothing_s / \varnothing_p)}} \quad (82)$$

Massgebend sind die jeweils grössten Durchmesser  $\varnothing_p$  und  $\varnothing_s$ . Der äquivalente Durchmesser eines Spannglieds mit der Querschnittsfläche  $A_{p1}$  beträgt

$$\varnothing_p = \sqrt{A_{p1}} \quad (83)$$

- 4.3.8.1.5 Für das Verhältnis der Verbundfestigkeiten von Spannstahl und Betonstahl gilt näherungsweise

$$\xi = \frac{1}{f_{ctm}} \quad f_{ctm} \text{ in MPa} \quad (84)$$

- 4.3.8.1.6 Bei Spanngliedern ohne Verbund und externen Spanngliedern müssen die Spannungen im Spannstahl iterativ ermittelt werden.
- 4.3.8.1.7 Für Träger und Platten mit Querkraftbewehrung werden die Spannungsdifferenzen in der Längs- und in der Querkraftbewehrung in Analogie zu Figur 18 ermittelt. Der Neigungswinkel  $\alpha_{fat}$  des Betondruckfelds ist wie folgt anzunehmen:

$$\tan \alpha_{fat} = \sqrt{\tan \alpha} \leq 1 \quad (85)$$

#### 4.3.8.2 Nachweis für Bewehrung

- 4.3.8.2.1 Die Bemessungswerte der Ermüdungsfestigkeiten für häufig vorkommende Bewehrungsarten sind in Tabelle 13 aufgeführt. Es handelt sich um die durch den Partialfaktor  $\gamma_S$  dividierten nominellen Ermüdungsfestigkeiten gemäss Figur 6.
- 4.3.8.2.2 Der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit gebogener Stäbe ergibt sich, falls keine speziellen Prüfungen durchgeführt werden, durch Multiplikation des entsprechenden Werts für gerade Stäbe mit dem Beiwert  $k_{\varnothing}$ :

$$k_{\varnothing} = 0,35 + 0,026 \cdot \frac{d_i}{\varnothing_s} \quad (86)$$

- 4.3.8.2.3 Der Ermüdungsnachweis erfolgt zunächst für die Dauerfestigkeit:

$$\Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) \leq \Delta\sigma_{sd,D} \quad (87)$$

Die Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma_{sd}$  ist für Ermüdungseinwirkungen gemäss SIA 261 zu ermitteln. Die Dauerfestigkeit beträgt näherungsweise

$$\Delta\sigma_{sd,D} \cong 0,8 \cdot \Delta\sigma_{sd,fat} \quad (88)$$

Für Spannstahl sind die Beziehungen (87) und (88) sinngemäss anzuwenden.

- 4.3.8.2.4 Falls die Bedingung (87) nicht erfüllt ist, kann ein Nachweis für die Betriebsfestigkeit geführt werden:

$$\Delta\sigma_{ed} = \lambda \cdot \Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) \leq \Delta\sigma_{sd,fat} \quad (89)$$

Die Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma_{sd}$  ist für Ermüdungseinwirkungen gemäss SIA 261 zu ermitteln. Der globale Schadensäquivalenzfaktor  $\lambda$  kann SIA 261 entnommen werden. Für Spannstahl ist die Beziehung (89) sinngemäss anzuwenden.

Tabelle 13 Bemessungswerte  $\Delta\sigma_{sd,fat}$  und  $\Delta\sigma_{pd,fat}$  der Ermüdungsfestigkeiten

Art der Bewehrung	Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{sd,fat}$ , $\Delta\sigma_{pd,fat}$ in MPa
<b>Betonstahl</b>	
gerade Stäbe $\varnothing \leq 20$ mm	145
vertikale Bügel $\varnothing \leq 16$ mm mit Abbiegungen gemäss 5.2.4	135
gerade Stäbe $20$ mm $< \varnothing \leq 40$ mm	120
– geschweisste Längsstösse – geschweisste Stabkreuzungen (z. B. Matten) – mechanische Stabverbindungen	55 <sup>1)</sup>
<b>Spannstahl und Spannglieder</b>	
– Monolithenspannglieder ohne Verbund – einlagige Litzenspannglieder in Kunststoffhüllrohren	175
– Litzen und Stäbe im Spannbettverfahren – mehrlagige Draht- oder Litzenspannglieder mit oder ohne Verbund in Kunststoffhüllrohren	145 <sup>2)</sup>
Draht- oder Litzenspannglieder mit oder ohne Verbund in Stahlhüllrohren	95 <sup>2)</sup>
Verankerungen, Kupplungen	70 <sup>1)</sup>
<sup>1)</sup> Falls durch Versuche schlüssig festgestellt, dürfen höhere Werte verwendet werden.	
<sup>2)</sup> Bei Spanngliedern ohne Verbund sind in der Regel die Verankerungen massgebend.	

4.3.8.2.5 In Ausnahmefällen (z. B. für Maschinenfundamente, Masten oder Wasserkraftanlagen) kann der Ermüdungsnachweis durch Abschätzen der Schadensakkumulation erfolgen. Vereinfachend wird dabei von der Zeitfestigkeitsgeraden mit der Neigung  $m = 4$  ausgegangen. Der Nachweis lautet:

$$\Delta\sigma_{ed}(Q_{fat}) \leq \Delta\sigma_{sd,fat} \quad (90)$$

Die äquivalente Spannungsdifferenz infolge der Ermüdungseinwirkung beträgt:

$$\Delta\sigma_{ed}(Q_{fat}) = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N \Delta\sigma_{sd,i}^m}{2 \cdot 10^6} \right]^{\frac{1}{m}} \quad (91)$$

4.3.8.3 Nachweis für Beton

4.3.8.3.1 Beim Ermüdungsnachweis für Biegedruckzonen und für Druckfelder von Trägern und Platten mit Querkraftbewehrung ist für die Betondruckspannung folgende Bedingung einzuhalten:

$$|\sigma_{cd}|_{max} \leq 0,5 \cdot k_c \cdot f_{cd} + 0,45 \cdot |\sigma_{cd}|_{min} \leq 0,9 \cdot k_c \cdot f_{cd} \quad (92)$$

Die Betondruckspannungen  $\sigma_{cd,min}$  und  $\sigma_{cd,max}$  sind für Ermüdungseinwirkungen gemäss SIA 261 zu ermitteln. Falls für  $\sigma_{cd,min}$  ein Wert  $> 0$  (Zugspannung) auftritt, ist in Gleichung (92)  $\sigma_{cd,min} = 0$  einzusetzen.

4.3.8.3.2 Beim Ermüdungsnachweis für Platten ohne Querkraftbewehrung sind folgende Bedingungen einzuhalten:

$$\frac{v_{d,min}}{v_{d,max}} \geq 0: |v_d|_{max} \leq 0,5 \cdot v_{Rd} + 0,45 \cdot |v_d|_{min} \leq 0,9 \cdot v_{Rd} \quad (93)$$

$$\frac{v_{d,min}}{v_{d,max}} < 0: |v_d|_{max} \leq 0,5 \cdot v_{Rd} - |v_d|_{min} \quad (94)$$

Die Bemessungswerte der Querkraft  $v_{d,min}$  und  $v_{d,max}$  sind für Ermüdungseinwirkungen gemäss SIA 261 zu ermitteln. Für den Querkraftwiderstand  $v_{Rd}$  gelten die Bestimmungen in 4.3.3.2 und 4.3.6.

#### 4.3.9 Bemessungssituation Erdbeben

##### 4.3.9.1 Allgemeines

4.3.9.1.1 Schnittgrössen und Verformungen sind gemäss 4.1.4.1 unter Annahme mittlerer Steifigkeitswerte zu ermitteln. Die Auswirkungen plastischer Verformungen werden über den Verhaltensbeiwert  $q$  (siehe SIA 261) berücksichtigt.

4.3.9.1.2 Die Bemessung erfolgt entweder für nicht-duktilen oder duktilen Tragwerksverhalten.

##### 4.3.9.2 Nicht-duktilen Tragwerksverhalten

4.3.9.2.1 Bei Tragwerken, die für nicht-duktilen Verhalten bemessen werden, sind keine weiteren erdbebenspezifischen Anforderungen zu berücksichtigen.

4.3.9.2.2 Der Verhaltensbeiwert  $q$  ist gemäss Tabelle 14 zu bestimmen. Für Tragwerke mit Bewehrungen unterschiedlicher Duktilitätsklassen ist in der Regel der tiefste  $q$ -Wert zu verwenden.

Tabelle 14 Verhaltensbeiwerte  $q$  für Tragwerke mit nicht-duktilen Verhalten

Duktilitätsklasse des Stahls	Betonstahl			Spannstahl
	A	B	C	
Verhaltensbeiwert $q$	1,5	2,0	2,0	1,5

##### 4.3.9.3 Duktilen Tragwerksverhalten

4.3.9.3.1 Die Bemessung von Tragwerken mit duktilen Verhalten erfolgt nach den Regeln der Kapazitätsbemessung; zusätzlich sind 4.3.9.4, 4.3.9.5 und 5.7 zu beachten.

4.3.9.3.2 Die nachfolgenden Angaben gelten für Beton der Festigkeitsklassen  $\geq C 20/25$  und  $\leq C 50/60$ .

4.3.9.3.3 Bei der Bemessung und konstruktiven Durchbildung sind folgende Punkte zu beachten:

- Es ist zwischen plastischen und elastischen Tragwerksbereichen zu unterscheiden. Elastische Bereiche sollen unter den Erdbebeneinwirkungen elastisch bleiben. In den plastischen Bereichen sollen sich plastische Gelenke ausbilden können.
- Die Lage der plastischen Bereiche ist so zu wählen, dass Energiedissipation begünstigt wird.
- Die konstruktive Durchbildung der plastischen Bereiche soll ein hohes Verformungsvermögen sicherstellen. Diese Anforderung gilt als erfüllt, wenn die Bestimmungen von 5.7 eingehalten sind.
- Für die Ermittlung der erhöhten Bemessungswerte der Querkräfte  $V_{d}^t$  sind die Biegegewiderstände  $M_{Rd}^t$  unter Berücksichtigung der Überfestigkeiten zu ermitteln. Dabei ist von den effektiven Querschnittsabmessungen sowie den Mittelwerten der Fließgrenzen der Bewehrung auszugehen; ohne genauere Untersuchungen dürfen letztere für die Duktilitätsklasse B zu  $1,1 f_{yk}$ , für die Duktilitätsklasse C zu  $1,2 f_{yk}$ , und für Spannstahl zu  $1,1 f_{p0,1k}$  angenommen werden. Der Querkraftwiderstand ist in diesem Fall nach Näherungsstufe 1 gemäss 4.3.3.3.3 zu bestimmen.

4.3.9.3.4 Für vorgespannte Tragwerke darf duktilen Verhalten angenommen werden, falls ein entsprechender Nachweis erbracht wird; ansonsten ist von nicht-duktilen Verhalten auszugehen. In jedem Fall ist durch eine sorgfältige konstruktive Durchbildung eine angemessene Duktilität der plastischen Bereiche sicherzustellen.

4.3.9.3.5 Der Verhaltensbeiwert  $q$  ist gemäss Tabelle 15 in Abhängigkeit der Duktilitätsklasse der Bewehrung in den plastischen Bereichen zu bestimmen. Für Tragwerke mit Bewehrungen der Duktilitätsklassen B und C in den plastischen Bereichen ist der tiefere  $q$ -Wert zu verwenden. Für Tragwerke mit duktilen Verhalten darf auch ausserhalb der plastischen Bereiche kein Betonstahl der Duktilitätsklasse A verwendet werden.

Tabelle 15 Verhaltensbeiwerte  $q$  für Tragwerke mit duktilem Verhalten

Duktilitätsklasse des Stahls	Betonstahl		
	A	B	C
Verhaltensbeiwert $q$	nicht zulässig	3,0	4,0

4.3.9.3.6 Ein Tragwerk mit Flachdecken darf für duktilen Verhalten bemessen werden, wenn der Beitrag der Stützen bei der Bemessung der Gebäudeaussteifung vernachlässigt wird. In der Regel soll eine Durchstanzbewehrung gemäss 4.3.6 angeordnet werden.

#### 4.3.9.4 Tragwände

4.3.9.4.1 Die nachfolgenden Ziffern sowie 5.7.1 gelten für Tragwände, die am Wandfuss eingespannt sind und eine Schlankheit  $h_w/l_w > 2$  aufweisen.

4.3.9.4.2 Für die Ermittlung der Schnittgrössen sind die Überfestigkeit und gegebenenfalls höhere Eigenformen der Auslenkungen zu beachten. Bei vorwiegend durch Tragwände ausgesteiften Gebäuden und Anwendung des Ersatzkraftverfahrens gemäss SIA 261 werden diese Einflüsse durch 4.3.9.4.3 und 4.3.9.4.4 berücksichtigt.

4.3.9.4.3 Die Bemessungswerte der Biegemomente  $M_d$  zwischen Wandfuss und Wandkopf sind als linear über die Wandhöhe verteilt anzunehmen.

4.3.9.4.4 Die erhöhten Bemessungswerte  $V_d^+$  können mithilfe der Vergrößerungsfaktoren  $\varepsilon$  (Überfestigkeit) und  $\kappa$  (höhere Eigenform) wie folgt berechnet werden:

$$V_d^+ = \varepsilon \cdot \kappa \cdot V_d \quad (95)$$

Der Vergrößerungsfaktor  $\varepsilon$  ist wie folgt definiert:

$$\varepsilon = \frac{M_{Rd}^+}{M_d} \quad (96)$$

Für Gebäude ist der Vergrößerungsfaktor  $\kappa$  in Abhängigkeit von der Anzahl Geschosse  $n$  wie folgt definiert:

$$\begin{aligned} \kappa &= 0,9 + n/10 && \text{für } n \leq 5 \\ \kappa &= 1,5 && \text{für } n > 5 \end{aligned} \quad (97)$$

#### 4.3.9.5 Rahmentragwerke

4.3.9.5.1 Rahmentragwerke von Gebäuden sind im Allgemeinen so auszulegen, dass sich plastische Gelenke in den Riegeln ausbilden. In den Stützenfuss- und -kopfbereichen sind mittels konstruktiver Durchbildung dennoch plastische Bereiche vorzusehen. Von dieser Regel darf abgewichen werden, wenn nachgewiesen wird, dass sich unter den Erdbebeneinwirkungen in den Stützen keine plastischen Gelenke ausbilden können; hierzu müssen die Biegezugwiderstände der Riegel unter Berücksichtigung der Überfestigkeit bestimmt werden.

4.3.9.5.2 Zur Vermeidung von Querkraftversagen in Stützen sind die Bemessungswerte der Querkraft wie folgt zu bestimmen:

$$V_d^+ = \frac{(M_{Rd,1}^+ + M_{Rd,2}^+)}{h} \quad (98)$$

### 4.3.10 Bemessungssituation Brand

#### 4.3.10.1 Allgemeines

4.3.10.1.1 Der geforderte Feuerwiderstand und die geforderten Brandabschnittsbildungen sind in der Projektbasis festzuhalten.

4.3.10.1.2 Die Tragwerke sind so zu bemessen und unter Beachtung von 5.8.1 durchzubilden, dass behinderte und unbehinderte Verformungen infolge Brandeinwirkung nicht zu einem vorzeitigen Versagen führen. Dabei sind insbesondere die infolge behinderter Verformungen erhöhten Querkräfte, Auflagerkräfte und Stützenlasten bei Zwischenauflagern statisch unbestimmter Systeme zu beachten.

## 4.3.10.2 Baustoffeigenschaften bei Brandeinwirkung

Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Beton, Betonstahl und Spannstahl bei Brandeinwirkung können der Fachliteratur entnommen werden. Verweisungen hierzu enthält SIA 262/1.

## 4.3.10.3 Erwärmung von Stahlbetonbauteilen bei Brandeinwirkung

Die rechnerische Behandlung der Erwärmung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge Brandeinwirkung hat auf der Grundlage physikalischer Modelle zu erfolgen. Die Berechnung von Temperaturfeldern erfolgt in Zeitschritten unter Berücksichtigung der thermischen Einwirkung gemäss SIA 261 und der geometrischen und thermischen Eigenschaften der Bauteile.

## 4.3.10.4 Allgemeines Berechnungsverfahren

4.3.10.4.1 Die Untersuchung von Tragwerken unter Brandeinwirkung durch das allgemeine Berechnungsverfahren soll eine verlässliche Annäherung an das erwartete Verhalten der Bauteile liefern. Den im Berechnungsverfahren getroffenen Annahmen ist durch ein entsprechendes Sicherheitskonzept Rechnung zu tragen. Die Anwendung von allgemeinen Berechnungsverfahren ist auf Betonteile ohne signifikantes Abplatzen beschränkt.

4.3.10.4.2 Die Temperaturverteilung im Bauteil ist auf der Grundlage der Theorie der Wärmeübertragung durch Wärmestrahlung, Wärmeleitung und Konvektion zu ermitteln. Die Temperaturabhängigkeit der Baustoffeigenschaften ist zu beachten.

4.3.10.4.3 Wird der geforderte Feuerwiderstand durch wärmedämmende Schutzschichten erreicht, dürfen für den Nachweis nur Kennwerte der Eigenschaften verwendet werden, die mit geeigneten Prüfverfahren ermittelt wurden. Die Prüfverfahren sollen die Schutzschicht für alle zu erwartenden Temperaturen untersuchen und dem Einfluss von Rissen und Ablösungen Rechnung tragen.

4.3.10.4.4 Die Nachweise erfolgen auf der Grundlage von 4.3.3 bis 4.3.7, wobei die Baustoffeigenschaften gemäss 4.3.10.2 festzulegen sind. Für die Ermittlung des Querkraft- und Durchstanzwiderstands von Platten sowie der Exzentrizität bei schlanken Druckgliedern sind mögliche Eigenspannungen infolge ungleichmässiger Temperaturverteilung im Bauteil und behinderte und unbehinderte Verformungen besonders zu beachten. Bei Bauteilen gemäss 4.3.10.1.2 dürfen Zwängungen vernachlässigt werden.

4.3.10.4.5 Die Tragsicherheit von Dübeln und Ankern ist mit Baustoffeigenschaften gemäss 4.3.10.2 zu überprüfen.

## 4.3.10.5 Nachweis des Feuerwiderstands mit Tabellen

4.3.10.5.1 Der Nachweis des Feuerwiderstands nicht vorgespannter Bauteile mit vorwiegender Biege- und Normalkraftbeanspruchung darf für Normbrandeinwirkung (ISO-Normbrand) mithilfe der Tabelle 16 geführt werden. Die Anwendung der Tabelle 16 ist für Stützen auf Schlankheiten  $\lambda \leq 50$  bis R90 bzw.  $\lambda \leq 30$  für höhere Feuerwiderstandsklassen beschränkt. Zusätzlich ist die konstruktive Durchbildung gemäss 5.8.2 zu gewährleisten.

Tabelle 16 Minimale Bauteilabmessungen und Bewehrungsüberdeckungen

Feuerwiderstandsklasse	Minimale Bewehrungsüberdeckung in mm	Minimale Bauteilabmessungen in mm					
		Stützen	Wände	Platten	Pilzdecken	Flachdecken	Unterzüge Stegbreite
R30	20	150	120	60	150	150	100
R60	20	200	140	80	150	200	150
R90	30	240	170	100	150	200	200
R120	30	280	220	120	150	200	300
R180	40	360	300	150	200	200	400

4.3.10.5.2 In folgenden Fällen sind keine Abplatznachweise notwendig:

- Feuerwiderstandsklassen  $\leq R30$  bei Betondruckfestigkeitsklassen  $< C50/60$ ,
- gemäss 4.3.10.1.2 konstruierte Flächentragwerke.

Für alle anderen Fälle ist das Verhindern von Abplatzen nachzuweisen oder Massnahmen sind vorzusehen, sofern

- für Konsistenzklassen  $\geq F5$  (Ausbreitmass) bzw. für selbstverdichtenden Beton SF1 bis SF3 (Setzfließmass nach SN EN 206:2013+A2) die mittlere Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cm,28} \geq 45$  MPa ist oder
- für alle anderen Konsistenzklassen die Betondruckfestigkeitsklasse  $\geq C 50/60$  ist.

Das Abplatzverhalten des Betons oder die Eignung der Massnahmen ist durch Prüfungen nachzuweisen.

4.3.10.5.3 Für Spannglieder sind die in Tabelle 16 aufgeführten Werte der minimalen Bewehrungsüberdeckung für schlaffe Bewehrung um 15 mm zu erhöhen.

4.3.10.6 Besondere Massnahmen

4.3.10.6.1 Die Zugabe von Polypropylenfasern kann die Gefahr eines explosiven Abplatzens verhindern. Die Wirksamkeit der eingesetzten Fasern muss über Prüfungen nachgewiesen werden.

4.3.10.6.2 Falls der Tragwiderstand von Klebebewehrungen für den Nachweis der Bemessungssituation «Brand» von Bedeutung ist, sind die Klebebewehrungen thermisch so zu isolieren, dass sowohl ein Versagen des Verbundes als auch der Bewehrung ausgeschlossen werden kann.

## 4.4 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

### 4.4.1 Allgemeines

4.4.1.1 Die nachfolgenden Nachweise beziehen sich auf:

- Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten,
- Verformungen,
- Schwingungen,
- Dichtigkeit.

Für die Mindestbewehrung zur Verhinderung eines spröden Versagens beim Erreichen der Rissbeanspruchung ist 4.4.1.3 zu beachten.

4.4.1.2 Die Nachweise erfolgen auf der Grundlage der Mittelwerte der Baustoffeigenschaften gemäss Kapitel 3 und 4.2, wobei eine zu erwartende, ungünstige Abweichung der Betonfestigkeit zu berücksichtigen ist. Die Schnittgrößen sind in der Regel gemäss 4.1.4.1 zu ermitteln.

4.4.1.3 Die effektive Betonzugfestigkeit beträgt:

$$f_{ct,eff} = k_t \cdot f_{ctm} \quad (99)$$

Der Einfluss der Abmessung  $t$  wird über den Abminderungsfaktor  $k_t$  berücksichtigt:

$$k_t = \frac{1}{1+0,5 \cdot t} \quad t \text{ in m} \quad (100)$$

Massgebend ist die jeweils kleinste Abmessung  $t$  des betrachteten Zuggurts. Für Platten- und Rechteckquerschnitte unter Biegebeanspruchung gilt  $t = h/3$ .

### 4.4.2 Risse

4.4.2.1 Allgemeines

4.4.2.1.1 Als Ursache für das Auftreten von Rissen kommen unter anderem in Frage:

- zu rasches Austrocknen des Betons,
- Temperatureinwirkung, z. B. aus Hydratationswärme,
- Schwinden,
- Lasteinwirkung,
- aufgezwungene oder behinderte Verformungen,
- Frosteinwirkung.

4.4.2.1.2 Feine Risse haben in der Regel keine nachteiligen Auswirkungen auf die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit.

4.4.2.2 Anforderungen

- 4.4.2.2.1 Die Rissbildung ist durch geeignete Massnahmen zu begrenzen, falls Anforderungen gestellt werden hinsichtlich:
- Aussehen,
  - Komfort und Funktionstüchtigkeit,
  - Dichtigkeit,
  - spezieller Umwelteinflüsse,
  - Dauerhaftigkeit.
- 4.4.2.2.2 Anforderungen bezüglich Rissbildung gemäss 4.4.2.2.3 sind in der Nutzungsvereinbarung oder in der Projektbasis festzulegen; sie sind unter Beachtung von 4.4.2.2.1 zu wählen. Falls spezielle Vorgaben bestehen, können auch andere Anforderungen definiert werden.
- 4.4.2.2.3 Bezüglich Rissbildung wird unterschieden zwischen normalen, erhöhten und hohen Anforderungen.
- 4.4.2.2.4 Normale Anforderungen genügen, wenn Risse toleriert und keine besonderen Ansprüche an die Funktionstüchtigkeit und das Aussehen gestellt werden.
- 4.4.2.2.5 Erhöhte Anforderungen werden gestellt, wenn besondere Ansprüche an die Funktionstüchtigkeit und das Aussehen bestehen und eine gute Rissverteilung angestrebt wird.
- 4.4.2.2.6 Hohe Anforderungen werden gestellt, wenn eine Begrenzung der Rissbreiten für quasi-ständige und häufige Lastfälle erwünscht ist. Weiter können hohe Anforderungen auch an die Dichtigkeit oder das Aussehen gestellt werden.
- 4.4.2.3 Massnahmen zur Begrenzung der Rissbreiten
- 4.4.2.3.1 Die Massnahmen zur Begrenzung der Rissbreiten sind auf die Ursachen der Rissbildung abzustimmen. Folgende grundsätzliche Einflüsse sind zu beachten:
- Tragwerkskonzept,
  - Vorspannung,
  - konstruktive Durchbildung,
  - Eigenschaften des Betons,
  - Nachbehandlung des Betons.
- 4.4.2.3.2 Die Rissbreiten können durch das Einlegen einer Mindestbewehrung begrenzt werden.
- 4.4.2.3.3 Die Bemessung der Mindestbewehrung erfolgt für die gemäss 4.4.2.2.3 gewählten Anforderungen und für vorwiegend statische Einwirkungen durch Begrenzung der Stahlspannungen auf zulässige Werte. Für vorwiegend dynamische Einwirkungen sind grössere Rissbreiten zu erwarten; eine entsprechend grössere Mindestbewehrung ist anhand von erweiterten Berechnungsmodellen zu bemessen.
- 4.4.2.3.4 In Tabelle 17 sind Ziele, Einwirkungen und Anforderungen aufgeführt. Die zulässige Stahlspannung zur Begrenzung der nominellen Rissbreite zum Zeitpunkt der Rissbildung beträgt:

$$\sigma_{s,adm} = \sqrt{\frac{9 \cdot E_s \cdot f_{ctm} \cdot w_{nom}}{\phi_s}} \leq f_{yk} \quad (101)$$

Die nominelle Rissbreite  $w_{nom}$  ist eine auf der Höhe des Bewehrungsschwerpunkts definierte, theoretische Hilfsgrösse. Sie entspricht nicht den auf der Betonoberfläche messbaren Rissbreiten.

Figur 32 zeigt die zulässigen Stahlspannungen zur Begrenzung der nominellen Rissbreiten in Funktion des Durchmessers der Bewehrungsstäbe, exemplarisch für  $f_{ctm} = 2,9$  MPa (Betonsorte C30/37).

- 4.4.2.3.5 Bei Fehlen spezifischer Vorgaben sind mindestens normale Anforderungen einzuhalten. Auf das Einlegen einer Mindestbewehrung darf verzichtet werden, wenn:
- das Auftreten von Zugspannungen ausgeschlossen werden kann oder
  - ausreichende Massnahmen gemäss 4.4.2.3.1 getroffen werden oder
  - breite Risse toleriert werden und sichergestellt ist, dass sie keine nachteiligen Folgen haben.
- 4.4.2.3.6 Die Mindestbewehrung ist in den Zugzonen der Bauteile einzulegen. Bei Trägern oder Trägerstegen kann es erforderlich sein, die Rissbildung in den seitlichen Flächen zu begrenzen; die Bewehrung ist auch in diesen Bereichen verteilt einzulegen.

- 4.4.2.3.7 Bei massigen Bauteilen darf die mitwirkende Zugzone für die Bestimmung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten auf eine 250 mm dicke Randzone entlang der zugbeanspruchten Bauteilränder beschränkt werden, bei zentrischem Zug also maximal eine Dicke von 500 mm. Dies gilt auch für die Bestimmung des Abminderungsfaktors  $k_r$  in 4.4.1.3.
- 4.4.2.3.8 Mögliche Verformungskonzentrationen, z. B. infolge sprunghafter Änderung der Tragwerksgeometrie, konzentrierter Einleitung von Zwangskräften oder aufgezwungener Verformungen gemäss Figur 31, sind zu beachten. Für dickwandige Tunnelverkleidungen wird zudem auf die Anmerkungen in SIA 197 verwiesen.
- 4.4.2.3.9 In Fällen gemäss 4.4.2.3.8 sind die Auswirkungen der aufgezwungenen oder behinderten Verformungen zu untersuchen. Bei Aussparungen (sprunghafte Änderung der Geometrie) ist das Erreichen der Betonzugfestigkeit der angrenzenden Tragwerksbereiche für die Bemessung der Mindestbewehrung massgebend.

Figur 31 Beispiele für das Auftreten von Verformungskonzentrationen

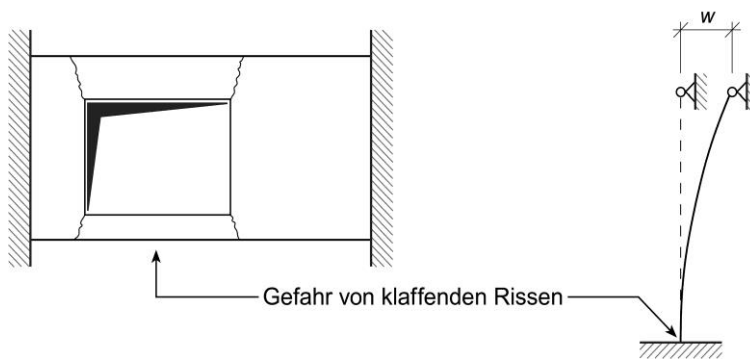
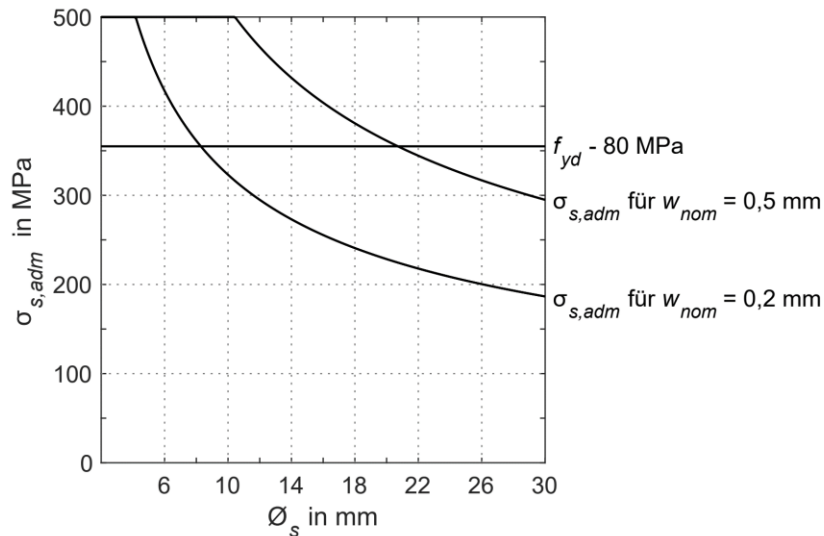


Tabelle 17 Ziele, Einwirkungen und Anforderungen zur Rissbreitenbegrenzung

Ziel	Anforderungen		
	normal	erhöht	hoch
Verhindern eines Fließens der Bewehrung für häufige Lastfälle gemäss SIA 260	-	$\sigma_s \leq f_{yd} - 80 \text{ MPa}$	$\sigma_s \leq f_{yd} - 80 \text{ MPa}$
Begrenzen der Rissbreiten unter Aufgezwungenen oder behinderten Verformungen (beim Erreichen von $f_{ct,eff}$ ) bzw. für quasi-ständige Lastfälle gemäss SIA 260 <sup>1)</sup>	$\sigma_s \leq f_{yk}$	$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ für $w_{nom} = 0,5 \text{ mm}$	$\sigma_s \leq \sigma_{s,adm}$ für $w_{nom} = 0,2 \text{ mm}$
<sup>1)</sup> Für Beanspruchungsniveaus oberhalb der Rissbildung ist zur Einhaltung der vorgegebenen nominalen Rissbreite eine grössere Mindestbewehrung als gemäss Gleichung (101) erforderlich. Diese kann anhand von erweiterten Berechnungsmodellen bestimmt werden.			

Figur 32 Zulässige Stahlspannungen in Funktion des Durchmessers der Bewehrungsstäbe für  $f_{ctm} = 2,9$  MPa (Betonart C30/37)



4.4.2.3.10 Spannstahl darf für den Nachweis gemäss Tabelle 17 berücksichtigt werden, falls er in der Zugzone verläuft. Die Werte aus Figur 32 gelten als zulässige Spannungszuwächse; eine obere Spannungsbegrenzung auf  $f_{pd}$  ist einzuhalten.

#### 4.4.3 Verformungen

##### 4.4.3.1 Allgemeines

4.4.3.1.1 Richtwerte für zulässige Verformungen sind SIA 260 zu entnehmen. Durchbiegungen beziehen sich auf die unverformte Lage, relativ zu den Auflagern.

4.4.3.1.2 Wenn hohe Betondruckspannungen auftreten und das Kriechen des Betons das Verhalten des Tragwerks massgeblich beeinflusst, ist für die Ermittlung der Verformungen 3.1.2.6.3 zu beachten.

4.4.3.1.3 Mögliche Massnahmen zur Begrenzung von Verformungen sind:

- Wahl eines günstigen Tragwerkskonzepts,
- Wahl genügend grosser Bauteilabmessungen,
- Verwenden geeigneter Baustoffe,
- Vorspannen des Tragwerks.

##### 4.4.3.2 Begrenzung der Durchbiegungen

4.4.3.2.1 Durchbiegungen können das Aussehen eines Bauwerks oder den Nutzungskomfort beeinträchtigen und sich schädigend auf die benachbarten Bauteile, die Ausrüstung oder die Einbauten auswirken. Die zulässigen Durchbiegungen sind deshalb in der Regel projektspezifisch festzulegen. Allgemeine Angaben enthält SIA 260.

4.4.3.2.2 Durchbiegungen von Tragwerken unterliegen einer Vielzahl von Einflüssen, die rechnerisch nur schwer zu erfassen sind. Ein unterer Grenzwert ergibt sich für die Annahme des ungerissenen Zustands und ein oberer Grenzwert für die Annahme des vollständig gerissenen Zustands des Tragwerks.

4.4.3.2.3 Für detaillierte Untersuchungen sind gegebenenfalls folgende Einflüsse zu beachten: Kriechen und Schwinden des Betons, sukzessive Rissbildung und deren Auswirkung auf die Querschnittssteifigkeiten, Lasten und Art der Lastaufbringung, Temperatureinwirkungen sowie Variation der Baustoffeigenschaften.

4.4.3.2.4 Für den ungerissenen Zustand und Beanspruchungen  $M_d < M_r$  kann die Durchbiegung wie folgt abgeschätzt werden:

$$w_{c\varphi} = w_c \cdot (1 + \varphi) \quad (102)$$

Die Kriechzahl  $\varphi$  ist gemäss 3.1.2.6 zu wählen. Die Grenze zwischen ungerissenen und gerissenen Zustand ist in 4.2.1.14 definiert; eine allenfalls vorhandene Druckspannung kann berücksichtigt werden.

4.4.3.2.5 Für den weitgehend gerissenen Zustand kann die Durchbiegung wie folgt abgeschätzt werden:

$$w = \frac{1-20\rho'}{10 \cdot \rho^{0,7}} \cdot (0,75 + 0,1 \cdot \varphi) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot w_c \quad (103)$$

Die geometrischen Bewehrungsgehalte  $\rho$  und  $\rho'$  beziehen sich auf die statische Höhe  $d$  des Bauteils sowie die mitwirkenden Plattenbreiten gemäss 4.1.3.3.2.

Druckkräfte und Vorspannung verkleinern die Durchbiegung, Zugkräfte vergrössern sie.

4.4.3.2.6 Der Übergang vom ungerissenen zum vollständig gerissenen Zustand erfolgt nicht schlagartig. Die tatsächlich zu erwartenden Durchbiegungen liegen deshalb im Allgemeinen zwischen den durch die Gleichungen (102) und (103) definierten Werten.

#### 4.4.4 **Schwingungen**

4.4.4.1 Bei zeitlich veränderlichen Einwirkungen sind das Schwingungsverhalten und dessen Auswirkungen auf die Funktionstüchtigkeit des Tragwerks und der Ausrüstung oder Einbauten sowie auf den Nutzungskomfort zu untersuchen.

4.4.4.2 Die Anforderungen bezüglich Schwingungsverhalten und die Einwirkungen sind in SIA 260 und SIA 261 angegeben.

#### 4.4.5 **Dichtigkeit**

4.4.5.1 Um eine ausreichende Dichtigkeit des Bauwerks sicherzustellen, sind abhängig von der Exposition des Tragwerks eine oder mehrere der folgenden Massnahmen zu treffen:

- Wahl genügend grosser Bauteilabmessungen,
- Festlegen von besonderen Anforderungen an den Beton,
- Wahl geeigneter Bau- und Betonieretappen,
- Aufbringen eines Oberflächenschutzes gemäss 5.9,
- Begrenzen der Rissbreiten gemäss 4.4.2,
- Vorspannen des Tragwerks,
- Aufbringen einer Abdichtung.

4.4.5.2 Zudem sind die Bestimmungen von 2.4.3 zu beachten.

4.4.5.3 Weitergehende Bestimmungen zu wasserdichten Betonkonstruktionen enthält SIA 272.

4.4.5.4 Weitergehende Bestimmungen zu Abdichtungen enthalten SIA 271, SIA 272, SIA 273 sowie VSS 40 450.

## 5 KONSTRUKTIVE DURCHBILDUNG

### 5.1 Grundsätze

- 5.1.1 Die Wahl der Abmessungen der Bauteile ist auf die Bewehrungsmenge und die Bewehrungsführung sowie die Eigenschaften der Baustoffe abzustimmen. Die Bewehrungsführung muss ein qualitativ einwandfreies Einbringen und Verdichten des Betons ermöglichen. Der Montagevorgang für die Bewehrung und die Ausführungsbedingungen für das Tragwerk sind speziell zu beachten.
- 5.1.2 Die konstruktive Durchbildung muss dem der Tragwerksanalyse zugrunde gelegten Tragwerksmodell entsprechen. Die Einflüsse allfälliger Abweichungen zwischen Tragwerksmodell und tatsächlichen Eigenschaften des Tragwerks sind zu berücksichtigen.
- 5.1.3 Wenn die Bewehrung zur Erdung von Bauwerken verwendet wird, ist sie gemäss SNR 464113 auszubilden. Die Massnahmen sind mit den zuständigen Elektrofachleuten abzusprechen, wobei dem Korrosionsschutz besondere Beachtung zu schenken ist.
- 5.1.4 Wenn die Einwirkungen auf das Bauwerk, speziell aus dem Baugrund, nur ungenügend genau quantifiziert werden können, kann es angebracht sein, den Bewehrungsgehalt über die Angaben dieser Norm hinaus anzupassen.

### 5.2 Bewehrungsführung

#### 5.2.1 Allgemeines

Die Bestimmungen und Hinweise in 5.2 gelten für Bewehrungsstäbe mit Durchmessern  $\leq 40$  mm. Stabdurchmesser über 30 mm sollen nur in Ausnahmefällen verwendet werden; die Grundsätze der konstruktiven Durchbildung sind gegebenenfalls anzupassen.

#### 5.2.2 Bewehrungsüberdeckung

- 5.2.2.1 Die Bewehrungsüberdeckung  $c_{nom}$  bezeichnet planmässige Werte, die einzuhalten sind, falls keine besonderen Schutzmassnahmen getroffen werden (siehe 5.9) oder keine besonderen Verhältnisse vorliegen. Zulässige Mastoleranzen sind in Anhang A aufgeführt. Bei Zwangslängen kann die ungünstige Kombination von Toleranzen der Querschnitts- und Bewehrungsabmessungen besondere Massnahmen erfordern. Das Festlegen der Bewehrungsüberdeckung erfolgt auf der Grundlage von 5.2.2.2 bis 5.2.2.7; massgebend ist der grösste Wert. Die gewählte Bewehrungsüberdeckung ist auf den Plänen anzugeben.
- 5.2.2.2 Um die Übertragung der Verbundkräfte zwischen Beton und Bewehrung sowie ein einwandfreies Einbringen des Betons zu gewährleisten, soll  $c_{nom}$  bei stark beanspruchten Bauteilen grösser sein als das Grösstkorn der Gesteinskörnung bzw. als der Bewehrungsstabdurchmesser oder die Hälfte des Hüllrohrdurchmessers. Bei Spanngliedern im Spannbettverfahren darf  $c_{nom}$  nicht kleiner sein als der dreifache Durchmesser der Litzen oder profilierten Drähte.
- 5.2.2.3 Um den Anforderungen bezüglich Feuerwiderstand zu genügen, ist eine Bewehrungsüberdeckung gemäss 4.3.10.5 erforderlich.
- 5.2.2.4 Um der Gefährdung durch Bewehrungskorrosion zu begegnen, sind die in Tabelle 18 in Abhängigkeit der Expositionsklassen angegebenen Werte für  $c_{nom}$  einzuhalten. Die Anwendung von Tabelle 18 setzt die Herstellung eines dichten Überdeckungsbetons gemäss 6.4.2 voraus. Für Bauteile der Expositionsklassen XD1, XD2b und XD3 sind in der Regel zusätzliche Massnahmen gemäss 4.4.2.3 festzulegen. Für nichtrostenden Betonstahl gilt zusätzlich SIA 2029.

Tabelle 18 Planmässige Bewehrungsüberdeckung

Bewehrungsüberdeckung $c_{nom}$ in mm <sup>1)</sup>	Expositionsklasse gemäss Tabelle 1							
	Korrosion von eingebettetem Metall, ausgelöst durch Karbonatisierung				Korrosion von eingebettetem Metall, ausgelöst durch Chloride <sup>2)</sup>			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2a	XD2b	XD3
Betonstahl	20	35	40	40	40	55		
Spannstahl bzw. Spannglied	30	45	50	50	50	65		
<sup>1)</sup> Die tabellierten Werte der Bewehrungsüberdeckung dürfen bei der Ausführung maximal um die Abweichungen gemäss A.3.5 unter- oder überschritten werden. <sup>2)</sup> Bei stark chloridexponierten Bauteilen von Bauwerken übergeordneter Bedeutung mit langer Nutzungsdauer können weitere Massnahmen oder eine Erhöhung der Bewehrungsüberdeckung geprüft werden.								

- 5.2.2.5 Bei Bauteilen, bei denen Beton direkt gegen das Erdreich eingebracht wird, beträgt der Mindestwert der Bewehrungsüberdeckung  $c_{nom} \geq 90$  mm; bei vorbereitetem Untergrund beträgt  $c_{nom} \geq 50$  mm. SIA 267 enthält weitere Bestimmungen für Betonpfähle.
- 5.2.2.6 Falls die Bewehrungsüberdeckung  $c_{nom}$  aus Gründen der Dauerhaftigkeit oder des Feuerwiderstands mehr als 50 mm beträgt, ist das Anordnen einer Überdeckungsbewehrung zu prüfen.
- 5.2.2.7 Bei Sichtbetonflächen und insbesondere solchen mit nachbearbeiteter Oberfläche ist der Überdeckung der Bewehrung besondere Beachtung zu schenken.

### 5.2.3 Abstände

- 5.2.3.1 Der gegenseitige Abstand von Bewehrungsstäben und Spanngliedern ist so gross zu wählen, dass ein einwandfreies Einbringen und Verdichten des Betons möglich ist. Bewehrungsstösse sind gegebenenfalls zueinander versetzt anzuordnen.
- 5.2.3.2 Der lichte Abstand zwischen parallel verlaufenden Bewehrungsstäben und Spanngliedern soll grösser sein als das Grösstkorn der Gesteinskörnung und der Durchmesser benachbarter Stäbe. Er soll mindestens 20 mm betragen.  
Bei dichter Bewehrung ist die Anordnung von Stabbündeln mit maximal drei in gleicher Richtung verlaufenden, sich berührenden Stäben zulässig. Die Qualität des Überdeckungsbetons ist besonders zu beachten; allenfalls ist die Bewehrungsüberdeckung zu vergrössern.
- 5.2.3.3 Der Stababstand von Längsbewehrungen sollte in der Regel kleiner als 300 mm sein.

### 5.2.4 Formen und Abbiegungen

- 5.2.4.1 Das Einhalten der minimalen Biegerollendurchmesser verhindert Biegerisse im Betonstahl und ein Versagen des mit der Abbiegung umschlossenen Betons infolge Umlenkkkräfte. Die Biegerollendurchmesser sind von den Projektverfassenden zu bezeichnen.

Zur Verhinderung von Biegerissen im Betonstahl dürfen folgende minimale Biegerollendurchmesser nicht unterschritten werden:

– für Bügel, Endhaken, Winkelhaken und Schlaufen

$$d_3 = 4\emptyset \quad \text{für Stäbe} \leq 16 \text{ mm}$$

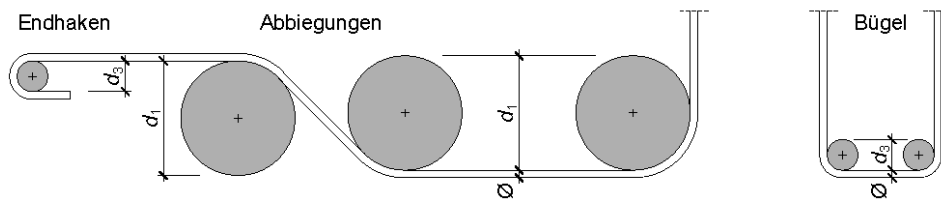
$$d_3 = 7\emptyset \quad \text{für Stäbe} > 16 \text{ mm und} \leq 30 \text{ mm}$$

$$d_3 = 10\emptyset \quad \text{für Stäbe} > 30 \text{ mm und} \leq 40 \text{ mm.}$$

Zur Verhinderung von Betonversagen darf folgender Biegerollendurchmesser nicht unterschritten werden:

– für Abbiegungen  $d_1 = 15\emptyset$

Figur 33 Biegerolldurchmesser

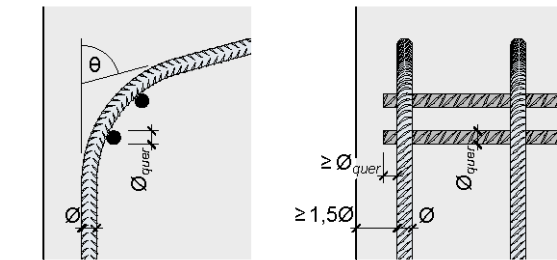


5.2.4.2 Abbiegungen dürfen nicht näher als  $1,5\varnothing$  von der parallelen Aussenkante entfernt liegen. Für  $\theta > 45^\circ$  muss zusätzlich Querbewehrung in der Abbiegung (Dübeleisen) eingelegt werden, wobei mindestens zwei Bewehrungsstäbe eingelegt werden müssen, welche gemäss Figur 34 durchgebildet sind. Die totale Querschnittsfläche der Querbewehrung wird für  $f_{ck} \geq 25$  MPa folgendermassen bestimmt:

$$A_{s,quer} \geq 1.5 \cdot \left(\frac{f_{yk}}{500}\right)^4 \cdot \frac{\pi\varnothing^2}{4} \tag{104}$$

Für Betonfestigkeiten mit  $f_{ck} < 25$  MPa muss eine detaillierte Untersuchung durchgeführt werden.

Figur 34 Konstruktive Durchbildung der Querbewehrung innerhalb der Abbiegung (Dübeleisen)



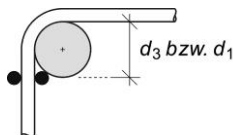
5.2.4.3 Der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit von gebogenen Stäben ist nach 4.3.8.2.2 zu ermitteln.

5.2.4.4 Im unmittelbaren Bereich von Abbiegungen dürfen keine Schweissstellen vorgesehen werden.

Bei geschweisster Bewehrung beträgt der minimale Abstand der Abbiegung von der Schweissstelle  $10\varnothing$ . Bei nicht voller Beanspruchung der Schweissstelle darf der Abstand reduziert werden.

Bei gebogenen Matten müssen die Querstäbe ausserhalb der Abbiegezonen liegen. In der Regel ist gemäss Figur 35 mindestens jener Abstand einzuhalten, der sich bei innen liegenden Querstäben aus dem Anlegen an die Biegerolle ergibt. Aussen liegende Querstäbe sind entsprechend anzuordnen.

Figur 35 Schweissstellen bei gebogenen Matten



5.2.4.5 Für das Festlegen der minimalen Krümmungsradien von internen Spanngliedern mit Verbund in Kunststoffhüllrohren und von externen Spanngliedern ist 3.4.6.3 zu beachten. Zusätzlich sind allenfalls die örtlichen Betonpressungen zu überprüfen.

Der minimale Krümmungsradius von internen Spanngliedern mit Verbund in Metallhüllrohren und von internen Spanngliedern ohne Verbund soll im Allgemeinen folgenden Wert nicht unterschreiten:

$$r_{min} \geq 2,8 \cdot \sqrt{f_{pk} \cdot A_p} \geq 2,5 \text{ m} \tag{105}$$

Wobei  $f_{pk}$   $A_p$  in MN einzusetzen ist.

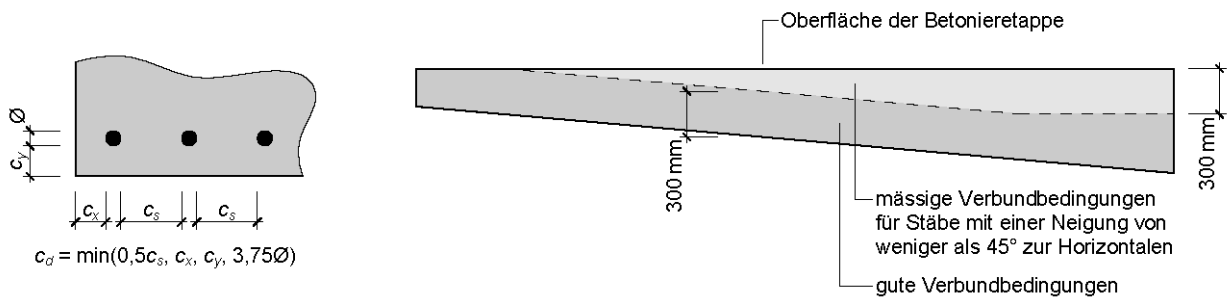
5.2.5 **Verankerung**

5.2.5.1 Diese Ziffer behandelt die Verankerung von Bewehrungsstäben und Matten aus Betonstahl gemäss 3.2.

5.2.5.2 Die rechnerische Bewehrungsüberdeckung  $c_d$  und die Verbundbedingungen sind in Figur 36 definiert.

- 5.2.5.3 Gute Verbundbedingungen gelten für Stäbe, welche
- mit einem Winkel von über 45° zur Horizontalen geneigt sind,
  - bis zu 300 mm zum Boden der Schalung oder mehr als 300 mm von der freien Oberfläche der Betonieretappe entfernt liegen.
  - Ansonsten gelten mässige Verbundbedingungen.

Figur 36 (a) Definition der rechnerischen Bewehrungsüberdeckung und (b) der guten bzw. der mässigen Verbundbedingungen



5.2.5.4 Näherungsstufe 1: Der Bemessungswert der Verankerungslänge  $l_{bd}$  ist der Wert, der mindestens für die Verankerung eines geraden Bewehrungsstabs erforderlich ist. In Tabelle 19 sind Richtwerte der Verankerungslängen  $l_{bd}$  für übliche Verhältnisse dargestellt.

Tabelle 19 Richtwerte der Verankerungslängen in  $l_{bd} / \varnothing$  für  $\sigma_{sd} = 435$  MPa

Beton	$c_d$ in mm	Durchmesser Bewehrungsstab in mm											
		≤8	10	12	14	16	18	20	22	26	30	34	40
C25/30	20	30	35	45	50	55	60	65	*	*	*	*	*
	35	25	30	35	35	40	45	50	55	60	65	**	*
C30/37	40	20	25	30	30	35	40	40	45	50	60	**	**
	55	20	20	25	30	30	35	35	40	45	50	**	**

\* nicht zulässig

\*\*Näherungsstufe 2, siehe 5.2.5.5

Bei mässigen Verbundbedingungen sind die Werte in Tabelle 19 um 20 % zu erhöhen. Wird unter Bentonit oder Ähnlichem betoniert, sind die Werte um 40 % zu erhöhen.

5.2.5.5 Näherungsstufe 2: Für eine genauere Bestimmung der Verankerungslänge darf folgende Gleichung verwendet werden:

$$l_{bd} = 50 \cdot k_{cp} \cdot \varnothing \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435}\right)^{3/2} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{\varnothing}{20}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot \varnothing}{c_d}\right)^{1/2} \geq 10\varnothing \quad (106)$$

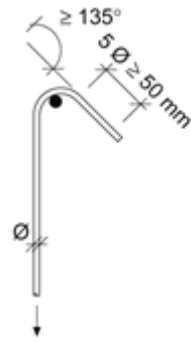
Dabei gilt  $k_{cp} = 1,0$  für gute Verbundbedingungen gemäss Figur 36b,  $k_{cp} = 1,2$  für mässige Verbundbedingungen gemäss derselben Figur und  $k_{cp} = 1,4$ , wenn unter Bentonit oder Ähnlichem betoniert wird.

Diese Werte dürfen für eine aussergewöhnliche Bemessungssituation um 30 % reduziert werden.

5.2.5.6 Bei Druckstäben dürfen, die in 5.2.5.3 und 5.2.5.4 definierten Werte für  $l_{bd}$  um  $15\varnothing$  reduziert werden, sofern die Bewehrungsüberdeckung in Stabrichtung am Ende des Stabs grösser als  $5\varnothing$  ist.

5.2.5.7 Im Falle von Querdruck, z. B. über Auflagern, sowie bei Verwendung von Endhaken (Figur 37) darf die Verankerungslänge  $l_{bd}$  gemäss Gleichung (105) um  $15\varnothing$  reduziert werden; sie soll jedoch nicht weniger als  $10\varnothing$  betragen.

Figur 37 Ausbildung von Endhaken



- 5.2.5.8 Die Verankerungslängen von Bewehrungsmatten ohne Querstäbe im Verankerungsbereich sind gemäss 5.2.5.2 und 5.2.5.3 zu bestimmen.  
Für Bewehrungsmatten mit verschweissten Querstäben darf die Verankerungslänge um  $15\varnothing$  reduziert werden, sofern
- die Querstäbe mindestens 60 % des Durchmessers der Längsstäbe aufweisen,
  - mindestens ein Querstab einen Abstand von 50 mm vom Beginn der Verankerungslänge aufweist,
  - die Verschweissungen die zu verankernden Kräfte aufnehmen können.

- 5.2.5.9 Die Verankerungslänge von Stabbündeln muss vergrössert werden, indem das Bündel (mit Gesamtfläche  $A_s$ ) als ein einzelner Stab mit äquivalentem Durchmesser  $\varnothing_b$  betrachtet wird:

$$\varnothing_b := \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_s} \quad (107)$$

Falls nur ein Stab des Bündels verankert wird, gelten 5.2.5.3 und 5.2.5.4.

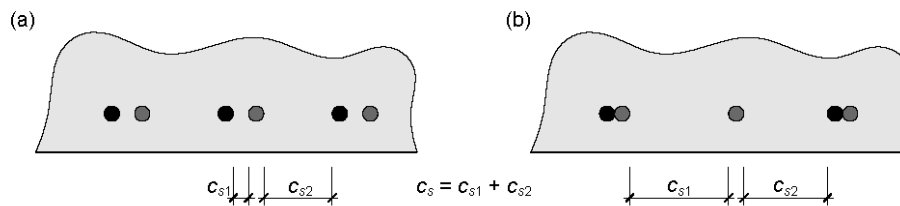
- 5.2.5.10 Bei engen Platzverhältnissen müssen andere Verankerungselemente wie z. B. Schlaufen oder verschraubte bzw. verschweisste Ankerköpfe verwendet werden. Deren Wirksamkeit ist jeweils im Einzelnen nachzuweisen, und ein Spröbruch im Stahl ist auszuschliessen.  
Der Durchmesser von Ankerköpfen beträgt für Bewehrungen mit  $f_{yk} = 500$  MPa in der Regel mindestens drei Durchmesser des Bewehrungsstabs.
- 5.2.5.11 Die örtlichen Querkzugkräfte im Verankerungsbereich sind zu berücksichtigen und mit einer geeigneten Querbewehrung aufzunehmen.
- 5.2.5.12 Für Leichtbeton ist der Bemessungswert der Verankerungslänge  $l_{bd}$  mit dem Faktor  $1/\eta$  gemäss Gleichung (9) zu erhöhen.

## 5.2.6 Stösse

- 5.2.6.1 Diese Ziffer behandelt Stösse von Bewehrungsstäben und Matten aus Betonstahl gemäss 3.2. Alternative Möglichkeiten zum Übergreifungsstoss (wie Muffen, Schweissungen und Ankerkörper) dürfen verwendet werden, sofern sie entsprechend nachgewiesen werden.
- 5.2.6.2 Grundsätzlich ist bei jedem Stoss eine Querbewehrung mit mindestens 25 % der Querschnittsfläche eines einzelnen Bewehrungsstabs einzulegen.
- 5.2.6.3 Stossverbindungen sind nach Möglichkeit in Zonen geringer Beanspruchung anzuordnen. Der Abstand zwischen den Achsen der übergreifenden Stäbe soll so gering wie möglich sein, wobei sich die Stäbe möglichst berühren sollten. Ist der Achsabstand der übergreifenden Stäbe grösser als 50 mm oder  $4\varnothing$ , muss die Stosslänge um den Achsabstand der Stäbe vergrössert werden und es ist eine Querbewehrung anzuordnen, um die damit verbundenen Zugkräfte aufzunehmen.

5.2.6.4 Der Wert von  $c_s = c_{s1} + c_{s2}$  zur Berechnung von  $c_d$  ist gemäss Figur 38 zu ermitteln.

Figur 38 Definition des Abstands  $c_s$  in Übergreifungsstössen: (a) benachbarte Übergreifungsstösse; (b) versetzte Übergreifungsstösse



5.2.6.5 Näherungsstufe 1: Der Bemessungswert der Stosslänge  $l_{sd}$  ist der Wert, der mindestens für die Kraftübertragung von einem geraden Bewehrungsstab zu einem anderen erforderlich ist. Grundsätzlich gilt  $l_{sd} = 1,2l_{bd}$ . In Tabelle 20 sind Richtwerte der Stosslängen  $l_{sd}$  für übliche Verhältnisse dargestellt.

Tabelle 20 Richtwerte der Stosslängen in  $l_{sd} / \varnothing$  für  $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$

Beton	$c_d$ in mm	Durchmesser Bewehrungsstab in mm											
		$\leq 8$	10	12	14	16	18	20	22	26	30	34	40
C25/30	20	35	45	50	55	65	70	75	*	*	*	*	*
	35	30	35	40	45	50	55	60	65	70	80	**	*
C30/37	40	25	30	35	40	40	45	50	55	60	70	**	**
	55	25	25	30	35	35	40	45	45	55	60	**	**

\* nicht zulässig

\*\*Näherungsstufe 2, siehe 5.2.6.6

Bei mässigen Verbundbedingungen sind die Werte in Tabelle 20 um 20 % zu erhöhen. Wird unter Bentonit oder Ähnlichem betoniert, sind die Werte um 40 % zu erhöhen.

Sind plastische Verformungen nicht ausgeschlossen, gilt Näherungsstufe 2, siehe 5.2.6.6.

5.2.6.6 Näherungsstufe 2: Die Stosslänge  $l_{sd}$  entspricht dem 1,2-fachen der Verankerungslänge  $l_{bd}$ . Die minimale Stosslänge beträgt  $15\varnothing$ . Bei Zugstäben, bei welchen plastische Verformungen nicht ausgeschlossen werden können, muss für eine Stahlspannung von  $1,2 \sigma_{sd}$  statt  $1,0 \sigma_{sd}$  bemessen werden, ausser

- wenn der Stoss über die gesamte Länge mit einem Querkraftbewehrungsgehalt von  $\rho_w \geq 0,1 \%$  umschnürt ist.
- wenn die Rissbildung durch einen ebenen Spannungszustand verhindert ist.
- wenn bei einem Balken maximal  $1/3$  der Stäbe oder bei Platten maximal  $1/2$  der Stäbe gestossen sind. Der Abstand zwischen verschiedenen Übergreifungsstössen hat mindestens  $0,3 l_{sd}$  zu betragen.

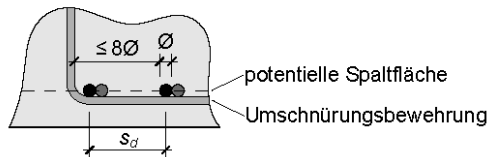
5.2.6.7 Bei Druckstäben darf die Stosslänge immer für eine Spannung  $1,0 \sigma_{sd}$  bemessen werden. Alle Stäbe dürfen im selben Querschnitt gestossen werden. Am Anfang und am Ende eines Stosses sollte Querbewehrung eingelegt werden.

5.2.6.8 Wenn eine Umschnürungsbewehrung eine potenzielle Spaltfläche durchquert und höchstens  $8\varnothing$  von einem zu verankernden oder stossenden Bewehrungsstab entfernt liegt (Figur 39), darf  $c_d$  folgendermassen erhöht werden:

$$c_d = \min(c_x, c_y, \frac{c_s}{2}, 3.75\varnothing) + \Delta c_d \leq 6\varnothing \quad (108)$$

$$\Delta c_d = 70 \cdot \rho_w \cdot s_d$$

Figur 39 Anrechenbare Umschnürungsbewehrung



- 5.2.6.9 Bei Stabbündeln müssen die Übergreifungsstösse folgendermassen ausgebildet werden:
- Das Bündel von Stäben ist als ein einziger Stab mit einem äquivalenten Durchmesser gemäss 5.2.5.8 zu betrachten. In diesem Fall sind die Übergreifungsstösse von nebeneinanderliegenden Bündeln um einen Abstand von mindestens  $0,3 l_{sd}$  zu versetzen.
  - Auf Grundlage des Durchmessers der einzelnen Stäbe, wobei die Stösse innerhalb des Bündels um einen Abstand von mindestens  $0,3 l_{sd}$  zu versetzen sind.
- 5.2.6.10 Wo Unfallgefahr besteht, sind bei stehenden Anschlussstäben Haken anzuordnen oder andere Schutzmassnahmen zu treffen.

### 5.2.7 Umlenkungen und Krümmungen

- 5.2.7.1 Bei gekrümmten oder geknickten Zug- und Druckgurten sind die Auswirkungen der Umlenkkräfte zu untersuchen.

Die gemäss Figur 40 zur Betonoberfläche hin wirkenden Umlenkkräfte sind in der Regel durch eine zusätzliche Verbügelung aufzunehmen. Wo keine solche vorgesehen wird, ist der Nachweis zu erbringen, dass die Umlenkkräfte infolge der Fließzugkraft der Bewehrung durch den Überdeckungsbeton aufgenommen werden können. Die Betonzugfestigkeit darf dabei höchstens mit folgendem Bemessungswert in Rechnung gestellt werden:

$$f_{ctd} = \frac{1}{3} \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} \tag{109}$$

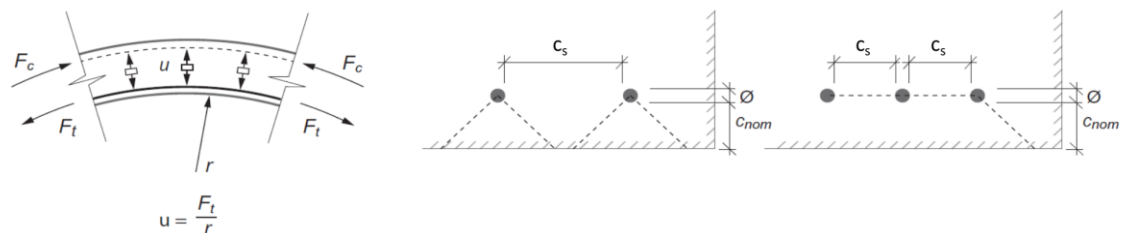
Wenn die Umlenkkräfte durch den Beton aufgenommen werden müssen, sind für den Nachweis die Ausführungsungenauigkeiten (kleinere Bewehrungsüberdeckung, kleinere Abstände der Bewehrungen, ungleichmässige Krümmung) zu beachten.

Wenn plastische Verformungen der Zugbewehrung nicht ausgeschlossen werden können, ist der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach Gleichung (109) auf die Hälfte zu reduzieren.

Für die Berechnung der Betonzugspannung kann die mitwirkende Breite  $b_u$  wie folgt angenommen werden:

$$b_u = c_s \leq 2 \cdot \sqrt{3} \cdot \left( c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} \right) \tag{110}$$

Figur 40 Umlenkkräfte in gekrümmten Zug- und Druckgurten



- 5.2.7.2 Ohne genauere Untersuchungen wird die Fließzugkraft der Bewehrung mit dem folgenden erhöhten Bemessungswert der Fließgrenze  $f_{yd}$  bestimmt:

$$f_{yd}^+ = 1,2 \cdot f_{yk} \tag{111}$$

### 5.3 Vorgespannte Tragwerke

- 5.3.1 Die Bauteilabmessungen und die Grösse der Spannglieder (Hüllrohre, Verankerungen) sind aufeinander abzustimmen.
- 5.3.2 Kraftausbreitzonen sind so auszubilden, dass der Bemessungswert der Spannkraft gemäss 4.1.5.5.3 in das Tragwerk eingeleitet werden kann.
- 5.3.3 Der Kraftfluss ist mit geeigneten Modellen unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit zu untersuchen. Spreizkräfte sind mit einer Bewehrung aufzunehmen.
- 5.3.4 In Verankerungs- und Kupplungsbereichen ist zur Begrenzung der Rissbildung immer eine Mindestbewehrung einzulegen.
- 5.3.5 Verankerungen und Kupplungen sind nach Möglichkeit in Bereichen anzuordnen, in denen nur geringe Beanspruchungsvariationen auftreten.
- 5.3.6 Bei Spannstahl im Spannbettverfahren kann die Verankerungslänge  $l_{bd,0}$  für den Zustand nach dem Lösen der Spannverankerung (Figur 41) wie folgt bestimmt werden:

$$l_{bd,0} = \frac{\sqrt{A_p} \cdot \sigma_{p0}}{7,5 \cdot f_{bd}(t)} \quad (112)$$

Der Bemessungswert der Verbundspannung  $f_{bd}(t)$  zur Zeit  $t$ , bei der die Spannkraft aufgebracht wird, kann anhand von Figur 41 und der folgenden Gleichung abgeschätzt werden.

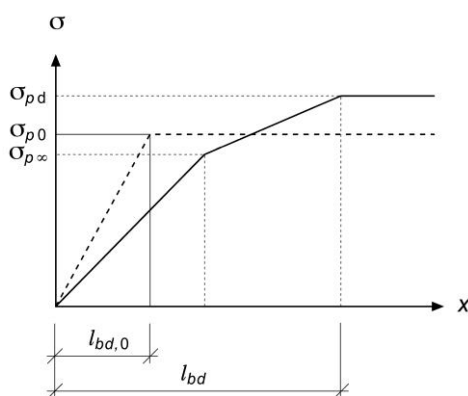
$$f_{bd}(t) = \frac{1,4 \cdot f_{ctm}(t)}{\gamma_c} \quad (113)$$

Die Verankerungslänge  $l_{bd,net}$  für den Zustand unter den Bemessungswerten der Einwirkungen (Figur 41) ist wie folgt abzuschätzen:

$$l_{bd,net} = 1,5 \cdot k_{cp} \cdot \left( l_{bd,0} + \frac{\sqrt{A_p} \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{p\infty})}{4 \cdot f_{bd}(t)} \right) \quad (114)$$

wobei  $k_{cp} = 1$  bzw.  $k_{cp} = 1,2$  für gute bzw. mässige Verbundbedingungen gemäss Figur 36b.

Figur 41 Verankerung von Spannstahl im Spannbettverfahren



## 5.4 Lager und Fugen

- 5.4.1 Bei Bauten aus unbewehrtem Beton kann die Anordnung von Dilatationsfugen zweckmässig sein, um den Auswirkungen von Schwinden und Temperaturänderungen zu begegnen.
- 5.4.2 Bei Stahlbetontragwerken sind Dilatationsfugen gegebenenfalls dann anzuordnen, wenn den Auswirkungen von Schwinden, Kriechen, Temperaturänderungen und ungleichmässigen Setzungen nicht durch die Anordnung einer Bewehrung begegnet werden kann.
- 5.4.3 Um die Auswirkungen des Schwindens zu reduzieren, ist zu prüfen, ob Schwindfugen zur temporären Unterteilung grösserer Bauteile oder andere Massnahmen angeordnet werden sollen.
- 5.4.4 Lager von wichtigen Tragelementen sind dauerhaft gegen Feuchtigkeit zu schützen. Sie müssen gut zugänglich und allenfalls leicht auszuwechseln sein.
- 5.4.5 Dilatationsfugen sollen nach Möglichkeit so ausgebildet werden, dass die Feuchtigkeit durch entsprechendes Gefälle von den Fugen ferngehalten wird.

## 5.5 Bauteile

### 5.5.1 Unbewehrte Bauteile

- 5.5.1.1 Unbewehrter Beton wird für vorwiegend auf Druck beanspruchte, massive Bauteile verwendet, die weder wesentlichen seismischen und dynamischen Beanspruchungen noch aufgezwungenen Verformungen ausgesetzt sind.
- 5.5.1.2 Für den Nachweis der Tragsicherheit von unbewehrten Bauteilen ist der Bemessungswert der Druckfestigkeit  $f_{cd}$  um 20 % abzumindern.
- 5.5.1.3 Beim Nachweis der Tragsicherheit ist von einem Gleichgewichtszustand der inneren und äusseren Kräfte unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit auszugehen. Die kinematische Verträglichkeit muss gewährleistet sein. Allfällige aufgezwungene Verformungen und Verschiebungen müssen berücksichtigt werden. Äussere Kräfte (Reaktionen) dürfen in Rechnung gestellt werden, wenn diese auch bei kleinen Verformungen vorhanden sind (z. B. Reibungskräfte, Kämpferkräfte).
- 5.5.1.4 Für unbedeutende Bauteile kann die Tragsicherheit unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit gemäss Gleichung (107) nachgewiesen werden. Zudem muss gewährleistet sein, dass die Rissbildung kein Versagen des Bauteils zur Folge hat.
- 5.5.1.5 Der Nachweis der Tragsicherheit unbewehrter Druckglieder kann analog zu 4.3.7 durchgeführt werden, wobei der Bemessungswert der Druckfestigkeit gemäss 5.5.1.2 abzumindern ist.

### 5.5.2 Balken und Plattenbalken

- 5.5.2.1 Die Tragelemente sind gegen die Auswirkungen der in der Tragwerksanalyse nicht berücksichtigten Einspannungen konstruktiv ausreichend zu bewehren.
- 5.5.2.2 In Balken sind stets Bügel anzuordnen, deren Querkraftbewehrungsgehalt

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} \geq 0,001 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{30} \cdot \frac{500}{f_{yk}}} \quad f_{ck} \text{ und } f_{yk} \text{ in MPa} \quad (115)$$

und deren gegenseitiger Abstand  $25\varnothing_{sw}$  nicht übersteigen soll. Bei breiten Stegen darf die Stegbreite  $b_w$  mit maximal 400 mm in Rechnung gestellt werden.

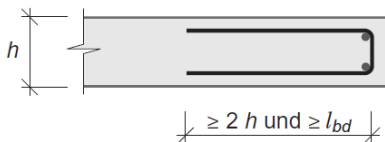
- 5.5.2.3 Bei Stegen mit Breiten  $b_w > 500$  mm sind in der Regel mehrschnittige Bügel anzuordnen.

- 5.5.2.4 Die Bügel sollen die Längszugbewehrung umfassen. Sie sind so zu verankern, dass die erforderlichen Bügelkräfte über die Höhe des Hebelarms der inneren Kräfte wirksam werden können.
- 5.5.2.5 In den Auflagerbereichen sind mindestens 25 % der im Feld erforderlichen Gurtbewehrung zu verankern.
- 5.5.2.6 Im Bereich negativer Momente von Plattenbalken ist ein wesentlicher Teil der Zugbewehrung über dem Steg zu konzentrieren. Zur Begrenzung der Rissbreiten ist ein gewisser Anteil auch über die anschliessende Platte zu verteilen. Die Wirksamkeit der ausserhalb des Stegs verteilten Längsbewehrung ist durch eine Querbewehrung zur Gewährleistung des Schubanschlusses sicherzustellen.
- 5.5.2.7 In der Druckplatte ist zur Gewährleistung des Schubanschlusses immer eine ausreichende Querbewehrung anzuordnen, deren Querschnitt mindestens 0,2 % des Plattenquerschnitts betragen muss.
- 5.5.2.8 Druckplatten von Rippendecken in Ortsbeton und Überbetone von Hohlkörperdecken sind mindestens 50 mm dick auszuführen. Bei Betonfertigteilen beträgt der Mindestwert 40 mm.

### 5.5.3 Platten

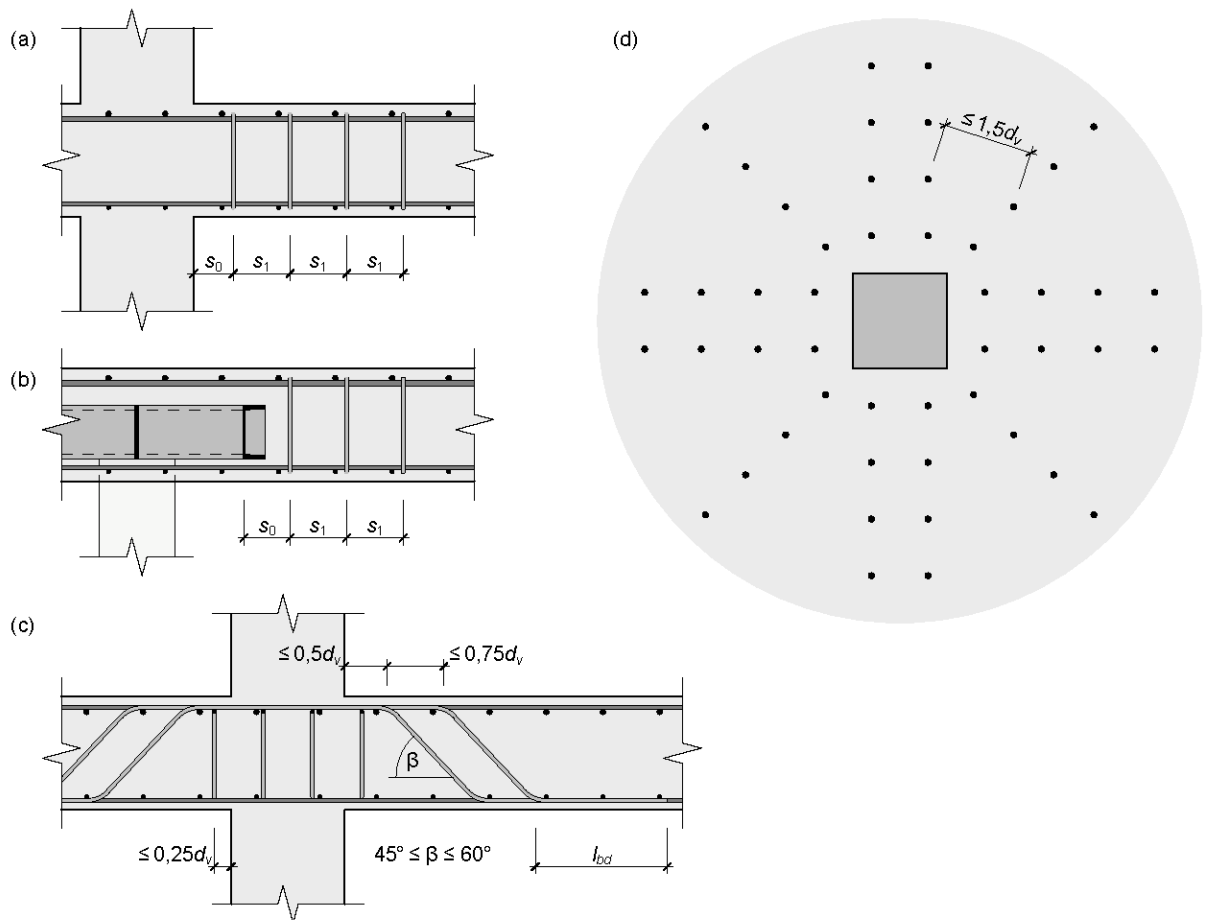
- 5.5.3.1 In den Zonen grösster Beanspruchung darf der Abstand der Stäbe der Hauptbewehrung die 1,2-fache Plattendicke bzw. 300 mm nicht überschreiten.
- 5.5.3.2 Die Mindestbewehrung von Platten ist gemäss den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit festzulegen. Die Querbewehrung soll nicht weniger als 20 % der Hauptbewehrung betragen.
- 5.5.3.3 Bei Platten ohne Querkraftbewehrung ist in der Regel mindestens die Hälfte der an den Stellen maximaler Biegebeanspruchung erforderlichen Biegebewehrung bis über die Auflager zu führen und zu verankern.
- 5.5.3.4 Falls eine Querkraftbewehrung angeordnet wird, hat der Querkraftbewehrungsgehalt die Bedingung nach Gleichung (114) zu erfüllen.
- 5.5.3.5 Freie Plattenränder sind mit einer aufgebogenen Längsbewehrung oder einer Bügelbewehrung gemäss Figur 42 zu umschliessen.

Figur 42 Freie Plattenränder



- 5.5.3.6 Beidseitig von einbetonierten Leitungen, Leitungsbündeln und Deckeneinlagen mit bedeutenden Abmessungen gemäss 4.3.3.2.9 wird empfohlen, eine Querkraftbewehrung anzuordnen.
- 5.5.3.7 In Flachdecken und Platten mit konzentrierten Lasten ist die Biegebewehrung vollständig im Abstand von  $2,5d_v$  vom Nachweisschnitt des Durchstanzwiderstands zu verankern, höchstens aber ab dem Nullpunkt des zugehörigen Biegemoments. Im Bereich von Rand- und Eckstützen sind die Bewehrungen quer zum Rand vollständig zu verankern.
- 5.5.3.8 Eine Durchstanzbewehrung hat aus mindestens zwei Reihen zu bestehen. Der radiale Abstand  $s_1$  zwischen den Reihen der Bewehrungselemente darf die Grenzen nach Tabelle 21 nicht überschreiten. Der Abstand  $s_0$  zwischen dem ersten Bewehrungselement und dem Rand der gestützten Fläche soll kleiner als  $s_1$  sein. Bewehrungselemente näher als  $0,35d_v$  vom Rand der gestützten Fläche dürfen im Nachweis nicht berücksichtigt werden (Figur 43).

Figur 43 Anordnung einer Durchstanzbewehrung



- 5.5.3.9 Der tangentielle Abstand zwischen den Bewehrungselementen, gemessen beim zweiten Ring ab der gestützten Fläche, darf  $1,5d_v$  nicht überschreiten (Figur 43d).
- 5.5.3.10 Die Durchstanzbewehrungen müssen sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone vollständig verankert sein.
- 5.5.3.11 Auf der Druckseite der Platte darf der Abstand  $c_v$  gemäss Figur 25  $d_v/6$  nicht überschreiten. Kann diese Bedingung wegen der Anforderungen gemäss Tabelle 18 nicht eingehalten werden, sind die Durchstanzwiderstände  $V_{Rd,c}$  gemäss Gleichung (70) und  $V_{Rd,s}$  gemäss Gleichung (68) um 30 % abzumindern.
- 5.5.3.12 Die Durchmesser der Durchstanzbewehrungen dürfen die Werte nach Tabelle 21 nicht überschreiten.

Tabelle 21 Grenzen für die Durchmesser und die radialen Abstände von Durchstanzbewehrungselementen

Statische Höhe $d$ mm	$\varnothing_{sw}$ mm	$s_1$ mm
< 140	–	–
140 bis 160	$\leq 12$	$\leq 0,6d$
161 bis 180	$\leq 14$	$\leq 0,66d$
181 bis 220	$\leq 16$	$\leq 0,75d$
221 bis 260	$\leq 18$	
261 bis 340	$\leq 20$	
341 bis 600	$\leq 26$	$\leq 200 + d/6$
> 600	$\leq 30$	

- 5.5.3.13 Die Sicherung gegen Totaleinsturz gemäss 4.3.6.7 besteht aus mindestens vier Bewehrungsstäben.

#### 5.5.4 Druckglieder

5.5.4.1 Bei geschosshohen Druckgliedern dürfen in der Regel die Abmessungen gemäss Tabelle 22 nicht unterschritten werden.

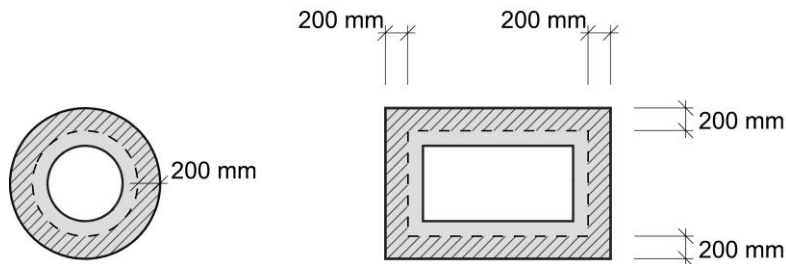
Tabelle 22 Mindestabmessungen von Druckgliedern

	an Ort betoniert mm	Fertigteil mm
Druckglieder (Seitenverhältnis bis 4:1)	200	150
Wände bewehrt	150	100
Wände unbewehrt	120	—

5.5.4.2 In Druckgliedern beträgt die minimal erforderliche Querschnittsfläche der Längsbewehrung 0,6 % des Gesamtquerschnitts. Bei grossen Stützenquerschnitten darf zur Bestimmung der Mindestbewehrung eine Wanddicke von mindestens 200 mm gemäss Figur 44 in Rechnung gestellt werden.

Die Mindestbewehrung ist anteilmässig über den Umfang des Stützenquerschnitts zu verteilen und darf den Durchmesser von 8 mm nicht unterschreiten.

Figur 44 Minimale Wanddicke zur Bestimmung der Mindestbewehrung von Druckgliedern



5.5.4.3 In Wänden beträgt die minimal erforderliche Querschnittsfläche der vertikalen Bewehrung 0,6 % des für die Tragsicherheit erforderlichen Betonquerschnitts. Die gegenseitigen Abstände der vertikalen Stäbe dürfen weder die doppelte Wanddicke noch 300 mm überschreiten.

5.5.4.4 Druckglieder mit einem Bewehrungsgehalt, der geringer ist als der in 5.5.4.2 und 5.5.4.3 vorgeschriebene, sind wie unbewehrte Bauteile gemäss 5.5.1 zu bemessen.

5.5.4.5 Der maximale Querschnitt der Längsbewehrung in Druckgliedern darf in der Regel 8 % nicht überschreiten. Bei grösseren Bewehrungsgehalten sind spezielle konstruktive und ausführungstechnische Massnahmen zu ergreifen und eine gegenüber 5.5.4.7 verstärkte Verbügelung anzuordnen.

5.5.4.6 Die Längsbewehrungsstäbe von Druckgliedern sind mit Bügeln gegen lokales Ausknicken zu sichern. Wenn im Grenzzustand der Tragsicherheit die Bewehrung der Druckzone die Fließgrenze erreicht, ist ausser den Eckstäben auch jeder zweite Längsstab mit Haken oder zusätzlichen Bügeln zu umschliessen.

5.5.4.7 Der Abstand der Bügel und Haken muss folgende Anforderungen erfüllen:

$$s \leq 15 \cdot \varnothing_{min}$$

$$s \leq a_{min}$$

(116)

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

5.5.4.8 In polygonalen Druckgliedquerschnitten muss mindestens in jeder Ecke ein Längsstab eingelegt werden.

5.5.4.9 In Krafterleitungszonen, im Bereich von Stossverbindungen und bei Querschnittsänderungen der Druckglieder sind die Abstände der Bügel zur Aufnahme der Querkzugkräfte zu halbieren. Der Stabdurchmesser der Umschnürungsbügel darf  $\varnothing_{sl,max}/3$  nicht unterschreiten.

5.5.4.10 Für die Verbügelung der vertikalen Bewehrung in Wänden gelten sinngemäss die gleichen Bestimmungen wie für Druckglieder.

5.5.4.11 Die horizontale Bewehrung von Wänden ist nach den Anforderungen von 4.4.2 zu bemessen, darf aber 25 % der vertikalen Bewehrung nicht unterschreiten.

### 5.5.5 Betonfertigteile und zusammengesetzte Bauteile

5.5.5.1 Bei der Projektierung von Betonfertigteilen und daraus zusammengesetzter Bauteile sind nicht nur der Endzustand, sondern auch die Bauzustände während Transport und Montage zu untersuchen. Dabei muss die zeitliche Entwicklung der Betonfestigkeit berücksichtigt werden.

5.5.5.2 Bei Betonfertigteilen und deren Verbindungen sind zur Festlegung der Masstoleranzen ausser den statischen auch die fabrikations- und montagetechnischen Erfordernisse zu berücksichtigen. Insbesondere ist den Auswirkungen von Verformungen infolge Schwindens und Kriechens des Betons sowie von Temperaturänderungen gebührend Rechnung zu tragen.

5.5.5.3 Schalen von mehrschichtig aufgebauten Fassadenplatten müssen sich in ihrer Ebene möglichst zwängungsfrei bewegen können. Die Verbindung der Schalen hat mit einer ermüdungssicheren und korrosionsbeständigen Befestigung zu erfolgen. Die Verbindungselemente sollen möglichst

- chemisch und physikalisch mit den Schalen kompatibel sein,
- gegen chemische und physikalische Einflüsse geschützt sein,
- in Übereinstimmung mit der Struktur brandsicher sein.

5.5.5.4 Die Dicke druckbeanspruchter Mörtelfugen soll maximal 15 % ihrer Breite betragen. Der Mörtel muss mindestens eine Druckfestigkeit von 20 MPa aufweisen. Die Bemessung von Mörtelfugen ist gemäss 4.3.4.3 vorzunehmen.

5.5.5.5 Nicht vollständig einbetonierte Verbindungen aus Stahl, die nicht zugänglich und überprüfbar sind, sind korrosionsbeständig auszuführen.

5.5.5.6 Bei im Spannbettverfahren hergestellten Bauteilen müssen die unmittelbar nach dem Ablassen der Spannkraft auftretenden Beanspruchungen überprüft werden.

5.5.5.7 Das Bewehrungskonzept von Tübbings hat die Beanspruchungen während des Transports und des Einbaus sowie die Unsicherheit in der Annahme der Einwirkungen aus dem Gebirge mit konstruktiven Massnahmen zu berücksichtigen. Weiterführende Angaben finden sich in SIA 197:2023, Ziffer 7.6.1. Zur Verbesserung des Verformungsvermögens ist bei permanent tragenden Tübbings eine Verbügelung empfehlenswert.

## 5.6 Besonderheiten für ermüdungsbeanspruchte Tragwerke

5.6.1 Schweissungen der Bewehrung sind wegen der deutlich verminderten Ermüdungsfestigkeit möglichst zu vermeiden. Wenn kraftschlüssige Schweissungen der Bewehrung unumgänglich sind, dürfen nur Stumpfschweissungen angewendet werden. Heftschweissungen an Betonstahl, Spannstahl und Hüllrohren sind unzulässig.

5.6.2 Bei der Querkraftbewehrung von Platten ist darauf zu achten, dass diese die Längsbewehrung umfasst und eine genügend grosse Bewehrungsüberdeckung aufweist.

5.6.3 Verankerungen und Kupplungen von Spanngliedern sind nach Möglichkeit in Bereichen kleiner Spannungsdifferenzen anzuordnen.

## 5.7 Besonderheiten bei Erdbebenbemessung

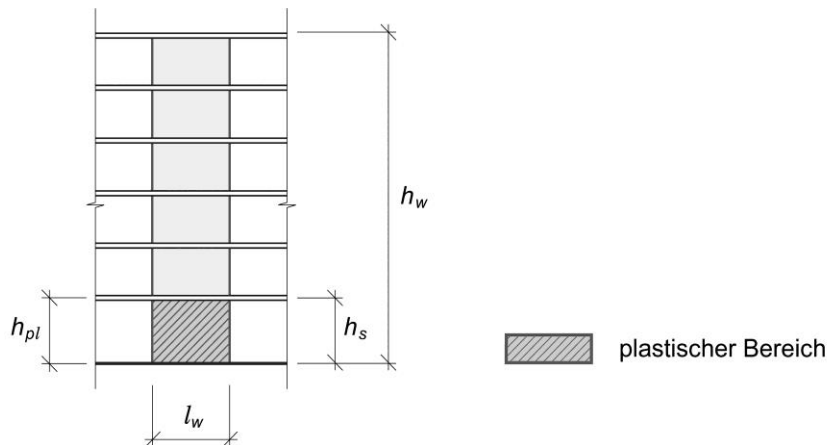
### 5.7.1 Tragwände

5.7.1.1 Für die konstruktive Durchbildung des plastischen Bereichs von Tragwänden gelten die folgenden Bestimmungen:

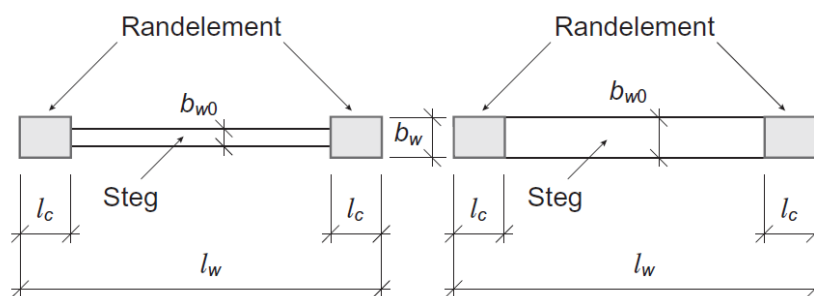
- Für die Höhe des plastischen Bereichs (Figur 45) gilt in der Regel  $h_{pl} > l_w$  und  $h_{pl} \geq h_w / 6$ . Falls  $h_s \geq 2 l_w / 3$  und  $h_s \geq h_w / 9$  eingehalten sind, darf  $h_{pl} = h_s$  angenommen werden.
- Für die bezogene Normalkraft gilt:  $-N_d / A_{cf,cd} \leq 0,4$ .

- Der Längsbewehrungsgehalt der Randelemente sowie des Stegs (Figur 46) soll je mindestens 0,3 % betragen und darf je 3 % nicht überschreiten.
- Der Gehalt der horizontalen Schubbewehrung, die über die gesamte Wandlänge verläuft, soll mindestens 0,3 % betragen. Der Gehalt darf ein Viertel des vertikalen Bewehrungsgehalts nicht unterschreiten.
- Der Abstand der vertikalen und horizontalen Bewehrungsstäbe darf in den Randelementen sowie im Stegbereich nicht mehr als 250 mm und nicht mehr als  $25 \varnothing_s$  betragen.

Figur 45 Plastischer Bereich am Fuss einer Tragwand



Figur 46 Randelemente für Tragwände mit freien Rändern



5.7.1.2 Für die Randelemente der plastischen Bereiche am Fuss von Tragwänden (Figur 46) gelten die folgenden Bestimmungen:

- Dicke des Randelements:  $b_w \geq 200$  mm und  $b_w \geq h_s / 15$ .
- Länge des Randelements:  $l_c \geq 300$  mm und  $l_c \geq l_w / 10$ . Sie soll jedoch mindestens 70 % der Länge der Druckzone entsprechen.
- Falls die Wand an einen ausreichend bewehrten Querflansch anschliesst, ist kein Randelement erforderlich. Dies gilt als erfüllt, wenn die Dicke des Querflanschs  $> h_s / 15$  und die Länge  $> h_s / 5$  beträgt.
- In den Randelementen ist im plastischen Bereich eine Umschnürungsbewehrung entsprechend 5.7.1.4. einzulegen.

5.7.1.3 Der Steg zwischen den Randelementen muss im plastischen Bereich mindestens eine Dicke von  $b_{w0} \geq 150$  mm und  $b_{w0} \geq l_w / 25$  bzw.  $h_s / 20$  aufweisen.

- 5.7.1.4 Für die Umschnürungsbewehrung in den Randelementen (siehe Figur 47) gelten folgende Bestimmungen:
- In den plastischen Bereichen muss der Abstand  $s$  der Umschnürungsbewehrung folgende Bedingung erfüllen:  $s_{cx} \leq \min(150 \text{ mm}, 6 \cdot \varnothing_{sl})$ . Der Abstand des ersten Umschnürungsbügels vom Endquerschnitt darf höchstens 50 mm betragen. Der Durchmesser der Umschnürungsbügel darf  $0,35 \cdot \varnothing_{sl,max}$  nicht unterschreiten.
  - In den plastischen Bereichen muss jeder zweite Längsstab durch Abbiegungen der Umschnürungsbügel oder durch Querhaken gehalten werden. Der Abstand zwischen gehaltenen Längsstäben darf 200 mm nicht überschreiten.
  - In den plastischen Bereichen muss mindestens der folgende mechanische, volumetrische Bewehrungsgehalt vorhanden sein  $\omega_{wd}$ :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volumen1) der Bügel und Querhaken}}{\text{Volumen des umschnürten Betons}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \frac{1}{\alpha_s} \left( 30 \cdot \mu_\phi \cdot \left( \frac{-N_d}{A_c f_{cd}} + \omega_v \right) \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{b_w}{b_{cz}} - 0,035 \right) \quad (117)$$

1) ohne Verankerungslängen

Die benötigte Krümmungsduktilität im plastischen Bereich  $\mu_\phi$  kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$T_1 < T_C: \mu_\phi = 1 + 2 \cdot (q - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1}$$

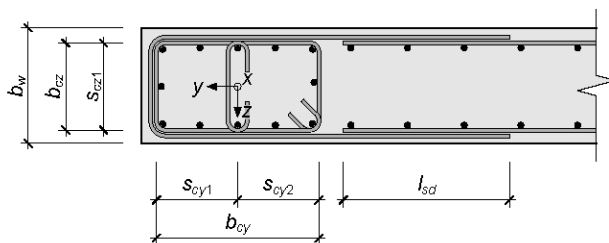
$$T_1 \geq T_C: \mu_\phi = 2 \cdot q - 1$$

Die Wirksamkeit der Umschnürung wird mit dem Faktor  $\alpha_s$  erfasst:

$$\alpha_s = \left( 1 - \sqrt{\frac{s_{cy}^2 + s_{cx}^2}{2 \cdot b_{cz}}} \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{s_{cz}^2 + s_{cx}^2}{2 \cdot b_{cy}}} \right) > 0 \quad (118)$$

mit  $s_{cy} = \max(s_{c yi})$  und  $s_{cz} = \max(s_{c zi})$

Figur 47 Umschnürter Bereich im Randelement einer Tragwand

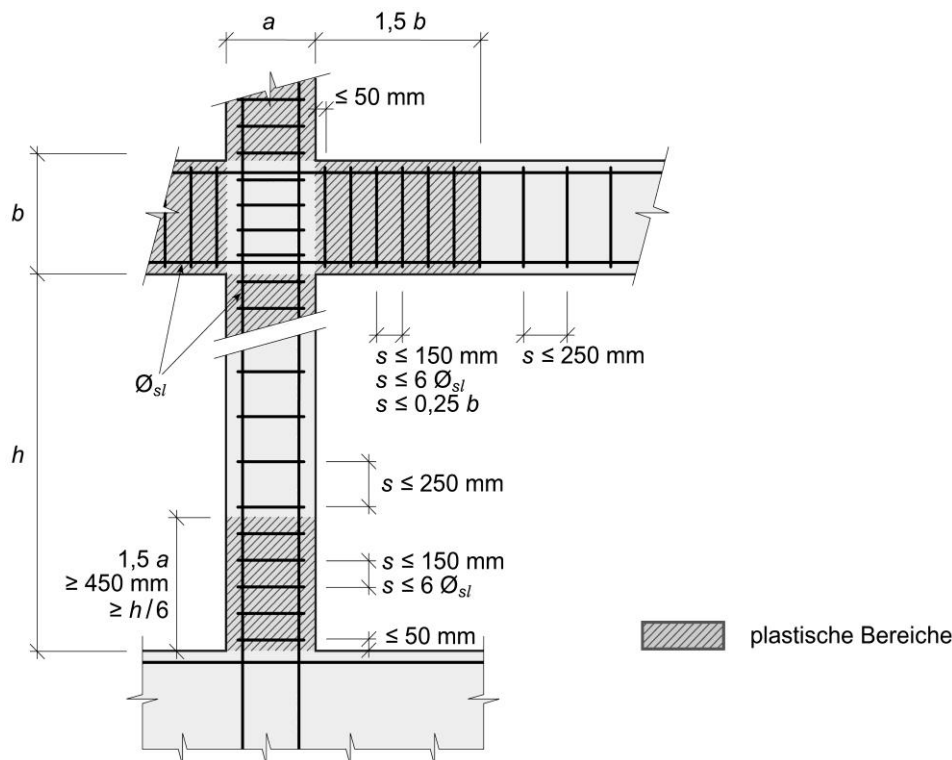


## 5.7.2 Rahmentragwerke

- 5.7.2.1 Für die konstruktive Durchbildung von Rahmenriegeln (Figur 48) gelten die folgenden Bestimmungen:
- Für die Länge der plastischen Bereiche ist die 1,5-fache Höhe  $b$  des Riegels anzunehmen.
  - In den Druckzonen der plastischen Bereiche ist eine Bewehrung anzuordnen, die mindestens der Hälfte der vorhandenen Zugbewehrung entspricht.
  - In den plastischen Bereichen sind Umschnürungsbügel anzuordnen, deren Abstand kleiner als 150 mm oder  $6 \cdot \varnothing_{sl}$  bzw.  $b/4$  ist. Der Abstand des ersten Umschnürungsbügels vom Endquerschnitt darf höchstens 50 mm betragen. Der Durchmesser der Umschnürungsbügel darf  $0,35 \cdot \varnothing_{sl,max}$  nicht unterschreiten.
  - Ausserhalb der plastischen Bereiche sind Umschnürungsbügel anzuordnen, deren Abstand kleiner als 250 mm bzw.  $b/2$  ist.

- 5.7.2.2 Für die konstruktive Durchbildung von Rahmenstützen (Figur 48) gelten die nachfolgend aufgeführten Regeln:
- Die Mindestabmessung von Stützen beträgt 200 mm.
  - Für die Länge des plastischen Bereichs ist  $1,5 a$ , mindestens aber  $h/6$  bzw. 450 mm anzunehmen.
  - In den plastischen Bereichen sind Umschnürungsbügel anzuordnen, deren Abstand maximal 150 mm bzw.  $6 \varnothing_{sl}$  beträgt. Der Abstand des ersten Umschnürungsbügels vom Endquerschnitt darf höchstens 50 mm betragen. Der Durchmesser der Umschnürungsbügel darf  $0,35 \varnothing_{sl,max}$  nicht unterschreiten.
  - In den plastischen Bereichen ist mindestens der mechanische, volumetrische Bewehrungsgehalt  $\omega_{wd}$  gemäss Gleichung (115) vorzusehen, wobei  $\omega_v$  gleich null zu setzen ist.
  - In den plastischen Bereichen ist jeder zweite Längsstab durch Abbiegungen der Umschnürungsbügel oder durch Querhaken zu halten. Der Abstand zwischen gehaltenen Längsstäben darf 200 mm nicht überschreiten.
  - Ausserhalb der plastischen Bereiche sind Umschnürungsbügel anzuordnen, deren Abstand kleiner ist als

Figur 48 Konstruktive Durchbildung von Riegeln und Stützen



5.7.2.3 Wenn ein Rahmensystem mit Mauerwerk ausgefacht wird, ist die Gesamtlänge der ausgefachten Stützen als plastischer Bereich zu betrachten.

5.7.2.4 Der Riegel-Stützen-Knoten muss als elastischer Bereich bemessen werden. Die horizontale Umschnürungsbewehrung im Riegel-Stützen-Knoten muss mindestens jener in den plastischen Bereichen der Stütze entsprechen.

### 5.7.3 Verankerung und Stösse

In plastischen Bereichen von Tragwänden, Stützen und Riegeln sind folgende Bestimmungen einzuhalten:

- Umschnürungsbügel sollen zwei Endhaken ( $135^\circ$ -Abbiegungen) mit Mindestlängen von  $10 \varnothing_s$  aufweisen.
- Übergreifungsstösse sind zu vermeiden oder gegebenenfalls im vom Knoten bzw. vom Einspannquerschnitt entferntesten Drittel der plastischen Bereiche anzuordnen.
- Bei Übergreifungsstössen unmittelbar neben einem plastischen Bereich ist die volle Umschnürungsbewehrung über den ganzen Stoss zu verlängern.
- Mechanische Stabverbindungen dürfen nur eingesetzt werden, wenn mit entsprechenden Prüfungen eine ausreichende Duktilität nachgewiesen wird.

## 5.8 Besonderheiten bei Brandbemessung

- 5.8.1 Die konstruktive Durchbildung soll das erwartete Tragwerksverhalten im Brandfall berücksichtigen und gewährleisten, dass Lagerung, Zugbänder, Verbindungsmittel und Verankerung der einzelnen Bauteile wie auch des ganzen Tragwerks den Anforderungen an den Feuerwiderstand genügen.
- 5.8.2 Träger und Decken
- 5.8.2.1 Die in dieser Ziffer aufgeführten Regeln für die konstruktive Durchbildung gelten für alle tragsicherheitsrelevanten Träger und Decken, die nicht nach 4.3.10.4 bemessen wurden.
- 5.8.2.2 Bei durchlaufenden Trägern und Platten soll der Querschnitt der oberen Bewehrung in einem Abstand von 30 % der Spannweite von der Achse des Zwischenaufagers mindestens 25 % derjenigen über dem Zwischenauflager betragen. Bei einer Bewehrungsabstufung innerhalb dieses Abstands darf die minimal erforderliche Querschnittsfläche der Bewehrung durch lineare Interpolation bestimmt werden.
- 5.8.2.3 Bei durchlaufenden Decken und Rippendecken, die mit Betonstahl der Duktilitätsklasse A bewehrt sind, oder nur in eine Richtung tragen, soll die obere Bewehrung über dem Zwischenauflager einen geometrischen Bewehrungsgehalt von mindestens 0,5 % aufweisen.
- 5.8.2.4 Bei Flachdecken mit einer Feuerwiderstandsklasse von R90 und höher soll in beiden Bewehrungsrichtungen mindestens 20 % des für den Nachweis der Tragsicherheit (bei Raumtemperatur) erforderlichen Querschnitts der oberen Bewehrung über die gesamte Spannweite vorgesehen werden. Diese Bewehrung soll innerhalb des Stützstreifens angeordnet werden, dessen Breite 25 % der Summe der beiden benachbarten Querspanweiten entspricht.

## 5.9 Oberflächenschutz

- 5.9.1 Auch bei Neubauten kann es sinnvoll sein, auf die Betonoberflächen einen Oberflächenschutz aufzubringen. Die Bestimmungen der SIA 269/2 sind zu beachten.
- 5.9.2 Insbesondere für Bauteile der Expositionsclassen XC4, XD2b und XD3 ist der Einsatz eines Schutzsystems zu prüfen. Je nach Art des Oberflächenschutzes können die Werte für die Bewehrungsüberdeckung in Tabelle 18 reduziert werden, sofern eine ausreichende Wartung während der Nutzungsdauer gewährleistet ist.

## 5.10 Bauzubehör

Die in den Beton eingebauten Bauzubehöerteile haben bezüglich Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Expositionsclassen usw. denselben Anforderungen zu genügen wie das entsprechende Bauteil.

## 6 AUSFÜHRUNG

### 6.1 Schalung und Gerüste

- 6.1.1 Schalungen und Gerüste sind nach den Bestimmungen der massgebenden Normen zu projektieren, konstruktiv durchzubilden und auszuführen. Für Gerüste ist eine Bemessung erforderlich.
- 6.1.2 Schalungen und Gerüste haben den Einwirkungen durch den Beton und die Baunutzlasten unter Berücksichtigung des Bauablaufs und des Betoniervorgangs standzuhalten. Allfällig auftretende Fundamentsetzungen und Lastumlagerungen innerhalb der Gerüste, die durch Verformungen des Tragwerks (z. B. infolge der Vorspannung) entstehen, sind zu berücksichtigen.
- 6.1.3 Einwirkungen auf Schalungen und Gerüste sind SIA 261/1 zu entnehmen.
- 6.1.4 Beim Nachweis der Tragsicherheit sind Stabilitätsprobleme besonders zu beachten. Mögliche Exzentrizitäten der Normalkräfte sind in Rechnung zu stellen. Bei gelenkigen Anschlüssen ist für Druckkräfte eine Exzentrizität anzunehmen, die der halben Breite des Druckglieds entspricht.

Zur Berücksichtigung geometrischer Imperfektionen und von Anprallkräften sind in den Knotenpunkten Horizontalkräfte von 3 % der zu stabilisierenden Auflasten bzw. der Normalkräfte – an ungünstigster Stelle und in beliebiger Richtung wirkend – in Rechnung zu stellen. Bei Druckgliedern, die als kurze Pendelstäbe wirken können, sind die Horizontalkräfte aufgrund einer Last-Verformungs-Berechnung zu bestimmen. Kurze, auf Druck beanspruchte Pendelstäbe sind nach Möglichkeit zu vermeiden. Für werkstattmässig hergestellte Gerüste gelten die entsprechenden Tragwerksnormen.

- 6.1.5 Der konstruktiven Durchbildung der Auflagerbereiche ist besondere Beachtung zu schenken.
- 6.1.6 Formänderungen von Schalungen und Gerüsten sind soweit erforderlich auszugleichen. Die zulässigen Verformungen sind von den Projektverfassenden festzulegen.
- 6.1.7 Allfällige Überhöhungen sind in den Schalungsplänen vorzuschreiben.
- 6.1.8 Für Gerüste müssen Ausführungspläne erstellt werden.
- 6.1.9 Die planmässige Ausführung ist vor Betonierbeginn zu kontrollieren. Abweichungen oder Korrekturen gegenüber den Plänen (z. B. Fundationsverhältnisse oder Stützenhöhen) sind festzustellen und zu beurteilen. Insbesondere ist die Vertikalität gerammter, freistehender Pfahljoche zu kontrollieren und deren mögliche Gefährdung durch Kolkwirkung zu beachten. Die Zweckmässigkeit der an Ort getroffenen Massnahmen zur Berücksichtigung der Abweichung gegenüber den Ausführungsplänen ist zu überprüfen.
- 6.1.10 Die Lage der Schalungen und das Einhalten der Mastoleranzen gemäss Anhang A sind zu kontrollieren. Bei Brücken und anderen wichtigen Tragwerken ist die Verformung vor und nach dem Betonieren, nötigenfalls auch während des Betonierens, Vorspannens, Ausschalens und Entfernens der Gerüste durch Lagemessung und Nivellement festzustellen.
- 6.1.11 Arbeits- und Schutzgerüste sind gemäss den einschlägigen Vorschriften der Suva (Schweizerische Unfallversicherungsanstalt) auszuführen.

### 6.2 Verarbeitung von Betonstahl

- 6.2.1 Betonstähle sind über Dorne, Matrizen oder andere geeignete Vorrichtungen abzubiegen, wobei die zulässigen Mastoleranzen gemäss Anhang A zu beachten sind. Abbiegen mit Wärmen oder Abbiegen unterhalb + 5 °C sind nur unter Beachtung der entsprechenden Vorschriften des Walzwerks gestattet.

- 6.2.2 Das provisorische Abbiegen auf der Baustelle darf ohne Biegerollen höchstens bis zu einem Stabdurchmesser von 12 mm ausgeführt werden. Es sind geeignete Biegewerkzeuge zu verwenden, und die minimalen Biegeradien gemäss 5.2.4 sind einzuhalten. Ein unkontrolliertes Abbiegen mit Wärmern ist nicht zulässig.
- 6.2.3 Bei kraftschlüssiger Schweissung ist die Qualität der Schweissverbindung durch eine Vorprüfung nachzuweisen und durch eine Schweissüberwachung sicherzustellen. Die Schweissungen sind gemäss SN EN ISO 17660-1 durch geeignetes Fachpersonal auszuführen. In besonderen Fällen sind laufend Arbeitsproben zu entnehmen.
- 6.2.4 Heftschweissungen an tragenden Betonstählen sollen nach Möglichkeit vermieden werden. Falls Heftschweissungen zwingend notwendig sind, müssen Vorprüfungen und laufende Arbeitsproben veranlasst und deren Prüfung entsprechend den Anforderungen an die Heftstelle festgelegt werden. Dies gilt auch für Verschweissungen bei der Verwendung von Fundamentbewehrungen zur Erdung ganzer Bauwerke. Heftschweissungen an tragender Bewehrung von ermüdungsgefährdeten Bauteilen sind nicht zulässig. Zu beachten ist auch 5.2.4.2.
- 6.2.5 Betonstähle sind vor dem Verlegen und Betonieren von Schmutz, Erde, Fett, Farbanstrichen und Mörtelresten zu reinigen. Geringer Rost ist nicht zu beanstanden. Die in den Plänen vorgeschriebene Lage bzw. die Überdeckung der Bewehrung inklusive der Bindedrähte ist beim Betonieren unter Berücksichtigung der Ausführungstoleranzen durch eine genügende Anzahl geeigneter Abstandhalter sicherzustellen und vor dem Betonieren zu kontrollieren.

### 6.3 Verarbeitung von Spannstahl und Spanngliedern

- 6.3.1 Spannglieder und insbesondere Spannstähle sind während Herstellung, Transport, Lagerung und Einbau gegen Korrosion, Witterungseinflüsse, mechanische Beschädigung und Verschmutzung zu schützen (siehe SIA 262/1). Sie müssen beim Einbau frei von Rost sein; Flugrost ist nicht zu beanstanden.
- 6.3.2 Um Korrosionsschäden an Spannstahl und metallischen Hüllrohren zu vermeiden, sind die Fristen zwischen dem Einbau, dem Spannen und dem Injizieren kurz zu halten. Das Eindringen von Feuchtigkeit und Nässe in die Spannglieder ist zu verhindern. Bei günstigen Umgebungsbedingungen (keine Tausalzeinwirkung usw.) gelten die nachfolgend aufgeführten Fristen:
- maximal 12 Wochen zwischen der Herstellung der Spannglieder und dem Injizieren,
  - maximal 4 Wochen in der Schalung, bevor der Beton eingebracht wird,
  - maximal 4 Wochen in gespanntem Zustand.

Können diese Fristen nicht eingehalten werden oder herrschen ungünstige Bedingungen, sind temporäre Schutzmassnahmen (z. B. Verwenden einer geeigneten Schutzemulsion oder dauerndes Spülen der Spannglieder mit trockener Luft, relative Luftfeuchtigkeit < 50 %) zu planen.

Bei Verwendung von Litzen mit einer werkseitig aufgetragenen zugelassenen Schutzemulsion und falls die Spanngliederenden und Verankerungen mit Schutzhauben abgedichtet werden, können die Fristen wie folgt verlängert werden:

- maximal 24 Wochen zwischen der Herstellung der Spannglieder und dem Injizieren,
- maximal 4 Wochen in der Schalung bei Verwendung von Stahlhüllrohren, bevor der Beton eingebracht wird,
- maximal 12 Wochen in der Schalung bei Verwendung von Kunststoffhüllrohren, bevor der Beton eingebracht wird,
- maximal 12 Wochen in gespanntem Zustand.

Weitere Angaben zu den Fristen und Schutzmassnahmen sind SIA 262/1 und der Dokumentation des Spannsystems gemäss 3.4.1.4 zu entnehmen.

- 6.3.3 Die verlegten Spannglieder müssen gemäss den Angaben der Dokumentation des Spannsystems gemäss 3.4.1.4 gestützt sein. Sie sind so zu befestigen, dass sie sich während des Einbringens und Verdichtens des Betons nicht verschieben. Leere Hüllrohre sind gegen Auftrieb zu sichern.

- 6.3.4 Beim Verlegen und während des Betonierens sind Beschädigungen der Hüllrohre wie Knicke oder Dellen durch geeignete Massnahmen zu verhindern. Es kann erforderlich sein, in den Hochpunkten Verstärkungen anzubringen.
- 6.3.5 Die Lage der Spannglieder ist zu kontrollieren. Die zulässigen vertikalen und horizontalen Abweichungen von der Soll-Lage gemäss den Angaben in Anhang A sind einzuhalten.
- 6.3.6 Das Schweiessen von Spannstählen ist nicht zulässig.

## 6.4 Verarbeitung von Beton

### 6.4.1 Vermeiden von Rissen infolge Verformungsbehinderung

- 6.4.1.1 Infolge behinderter Verformung können sich bereits im jungen Beton Risse bilden. Insbesondere bei zusammengesetzten Querschnitten (z. B. Tagbautunnel, Kastenträger, Randabschlüsse) besteht die Gefahr der Bildung von Trennrissen im hinzugefügten jüngeren Teilquerschnitt.
- 6.4.1.2 Die Beanspruchung infolge Verformungsbehinderung ist unter anderem abhängig von:
- Wärmeentwicklung infolge Hydratation des Zements,
  - thermischen und hygri-schen Eigenschaften des Betons,
  - Festigkeitsentwicklung des Betons,
  - äusseren klimatischen Einflüssen (Temperatur, Feuchtigkeit),
  - Bauteilabmessungen und Ausbildung der Kontaktflächen,
  - Bauvorgang bzw. Altersdifferenz der Bauteile.
- 6.4.1.3 Massnahmen, die die Beanspruchung infolge Verformungsbehinderung vermindern, sind projektspezifisch festzulegen. Sie ergeben sich aus den in 6.4.1.2 angegebenen Einflüssen. Die Wirksamkeit der Massnahmen ist vor Baubeginn detailliert abzuklären.

### 6.4.2 Herstellen eines dichten Überdeckungsbetons

- 6.4.2.1 Die Qualität des Überdeckungsbetons wird unter anderem beeinflusst durch:
- Zusammensetzung des Betons,
  - Form und Abmessungen des Bauteils,
  - Bewehrungsgehalt und Bewehrungsanordnung,
  - Art und Vorbehandlung der Schalung,
  - Art der Verarbeitung des Betons,
  - Dauer und Art der Nachbehandlung.
- 6.4.2.2 Die erreichte Dichtigkeit des Überdeckungsbetons ist mit Durchlässigkeitsprüfungen (z. B. Luftpermeabilitätsmessungen) am Bauwerk oder an vom Bauwerk entnommenen Bohrkernen (z. B. Karbonatisierungswiderstand) zu überprüfen.

### 6.4.3 Massnahmen vor dem Betonieren

- 6.4.3.1 Vor dem Betonieren sind Massnahmen für allfällige Unterbrüche im Betoniervorgang festzulegen. Betonieretappen und Arbeitsfugen sind projektspezifisch festzulegen.
- 6.4.3.2 Bei Bedarf sind Frischbetonprüfungen durchzuführen.
- 6.4.3.3 Die durch die Schalung gegebenen Tragwerksabmessungen sowie die Richtigkeit und Vollständigkeit der fertig verlegten Bewehrung, der Aussparungen und Einlagen sind zu kontrollieren. Es ist ein Abnahmeprotokoll zu erstellen.
- 6.4.3.4 Holzschalungen und allfällige Füllkörper müssen ausreichend bewässert und vorbehandelt werden. Die Füllkörper sind gegen Auftrieb zu sichern.

#### 6.4.4 **Betonierprogramm und Arbeitsfugen**

- 6.4.4.1 Das Betonieren hat gemäss einem vorgängig festgelegten Programm zu erfolgen.
- 6.4.4.2 Falls Arbeitsfugen nicht zu vermeiden sind, müssen diese an genau bezeichneten Stellen angeordnet werden. Die Anschlussflächen sind gemäss 4.3.4.2 rau auszubilden. Bei hoher Beanspruchung soll die Arbeitsfuge rechtwinklig zur Richtung der Druckbeanspruchung ausgerichtet sein. In speziellen Fällen kann dazu eine Verzahnung der Anschlussflächen vorgesehen werden.
- 6.4.4.3 Nicht genügend erhärteter Beton darf bei Arbeitsfugen nicht mit Schlag- oder Spitzwerkzeugen aufgeraut werden, weil dadurch das Gefüge an der Kontaktfläche zerstört wird.

#### 6.4.5 **Transport, Einbringen und Verdichten von Beton**

- 6.4.5.1 Während des Transports ist der Beton vor Austrocknung, Regen und Frost zu schützen. Um eine Entmischung oder ein vorzeitiges Abbinden zu verhindern, sind Transportmittel, Transportdauer, Einbringverfahren sowie Zusammensetzung des Frischbetons aufeinander abzustimmen.
- 6.4.5.2 Der Frischbeton ist unter Vermeidung jeder Entmischung einzubringen und einwandfrei zu verdichten.
- 6.4.5.3 Der Beton ist derart zu verarbeiten, dass er durchgehend möglichst gleichmässig und dicht wird und die Bewehrung satt umhüllt.
- 6.4.5.4 Bei Frost oder hohen Lufttemperaturen ist das Betonieren nur dann gestattet, wenn besondere Schutzmassnahmen getroffen werden. Diese umfassen den Zeitraum vom Beginn der Betonherstellung bis zur Beendigung der Nachbehandlung. Art und Umfang der erforderlichen Schutzmassnahmen hängen ab von der Aussentemperatur, der Luftfeuchtigkeit, den Windverhältnissen, der Temperatur des Frischbetons, der zu erwartenden Wärmeentwicklung beim Abbinden, der Wärmeabfuhr sowie den Abmessungen des Bauteils.
- 6.4.5.5 Beim Einbringen und während des Verdichtens darf der Frischbeton ohne besondere Massnahmen nicht kälter als +5 °C und nicht wärmer als +30 °C sein. Das Anmachwasser und die Gesteinskörnung sind gegebenenfalls vorzuwärmen oder abzukühlen.
- 6.4.5.6 Die Gesteinskörnung darf keine gefrorenen Bestandteile aufweisen. Wenn die Temperatur der Bewehrung unter +1 °C liegt, ist mithilfe von Wärmezufuhr dafür zu sorgen, dass sich während des Betonierens an ihrer Oberfläche keine Eisschicht bildet.
- 6.4.5.7 Das Betonieren gegen oder auf gefrorenen Boden ist nicht zulässig. Durch Frost geschädigte Bereiche sind vor dem Weiterbetonieren zu entfernen.

#### 6.4.6 **Nachbehandlung von Beton**

- 6.4.6.1 Art und Dauer der Nachbehandlung sind abhängig von den Witterungsbedingungen (Temperatur, Luftfeuchtigkeit und Wind), der Temperatur und der Festigkeitsentwicklung des Betons, der Schalung sowie der Geometrie der Bauteile und den Anforderungen.
- 6.4.6.2 Der Beton ist unverzüglich und solange gegen Auswaschen, vorzeitiges Austrocknen durch Sonnenbestrahlung oder Wind, starke Temperaturwechsel und schädliche Erschütterungen zu schützen, bis er eine genügende Festigkeit entwickelt hat.
- 6.4.6.3 In der Regel besteht die Nachbehandlung bei Aussentemperaturen zwischen +10 °C und +25 °C aus Abdecken, Feuchthalten, dem Belassen in der Schalung oder dem Auftragen eines Nachbehandlungsmittels. Besondere Massnahmen sind vorzusehen bei Aussentemperaturen, die unter +10°C oder über +25 C liegen und bei massigen Bauteilen.
- 6.4.6.4 Die Eignung besonderer Methoden der Nachbehandlung oder von Verfahren zur Beschleunigung der Erhärtung ist jeweils vorgängig durch Versuche nachzuweisen.
- 6.4.6.5 Die Nachbehandlungsdauer ist in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung in der Betonrandzone festzulegen. Sie wird durch die Nachbehandlungsklassen (NBK) 1 bis 4 beschrieben (Tabelle 23) und richtet sich nach dem prozentualen Anteil der charakteristischen Druckfestigkeit nach 28 Tagen, der am Ende der Nachbehandlungsdauer in der Betonrandzone erreicht sein muss. Die Anforderungen und die sich daraus ergebende Nachbehandlungsklasse sind projektspezifisch festzulegen.

Tabelle 23 Definition und Anwendung der Nachbehandlungsklassen (NBK)

Nachbehandlungsklasse (NBK)	1	2	3	4
Dauer (Stunden)	12 <sup>1)</sup>	–	–	–
Prozentualer Anteil der charakteristischen Druckfestigkeit nach 28 Tagen	–	35 %	50 %	70 %
Anforderungen	–	normal	erhöht	hoch
<sup>1)</sup> Sofern das Abbinden nicht länger als 5 Stunden dauert und die Betontemperatur an der Oberfläche mindestens +5°C beträgt.				

- 6.4.6.6 Normale Anforderungen genügen, wenn keine besonderen Ansprüche an die Dichtigkeit der Betonrandzone gestellt werden (z. B. XC2). Erhöhte Anforderungen an die Nachbehandlung gelten z. B. bei bewitterten Bauteilen (z. B. XC4) oder bei erhöhten Anforderungen bezüglich Rissbildung gemäss 4.4.2.2.5. Hohe Anforderungen an die Nachbehandlung gelten z. B. bei stark belasteten Bauteilen mit einer langen Nutzungsdauer (z. B. XD3, XF4), bei Verschleissbeanspruchung oder bei hohen Anforderungen bezüglich Rissbildung gemäss 4.4.2.2.6. Für normale Anforderungen an die Nachbehandlung gelten 6.4.6.7 bis 6.4.6.9, für erhöhte und hohe Anforderungen an die Nachbehandlung gelten zusätzlich 6.4.6.10 und 6.4.6.11.
- 6.4.6.7 Die Festigkeitsentwicklung des Betons kann mit einem der folgenden Verfahren genauer bestimmt werden:
  - Berechnung der Festigkeitsentwicklung aus Temperaturmessungen, die bei einer maximalen Tiefe von 10 mm unter der Oberfläche vorgenommen wurden,
  - Berechnung der Festigkeitsentwicklung auf der Grundlage der mittleren Tagestemperatur der Luft,
  - Rückprallhammerprüfung am Bauwerk, validiert mit Prüfkörpern,
  - sonstige erwiesenermassen geeignete Verfahren.
- 6.4.6.8 Berechnungen der Festigkeitsentwicklung sollen auf einem geeigneten Rechenansatz beruhen, der sich für den verwendeten Beton (Art und Gehalt von Zement, Zusatzstoffe, w/z-Wert und Zusatzmittel) sowie die Temperatur- und Bauteilverhältnisse bewährt hat oder vorgängig ermittelt wurde.
- 6.4.6.9 Wenn keine genauen Ergebnisse zum eingesetzten Beton und keine verlässlichen Schätzwerte gemäss 6.4.6.8 vorliegen und bei der Ausführung keine entsprechenden Prüfungen vorgenommen werden, gelten für die Mindestnachbehandlungsdauer die Richtwerte der Tabelle 24. Die Festigkeitsentwicklung eines Betons wird mit  $r$  (Verhältnis der mittleren Druckfestigkeit nach 2 und 28 Tagen:  $r = f_{cm,2} / f_{cm,28}$ ) beschrieben.

Tabelle 24 Richtwerte für die Mindestnachbehandlungsdauer

Festigkeitsentwicklung des Betons bei 20°C gemäss SN EN 206:2013+A2		Mindestnachbehandlungsdauer in Tagen <sup>1)</sup>									
		schnell			mittel			langsam			sehr langsam
		$r \geq 0,50$			$0,50 > r \geq 0,30$			$0,30 > r \geq 0,15$			$r < 0,15$
Nachbehandlungsklasse (NBK)		2	3	4	2	3	4	2	3	4	
Oberflächentemperatur des Betons <sup>3)</sup> in °C	$T \geq 25$	1,0	1,5	3	1,5	2,5	5	2,5	3,5	6	spezielle Anforderungen sind festzuhalten
	$25 > T \geq 15$	1,0	2,0	5	2,5	4	9	5	7	12	
	$15 > T \geq 10$	1,5	2,5	7	4	7	13	8	12	21	
	$10 > T \geq 5$ <sup>2)</sup>	2,0	3,5	9	5	9	18	11	18	30	
<sup>1)</sup> Bei mehr als 5 Stunden Verarbeitbarkeitszeit (Zeitraum, während dem der Beton mit den vorgesehenen Geräten auf der Baustelle verdichtbar ist) ist die Nachbehandlungsdauer angemessen zu verlängern <sup>2)</sup> Bei Temperaturen unter 5 °C ist die Nachbehandlungsdauer um die Zeitspanne zu verlängern, während der die Temperatur unter 5 °C lag <sup>3)</sup> Alternativ darf die Lufttemperatur, die am Morgen um ca. 07.00 Uhr im Schatten gemessen wird, verwendet werden.											

- 6.4.6.10 Bei erhöhten und hohen Anforderungen an die Nachbehandlung darf die Nachbehandlungsdauer von Betonen mit schneller oder mittlerer Festigkeitsentwicklung die Vorgaben gemäss Tabelle 25 nicht unterschreiten.

Tabelle 25 Richtwerte für die Mindestnachbehandlungsdauer bei erhöhten oder hohen Anforderungen an die Nachbehandlung (für Betone mit schneller oder mittlerer Festigkeitsentwicklung)

Betonarten gemäss SN EN 206:2013+A2	Anforderungen gemäss 6.4.6.6	Mindestnachbehandlungsdauer <sup>1)</sup> in Tagen in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur $T$ des Betons <sup>3)</sup> (in °C)		
		$T \geq 15$	$10 \leq T < 15$	$5 \leq T < 10$ <sup>2)</sup>
B und C	erhöht	3	5	7
B und C D bis G	hoch	7	7	9

<sup>1)</sup> Bei mehr als 5 Stunden Verarbeitbarkeitszeit (Zeitraum, während dem der Beton mit den vorgesehenen Geräten auf der Baustelle verdichtbar ist) ist die Nachbehandlungsdauer angemessen zu verlängern  
<sup>2)</sup> Bei Temperaturen unter 5 °C ist die Nachbehandlungsdauer um die Zeitspanne zu verlängern, während der die Temperatur unter 5 °C lag  
<sup>3)</sup> Alternativ darf die Lufttemperatur, die am Morgen um ca. 07.00 Uhr im Schatten gemessen wird, verwendet werden.

- 6.4.6.11 Bei erhöhten und hohen Anforderungen an die Nachbehandlung sind für Betone mit langsamer und sehr langsamer Festigkeitsentwicklung die Vorgaben im Einzelfall festzulegen.
- 6.4.6.12 Wenn die Vorgaben an die Mindestnachbehandlungsdauer gemäss 6.4.6.9 und 6.4.6.10 unterschritten werden, muss bei der Ausführung anhand von Prüfungen der Nachweis erbracht werden, dass die an den Beton gestellten Anforderungen erfüllt werden.

#### 6.4.7 Oberflächenbeschaffenheit für Abdichtungen

Oberflächen von Bauteilen, die als Untergrund für Abdichtungen dienen, haben bezüglich Geometrie und Struktur den Anforderungen der entsprechenden Abdichtungsnormen SIA 271, SIA 272, SIA 273 oder der VSS 40 450 zu genügen.

## 6.5 Vorspannung

### 6.5.1 Spannvorgang

- 6.5.1.1 Das Aufbringen der Spannkraft hat gemäss einem vorgängig festgelegten Spannprogramm zu erfolgen. Darin müssen Zeitpunkt und Reihenfolge der Spannstufen und vorausberechnete Dehnwege der Spannglieder, die erforderliche Druckfestigkeit des Betons sowie gegebenenfalls Zeitpunkt und Art der Lehrgerüstabsenkung aufgeführt sein. Ein eventuelles Nachfedern des Lehrgerüsts ist zu beachten.
- 6.5.1.2 Alle wichtigen Beobachtungen während des Spannvorgangs, insbesondere die aufgebrachten Spannkraft und die gemessenen Dehnwege, sind in einem Spannprotokoll festzuhalten. Die gemessene Abweichung des Dehnwegs vom berechneten Sollwert darf bei einem einzelnen Spannglied nicht mehr als 15 %, im Mittel über alle im gleichen Querschnitt verlaufenden Spannglieder nicht mehr als 5 % betragen. Bei grösseren Abweichungen sind die Ursachen vor dem Injizieren abzuklären und die Auswirkungen auf das Tragwerk zu untersuchen.

### 6.5.2 **Injektion von Spanngliedern mit Verbund**

- 6.5.2.1 Die Hüllrohre der Spannglieder müssen mit Füllgut gemäss 3.4.5 satt gefüllt werden. Die Verfüllung ist bei allen Entlüftungstutzen zu prüfen. Der Verbrauch an Füllgut ist im Sinne einer Grobkontrolle zu überwachen.
- 6.5.2.2 Das Injizieren hat baldmöglichst nach dem Spannen zu erfolgen. Zu beachten sind die Angaben in 6.3.2.
- 6.5.2.3 Vor Beginn der Injektionsarbeiten ist mit geeigneten Massnahmen festzustellen, ob sämtliche Hüllrohre der Spannglieder durchgehend offen sind.
- 6.5.2.4 Bei Frostgefahr muss eventuell vorhandenes Wasser aus den Hüllrohren entfernt werden. Bei Temperaturen unter +5 °C sind besondere Massnahmen zu treffen. Wenn die Mindesttemperatur des Mörtels von +5 °C während der ersten 48 Stunden infrage gestellt ist, muss das Bauteil erwärmt werden.
- 6.5.2.5 Die Aufbereitung des Füllguts hat mit geeigneten, kontinuierlich arbeitenden Misch- und Fördergeräten zu erfolgen.
- 6.5.2.6 Die Produktionskontrolle auf der Baustelle beinhaltet die Siebprüfung, das Prüfen des Fließvermögens, den Absetztest im Vertikalrohr sowie die Prüfung der Druckfestigkeit und der Festkörperdichte des Füllguts. Bezüglich der Anforderungen sind die Angaben in SIA 262/1 zu beachten.
- 6.5.2.7 Alle wichtigen Beobachtungen während der Injektion und vor allem die massgebenden Kennwerte des Füllguts sind in einem Injektionsprotokoll festzuhalten.

## 6.6 **Ausschalen und Entfernen von Gerüsten**

- 6.6.1 Der Zeitpunkt des Ausschalens ist abhängig von der Form, Grösse und Wirkungsweise des Bauteils, den zulässigen Verformungen und Beanspruchungen, der Betonqualität und der zeitlichen Entwicklung der Betonfestigkeit. Die verlangsamte Zunahme der Betonfestigkeit bei niedrigen Temperaturen ist zu beachten.
- 6.6.2 Der Zeitpunkt für das Entfernen der seitlichen Schalungen soll abhängig von der Standfestigkeit des Betons und der Form des Bauteils gewählt werden.
- 6.6.3 Das Ausschalen und Entfernen des Gerüsts ist im Allgemeinen gestattet, sobald die Betondruckfestigkeit am Tragwerk die Hälfte des Mittelwerts der Druckfestigkeit gemäss 3.1.2.2.2 erreicht hat.
- 6.6.4 Bei wichtigen Bauteilen müssen die Termine für das Entfernen der Gerüste vereinbart werden. Bei Spannbetonbauten ist das Spannprogramm zu beachten.
- 6.6.5 Das Entfernen der Gerüste und Schalungen hat erschütterungsfrei und unter Berücksichtigung der Wirkungsweise des Tragwerks zu erfolgen.

## 6.7 **Baugrund**

- 6.7.1 Die Beschaffenheit und der Zustand des Baugrunds sind zu kontrollieren und gemäss den Bestimmungen von SIA 267 schriftlich festzuhalten.
- 6.7.2 Es ist zu überprüfen, ob die tatsächliche Beschaffenheit des Baugrunds mit den im Voraus getroffenen Annahmen für die Projektierung übereinstimmt.

## Anhang A (normativ)

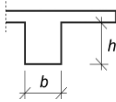
**Masstoleranzen****A.1 Allgemeines**

A.1.1 Die allgemeinen Bestimmungen über Masstoleranzen sind in SIA 414/1 und SIA 414/2 festgelegt.

A.1.2 Für Bauten aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton gelten die nachfolgend angegebenen zulässigen Abweichungen von Soll-Grössen oder Soll-Lagen. Sie sind unabhängig von anderen vorgeschriebenen Masstoleranzen einzuhalten.

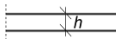
**A.2 Querschnittsabmessungen**

## A.2.1 Träger



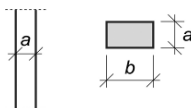
Soll-Grösse $b, h$ in mm	$\leq 200$	$\leq 400$	$\leq 1000$	$\leq 2000$	$> 2000$
Zulässige Abweichung in mm	+ 10 - 5	+ 12 - 8	+ 16 - 10	+ 20 - 12	+ 25 - 16

## A.2.2 Platten



Soll-Grösse $h$ in mm	$\leq 200$	$\leq 400$	$\leq 1000$	$\leq 2000$	$> 2000$
Zulässige Abweichung in mm	+ 10 - 5	+ 16 - 10	+ 20 - 12	+ 25 - 16	+ 30 - 20

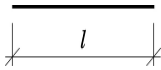
## A.2.3 Wände und Stützen



Soll-Grösse $a, b$ in mm	$\leq 200$	$\leq 400$	$\leq 1000$	$\leq 2000$	$> 2000$
Zulässige Abweichung in mm	+ 10 - 5	+ 12 - 8	+ 16 - 10	+ 20 - 12	+ 25 - 16

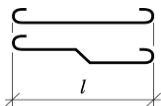
### A.3 Abmessungen und Lage von Bewehrungen

#### A.3.1 Schnittlänge



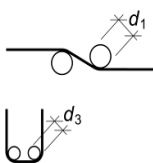
Soll-Grösse	$l$ in mm	$\leq 2000$	$> 2000$
Zulässige Abweichung	in ‰		$\pm 3$
Mindestens jedoch	in mm	+ 10 - 20	+ 10 - 20

#### A.3.2 Bearbeitete Länge <sup>1)</sup>



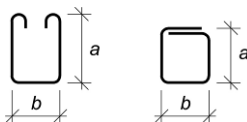
Stabdurchmesser	$\varnothing$ in mm	$\leq 14$	$\geq 16$
Soll-Grösse $l$ :			
Zulässige Abweichung	in mm	+ 10 - 20	+ 10 - 30

#### A.3.3 Biegerollendurchmesser



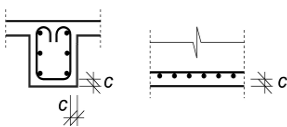
Soll-Grösse	$d_i$ in mm	$d_1$	$d_3$
Zulässige Abweichung	in mm (für alle $\varnothing$ )	+ 20 0	+ 5 0

#### A.3.4 Bügel <sup>1)</sup>



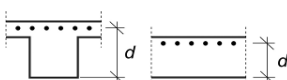
Soll-Grösse	$a, b$ in mm	$\leq 300$	$> 300$
Zulässige Abweichung	in mm (für alle $\varnothing$ )	+ 5 - 10	+ 5 - 15

#### A.3.5 Überdeckung



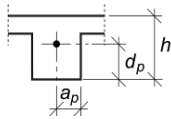
Soll-Grösse	$c_{nom}$ in mm	20	$>20$ bis $<30$	$\geq 30$
Zulässige Abweichung in mm	geschalte und abtalschierte / abgeglättete Oberflächen	+ 10 0	+ 10 - 5	+ 10 - 10
	nicht geschalt, vorbereiteter Untergrund oder Negativbeton			+ 20 - 20
	nicht geschalt, gegen Erreich			+ 30 - 30

#### A.3.6 Lage der oberen Bewehrung <sup>1)</sup>



Soll-Grösse	$d$ in mm	$\leq 2000$	$> 2000$
Zulässige Abweichung	in mm	+ 5 - 10	+ 5 - 20

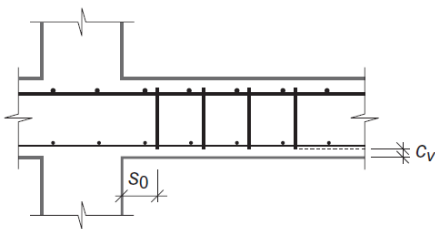
A.3.7 Lage der Spannglieder<sup>1)</sup>



Platten-/Trägerhöhe $h$ in mm	$\leq 2000$	$>2000$
Soll-Lage vertikal $d_p$ :		
Zulässige Abweichung in mm	+ 5 - 5	+ 10 - 10
Soll-Lage horizontal $a_p$ :		
Zulässige Abweichung in mm	+ 15 - 15	+ 15 - 15

A.3.8 Lage von Durchstanzbewehrungen<sup>1)</sup>

Lage von Durchstanzbewehrungen



Abstand $s_0$ :	+ 10
Zulässige Abweichung in mm	- 10
Abstand $c_v$ :	+ 5
Zulässige Abweichung in mm	- 5

<sup>1)</sup> Die Mindestwerte der Bewehrungsüberdeckung müssen jedoch eingehalten werden.

## Anhang B (informativ)

### Verzeichnis der Begriffe

Tabelle 26 Alphabetisches Verzeichnis der in Kapitel 1 definierten Begriff

Deutsch	Französisch	Ziffer
Ankerzone	zone d'ancrage	1.1.1
Ausrüstung	équipement	1.1.2
Autogenes Schwinden	retrait endogène	1.1.3
Beton	béton	1.1.4
Beton nach Eigenschaften	béton à propriétés spécifiées	1.1.5
Beton nach Zusammensetzung	béton à composition prescrite	1.1.6
Betonfertigteile	élément préfabriqué	1.1.7
Betonstahl	acier d'armature passive	1.1.8
Betriebsfestigkeitskurve	courbe de résistance à la fatigue	1.1.9
Bewehrung	armature	1.1.10
Bewehrungsüberdeckung	enrobage de l'armature	1.1.11
Bezogene Rippenfläche	surface relative projetée des nervures	1.1.12
Dauerfestigkeit	limite de fatigue	1.1.13
Druckfeld	champ de compression	1.1.14
Druckstrebe	bielle de compression	1.1.15
Expositionsklasse	classe d'exposition	1.1.16
Fächer	éventail	1.1.17
Faserbewehrter Beton	béton renforcé des fibres	1.1.18
Festbeton	béton durci	1.1.19
Frischbeton	béton frais	1.1.20
Füllgut	matériau d'injection	1.1.21
Gesteinskörnung	granulat	1.1.22
Hüllrohr	gaine	1.1.23
Knoten	nœud	1.1.24
Kraftausbreitzzone	zone de diffusion des forces	1.1.25
Kriechen	fluage	1.1.26
Leichtbeton	béton léger	1.1.27
Mörtel	mortier	1.1.28
Nachbehandlung	cure	1.1.29
Nachweisschnitt	section de contrôle	1.1.30
Normalbeton	béton de masse volumique normal	1.1.31
Plastisches Schwinden (auch Früh- oder Kapillarschwinden)	retrait plastique (aussi retrait précoce ou capillaire)	1.1.32
Randabstand der Bewehrung	distance au nu de l'armature	1.1.33
Randelement	zone de bord	1.1.34
Relaxation	relaxation	1.1.35
Schnittgrössenumlagerung	redistribution des sollicitations	1.1.36
Schwerbeton	béton lourd	1.1.37
Schwinden	retrait	1.1.38
Selbstverdichtender Beton (SBV)	béton autoplaçant (BAP)	1.1.39
Spannbeton	béton précontraint	1.1.40
Spannbettverfahren	précontrainte par fils adhérents	1.1.41
Spannglied	unité de précontrainte	1.1.42
Spannkraft	force de précontrainte	1.1.43

<b>Deutsch</b>	<b>Französisch</b>	<b>Ziffer</b>
Spannstahl	acier de précontrainte	1.1.44
Spannsystem	système de précontrainte	1.1.45
Spannungsfeld	champ de contrainte	1.1.46
Spannverankerung	ancrage de précontrainte	1.1.47
Spritzbeton	béton projeté	1.1.48
Stababstand	espacement de barres	1.1.49
Stabbündel	groupement des barres	1.1.50
Stahlbeton	béton armé	1.1.51
Statische Höhe	hauteur statique	1.1.52
Stoss	joint de recouvrement	1.1.53
Trockenschwinden	retrait de dessiccation	1.1.54
Tübbing	voussoir préfabrique	1.1.55
Überbeton	sur béton	1.1.56
Überdeckungsбетon	béton d'enrobage	1.1.57
Überdeckungsбетewehrung	armature de peau	1.1.58
Überfestigkeit	sur résistance	1.1.59
Umlenkelement	élément de déviation	1.1.60
Verankerungslänge	longueur d'ancrage	1.1.61
Verkleidung	revêtement	1.1.62
Vorspannung	précontrainte	1.1.63
Zeitfestigkeit	résistance a la fatigue	1.1.64
Zementleimvolumen	volume de pâte de ciment	1.1.65
Zusatzmittel	adjuvant	1.1.66
Zusatzstoff	addition	1.1.67

---

In der Kommission SIA 262 vertretene Organisationen

ASTRA	Bundesamt für Strassen
Empa	Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
EPFL	École Polytechnique Fédérale de Lausanne
ETH Zürich	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
SBV	Schweizerischer Baumeisterverband

---

**Kommission SIA 262, Betonbau**

		Vertreter von
Präsident	Walter Kaufmann, Prof. Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zürich	ETH
Mitglieder	Martin Bimschas, Dr. ETH, dipl. Ing. TU/SIA, Uster	Projektierung
	Daniel Buschor, dipl. Ing. ETH, Burgdorf	Projektierung
	Stéphane Cuennet, dipl. ing. HES, Bern	ASTRA
	Christoph Czaderski, Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Dübendorf	Empa
	Bernd Arnd Eberhard, Dr., dipl. Ing. TU, Würenlingen	Industrie
	Stephan Etter, Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zürich	Projektierung
	Hans-Rudolf Ganz, Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Bösingen	Beratung
	Aurelio Muttoni, Prof. Dr., ing. civil dipl. EPF/SIA, Lausanne	EPFL
	Sylvain Plumey, Dr., ing. civil dipl. EPF/SIA, Pruntrut	Projektierung
	Miguel Fernández Ruiz, Prof. Dr., ing. civil dipl. EPF, Lausanne	Projektierung
	Yves Schiegg, Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Wildegg	Materialprüfung
	Andreas Schmidt-Ginzkey, ing. civil dipl. EPF, Lausanne	SBV
	Hans Seelhofer, Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIS, Zürich	Projektierung
	Kerstin Wassmann, dipl. Ing. TU, Würenlingen	Industrie
	Volker Wetzig, dipl. Ing. TU/SIA, Bern	Industrie

**Arbeitsgruppe SIA 262**

Vorsitz	Walter Kaufmann, Prof. Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zürich	ETH
Mitglieder	Martin Bimschas, Dr., ETH, dipl. Ing. TU/SIA, Uster	Projektierung
	Stéphane Cuennet, dipl. ing. HES, Bern	ASTRA
	Stephan Etter, Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zürich	Projektierung
	Daniel Heinzmann, Prof., Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Visperterminen	Fachhochschule
	Kerstin Lang, Dr. MEng Imperial College London, Zürich	Bauherrschaft
	Sylvain Plumey, Dr., ing. civil dipl. EPF/SIA, Pruntrut	Projektierung
	Miguel Fernández Ruiz, Prof. Dr., ing. civil dipl. EPF, Lausanne	Projektierung
	Yves Schiegg, Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Wildegg	Materialprüfung
	Hans Seelhofer, Dr., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zürich	Projektierung
Sachbearbeiter	Simon Karrer, MSc. ETH, Bau-Ing. Gabriel Tanner, MSc. ETH, Bau-Ing.	

Verantwortliche  
SIA Geschäftsstelle

Heike Mini, dipl. Bau-Ing. TU/SIA, Zürich

**Genehmigung und Gültigkeit**

Die Zentralkommission für Normen des SIA hat die vorliegende Norm SIA 262 am dd. mmmm 20yy genehmigt.

Sie ist gültig ab 1. mmmm 20yy.

Sie ersetzt die Norm SIA 262 *Betonbau*, Ausgabe 2013.

Copyright © 20yy by SIA Zurich

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdrucks, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe und Speicherung sowie das der Übersetzung, sind vorbehalten.