BAUFORSCHUNG FÜR DIE PRAXIS, BAND 108

Jürgen Schnell; Markus Loch; Florian Stauder; Michael Wolbring

Bauen im Bestand – Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau

Fraunhofer IRB Verlag

Die vorliegende Arbeit wurde unter dem
Förderkennzeichen Z6 10.08.18.7-08.6/ II 2 F20-08-014
vom Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR), Bonn, mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau gefördert. Für den Inhalt sind allein die Verfasser verantwortlich.

Druck und Weiterverarbeitung:
IRB Mediendienstleistungen des
Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau IRB, Stuttgart

Für den Druck des Buches wurde chlor- und säurefreies Papier verwendet.

© by Fraunhofer IRB Verlag, 2014
ISBN 978-3-8167-9162-1
Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau IRB
Postfach 80 04 69, 70504 Stuttgart
Telefon 0711 970-2500, Telefax 0711 970-2508
E-Mail info@irb.fraunhofer.de
URL www.baufachinformation.de

Alle Rechte vorbehalten
Dieses Werk ist einschließlich seiner Teile urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung, die über die engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes hinausgeht, ist ohne schriftliche Zustimmung des Fraunhofer IRB Verlages unzulässig und strafbar. Dies gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen sowie die Speicherung in elektronischen Systemen.
Die Wiedergabe von Warennamen und Handelsnamen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass solche Bezeichnungen im Sinne der Warenzeichen und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und deshalb von jedermann benutzt werden dürften.
Sollte in diesem Werk direkt oder indirekt auf Gesetze, Vorschriften oder Richtlinien (z.B. DIN, VDI, VDE) Bezug genommen werden oder aus ihnen zitiert werden, so kann der Verlag keine Gewähr für Richtigkeit, Vollständigkeit oder Aktualität übernehmen. Es empfiehlt sich, gegebenenfalls für die eigenen Arbeiten die vollständigen Vorschriften oder Richtlinien in der jeweils gültigen Fassung hinzuzuziehen.

TECHNISCHE UNIVERSITÄT
KAISERSLAUTERN

BAUINGENIEURWESEN
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion

Erwin-Schrödinger-Straße
67663 Kaiserslautern
Gebäude 14, Zimmer 515
Telefon (0631) 2 05 - 21 57
Telefax (0631) 2 05 - 35 55
e-mail: juergen.schnell@bauing.uni-kl.de

Bauen im Bestand – Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau

-Abschlussbericht-

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung (BBR) gefördert.

(Aktenzeichen: Z 6 – 10.08.18.7- 08.6/ II 2 – F20-08-014)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Markus Loch
Dipl.-Ing. Florian Stauder
Michael Wolbring, M.Eng.

Kaiserslautern Dezember 2011

Inhaltsverzeichnis

1 Einführung 1

1.1 Begründung des Forschungsprojekts 1

1.2 Projektbegleitung / Wissenschaftlicher Beirat 2

1.3 Bearbeitungsschwerpunkte 3

1.4 Danksagung 3

2 Bauen im Bestand als Schwerpunkt an der TU Kaiserslautern 4

2.1 Allgemein 4

2.2 Gremientätigkeit 4

2.3 Veröffentlichungen 4

2.4 Vorträge 6

3 Grundlagen für das Konstruieren und Bemessen von Stahlbetonbauten im Bestand 8

3.1 Einführung 8

3.2 Regelwerke 9

3.2.1 Merkblätter des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins 10

3.2.2 Hinweise der Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz - ARGEBAU 11

3.2.3 Normen des Schweizer Ingenieur- und Architektenvereins – SIA 12

3.2.4 DB-Richtlinie 13

3.2.5 DAfStb-Richtlinie „*Belastungsversuche an Massivbauwerken*“ 13

3.2.6 Nachrechnungsrichtlinie Brückenbau 14

3.2.7 DIN EN 13791:2008 15

3.3 Strukturierte Erfassung häufiger Fehler beim Bauen im Bestand 18

3.3.1 Häufige Fehler bei der Bestandsaufnahme 19

3.3.2 Häufige Fehler bei der Planung 20

3.3.3 Häufige Fehler bei der Bauausführung 21

3.3.4 Ansätze für Verbesserungen 22

3.4 Bestandsaufnahme 24

3.4.1 Allgemeine Anmerkungen 24

3.4.2 Ermittlung der Bauteilgeometrie und der Tragstruktur 25

3.4.3 Ermittlung des Zustandes der tragenden Bauteile, Ermittlung und Analyse von Schäden 27

3.4.3.1 Vorbemerkungen ... 27
3.4.3.2 Visuelle Begutachtung ... 28
3.4.3.3 Zerstörungsfreie Prüfverfahren (ZfP) ... 28
3.4.3.4 Ausgewählte Untersuchungsverfahren zur Bauwerksuntersuchung ... 29
3.4.3.5 Ausgewählte Untersuchungsverfahren in der praktischen Anwendung ... 32
3.4.3.5.1 Bohrkernentnahmen zur Ermittlung von Materialkennwerten des Betons ... 33
3.4.3.5.2 Betondeckungsmessung / Bewehrungslokalisierung ... 34
3.4.3.5.3 Radarverfahren ... 37
3.4.3.5.4 Ultraschall-Verfahren ... 39
3.4.3.5.5 Impakt-Echo-Verfahren ... 40
3.4.3.5.6 Potentialfeldmessungen ... 40
3.4.3.5.7 Bestimmung der Bauteilfeuchte ... 42
3.4.3.5.8 Barkhausenrausch-Messungen ... 43
3.4.3.5.9 Bestimmung der Karbonatisierungstiefe ... 43
3.4.3.5.10 Elementzusammensetzung mit EDX-Analyse: ... 44

3.4.4 Hinweise zu statischen und konstruktiven Problemen mit älteren Stahlbetonbauten ... 45
3.4.4.1 Allgemeine Anmerkungen ... 45
3.4.4.2 Bewehrungsführung in Platten ... 45
3.4.4.3 Bewehrungsführung in Balken ... 45
3.4.4.4 Bewehrungsführung in Konsolen ... 47
3.4.4.5 Schäden durch Unwissenheit über die Bewehrungsführung ... 47
3.4.4.6 Schäden durch Fehlleistungen ... 47
3.4.4.7 Mögliche Schäden durch Unwissen über Konstruktion ... 48

3.5 Bestimmung charakteristischer Werkstoffkennwerte ... 48
3.5.1 Baustoffe ... 48
3.5.2 Bewertung nach Norm ... 49
3.5.2.1 Beton ... 49
3.5.2.2 Betonstahl ... 55
3.5.2.3 Spannstahl ... 64

3.5.3 Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte durch Bauwerksuntersuchungen ... 68
3.5.3.1 Allgemeines ... 68
3.5.3.2 Hinweise zu Werkstoffuntersuchungen ... 68
3.5.3.3 Statistische Auswertung von Versuchsergebnissen ... 69
3.5.3.4 Charakteristische Betondruckfestigkeiten ... 74
3.5.3.5 Charakteristische Betonstahleigenschaften ... 78

4 Bemessung von Bestandstragwerken 79

4.1 Regeln 79

4.2 Probebelastungen 79

4.3 Querkraftbemessung 80

4.4 Anwendungen in Sonderfällen 81

4.4.1 Allgemeine Anmerkungen 81

4.4.2 Alte Rippendecken 81

4.4.3 Umbau von Fertigteilkonstruktionen 83

5 Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten beim Bauen im Bestand 84

5.1 Bemessung von Bestandstragwerken 84

5.2 Nachrechnung bestehender Tragwerke ohne zusätzliche Informationen aus einer Bestandsaufnahme 84

5.3 Nachrechnung bestehender Tragwerke mit zusätzlichen Informationen aus einer Bestandsaufnahme 85

5.4 Bewertung der Zuverlässigkeit 86

5.4.1 Zuverlässigkeit hinsichtlich Biegezugversagen 86

5.4.2 Zuverlässigkeit bei Querkraftbeanspruchung 87

5.4.2.1 Versagensart $V_{Rd,ct}$ 87

5.4.2.2 Versagensart $V_{Rd,sy}$ 88

5.4.2.3 Versagensart $V_{Rd,max}$ 89

5.4.2.4 Zuverlässigkeit bei Durchstanzen 90

5.4.3 Zuverlässigkeit zentrisch gedrückter Bauteile 91

5.4.4 Bewertung der Untersuchungsergebnisse 94

5.5 Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte 95

5.5.1 Einführung 95

5.5.2 Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten 96

5.5.2.1 Allgemeines 96

5.5.2.2 Vereinfachtes Verfahren nach DIN 1055-100 97

5.5.2.3 Lösungsansatz zur Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte 100

5.5.2.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen 104

5.5.2.3.1.1 Variation des Materialsicherheitsbeiwertes γ_c 105

5.5.2.3.1.2 Variation des Materialsicherheitsbeiwertes γ_s 108

5.5.2.3.1.3 Erkenntnisse aus den Untersuchungen für Biegezugversagen 111

5.5.2.3.2 Querkraftnachweis bei nicht querkraftbewehrten Bauteilen 111

5.5.2.3.2.1 Teilsicherheitsbeiwert γ_c für nicht querkraftbewehrte Bauteile 112

5.5.2.3.3 Querkraftnachweis bei querkraftbewehrten Bauteilen 114
5.5.2.3.3.1 Variation der Sicherheitsbeiwerte γ_s für den Zugstrebennachweis 114
5.5.2.3.3.2 Variation der Sicherheitsbeiwerte γ_c für den Druckstrebennachweis 118
5.5.2.3.4 Teilsicherheitsfaktoren für Durchstanzen 121
5.5.2.3.4.1 Durchstanzen bei nicht querkraftbewehrten Bauteilen 122
5.5.2.3.4.2 Durchstanzen bei querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen 124
5.5.2.3.5 Teilsicherheitsbeiwerte bewehrter, zentrisch gedrückter Querschnitte 132
5.5.2.3.5.1 Variation des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c 132
5.5.2.3.5.2 Variation des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s 139
5.5.2.3.5.3 Kombinationen der Teilsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s 139
5.5.2.3.5.4 Ergebnisse der Parameterstudien zentrisch gedrückter Querschnitte 143
5.5.2.3.6 Teilsicherheitsbeiwerte für unbewehrte Bauteile 143
5.5.2.3.6.1 Teilsicherheitsbeiwert γ_c für zentrisch gedrückte Bauteile 144
5.5.2.3.6.2 Teilsicherheitsbeiwert γ_c für unbewehrte Biegebauteile 146
5.5.2.3.6.3 Teilsicherheitsbeiwert γ_c für querkraftbeanspruchte unbewehrte Bauteile 149
5.5.2.4 Berücksichtigung von Monitoringmaßnahmen 151
5.5.2.5 Berücksichtigung einer Restnutzungsdauer 152
5.5.2.6 Ausweisung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte 154
5.5.2.6.1 Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch beanspruchte Stahlbetondruckglieder 154
5.5.2.6.2 Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen 159
5.5.2.6.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Querkraftversagen nicht querkraftbewehrter Bauteile 160
5.5.2.6.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Querkraftversagen querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile 161
5.5.2.6.5 Teilsicherheitsbeiwerte für Durchstanzen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung 163
5.5.2.6.6 Teilsicherheitsbeiwerte für Durchstanzen querkraftbewehrter Bauteile 163
5.5.2.6.7 Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für unbewehrte Biegebauteile 165
5.5.2.6.8 Teilsicherheitsbeiwerte unbewehrter, querkraftbeanspruchter Bauteile 166
5.5.2.6.9 Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte, unbewehrte Bauteile 167
5.5.2.7 Bestimmung des Übertragungsfaktors γ_{TF} 168
5.5.2.8 Nachweisführung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten 169
5.5.2.9 Optimierte Sensitivitätsfaktoren 170
5.5.2.10 Zusammenfassung 172

6 Hintergründe der Bewehrungs- und Konstruktionsregeln 177
6.1 Historische Entwicklung der zentralen Bemessungsnorm DIN 1045 177
6.2 Betondeckung 178
6.3 Biegerollendurchmesser 179

6.4 Hin- und Zurückbiegen 184
6.5 Mindeststababstände von Betonstählen 190
6.6 Verankerung der Längsbewehrung 192
6.6.1 Verankerungsarten 192
6.6.2 Verankerungslänge 197
6.7 Verbundbedingungen für Betonstähle 205
6.8 Verbundspannung 209
6.9 Biegebeanspruchte Bauteile 215
6.9.1 Bemessungsgrundlagen 215
6.9.2 Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung 216
6.10 Balken und Plattenbalken 222
6.10.1 Mindestanforderungen 222
6.10.2 Anschluss der Plattengurte 222
6.10.3 Zugkraftdeckung 225
6.10.4 Querkraftbewehrung 236
6.11 Rahmenecken 241
6.12 Vollplatten aus Ortbeton 243
6.12.1 Mindestplattendicke 243
6.12.2 Mindestauflagertiefe 244
6.12.3 Schlankheitsverhältnis 245
6.12.4 Zugkraftdeckung 246
6.12.5 Querbewehrung für einachsig gespannte Platten 247
6.13 Stützen 247
6.13.1 Mindest- und Höchstbewehrung 247
6.13.2 Bügelbewehrung 249
6.14 Zusammenfassung der Konstruktionsregeln verschiedener Normengenerationen 252
6.14.1 1904 - 1916 (Preußen) 255
6.14.2 1916 - 1925 256
6.14.3 1925 - 1932 258
6.14.4 1932 - 1937 259
6.14.5 1937 - 1943 260
6.14.6 1943 - 1959 261
6.14.7 1959 - 1972 262

6.14.8 1972 - 1978 263
6.14.9 1978 - 1988 264
6.14.10 1988 - 2001 264

7 Tragfähigkeit von Rippendecken (Herstellzeitraum bis 1960) 265

7.1 Querkrafttragfähigkeit von Rippendecken bis 1960 265

7.2 Experimentelle „in-situ“ Versuche der TU Kaiserslautern 267

7.3 Experimentelle Untersuchungen an der TU Kaiserslautern 269

7.3.1 Versuchsprogramm 269
7.3.2 Herstellung der Versuchskörper 269
7.3.3 Versuchsdurchführung 272
7.3.3.1 Betonprüfungen 272
7.3.3.2 Stahlprüfungen 273
7.3.4 Versuchsdurchführung 274
7.3.4.1 Versuchsreihe A 274
7.3.4.2 Versuchsreihe B 276
7.3.5 Zusammenstellung der erreichten Taglasten in den Versuchen 276
7.3.6 Vergleich der Versuchsergebnisse mit berechneten Bruchlasten nach [DIN 1045-1:2008] 277

8 Zusammenfassung 281

9 Literatur 282

Abkürzungsverzeichnis:

Bezeichnung	DIN 1045 (Ausgabe)						EC 2
	1925	1937 1943	1959	1972 1978	1988	2001 2008	2011
Achsabstand der Druckbewehrung vom gedrückten Rand	h'	h'	h'	h'	h'	d_2	d_2
Achsabstand der Zugbewehrung vom gedrückten Rand (Nutzhöhe)	h	h	h	h	h	d	d
Bewehrungsstabdurchmesser	d	d	d	d_s	d_s	d_s	$Ø$
Biegerollendurchmesser	d_{br}	d_{br}	d_{br}	d_B	d_{br}	d_{br}	D
Bügelabstand bei Stützen	s	e	a	$s_{bü}$	$s_{bü}$	$s_{bü}$	$s_{bü}$
charakteristische Zylinderdruck-festigkeit / Nennfestigkeit	W_{b28}	W_{28}	W_{28}	β_{WN}	β_{WN}	f_{ck}	f_{ck}
Dehnung	ε	ε	ε	ε	ε	ε	ε
Durchhang	δ	f	f	f	f	f	f
Einheit der Kraft	kg	kg	kg	kp/N	N	N	N
Gesamthöhe Plattenbalken	d_0	d_0	d_0	d_0	d_0	h	h
Grundmaß der Verankerungslänge	-	a_1	a_1	l_0	l_0	l_b	$l_{b,req}$
Haft- Verbundspannung	τ_1	τ_1	τ_1	τ_1	τ_1	f_{bd}	f_{bd}
Hebelarm der inneren Kräfte	z	z	z	z	z	z	z
Lastausmitte	c	c	c	e_0	e_0	e	e
Mindestbewehrung	-	-	-	μ_z	μ_z	$A_{s,min}$	$A_{s,min}$
Neigung der Betondruckstrebe	-	-	-	α	α	θ	θ
Neigung der Querkraftbewehrung	-	-	-	β	β	α	α
Nennmaß der Betondeckung	e	-	-	c	c	c_{nom}	c_{nom}
Plattenhöhe - Plattenbalken	d	d	d	d	d	h_f	h_f
Querschnitt Bewehrung	F_e	F_e	F_e	F_e	A_s	A_s	A_s
Querschnitt Flächenbewehrung	f_e	f_e	f_e	f_e	a_s	a_s	a_s
Querschnittshöhe	d	d	d	h	h	h	h
Schubspannung	τ	τ	τ	τ	τ	τ	τ
Sicherheitsbeiwert	γ, s	γ	γ	γ	γ	γ	γ
Spannung	σ, k	σ	σ	σ	σ	σ	σ
Stahlspannung	σ_E	σ_E	σ_E	σ_S	σ_S	σ_S	σ_S
ständige Lasten	g / G	g / G	g / G	g / G	g / G	g / G	g / G
Stegbreite bei Plattenbalken	b_0	b_0	b_0	b_0	b_0	b_w	b_w
Streckgrenze des Stahls	-	-	-	β_s	β_s	f_{yk}	f_{yk}
Stützenhöhe	l	h	h	h	h	h	h
Tragfähigkeit der Betondruckstrebe	-	-	-	D_τ	D_τ	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,max}$
Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung	-	-	-	-	-	$V_{Rd,sy}$	$V_{Rd,s}$
veränderliche Lasten	p / P	p / P	p / P	p / P	p / P	q / Q	q / Q
Versatzmaß	-	-	-	v	v	a_l	a_l

1 Einführung

1.1 Begründung des Forschungsprojekts

Der Gebäudebestand der Bundesrepublik Deutschland stammt zu etwa 60 % aus den Jahren vor 1968. Lediglich 10 % des Wohnungsbestandes weisen ein Alter unter 15 Jahren auf und entsprechen somit einem vergleichbaren Neubaustandard. Ähnliche Zahlen gelten auch für andere Gebäudearten wie Industrieanlagen, Bürogebäude und Schulen. Bauen im Bestand gewinnt somit fortlaufend an Bedeutung und wird in Zukunft einen dominierenden Markt im Baubereich darstellen. Es ist verbunden mit Instandsetzen, Verstärken oder Ändern bestehender Bausubstanz.

Bauen im Bestand kann einen Beitrag zur nachhaltigen Nutzung bestehender Bauwerke liefern. Dabei ist auch der Aspekt der Minderung des Verbrauchs nicht-erneuerbarer Ressourcen durch die Erhaltung von Tragwerken („Umnutzung statt Abriss“) von volkswirtschaftlicher Bedeutung.

Die energetischen Aspekte waren und sind bereits Gegenstand zahlreicher Forschungs- und Entwicklungsvorhaben. Die statisch-konstruktiven Aspekte werden dagegen bislang nur im Einzelfall und oft unsystematisch behandelt. Dabei entscheidet eine sachkundige Beurteilung der Bausubstanz und ihrer Tragfähigkeit über die Frage, ob ein Gebäude oder eine bauliche Anlage weiter genutzt werden kann, oder ob es zum Ersatz durch einen Neubau kommt.

Eine wesentliche Schwierigkeit liegt darin, dass für die praktische Tragwerksplanung bisher nur wenige ausreichend abgesicherte Planungshilfen und Regelwerke zum Umgang mit bestehender Bausubstanz zur Verfügung stehen.

Die Fähigkeit zur Beurteilung der Verhältnismäßigkeit von Erhaltungs- und Verstärkungsmaßnahmen setzt vertiefte Kenntnisse hinsichtlich historisch verwendeter Materialien, Konstruktionen und bzgl. der Hintergründe von Standards / Normen voraus.

In der Praxis führt dies dazu, dass bei vielen Projekten aus Unsicherheit oder nicht abrufbarem Hintergrundwissen eine Entscheidung für umfangreiche Verstärkungsmaßnahmen bzw. Rückbau fällt, obwohl technisch eine fehlerfreie Bemessung auf aktuell gefordertem Sicherheitsniveau möglich gewesen wäre.

Sowohl unter Nachhaltigkeitsaspekten als auch aus wirtschaftlicher Sicht ist dieses Vorgehen zu kritisieren. Vor dem Hintergrund des Volumens der in Deutschland vorhandenen Bausubstanz kommt dabei dem Stahlbetonbau eine vorrangige Bedeutung zu.

Seit 1925 ist allein die maßgebende Bemessungsnorm DIN 1045 zehnfach überarbeitet und dem Stand der Technik angepasst worden. Die verbindliche Einführung des Eurocodes steht zum 01. Juli 2012 bevor.

Tatsächlich sind Bemessungsnormen bisher ausschließlich für Neubauten konzipiert und einzelne Regeln sind nicht vor ihrer Bedeutung für Bestandbauten gespiegelt. Bei detaillierter Kenntnis von Hintergrund und historischer Entwicklung ergeben sich in vielen Fällen sachliche Gründe, bei der Bemessung von Bestandsbauten im Einzelfall von diesen Normen abzuweichen.

In der Schweiz existiert genau vor diesem Hintergrund das Normenpaket SIA 269 "Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken". Teil 2 dieser Norm beschäftigt sich für den Stahlbetonbau auch mit vorgenannten Aspekten.

Die Leitnorm SIA 269 baut dabei auf ISO 2394 "General principles on reliability for structures" und ISO 13822 "Bases for design of structures - assesment of existing structures" auf. In Deutschland stehen entsprechende Anstrengungen erst am Anfang [Brühwiler – 2006].

Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, die Tragfähigkeit auf Grundlage der Richtlinie "Belastungsversuche an Massivbauwerken (Ausgabe September 2000)" des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [DAfStb – 2000] nachzuweisen. Das damit verbundene Untersuchungsverfahren ist aber aufwendig und scheitert oftmals an erforderlichen Lücken im Bauzeitenplan.

Das vorliegend beschriebene Vorhaben wird ergänzt durch das BBR-Projekt *Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen* (Prof. Marx) an der TU Dresden [Schacht - 2010]. Die Zielstellung des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung und Erprobung von speziellen Indikatoren, welche für die sichere Beurteilung der Tragfähigkeit von Massivbaukonstruktionen mit geringem Ankündigungsverhalten geeignet sind. Prof. Schnell ist in dieses Vorhaben über den wissenschaftlichen Beirat eingebunden.

1.2 Projektbegleitung / Wissenschaftlicher Beirat

Das Projekt wurde seitens des BBR begleitet von:

Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.Ing. (FH) Michael Brüggemann
Fraunhofer Informationszentrum Raum und Bau
Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung im
Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung/Zukunft Bau
Deichmanns Aue 31-37
53179 Bonn

Als Mitglieder des Wissenschaftlichen Beirats wurden vom BBR berufen:

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
Rheinisch-Westfälische Universität Aachen
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen
(0241) 80 25170
heg@imb.rwth-aachen.de

Dr.-Ing. Frank Fingerloos
Deutscher Beton- und Bautechnikverein
Kurfürstenstraße 129
10785 Berlin
(030) 236096-37
fingerloos@betonverein.de

Dr.-Ing Udo Wiens
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
Burggrafenstraße 6
10787 Berlin Tiergarten
(030) 2601 2039
udo.wiens@din.de

1.3 Bearbeitungsschwerpunkte

Der vorliegende Bericht orientiert sich in seiner Gliederung an den durchgeführten Bearbeitungsschritten des Forschungsvorhabens.

Nach einem Überblick über den Arbeitsschwerpunkt *Bauen im Bestand* an der TU Kaiserslautern werden im dritten Kapitel zunächst Regelwerke mit einem Bezug zum Bauen im Bestand aufgeführt und weiterhin die Grundlagen für das Konstruieren von Stahlbetonbauteilen im Bestand diskutiert. In diesem Zusammenhang werden Aspekte einer qualifizierten Bestandsaufnahme einschließlich der dazugehörigen Untersuchungsverfahren sowie Regeln und Vorgehensweise zur Bestimmung charakteristischer Kennwerte historischer Werkstoffe erläutert. Die Ergebnisse einer Expertenbefragung bezüglich der beim Bauen im Bestand oftmals auftretenden Probleme runden das Kapitel ab.

In Kapitel 4 werden die Hintergründe zur Bemessung von Bestandstragwerken aufgeführt. Ergänzend hierzu erfolgt in Kapitel 5 eine Beschreibung der Vorgehensweise zur Ermittlung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis bestehender Tragwerke.

Die Hintergründe der einzelnen Konstruktionsregeln in ihrer historischen Entwicklung werden in Kapitel 6 dargestellt und in Kapitel 7 erfolgt die Beschreibung und Auswertung eines umfangreichen Versuchsprogramms zur Erfassung des Tragverhaltens historischer Stahlbetonrippendecken.

Die Auslegung der Versuchsreihen entspricht den in der Beiratssitzung am 16. Oktober 2009 getroffenen Festlegungen.

1.4 Danksagung

Die Verfasser bedanken sich bei Herr Dr. Brüggemann für die konstruktive Begleitung des Projektes und bei den Mitgliedern des Wissenschaftlichen Ausschusses für ihre vielfältigen wertvollen fachlichen Anregungen ganz herzlich.

Die Bearbeitung des Projektes und der Aufbau eines profilbildenden Schwerpunktes *Bauen im Bestand* an der TU Kaiserslautern wäre ohne finanzielle und ideelle Unterstützung zahlreicher Stellen nicht möglich gewesen. Auch hierfür wird an dieser Stelle ganz ausdrücklich gedankt.

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative ZukunftBau gefördert (Aktenzeichen: Z 6 – 10.08.18.7- 08.6/ II 2 – F20-08-014). Zusätzlich sind in das Projekt umfangreiche Barmittel der Firmen Hochtief Construction AG und Bilfinger Berger AG eingeflossen.

2 Bauen im Bestand als Schwerpunkt an der TU Kaiserslautern

2.1 Allgemein

Das vorliegende Vorhaben ergänzt das BBR-Vorhaben "Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau", das vorauslaufend vom Antragsteller bearbeitet wurde. [Schnell/Fischer/Loch - 2008] Aus beiden Vorhaben zusammen hat sich an der TU Kaiserslautern eine sichtbare Schwerpunktbildung ergeben, die zu vielfältigen weiteren Aktivitäten geführt hat.

2.2 Gremientätigkeit

Ergebnisse des Forschungsvorhabens sind zunächst in das Merkblatt des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins „*Bauen im Bestand – Leitfaden*“, das von einem Arbeitskreis unter der Obmannschaft von Prof. Schnell erarbeitet worden ist, eingeflossen. Ein weiteres DBV-Merkblatt „*Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für das Bemessen von Bestandstragwerken*“ ist in Vorbereitung.

Weiterhin haben Prof. Schnell und Herr Loch in der Arbeitsgruppe zur Verfassung der „*Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand*“ *(Nachrechnungsrichtlinie)* des Bundesverkehrsministeriums mitgearbeitet.

Schließlich wurde Prof. Schnell vom Normenausschuss NA 005-51 FBR Fachbereichsrat KOA 01; „*Mechanische Festigkeit und Standsicherheit*“ als deutscher Vertreter für die neu gegründete Working Group CEN/TC250/WG2 „*Assesment and Retrofitting of existing Structures*“, die die Erarbeitung europäischer Normen für das Bauen im Bestand vorantreiben soll, benannt.

Im September 2010 wurde Prof. Schnell wegen seiner Arbeiten auf dem Gebiet des Bauens im Bestand zum Beratenden Mitglied des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins ernannt.

2.3 Veröffentlichungen

Die Ergebnisse der beiden BBR-Forschungsprojekte sind bereits Gegenstand zahlreicher Veröffentlichungen geworden:

SCHNELL, J.; LOCH, M.; ZHANG, N.: Umrechnung der Druckfestigkeit von zwischen 1943 und 1972 hergestellten Betonen auf charakteristische Werte. Bauingenieur, Band 85, Heft 12, S. 513 – 518, 2010.

SCHNELL, J.; BINDSEIL, P.; LOCH, M.: Tragwerksplanung für das Bauen im Bestand. Stahlbetonbau aktuell 2011, Goris, Alfons; Hegger, Josef (Hrsg.), Bauwerk, S. G1 - G41, 2010.

FISCHER, A.: Modifizierter Teilsicherheitsbeiwert zur semiprobabilistischen Nachweisführung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand. Doktorandensymposium 2010, 51. Forschungskolloquium des DAfStb, 11. und 12. November 2010 an der TU Kaiserslautern, Band 1, Breit, Wolfgang; Kurz, Wolfgang; Schnell, Jürgen (Hrsg.), Kaiserslautern, S. 479 – 491, 2010.

FISCHER, A.; SCHNELL, J.: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis von Stahlbetonbauteilen im Bestand. Bauingenieur, Band 85, Heft 9, S. 315 – 323, 2010.

SCHNELL, J.; FISCHER, A.: Zur Anwendung abgeminderter Teilsicherheitsbeiwerte nach DAfStb-Belastungsrichtlinie. Festschrift Innovationen im Konstruktiven Ingenieurbau / Methoden - Materialien - Bauwerke zu Ehren von Professor Dr.-Ing. Michael Hirschfeld, herausgegeben von Karl Beuke und Peter Mark, Bauhaus Universität Bochum und Ruhr-Universität Bochum, 2010.

SCHNELL, J.; FISCHER, A.; LOCH, M.: Anwendung des semiprobabilistischen Bemessungskonzeptes auf Bestandsbauwerke aus Stahlbeton. Tagungsband, 14. Dresdner Baustatikseminar „Zuverlässigkeit und Robustheit“, Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, TU Dresden, 2010.

BRAML, T.; FISCHER, A.; KEUSER, M.; SCHNELL, J.: Beurteilung der Zuverlässigkeit von Bestandstragwerken hinsichtlich einer Querkraftbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau, Band 104, Heft 12, 2009.

BRAML, T.; FISCHER, A.; KEUSER, M.; SCHNELL, J.: Reliabilty analysis of reinforced structural elements in existing structures subjectes to shear force. 7th International Probabilistic Workshop, Delft, The Netherlands, 2009.

FINGERLOOS, F.; SCHNELL, J.: Tragwerksplanung im Bestand. Betonkalender 2009, Ernst & Sohn, Berlin, 2009.

SCHNELL, J.; FISCHER, A.: Bauen im Bestand - modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte. 53. Betontage, Neu-Ulm, 2009.

SCHNELL, J.; FISCHER, A.: Beurteilung der Standsicherheit von Bestandsbauten. 13. Münchner Massivbau Seminar, Tagungsband, Herausgeber Konrad Zilch, München, 2009.

SCHNELL, J.; FISCHER: Häufige Fehlerquellen beim Bauen im Bestand. DBV-Heft, Heft 17, 2009.

SCHNELL, J.; LOCH, M.: Umrechnung historischer Baustoffkennwerte auf charakteristische Werte. Der Prüfingenieur, Heft 34, S. 50 – 61, 2009.

FINGERLOOS, F.; SCHNELL, J.: Standsicherheit und Brandschutz von Bestandsbauwerken - besondere Herausforderungen für die Planung. Beton- und Stahlbetonbau, Band 103, Heft 11, 2008.

FISCHER, A.; SCHNELL, J.: Determination of Partial Safety Factors for Existing Structures. 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt, 2008.

SCHNELL, J.; FISCHER, A.: Häufige Fehler beim Bauen im Bestand - Ergebnisse einer Expertenumfrage. 52. Betontage, Neu-Ulm, 2008.

SCHNELL, J.; FISCHER, A.: Strukturierte Erfassung häufigster Fehler beim Bauen im Bestand. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben DBV 270, Kaiserslautern, 2008.

SCHNELL, J.; FISCHER, A.; LOCH, M.: Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau. Schlussbericht zum BBR-Forschungsauftrag, Kaiserslautern, 2008.

2.4 Vorträge

Weiterhin wurden die Ergebnisse in Vorträgen einem breiten Fachpublikum bekannt gemacht:

03. November 2010, 19. Bautechnisches Seminar NRW, Ratingen:
Jürgen Schnell: Tragwerksplanung im Bestand – Baurechtliche Situation und baupraktische Lösungen.

15. Oktober 2010, 14. Dresdner Baustatikseminar, Dresden:
Jürgen Schnell: Anwendung des semiprobabilistischen Bemessungskonzeptes auf Bestandsbauwerke.

23. September 2010, Weiterbildungsveranstaltung der Vereinigung der Prüfingenieure Sachsen-Anhalt, Halle-Wittenberg:
Jürgen Schnell: Bauen im Bestand unter Beachtung der DBV-Merkblätter für Planung und Ausführung.

24. Juni 2010, VSVI-Seminar Aktuelle Entwicklungen im Brückenbau, Kaiserslautern:
Markus Loch: Bewertung von bestehenden Brückenbauwerken: Werkstoffkenngrößen für die Nachrechnung.
Jürgen Schnell: Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachrechnung von Bestandstragwerken.

25. November 2009, Delft, 7th International Probabilistic Workshop, The Netherlands:
Alexander Fischer: Reliability analysis of reinforced structural elements in existing structures subjected to shear force.

14. November 2009, Fortbildungsveranstaltung sachkundiger Planer für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Dreieich:
Jürgen Schnell: Sicherheitskonzepte beim Bauen im Bestand.

09. Juni 2009, Kolloquium Konstruktiver Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München:
Jürgen Schnell: Tragwerksplanung für Bestandsbauten.

24. April 2009, Deutscher Bautechniktag, Dresden:
Jürgen Schnell: Bauen im Bestand – Herausforderung an Ingenieure und Lösungsangebote in den DBV-Merkblättern.

01. April 2009, 13. Münchner Massivbau Seminar, TU München:
Jürgen Schnell: Beurteilung der Standsicherheit von Bestandsbauten.

26. März 2009, Vortragsreihe Wayss & Freytag am Donnerstag, Frankfurt am Main:
Jürgen Schnell: Beurteilung der Standsicherheit historischer Baukonstruktionen.

19. Februar 2009, Regionaltagung Bauausführung des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins DBV, EBL Bildungszentrum Frankfurt:
Jürgen Schnell: Bauen im Bestand – Von der Planung bis zur Ausführung.

12. Februar 2009, 53. Betontage, Neu-Ulm:
Alexander Fischer: Bauen im Bestand – Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte.

26. November 2008, 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt:
Alexander Fischer: Determination of Partial Safety Factors for Existing Structures.

14. Oktober 2008, Arbeitstagung Bauen im Bestand - Standsicherheit und Brandschutz des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins, München:
Jürgen Schnell: Beurteilung der Standsicherheit historischer Baukonstruktionen.

08. Oktober 2008, Weiterbildung für Tragwerksplaner, Technische Universität Kaiserslautern:
Jürgen Schnell: Tragwerksplanung im Bestand - Nachweis der Standsicherheit.

07. Oktober 2008, Arbeitstagung Bauen im Bestand - Standsicherheit und Brandschutz des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins, Stuttgart:
Jürgen Schnell: Beurteilung der Standsicherheit historischer Baukonstruktionen.

01. Oktober 2008, Weiterbildung für Tragwerksplaner, Technische Universität Darmstadt:
Jürgen Schnell: Tragwerksplanung im Bestand - Nachweis der Standsicherheit.

23. September 2008, Arbeitstagung Bauen im Bestand - Standsicherheit und Brandschutz des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins, Hamburg:
Jürgen Schnell: Beurteilung der Standsicherheit historischer Baukonstruktionen.

13. September 2008, Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfingenieure VPI, Congress Centrum Saarbrücken:
Jürgen Schnell: Tragwerksplanung für Bestandsbauten.

13. Februar 2008, 52. Betontage, Neu-Ulm:
Jürgen Schnell: Häufige Fehler beim Bauen im Bestand – Ergebnisse einer Expertenbefragung.

Bei einer Veranstaltung im Rahmen der Seminarreihe *Weiterbildung für Tragwerksplaner*, die von der TU Kaiserslautern seit sieben Jahren veranstaltet wird und an der Mitarbeiter und Mitarbeiterinnen fast aller Ingenieurbüros aus Rheinland-Pfalz und des Saarlandes teilnehmen, wurden am 23. März 2011 (www.wft-kl.de) und bei einer vergleichbaren Veranstaltung am 23. Februar 2011 an der TU Darmstadt in einem jeweils sechsstündigen Seminar die Ergebnisse speziell dieses Forschungsvorhabens praxisgerecht vermittelt.

Weitere Vorträge sind in Vorbereitung.

3 Grundlagen für das Konstruieren und Bemessen von Stahlbetonbauten im Bestand

3.1 Einführung

Beton ist ein sehr alter Baustoff, der schon als Opus Caementitium von den Römern zur Herstellung von Tragwerken (z.B. Pantheon, Caracalla-Therme) verwendet wurde. Zur Abdeckung von Heiz- oder Abwasserkanälen bzw. als Anschlussbewehrung zwischen Sohlplatten und aufgehenden Wandscheiben wurden zur damaligen Zeit auch schon Eiseneinlagen eingebaut.

Obwohl Beton im Mittelalter weitgehend in Vergessenheit geriet, hat sich die Technik des Bewehrens im Mauerwerksbau durch den Einsatz von Ringzugankern bzw. Zugbändern (-stäben) zur Aufnahme von Horizontal- bzw. Zugkräften erhalten.

Die Grundlagen der Stahlbetonbauweise in der heutigen Form wurden ab der Wende vom 18. zum 19. Jahrhundert entwickelt. Dabei wurde Beton zuerst als Mörtel (Bindemittel) und später als Bauart (Stahlbeton) eingeführt.

Der Beginn des 20. Jahrhunderts ist durch zahlreiche Ereignisse gekennzeichnet, die die Entwicklung des Stahlbetonbaus vorangetrieben haben. So erfolgte 1904 die Einführung der vorläufigen *Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten*, aufgestellt vom Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Deutschen Beton-Verein [Leitsätze – 1904]. Im Folgenden werden deshalb in der Hauptsache Bauwerke ab 1904 berücksichtigt.

Entscheidend für die Entwicklung der Eisenbetonbauweise waren jedoch zunächst Patente, wobei insbesondere die französischen von F. Coignet und J. Monier hervorzuheben sind.

Die 1887 veröffentlichte Theorie des Eisenbetonbaus von M. Koenen kann als erstes Bemessungsverfahren gelten, welches eine Voraussetzung für die allgemeine Genehmigung der Monierschen Bauweise durch die Berliner Baupolizei war.

Tabelle 3-1: Wesentliche Entwicklungsschritte im Stahlbetonbau [Rußwurm - 2000]

Joseph Aspdin (1779 - 1855)	Brennen von Ton und Kalkstein (oder Straßenstaub) Erster künstlicher Zement: Portlandzement
Joseph Monier (1823 - 1906)	Drahtbewehrte Blumenkübel (1867), Wasserbehälter, Decken, Balken, Röhren, Eisenbahnschwellen. 1875: erste Brücke (16 m), Bewehrung: mittig
Joseph-Louis Lambot (1814 - 1887)	1854: Boot aus Eisenbeton
Thomas Hyatt (1816 - 1901)	Versuche an Balken: Bewehrung in der Zugzone, Bügel in Druckzone verankert, Aufbiegungen am Auflager; Ausdehnungskoeffizient identifiziert
Mathias Koenen (1849 - 1924)	Erste Theorien: Zugfestigkeit des Betons bleibt unberücksichtigt. Stahl: Zugglied; Beton: Druckglied
Paul Neumann	1902: E- Module (Stahl/Beton) ins Verhältnis gesetzt
Wayss, Bauschinger, Carl von Bach	Feuerwiderstand, Stoßwiderstand, Korrosionsschutz

Fortsetzung Tabelle 3-1:

Otto Graf (1881 - 1956)	Verbundfragen
Francois Hennebique (1840 - 1921)	Plattenbalken, Bewehrungssysteme
Fritz v. Emperger (1862 - 1942)	Einflüsse Schwinden, Temperatur, Feuchtigkeit, Vorspannung
Emil Mörsch (1872 - 1950)	Zusammenfassende Theorie des Verbundwerkstoffes, Fachwerkanalogie
Eugene Freyssinet (1879 - 1962)	Einflüsse Schwinden/Kriechen, Temperatur, Feuchtigkeit, Vorspannung

Eine inhaltliche Abgrenzung ergibt sich aus den Schwerpunkten des Bauens im Bestand. Die überwiegende Zahl der Instandsetzungen und Umbauten betrifft Bauwerke des Hochbaus, vom Wohnhaus über Verwaltungsgebäude und Kasernen bis hin zu Geschossbauten des Industriebaus. Brücken und große Gewerbebauten, wie sie ebenfalls bereits in den Anfängen des 20. Jahrhunderts errichtet wurden, stehen in diesem Beitrag nicht im Mittelpunkt.

In den nachfolgenden Kapiteln sind auch Textbausteine aus [Schnell et al. – 2010] enthalten.

3.2 Regelwerke

Fast alle aktuellen deutschen Bauvorschriften gelten für Neubauten. Mit zunehmender Bedeutung des Bauens im Bestand wurde die Notwendigkeit deutlich, Regeln für die Beurteilung alter Bausubstanz sowie ihrer Instandsetzung, Ertüchtigung und Erweiterung zu erarbeiten.

In den ersten Jahren nach dem Zweiten Weltkrieg war die Instandsetzung beschädigter Bauwerke vordringlich. In den folgenden Boom-Jahren des „Wirtschaftswunders“ stand der Neubau zunehmend im Vordergrund.

Heute gewinnen beim Bauen im Bestand wieder ähnliche Fragestellungen wie nach dem Zweiten Weltkrieg an Bedeutung. Die Norm „*Instandsetzung beschädigter Stahlbetonhochbauten, Richtlinien für die Ausführung und Berechnung“* von 1949 [DIN 4231 - 1949] enthält zahlreiche Aspekte, die nach wie vor beim Bauen im Bestand Gültigkeit besitzen.

Unter bestimmten Umständen durfte auf eine statische Nachrechnung verzichtet werden (vollständige Reparatur). Wurden neue statische Nachweise erforderlich, so mussten die Lastannahmen der damals gültigen Belastungsnorm DIN 1055 und die Beurteilung der Tragfähigkeit den Angaben der damals gültigen Bemessungsnorm DIN 1045 entsprechen. Die Festigkeit des Betons durfte aus Versuchen am Bauwerksbeton ermittelt werden.

Zurzeit gibt es wenige Vorschriften (Normen, Richtlinien, Merkblätter), die einen direkten Bezug zum Bauen im Bestand aufweisen. Die schon länger eingeführte Richtlinie des DAfStb für „*Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“* [DAfStb Rili SIB – 2001] betrifft zwar bestehende und geschädigte Bauteile, die Frage der Standsicherheit wird allerdings nur am Rande behandelt. Die VDI-Richtlinie [VDI Rili 6200 – 2010] soll auch auf Bestandsbauten angewendet werden, regelt aber nicht Fragen der Bemessung und der Quantifizierung der Sicherheit.

Einige Normen enthalten Hinweise zum Standsicherheitsnachweis spezieller Bauteile, die auch auf Bauteile im Bestand angewendet werden können, wie zum Beispiel [DIN EN 13964 – 2004] „*Unterdecken – Anforderungen und Prüfverfahren*“, u.a. mit dem Verweis auf Probebelastungen.

Alte Regelwerke finden sich auszugsweise in zahlreichen Veröffentlichungen zum Bauen im Bestand wie z.B. in [Bargmann – 2008], [Pauser – 1994] und [Ahnert/ Krause – 2009]. Viele maßgebende Vorschriften, insbesondere Normen, wurden Jahr für Jahr in den Betonkalendern abgedruckt.

Im Jahre 2009 wurde eine umfassende Sammlung historischer Regelwerke zu den hier behandelten Bauarten herausgegeben [Fingerloos – 2009], die für die Arbeit an bestehenden Stahlbetonbauwerken von großem Nutzen ist.

Für Untersuchungsverfahren zur Zustands- und Schadenserkundung gibt es derzeit einige Normen und Richtlinien, die sowohl die Versuchsdurchführung als auch die Auswertung regeln.

Nachfolgend werden einige Dokumente aufgeführt, die einen direkten Bezug zum Bauen im Bestand aufweisen. Dabei handelt es sich neben baurechtlich eingeführten Normen und Merkblättern auch um noch nicht veröffentlichte Schriften im Entwurfsstadium. Die einzelnen Dokumente beziehen sich sowohl auf die Bestimmung von Materialparametern als auch auf statisch-konstruktive Fragestellungen.

3.2.1 Merkblätter des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins

Mit dem Merkblatt „*Bauen in Bestand – Leitfaden*“ mit Fassung Januar 2008 wurde vom Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein (DBV) ein übergeordnetes Merkblatt erarbeitet, das die beim Bauen im Bestand in Betracht zu ziehenden wesentlichen Parameter auflistet und mit Hinweisen versieht. In weiteren Merkblättern der Reihe werden einzelne Themen vertieft.

Der Leitfaden umfasst eine ausführliche Erläuterung zur Ausführung von Projekten im Bereich Bauen im Bestand hinsichtlich Bestandsaufnahme, -bewertung, Planung, Brandschutz und Bauausführung. Weiterhin wird der Begriff „Bestandsschutz“ unter rechtlichen Aspekten für die am Bau Beteiligten erläutert und es werden Empfehlungen zur Erstellung von Bauverträgen formuliert. Nicht enthalten sind in diesem Schriftstück konkrete Bemessungsansätze, Konstruktionsregeln oder Nachweisverfahren bzw. historische Materialkennwerte.

Zusammenfassend stellt das Werk eine übersichtlich in die einzelnen Aufgabengebiete gegliederte Arbeitsanweisung für das Bauen im Bestand dar. Der Nutzer des Merkblattes kann sich anhand dessen Inhalts mit den besonderen Anforderungen an die Durchführung solcher Projekte vertraut machen, wobei die einzelnen Kapitel des Merkblattes als „Checkliste“ verstanden werden können.

Ergänzend zu dem o.g. Merkblatt wurde das Merkblatt „*Beton und Betonstahl*“ vom DBV veröffentlicht, in welchem die Grundlagen aus den historischen Stahlbetonbestimmungen in Bezug auf die Anforderungen an die Baustoffe Beton und Betonstahl zusammengefasst sind.

Bei der Zuordnung von Betonen, die auf Basis historischer Regelwerke von 1907 bis 2001 hergestellt wurden, in aktuelle Betonfestigkeitsklassen nach [DIN EN 206-1:2001], handelt es sich jedoch nur um Anhaltswerte, die eine genauere Untersuchung des Konstruktionsbetons am Bestandsbauwerk nicht ersetzen können.

Die tatsächlich am Bauwerk vorhandenen Materialeigenschaften sind demnach auf der Basis der damals geforderten und unter Berücksichtigung der früher wesentlich ausgeprägteren Streuungen in der Herstellung und Bauausführung stichprobenartig am Bauwerk zu bestimmen.

Das Kapitel „Betonstahl“ des Merkblattes gibt einen Überblick über die in Deutschland verwendeten Betonstähle vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart. Weiterhin befinden sich Arbeitslinien und charakteristische Werte unterschiedlicher Betonstähle in diesem Kapitel.

In Anhang A des Merkblattes wird die Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder Bauwerksteilen erläutert. Da für eine Bemessung nach den aktuellen Regelwerken auf Basis des semiprobabilistischen Nachweiskonzeptes die Bestimmung einer charakteristischen Betondruckfestigkeitsklasse erforderlich ist, erfolgt die Bewertung der Betondruckfestigkeit nach [DIN EN 13791:2008]. Dabei wird für jede Druckfestigkeitsklasse eine charakteristische „in-situ“ Mindest-Druckfestigkeit $f_{ck,is}$ angegeben, welche am Bauwerksbeton nachzuweisen ist.

3.2.2 Hinweise der Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz - ARGEBAU

Bei der Bauministerkonferenz handelt es sich um die Arbeitsgemeinschaft der für Städtebau, Bau- und Wohnungswesen zuständigen Minister und Senatoren der 16 Länder der Bundesrepublik Deutschland. Das wichtigste Gremium ist die einmal im Jahr tagende Konferenz der Minister und Senatoren (Bauministerkonferenz), an der auch regelmäßig der für das Bauwesen zuständige Bundesminister teilnimmt.

Die Bauministerkonferenz erörtert Fragen und trifft Entscheidungen zum Wohnungswesen, Städtebau und Baurecht und zur Bautechnik, die für die Länder von gemeinsamer Bedeutung sind. Sie formuliert Länderinteressen gegenüber dem Bund und gibt Stellungnahmen auch gegenüber anderen Körperschaften und Organisationen ab.

Eine der wichtigsten Aufgaben der Bauministerkonferenz ist es, für einheitliche Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Länder im Bereich des Wohnungswesens, des Bauwesens und des Städtebaus sowie für deren einheitlichen Vollzug zu sorgen.

Von der Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz 2008 wurde unter anderem das Schriftstück „*Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten*“ erarbeitet und veröffentlicht.

Danach trägt seit jeher der Eigentümer/Verfügungsberechtigte die Verantwortung für die ordnungsgemäße Instandhaltung, d. h. Wartung, Überprüfung und ggf. Instandsetzung sowie der Verkehrssicherheit der baulichen Anlage.

Das gilt gleichermaßen für bauliche Anlagen von privaten Eigentümern/Verfügungsberechtigten wie von Bund, Ländern oder kommunalen Körperschaften.

Weiterhin kann davon ausgegangen werden, dass bauliche Anlagen bei ordnungsgemäßer Planung und Bauausführung und bei bestimmungsgemäßem Gebrauch für die übliche Lebensdauer den bausicherheitsrechtlichen Anforderungen entsprechen. Eine Überprüfung infolge neu erlassener Vorschriften ist grundsätzlich nicht erforderlich (Bestandsschutz).

Einschränkend wird darauf hingewiesen, dass zu einem bestimmungsgemäßen Gebrauch auch ein ordnungsgemäßer Bauunterhalt gehört. Um das Risiko einer Alterung mit negativen Auswirkungen einzuschränken, werden regelmäßige Überprüfungen empfohlen. Die dazu aufgeführten, schon recht umfangreichen Empfehlungen wurden mittlerweile in die VDI Richtlinie 6200 [VDI Rili 6200 – 2010] aufgenommen.

Der Begriff des Bestandschutzes ist jedoch rechtlich nicht eindeutig festgelegt. In der Praxis hat sich eine Definition herausgebildet, die auf Aussagen in [Argebau – 2006] aufbaut. Erst bei Umnutzung mit höheren Lasten, erheblichen Umbauten oder erkennbaren Sicherheitsdefiziten (sei es infolge eingetretener Schäden oder durch Sicherheitsdefizite in den ursprünglich verwendeten Normen) ist eine Überprüfung der Standsicherheit erforderlich. Die Verantwortung hierfür trägt der Gebäudeeigentümer bzw. dessen Verfügungsberechtigter. Weitere Hinweise zum Bestandsschutz sind z.B. in [Messer - 1999] und [DBV Leitfaden - 2008] enthalten.

Müssen höhere Belastungen aufgenommen werden, oder werden wesentliche Umbauten und Erweiterungen geplant, sind die tragenden Strukturen grundsätzlich nach den zum Zeitpunkt der Umplanung aktuellen technischen Baubestimmungen zu bemessen. Dabei ist eine Vermischung verschiedener Versionen von Normen nicht erlaubt. Dieses Mischungsverbot ist allerdings nicht immer voll durchsetzbar. Vieles hängt vom Einzelfall ab und muss dann individuell entschieden werden.

Aus diesem Grund ist für die Beurteilung alter Bauwerke aus technischer und juristischer Sicht die Kenntnis der bei der Planung und Errichtung geltenden Vorschriften notwendig. Die Zubilligung des Bestandsschutzes hängt u.a. davon ab, ob diese Vorschriften bei der ursprünglichen Errichtung eingehalten worden sind.

3.2.3 Normen des Schweizer Ingenieur- und Architektenvereins – SIA

In der Schweiz existiert das Normenpaket SIA 269 „*Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken*“, das auf der ISO 2394 „*General principles on reliability for structures*“ und ISO 13822 „*Bases for design of structures – assesment of existing structures*“ aufbaut.

Das Normenpaket liefert Grundsätze und Vorgehensweisen bei der Behandlung bestehender Tragwerke. [SIA 269] ist Bestandteil der Tragwerksnormen des SIA und stützt sich auf die Grundlagen der Norm SIA 469 „*Erhaltung von Bauwerken*“. Weiterhin erfolgt eine Ergänzung der [SIA 260] im Bereich der Erhaltung bestehender Tragwerke.

[SIA 269] ist die grundlegende Norm auf dem Gebiet der Erhaltung von Tragwerken und wird für Einwirkungen und die verschiedenen Bauweisen durch die Normen [SIA 269/1] bis [SIA 269/7] ergänzt.

Die Norm legt die Prinzipien der Erhaltung von Tragwerken unter Berücksichtigung ihres Erhaltungswertes fest und regelt die Grundlagen und Vorgehensweise zur Überprüfung und Nachrechnung von Bestandsbauwerken. Weiterhin wird das Vorgehen zur Zustands-erfassung von Tragwerken inklusive der dazugehörigen Zustandsbeurteilung in dem Regelwerk beschrieben.

In [SIA 269/1] werden die Grundsätze und die Aktualisierung von Einwirkungen auf bestehende Tragwerke aller Arten und Bauweisen geregelt.

Die Aktualisierung von Einwirkungen erfolgt dabei auf Grundlage der Kenntnis des bestehenden Tragwerks im Vergleich zu einem Neubau, bei dem die tatsächliche Größe der nach der Errichtung vorhandenen Einwirkungen vorab nicht bestimmt werden können.

[SIA 269/2] gilt für die Erhaltung von Tragwerken aus Stahlbeton, Spannbeton und unbewehrtem Beton als Bestandteil von bestehenden Bauwerken und regelt deren Erhaltung bzw. Instandsetzung. Dazu gehört eine Festlegung der Grundsätze und Baustoffe sowie der Durchführung von Tragwerksanalysen und Nachweisen. Weiterhin befindet sich neben Erläuterungen zur Zustandserfassung und –beurteilung auch eine Beschreibung von Erhaltungsmaßnahmen für spezifische Schadensfälle des Betonbaus.

Im genannten Regelwerk richten sich die baulichen Erhaltungsmaßnahmen an Betontragwerken grundsätzlich nach den maßgebenden Mängeln des Tragwerks bzw. den Schädigungen und den Schädigungsmechanismen der jeweiligen Baustoffe Beton, Betonstahl und Spannstahl.

Bei der Planung der Erhaltungsmaßnahmen wird zwischen der Instandsetzung von Betonschädigungen und der Instandsetzung von Schädigungen infolge Korrosion an der Bewehrung unterschieden. Die Wahl der baulichen Erhaltungsmaßnahmen erfolgt auf der Basis der gewählten Schutz- und Instandsetzungsprinzipien gemäß [SN EN 1504-9].

Für die Projektierung und Bemessung von neuen Tragwerken aus Beton darf die Norm nicht angewandt werden.

3.2.4 DB-Richtlinie

Die DB-Richtlinie „*Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken*“ aus der Modulfamilie 805 hat das Ziel, die Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken realistisch nachzuweisen. Sie ist am 01.01.1997 in Kraft getreten und soll dem Nutzer Hilfen für eine möglichst wirklichkeitsnahe Beurteilung eines Bauwerkes bieten.

Die Gültigkeit bezieht sich auf Brückenbauwerke der DB Netz AG aller Bauarten und Spannweiten, die mindestens 6 Jahre alt sind.

In der Richtlinie sind Angaben bezüglich allgemeiner Grundsätze neben Grundlagen für die Berechnung und Bewertungsprinzipien inklusive der dazu erforderlichen Lastannahmen, Teilsicherheitsbeiwerten sowie Werkstoffeigenschaften enthalten. Weiterhin werden Nachweisverfahren zur Tragsicherheit von Bestandsbauwerken in Abhängigkeit ihrer Bauweise angegeben. Die Richtlinie wurde seit deren Veröffentlichung 6-mal überarbeitet, die letztmalige Änderungen sind zum 01.12.2010 in Kraft getreten.

3.2.5 DAfStb-Richtlinie „*Belastungsversuche an Massivbauwerken*“

Grundsätzlich kann die Tragfähigkeit eines Bauteils durch Probebelastungen nachgewiesen werden. In DIN 1045 war diese Vorgehensweise bis zum Erscheinen der Ausgabe 1972 detailliert beschrieben. Vorbehalte gegen die Aussagekraft von Tragwerksversuchen unterhalb des Traglastniveaus führten dazu, dass dieser Abschnitt aus der Norm entfernt wurde.

Da sich aber in der Praxis zum Beispiel historische Deckensysteme einerseits als problemlos tragfähig andererseits aber rechnerisch schwer nachweisbar erwiesen hatten, wuchs anschließend doch wieder das Bedürfnis, Grundlagen für die Durchführung von Belastungsversuchen zu schaffen. Als Folge wurde im Jahr 2000 die DAfStb-Richtlinie „*Belastungsversuche an Massivbauwerken*“ veröffentlicht.

Probebelastungen nach der entsprechenden DAfStb-Richtlinie dürfen nur von hierfür besonders qualifizierten Stellen (Materialprüfanstalten, Hochschulinstitute) durchgeführt werden und sind so ausgelegt, dass das Tragwerk nach Möglichkeit während der Probebelastung nicht dauerhaft geschädigt wird.

Problematisch bleibt die Beurteilung des Sicherheitsniveaus hinsichtlich Versagensarten ohne Vorankündigung (z.B. Schubdruckbruch), sofern das Tragwerk nicht – über die Ziellasten der Richtlinie hinausgehend – probeweise bis zur rechnerischen Bruchlast beansprucht wird.

3.2.6 Nachrechnungsrichtlinie Brückenbau

Die *„Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“* (*Nachrechnungsrichtlinie*) des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) gilt für die nachträgliche Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken, die nicht nach aktuellem Normungsstand geplant und errichtet wurden.

Sie dient dem Ziel, die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bestehender Straßenbrücken unter Berücksichtigung des gestiegenen Verkehrsaufkommens und der Fortentwicklung der Bautechnik realistisch zu beurteilen, da die Bewertung bestehender Straßenbrücken nicht ausschließlich nach den aktuellen Regelwerken für Brückenneubauten erfolgen kann.

Maßgebend hierfür ist, dass Neuerungen im Regelwerk bei Bestandsbauwerken nicht bzw. nur unter einem unverhältnismäßig hohen Aufwand berücksichtig werden können und zur Bewertung von Bestandsbauwerken die Regelwerke und Vorschriften zur Herstellungszeit ebenfalls mit zu berücksichtigen sind.

Dies kann nicht allein auf Basis der aktuellen Regelwerke für Neubauten erfolgen, worauf der Bedarf nach zusätzlichen Regelwerken für Bestandsbauwerke zu begründen ist.

Gemäß Richtlinie dürfen bei der Bestimmung von Einwirkungen und Widerständen bekannte Einflüsse bei der Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt werden, insbesondere wenn neben der Bewertung des Bestandsbauwerkes weitere detaillierte Untersuchungen wie Baustoffprüfungen, etc. ausgeführt wurden.

Weiterhin ist der aktuelle Bauwerkszustand bei dessen Bewertung mit zu berücksichtigen und es sind alle in der Vergangenheit in der Praxis gesammelten Erfahrungen zu Tragwerksart, Querschnittsform und Bauverfahren zu beachten.

Die sichere Bewertung der Standsicherheit, sowie die Beurteilung des Bauwerkes unter Beachtung der Restnutzungsdauer aus wirtschaftlicher Sicht, ist nur unter Beachtung der Gesamtheit aller gewonnenen Erkenntnisse durch einen entsprechend Sachkundigen möglich.

Die Richtlinie liefert eine Anleitung, wie bestehende Straßenbrücken hinsichtlich ihrer Bausubstanz und unter Beachtung der mit der Zeit gewachsenen Belastungen nachgerechnet und bewertet werden können. Hierzu werden Anhaltswerte für Werkstoffkennwerte, Einwirkungen, verminderte Teilsicherheitsbeiwerte und Nachweisverfahren für alle Konstruktionsarten des Massiv-, Stahl- und Stahlverbundbaus, neben Hinweisen zur Bestandserfassung, angegeben.

3.2.7 DIN EN 13791:2008

DIN EN 13791 „*Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen*“, Deutsche Fassung [DIN EN 13791:2007] legt Verfahren zur Abschätzung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und Fertigteilen fest. Mit der Prüfung der Druckfestigkeit von Bauwerksbeton werden neben den eigentlichen Materialeigenschaften auch die Auswirkungen der Ausführung und örtlichen Gegebenheiten erfasst.

Die Norm beschreibt die Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton durch Bohrkernprüfungen (zerstörend) und weiterhin durch indirekte, zerstörungsfreie Prüfverfahren. Zur zerstörenden Bestimmung der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons müssen Bohrkerne gemäß [DIN EN 12504-1:2000] entnommen, untersucht, vorbereitet und nach [DIN EN 12390-3:2002] geprüft werden.

Die Mindestanzahl der aus einem Prüfbereich zu entnehmenden Bohrkerne richtet sich nach der Menge des zu untersuchenden Bauteilbetons und wird nach den gleichen Festlegungen wie zur Herstellung von Neubauten nach Anhang A.2 [DIN 1045-3:2008] bestimmt.

Demnach müssen für Beton der Überwachungsklasse ÜK II mindestens 3 Proben für 300 m³ oder 3 Betoniertage und für Beton der Überwachungsklasse ÜK III mindestens 3 Proben für 50 m³ oder einen Betoniertag entnommen werden. Während die verwendete Betonmenge in der Regel genau bestimmt werden kann, ist die Ermittlung der Betoniertage zur Errichtung des Bauwerks im Bestand meistens nicht mehr möglich.

Aus diesem Grund ist die zu entnehmende Anzahl von Bohrkernen nicht eindeutig normativ bestimmt und muss durch einen Sachverständigen auf Basis der örtlichen Gegebenheiten sinnvoll festgelegt werden.

Da die Bewertung der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons statistisch erfolgt, ist es grundsätzlich zweckmäßig, möglichst viele Bohrkerne zu entnehmen.

Weiterhin ist die Anzahl der zu entnehmenden Bohrkerne abhängig von dem zu entnehmenden Bohrkerndurchmesser. Entsprechend [DIN EN 12504-1:2000] hat das Verhältnis des Größtkorns der Gesteinskörnung im Beton zum Bohrkerndurchmesser einen entscheidenden Einfluss auf die gemessene Festigkeit, wenn Werte größer als 1/3 erreicht werden. Demnach soll der Bohrkerndurchmesser mindestens 3x dem Größtkorn des zu untersuchenden Betons entsprechen.

Generell müssen jedoch mindestens drei Prüfergebnisse für Bohrkerne mit einem Nenndurchmesser ≥ 100 mm für einen Prüfbereich vorliegen, um eine Bewertung der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons nach Norm durchführen zu können. Bei der Verwendung von kleineren Bohrkerndurchmessern muss die Probekörperanzahl erhöht werden.

Die nach [DIN 1045-3:2008] festgelegte Mindestprobenanzahl für Probekörper mit einem Durchmesser ≥ 100 mm ist um den Faktor 1,5 zu erhöhen, wenn der Durchmesser < 100 mm und das Größtkorn ≤ 16 mm ist. Bei einem Durchmesser < 100 mm und einem Größtkorn > 16 mm ist die doppelte Anzahl von Proben zu entnehmen. Bohrkerne mit einem Durchmesser < 50 mm können mit Hilfe der o.g. Norm nicht bewertet werden.

Gemäß der deutschen Fassung [DIN EN 13791:2008] werden Probekörper in Form eines Zylinders mit einem Verhältnis von h/d = 1 verwendet, während die europäische Fassung Probekörper mit einem Verhältnis von h/d = 2 beinhaltet.

Die Umrechnung von Prüfergebnissen in Abhängigkeit der Probekörpergeometrie erfolgt dabei nach $f_{c,cyl} = 0{,}82 \cdot f_{c,cube150}$. Weiterhin entspricht das Ergebnis der Druckfestigkeitsprüfung eines luftgelagerten Bohrkerns mit einem Durchmesser von 100 bis 150 mm und einem Verhältnis von $h/d = 1$ derjenigen Druckfestigkeit eines unter denselben Bedingungen hergestellten, wassergelagerten Würfels mit einer Kantenlänge von 150 mm, gemäß nationalen Anhang der Norm.

Die an Bohrkernen mit einem Verhältnis von $h/d = 2$ und einem Durchmesser von mindestens 100 mm und nicht mehr als 150 mm festgestellte Druckfestigkeit entspricht der Druckfestigkeit eines unter denselben Bedingungen hergestellten Zylinders mit den Abmessungen 150 x 300 mm².

Weiterhin sieht der nationale Anhang zur europäischen Norm eine Umrechnung von Bohrkernen mit einem Durchmesser von 50 mm in eine Würfeldruckfestigkeit gemäß der Formel $f_{c,is,Würfel} = 0{,}9 \cdot f_{c,is,Bohrkern50}$ vor.

Zur Auswertung der Prüfergebnisse und Zuordnung des Bauwerksbetons in eine für die Bemessung erforderliche charakteristische Betondruckfestigkeitsklasse nach [DIN EN 206-1:2001] sieht o.g. Norm in Abhängigkeit der zur Verfügung stehenden Probekörperanzahl zwei Ansätze vor.

Bei 15 oder mehr Prüfergebnissen erfolgt die Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit nach Ansatz A. Die geschätzte charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck,is}$ eines Prüfbereichs ergibt sich aus dem niedrigeren der beiden folgenden Werte:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k_2 \cdot s$$

$$f_{ck,is} = f_{is,niedrigst} + 4$$

mit:

s: Standardabweichung der Prüfergebnisse mit einem Mindestwert von 2 N/mm²

k_2: Koeffizient nach nationalen Regelungen. Liegen diese nicht vor $k_2 = 1{,}48$

Ansatz B ermöglicht die Beurteilung der charakteristischen Betondruckfestigkeit eines Prüfbereichs anhand von 3 bis 14 Prüfergebnissen. Sie ergibt sich aus dem niedrigeren der beiden folgenden Werte:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k$$

$$f_{ck,is} = f_{is,niedrigst} + 4$$

Die Werte des Faktors k sind in Abhängigkeit von der Anzahl der Prüfergebnisse ($3 \leq n \leq 14$) in [DIN EN 13791:2008] tabelliert. Entsprechend dem nationalen Anhang der deutschen Fassung ist die Änderung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c eines nach Ansatz A oder B in eine Festigkeitsklasse zugeordneten Bauwerksbetons nicht zulässig.

Nach Auswertung der Prüfergebnisse gemäß einem der beiden Ansätze kann der beprobte Bauwerksbeton nach Tabelle 1 [DIN EN 13791:2008] direkt einer Betondruckfestigkeitsklasse nach [DIN EN 206-1:2001] zugeordnet werden.

Dabei kann die Druckfestigkeit des Bauwerksbetons niedriger sein als diejenige, die an genormten Probekörpern derselben Betoncharge festgestellt wurde, was mit einem Faktor von 0,85 berücksichtigt wird.

Ausschlaggebend hierfür ist, dass im Vergleich zu den normativ hergestellten Probekörpern Unsicherheiten bei der Bauteilherstellung in Form von Verdichtungsfehlern, Witterungseinflüssen, etc., bei der Auswertung der Druckfestigkeit von Bauwerksbeton berücksichtigt werden.

Dieser Faktor ist nicht zu verwechseln mit dem Faktor $\alpha = 0{,}85$ als Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen auf die Betondruckfestigkeit bei der Bestimmung von f_{cd} aus f_{ck} gemäß der Formel $f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c$.

Weiterhin regelt die Norm die Bewertung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton durch indirekte Prüfverfahren, die nicht auf einer Bohrkernentnahme beruhen und somit zerstörungsfrei bzw. quasi-zerstörungsfrei sind.

Diese indirekten Prüfverfahren bieten Alternativen zu Bohrkernprüfungen für die Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in einem Bauwerk oder können zur Ergänzung von Daten dienen, die an einer begrenzten Anzahl von Bohrkernen gewonnen wurden.

Als indirekte Prüfverfahren werden die Messung der Rückprallzahl [DIN EN 12504-2], der Ausziehkraft [DIN EN 12504-3] und die Messung der Ultraschall-Impuls-Geschwindigkeit [DIN EN 12504-4] bezeichnet.

Erfolgt die Bestimmung der Druckfestigkeit durch die aufgeführten, indirekten Prüfverfahren, ist gegenüber der o. a. Probenanzahl für die zerstörende Prüfung durch Bohrkernentnahmen die 3-fache Anzahl von Messstellen zu untersuchen.

Die Druckfestigkeit eines Bauteils kann z. B. geprüft werden, indem mit dem Schmidthammer die Rückprallzahl am Bauteil ermittelt wird und anschließend die Zuordnung des Rückprallwertes zu einer charakteristischen Betondruckfestigkeitsklasse über eine zuvor aufgestellte Relation zu Ergebnissen von Bohrkernprüfungen erfolgt.

In den nationalen Anwendungsregeln der [DIN EN 13791:2008] wird zudem ermöglicht, Bauwerksbeton direkt einer Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1 zuzuordnen, wenn die Ergebnisse der Rückprallprüfungen den Werten der Tabelle NA.2 entsprechen. Auf eine Relation zu Bohrkernprüfungen kann in diesem Fall verzichtet werden. Allerdings ist bei älteren Betonbauteilen vor der Rückprallhammerprüfung zuerst die Karbonatisierungstiefe zu bestimmen. Wenn die Karbonatisierungstiefe größer als 5 mm ist, kann die Bewertung nach Tabelle NA.2 nicht erfolgen. Ursächlich hierfür ist, dass der karbonatisierte Randbereich von Betonbauteilen eine höhere Druckfestigkeit aufweist, als der nicht karbonatisierte Kernbeton.

Mit Ausnahme der Vorgehensweise im nationalen Anhang für die Rückprallprüfung muss vor der Verwendung indirekter Verfahren immer eine Kalibrierung dieser Prüfmethoden erfolgen.

Dies ist erforderlich, da bei den indirekten Verfahren nicht die Druckfestigkeit von Beton bestimmt wird, sondern andere physikalischen Messgrößen ermittelt werden. Zur Bestimmung der Beziehung zwischen Betondruckfestigkeit und Messgröße des indirekten Verfahrens ist der Abgleich des Verfahrens an Ergebnissen von Bohrkernprüfungen erforderlich. Dazu bestehen zwei Möglichkeiten.

Bei Wahlmöglichkeit 1 werden Ergebnisse von indirekten Prüfungen in Korrelation zur Druckfestigkeit des Bauwerksbetons gesetzt, indem zuvor eine spezielle Beziehung zwischen der an Bohrkernen ermittelten Druckfestigkeit des Bauwerksbetons und der Messgröße der indirekten Prüfmethode aufgestellt wird. Hierzu muss ein umfangreiches Prüfprogramm mit mindestens 18 Ergebnispaaren durchgeführt werden.

Mit Wahlmöglichkeit 2 wird die Anwendung der aus einer begrenzten Anzahl von Bohrkernen und einer Bezugskurve ermittelten Beziehung bezeichnet. Hierzu werden die Ergebnisse der indirekten Prüfungen, ergänzt durch Verwendung einer Bezugskurve, die auf ein durch die Ergebnisse der Bohrkernprüfungen bestimmtes, geeignetes Niveau verschoben wird, zur Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit des Bauwerksbetons verwendet. Zum Verschieben der Bezugskurve werden mindestens neun Prüfergebnispaare benötigt.

Da zur Verwendung der indirekten Prüfverfahren für Wahlmöglichkeit 1 18 Ergebnispaare und für Wahlmöglichkeit 2 neun Ergebnispaare benötigt werden, erfolgt die charakteristische Bestimmung der Druckfestigkeit von Bauwerksbeton gemäß o.g. Regelwerk in der Praxis meist durch das direkte, zerstörende Verfahren mittels Bohrkernprüfungen und dem in Abhängigkeit der vorhandenen Probekörperanzahl dafür vorgesehenen Ansatz zur Auswertung.

3.3 Strukturierte Erfassung häufiger Fehler beim Bauen im Bestand

Im Jahr 2006 wurde die TU Kaiserslautern vom Deutschen Beton- und Bautechnikverein (DBV) beauftragt, eine Erhebung zur Feststellung der häufigsten Fehlerquellen beim Bauen im Bestand durchzuführen. Auf der Basis von Interviews mit Experten sollten diese Fehlerquellen identifiziert und dokumentiert werden. Die Ergebnisse wurden ausgearbeitet und in Heft 17 des DBV 2009 veröffentlicht. Im folgenden Kapitel werden die wesentlichen Inhalte dieses Heftes und des diesbezüglichen DBV-Berichtes 270 zusammengefasst.

Für das Vorhaben wurde zunächst ein Fragenkatalog entwickelt, auf dessen Basis etwa 30 Expertenbefragungen hinsichtlich Vertragsentwurf, Kalkulation, Erstellung von Termin- und Bauabläufplänen, Auftragsvergabe, Tragwerksplanung und Bauausführung durchgeführt wurden. Bei den befragten Personen handelte es sich um Bauherren, Fachplaner aus Architekten- und Ingenieurbüros, Bauversicherer, Bau- und Abbruchunternehmer sowie um Personen von Genehmigungsbehörden, welche sich alle überwiegend mit größeren Projekten beim Bauen im Bestand beschäftigen.

Zusätzlich hierzu erfolgte im Bundesland Rheinland-Pfalz eine Befragung von 1.500 Tragwerksplanern, die über die Ingenieurkammer aufgefordert wurden, einen entsprechenden Fragenkatalog auszufüllen. Das Tätigkeitsfeld dieser Befragten liegt vorwiegend bei kleineren und mittleren Baumaßnahmen, was die Auswertung der eingereichten Antworten zeigte. Allerdings wurde der Fragebogen nur von ca. 1 % der angeschriebenen Kammermitglieder beantwortet. Trotzdem konnten Erkenntnisse über Besonderheiten bei unterschiedlichen Projektgrößen gewonnen werden.

Auf die Frage nach der Einschätzung des momentanen Anteils von Bauen im Bestand an der Gesamtbauleistung lieferte die deutschlandweite Expertenbefragung einen Wert von etwas mehr als 60 % mit für die Zukunft stark steigender Tendenz. Die Befragten der Ingenieurkammer gaben hierfür nur einen Bauanteil von knapp 37 % mit einer zukünftigen Steigerung von weniger als 10 % an.

In Abb. 3-1 ist die Verteilung unterschiedlicher Maßnahmen des Bauens im Bestand nach Auswertung der Ingenieurkammerbefragung dargestellt.

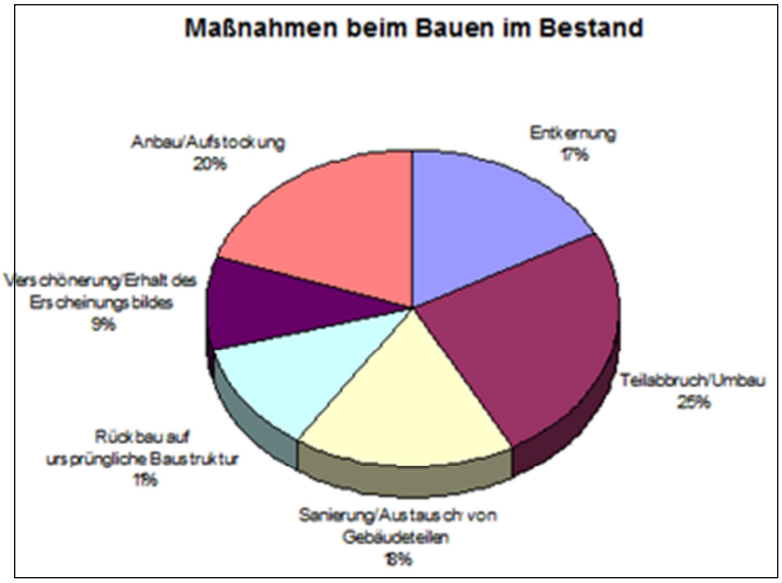


Abb. 3-1: Maßnahmenverteilung beim Bauen im Bestand [DBV 270 - 2008]

Die Expertenbefragung hatte zum Ergebnis, dass in der Regel eine komplette Entkernung vorgenommen wird, wobei die wesentliche Tragstruktur soweit möglich erhalten bleibt. Weiterhin werden bedeutende Ausbaukomponenten bedingt erhalten, währenddessen die Gebäudetechnik aufgrund der Veralterung fast immer vollständig entfernt wird.

Bei den in den Befragungen näher beleuchteten Projekten wurde die Baumaßnahme zu ca. 25 % durch einen Instandsetzungsbedarf ausgelöst. Bei 75 % der Fälle wurde die Umbaumaßnahme durch eine Nutzungsänderung begründet, wobei geänderte Anforderungen an die Funktionalität oft mit einem Eigentümerwechsel einhergingen.

In vielen Fällen erfolgte der Umbau bzw. die Instandsetzungsmaßnahme unter vollem oder teilweise weiterlaufendem Betrieb der baulichen Anlage. Hieraus erfolgt eine Vielzahl zusätzlicher Erschwernisse für Planung, Kalkulation, Vertrag und Bauausführung, die im Neubaufall ebenfalls nicht zu berücksichtigen sind.

Bei der Analyse der durch die Befragungen gewonnenen Erkenntnisse zeigte sich, dass beim Bauen im Bestand in allen Bearbeitungsphasen eines Projektes folgenreiche Fehler begangen werden können.

3.3.1 Häufige Fehler bei der Bestandsaufnahme

In großer Übereinstimmung aller Befragten wird eine Hauptfehlerquelle bei einer unterlassenen bzw. unvollständigen Bestandsaufnahme und –bewertung gesehen. Die Durchführung einer qualifizierten und umfassenden Bestandsaufnahme erfolgt in der Regel nicht vor der Ausschreibung eines Projektes sondern erst baubegleitend und selten in der erforderlichen Bearbeitungstiefe.

Daraus ergeben sich Abweichungen zwischen vorhandener Bausubstanz und erwartetem Zustand, was bei einem entsprechenden Umfang zu Bauzeitenverzögerungen sowie Auseinandersetzungen zwischen den Baubeteiligten hinsichtlich der Verteilung der zu tragenden Kosten führt.

Ursächlich hierfür ist in der Regel ein unterentwickeltes Problembewusstsein für die Besonderheiten und spezifischen Probleme beim Bauen im Bestand. Je mehr Erfahrung die Befragten bezüglich der Ausführung von solchen Projekten haben, desto größer ist die Bereitschaft zur Durchführung einer entsprechenden Bestandsanalyse vor Beginn der Maßnahme.

Da in sehr vielen Fällen die Gebäudetechnik und auch wesentliche Teile des technischen Ausbaus im Rahmen von Umbaumaßnahmen rückgebaut werden, gelten dem Rohbau und auch der Fassade besonderes Augenmerk. Typische Ursachen für einen erheblichen Mehraufwand in der Umbauphase, welche sich aus einer fehlerhaften Bestandsaufnahme ergeben, sind zum Beispiel:

- Sollmaßabweichungen und Verformungen,
- Abweichungen bei den angenommenen Materialkennwerten und daraus resultierende Probleme und Unverträglichkeiten hinsichtlich Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit (z.B. zu geringe oder zu hohe Materialfestigkeiten als Eingangsparameter für statische Nachweise, stark unterschiedliche E-Module zwischen Bestandsbeton und Vorsatzschale),
- Alterung der verwendeten Materialien,
- Schadstoffe in Bauelementen,
- Festgestellte Wärmebrücken und Undichtigkeiten.

3.3.2 Häufige Fehler bei der Planung

Ein Großteil der Teilnehmer der Expertenbefragung bemängelte, dass in vielen Fällen Fachplaner zu spät hinzugezogen werden. Ursächlich hierfür ist oftmals ein zu spätes Erkennen der Aufgabenstellung bei allen Baubeteiligten und weiterhin an strittigen Zuständigkeiten zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer, was ein rechtzeitiges Handeln verhindert. Dabei kann die Zusammenarbeit mit den im Folgenden aufgeführten Fachgutachtern sehr hilfreich sein:

- Vermessungsingenieur,
- Bodengutachter,
- Baustofftechnologe,
- Brandschutzgutachter,
- Bauphysiker und Energieberater,
- Fassadenplaner,
- Fachmann für Befestigungstechnik,
- Fachmann zur Beurteilung von Einwirkungen (Wind, Schnee, Erdbeben).

Der Einsatz eines Planungskoordinators wird empfohlen, da beim Bauen im Bestand alle Planungsgewerke kurzfristig während der Bauzeit auf den tatsächlich angetroffenen Bauwerkszustand reagieren müssen und sich im Vergleich zur Planung von Neubauten wesentlich mehr Schnittstellenprobleme ergeben.

Von vielen Befragten wurde eine mangelnde Aufmerksamkeit für die Belange des baulichen Brandschutzes, aufgrund der fehlenden Sachkenntnis von Objekt- und Tragwerksplanern auf diesem Gebiet und der aus Kostengründen oft unterlassenen Einschaltung von Fachplanern, beklagt.

Hinsichtlich der Tragwerksplanung entstanden immer dann Fehlerkosten, wenn der Tragwerksplaner es versäumt hatte, sein bestandsbezogenes Bemessungskonzept frühzeitig mit dem Prüfingenieur abzustimmen. Fast die Hälfte der Tragwerksplaner gab an, bei Projekten im Bestand routinemäßig Absprachen mit den Prüfingenieuren zur Nachweisführung zu suchen. Dabei stuften über drei Viertel der befragten Tragwerksplaner die Kooperationsbereitschaft der Prüfingenieure als sehr gut oder gut ein, während 15 % in diesem Zusammenhang von eher schlechten Erfahrungen berichteten.

Wurde seitens der Bauausführenden Kritik an Tragwerksplanern angeführt, war meistens deren unzureichende Erfahrung im Umgang mit Bestandstragwerken dafür verantwortlich. So wurden zum Beispiel Konstruktionsvorschläge gemacht, die auf der Baustelle nicht umgesetzt werden konnten bzw. es wurden bei der Tragwerkskonstruktion Bauabläufe unterstellt, für die auf der Baustelle wichtige Voraussetzungen fehlten. Ebenso muss der Tragwerksplaner das für Montageabläufe und in Abstimmung mit dem ausführenden Unternehmen für Bauhilfsmaßnahmen erforderliche Verständnis aufweisen, um überhaupt eine für das Projekt geeignete Konstruktionsweise festzulegen sowie Anpassungen im Bauablauf unter Anmeldung von Mehrkosten zu vermeiden.

Generell ergeben sich beim Bauen im Bestand an den Planer und Tragwerksplaner erhöhte Anforderungen hinsichtlich seiner fachlichen Kenntnisse zu historischen Baustoffen, Tragwerken, Konstruktionsweisen sowie Bauvorschriften und Normen.

Für die Planenden ergibt sich weiterhin die Notwendigkeit zur frühzeitigen Abstimmung mit den zuständigen Behörden, wie z.B. dem Bestands- und Denkmalschutz. Erfahrungsgemäß gibt es bei einer rechtzeitigen Kontaktaufnahme Ermessensspielräume, die für die Maßnahme günstig und einvernehmlich genutzt werden können. Gleiches gilt für Brandschutzkonzepte, die oftmals mit Kompensationsmaßnahmen auf Defizite bestehender baulicher Anlagen reagieren müssen. Auch auf der Planungsseite besteht somit ein erhebliches Fehlerpotential bei einer Nichtbeachtung von:

- übersehene Funktion von Bauteilen, die dem Brandschutz dienen,
- unterschiedliche Bauvorschriften in den einzelnen Bundesländern,
- im Vergleich zum Errichtungszeitpunkt veränderte Grundwasserstände,
- Unterschätzung der Beeinflussung von Nachbarbebauungen,
- übersehene materialtechnische Probleme in der Füge- und Befestigungstechnik.

3.3.3 Häufige Fehler bei der Bauausführung

Der Hauptfehler bei der Bauausführung ist die Unterschätzung der erforderlichen Bauzeit. In der Regel werden bei Umbaumaßnahmen nur die eigentlichen Bauleistungen kalkuliert und die notwendigen Bauzustände hinsichtlich daraus resultierender Kosten sowie des zugehörigen Zeitbedarfs unterschätzt. Insbesondere davon betroffen sind Projekte, welche unter laufendem Betrieb umgebaut werden.

Hinsichtlich der Baustellenlogistik sind die besonderen Gegebenheiten beim Bauen im Bestand zu beachten. Aus statischen, planerischen oder terminlichen Gründen werden oftmals großformatige und schwere Fertigteile oder Stahlbauteile vorgesehen, ohne die Tragfähigkeit und Lichtraumprofile der Transportwege sowie die beengten Einbauverhältnisse und den nur begrenzt möglichen Maschineneinsatz zu beachten. Weiterhin können nicht vorhandene Materiallagerflächen zu Mehraufwendungen führen.

Werden Arbeiten unter laufendem Betrieb durchgeführt, wird eine Vielzahl zusätzlicher Überlegungen erforderlich. Ein fehlendes Verständnis für die betrieblichen Abläufe führen auch hier zu kostenträchtigen Fehleinschätzungen, weshalb eine frühzeitige Abstimmung der Maßnahmen mit dem Betreiber empfohlen wird.

Durch eine umsichtige Arbeitsvorbereitung können eine Vielzahl potentiell kostenträchtiger Fehlerquellen abgeschaltet werden, wenn z.B. während der Baumaßnahme Umzüge oder Auslagerungen von Geschäften bzw. die Aufrechterhaltung der Funktionalität von Anlagen frühzeitig zwischen den Baubeteiligten kommuniziert und berücksichtigt wird.

Zusammenfassend wurde bei der Auswertung der Umfrageergebnisse festgestellt, dass bei der Bauausführung in allen Bauphasen ein sicheres und wirtschaftliches Vorgehen, ggf. auch unter laufendem Betrieb, sichergestellt werden muss, um Instandsetzungsbaustellen erfolgreich abwickeln zu können. Häufig begangene Fehler sind in diesem Zusammenhang:

- Unterschätzung der erforderlichen Bauzeit,
- Überlastung der vorhandenen Tragstruktur mit Baumaterialien,
- Eingriffe in das Tragwerk ohne Überblick hinsichtlich der Tragfunktion und Konstruktionsfunktion,
- Wasserschäden wegen nicht installierter Notdächer,
- nicht bedachte Einschränkungen für den Baumaschineneinsatz und die Baustelleneinrichtung,
- zu enge Terminplanung ohne Puffer für Unvorhergesehenes.

3.3.4 Ansätze für Verbesserungen

In der nachfolgenden Aufstellung werden die Ergebnisse der Expertenbefragung zusammengestellt und Ansätze für Verbesserungen hinsichtlich der Abwicklung von Projekten beim Bauen im Bestand aufgezeigt:

- **Planungskoordinator**
  Aufgrund der umfangreichen Planungsleistungen, welche sich in der Regel mit zunehmendem Baufortschritt ergeben, lohnt schon bei mittelgroßen Projekten der Einsatz eines Planungskoordinators. Bei großen Baumaßnahmen sollten aufgrund der Schnittstellenproblematik möglichst viele Planungsleistungen vor Ort in einem Baustellenbüro erbracht werden.

- **Beweissicherung**
  Zur Beweissicherung sollte neben der Nachbarbebauung auch das vom Umbau betroffene Bauwerk erfasst werden. Um zu unstrittigen Ergebnissen zu kommen, sollten unabhängige Sachverständige beauftragt werden und das Vorgehen sollte unter allen Baubeteiligten im Voraus einvernehmlich abgestimmt werden.

- **Bestandsaufnahme**
  Die Bestandsaufnahme ist beim Bauen im Bestand für den Erfolg der Maßnahme von grundlegender Bedeutung. Sowohl die Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz als auch Planungsleistungen sowie Bauausführung basieren auf den Ergebnissen der Bestandsaufnahme, weshalb diese in einem entsprechend ausführlichen und qualifizierten Umfang durchzuführen ist. Fehler bei der Bestandsaufnahme haben einen direkten Einfluss auf den Erfolg der Maßnahme in Form von Umplanungen bzw. Änderungen im Bauablauf mit den daraus resultierenden Mehrkosten, wenn der angenommene Bauzustand nicht mit dem vorgefundenen übereinstimmt.

- **angemessene Bauzeit**
  In fast allen Fällen wurde die erforderliche Bauzeit zum Zeitpunkt des Bauvertragsabschlusses unterschätzt. Mehr noch als im Neubaubereich sollte der Bauablauf entzerrt und der Zeitdruck bei allen Baubeteiligten gesenkt werden. Ursächlich hierfür ist, dass in der Kalkulation hinsichtlich Arbeitszeit und Kosten in der Regel nur die eigentlich zu erbringende Bauleistung berücksichtigt wird und alle zu deren Erstellung erforderlichen Nebenleistungen nicht berücksichtigt werden. Insbesondere bei Arbeiten unter laufendem Betrieb können diese Nebenleistungen in Form von Schutzeinhausungen etc. einen beachtlichen Anteil der Baukosten ausmachen.

- **Aufbau spezialisierter Unternehmenseinheiten, Unternehmungsorganisation**
  In der Umfrage zeigte sich, dass den Herausforderungen des Bauens im Bestand am besten Unternehmenseinheiten gewachsen waren, die sich darauf spezialisiert haben. Der Einsatz hoch qualifizierten Personals erwies sich hierbei als beste Strategie zur Fehlervermeidung. Demnach ist es unabdingbar für die erfolgreiche Abwicklung einer Bauaufgabe, ausschließlich qualifizierte Fachleute und Fachfirmen zu beauftragen, die über ausreichend Erfahrung beim Bauen im Bestand verfügen. Weiterhin wurde vielfach vorgeschlagen, Checklisten zur Unterstützung bei Planung, Bestandsaufnahme, Kalkulation und Bauausführung zu erstellen und zum Bestandteil von Qualitätsmanagementsystemen zu machen.

- **Dokumentation**
  Im Hinblick auf zukünftiges Bauen im Bestand muss es selbstverständlich werden, vorgenommene Umbaumaßnahmen umfassend zu dokumentieren. Geeignete Grundlage hierfür ist das DBV-Merkblatt „*Bauen im Bestand – Bauwerksbuch*“. Wird planmäßig in Übereinstimmung aller beteiligten Parteien von geltenden Normen, Verwaltungsvorschriften etc. abgewichen, so sind die entsprechenden Maßnahmen einschließlich Begründung schriftlich nachvollziehbar festzuhalten. Dies gilt zum Beispiel für Kompensationsmaßnahmen, mit denen Abweichungen von anerkannten Regeln der Technik ausgeglichen wurden.

3.4 Bestandsaufnahme

3.4.1 Allgemeine Anmerkungen

Beim Bauen im Bestand stellt die Bestandsaufnahme einen der ersten und wichtigsten Schritte zur Beurteilung der bestehenden Bausubstanz dar. Als belastbare Grundlage für die Tragwerksplanung muss vor Baubeginn der Zustand des umzubauenden Bauwerks hinsichtlich Konstruktion und Beschädigungen festgestellt werden. Hierzu gehören weiterhin die Ermittlung von Materialkennwerten, Konstruktionsdetails und Einwirkungsgrößen.

Anhand dieser Untersuchungsergebnisse erfolgt die Bewertung des Bestandes und die Entscheidung über das weitere Vorgehen zu dessen Ertüchtigung oder Rückbau. Nur unter Kenntnis der o.a. Punkte kann eine realitätsnahe Nachrechnung der Bauteile zu deren Beurteilung durchgeführt werden, was die Grundlage für eine Planung von Instandsetzungs- bzw. Ertüchtigungsmaßnahmen darstellt.

Je gewissenhafter und ausführlicher die Bestandsaufnahme durchgeführt wird, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit für einen reibungslosen Bauablauf und Erfolg der Maßnahme, sowohl in technischer als auch aus wirtschaftlicher Sicht. Fehler in der Bestandsaufnahme wirken sich über die gesamte Projektlaufzeit von der Planung bis zur Ausführung aus und können gravierende Folgen nach sich ziehen. Aus diesem Grund ist der Bestandsaufnahme größte Bedeutung zuzumessen.

Als erster Schritt zur Bestandsaufnahme wird die Sichtung alter Unterlagen wie Bauwerksakten, -büchern, Pläne oder Bilder empfohlen, sofern diese vorhanden sind. Anhand der Unterlagen können die Bauteilabmessungen, das statischen System, die Belastungskenngrößen und mögliche Schwachstellen in der zu untersuchenden Konstruktion herausgefunden werden. Liegen Bilder aus der Bauzeit vor, können diese wertvolle Hinweise auf die Bauweise geben.

Dabei hatte jede Bauepoche ihre bevorzugte Konstruktionsart. Ist die Errichtungszeit eines Bauwerkes bekannt, so ergeben sich je nach Nutzung des Gebäudes zumindest Hinweise auf die Art der tragenden Strukturen. In Verbindung mit historischer Literatur oder neuerer zusammenfassender Literatur wie [Bargmann – 2008], [Pauser – 1994], [Ahnert/Krause – 2009] liefern lokale Sondieröffnungen am Objekt relativ schnell eine Identifikation der vorgefundenen Tragstruktur (z.B. Zuordnung als Rippendecke oder Stahlsteindecke, Bewehrungsführung).

Das weitere Vorgehen wird auf Grundlage der bekannten Informationen festgelegt und Bauwerksuntersuchungen können gezielt an den zuvor ermittelten, spezifischen Schwachstellen des Bauwerks angeordnet werden. Aufgrund des dadurch reduzierten Prüfumfanges besteht hierbei ein großes Potential zur Kostenreduzierung.

Generell zahlen sich beim Bauen im Bestand frühzeitige Investitionen in eine ausführliche Bestandserfassung und –bewertung aus, da das Einsparpotential bei einer kontinuierlichen Planung und reibungslosen Baudurchführung um ein Vielfaches größer ist, als Ausgaben zur Bestandserfassung bei Beginn der Maßnahme sind.

Hierauf müssen alle Baubeteiligten sensibilisiert werden, da üblicherweise bei der Bestandserfassung gespart wird, was bei der Bauausführung häufig zu Problemen und erhöhten Kosten führt.

Besonderer Sorgfalt bedarf die Erkundung von Fertigteilbauten aufgrund der zumeist statisch bestimmten Tragsysteme und der damit verbundenen geringen Umlagerungsreserven. Im Vergleich zur Ortbetonbauweise hängt hier die Standsicherheit von der Funktion lokaler Verbindungen ab, die meist nur schwer zugänglich sind.

Das wesentliche Ziel der Bestandsaufnahme ist neben der Feststellung der Bauteilgeometrie und –eigenschaften, die Aufnahme des konstruktiven Zustandes von Beton und Bewehrung zur Bewertung der Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit des zu beurteilenden Bauwerkes.

3.4.2 Ermittlung der Bauteilgeometrie und der Tragstruktur

Da beim Bauen im Bestand häufig keine Bauwerksunterlagen mehr vorliegen, muss zunächst die Bauteilgeometrie (Hüllflächen, Raummaße) und dessen Aufbau (Bauweise) zuzüglich der tragenden Strukturen (statische Systeme, Aussteifungen) erfasst werden. Hierbei ist zu beachten, dass die ersichtliche Bauteiloberfläche nicht immer die tragende Struktur darstellt. Oftmals ist diese durch nichttragende Verkleidungen verdeckt, welche dann zumindest bereichsweise zurückzubauen sind.

Für die Erkundung der Geometrie stehen in einfachen Fällen Zollstock, Bandmaß und Schlauchwaage, bei größeren Bauteilen die klassischen Verfahren der Ingenieurvermessung und, soweit der Aufgabenstellung angemessen, auch 3D-Laserscan-Verfahren zur Verfügung.

Photogrammetrische Verfahren zur Bestandserfassung, die mit Hilfe von Digitalkameras und spezieller Software die Bauteilgeometrie maßstäblich aufzeichnen können, existieren derzeit schon. Ihre Einsatzschwerpunkte beschränken sich aber noch auf wissenschaftliche Aufgabenstellungen. Hier ist zukünftig mit einer starken Entwicklung zu rechnen, wodurch sich auch dieses Verfahren in der Praxis verbreiten wird.

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit vorhandener Strukturen werden im Anschluss an die Aufnahme der Bauteilgeometrie die jeweiligen Querschnitte hinsichtlich Abmessungen, Bewehrungsgehalt und Lage der Bewehrung im Detail untersucht.

Dabei kann die Feststellung der Tragstruktur eines Bauwerkes/Bauteils nur über die Ermittlung des genauen Bewehrungsverlaufes bestimmt werden.

Zum Beispiel ist die Durchlaufwirkung eines Unterzuges erst mit dem Nachweis der Stützbewehrung über dem Auflager anzunehmen. Wird über dem Auflager keine durchlaufende Bewehrung vorgefunden, ist von einem 1-Feld-Träger auszugehen.

Ebenso kann ohne Erkundung der Bewehrungsführung nicht eindeutig geklärt werden, ob eine Durchlaufwirkung von Decken planmäßig ausgebildet wurde, bzw. ob Decken einachsig oder zweiachsig gespannt sind. Die Ermittlung des Bewehrungsverlaufes ist zerstörend durch Sondieröffnungen oder zerstörungsfrei mittels Bewehrungsortungsgeräten durchzuführen.

Viel zu häufig wird darauf verzichtet, das Tragwerk freizulegen, sodass bei Planung und Durchführung eines modernisierenden Ausbaus nicht einmal die Eigenschaften der tragenden Deckenstrukturen bekannt sind. Schon das Verankern neuer Unterdecken in unbekannten Deckenkonstruktionen kann erhebliche Schäden zur Folge haben bis hin zum Absturz der neuen Bauteile und einer erheblichen Schädigung der vorhandenen Bewehrung der Altkonstruktion. Das Anbohren von Spannstählen ist besonders gefährlich.

In Abb. 3-2 ist ein Negativbeispiel dargestellt: Bei einem Wohngebäude war trotz weitgehend fehlender Kenntnis über den vorhandenen Zustand der Deckenkonstruktion der neue Innenausbau mit Unterdecken und neuem Estrich auf altem Fußbodenaufbau bereits weit fortgeschritten. Die Folgen der bereichsweise freiliegenden Bewehrung waren gravierend: Umbaustopp, Abfangung einiger Decken, Probebelastungen, Entwicklung eines Verstärkungs- und erweiterten Brandschutzkonzeptes, Kostenanstieg und Verlängerung der Bauzeit.



Abb. 3-2: Angetroffener Zustand der Rippendecken – freiliegende Bewehrung

Erheblich erleichtert wird die Arbeit der Bestandsaufnahme durch Bauunterlagen. Es lohnt sich in jedem Fall, danach zu suchen, auch wenn sich selbst für vergleichsweise neue Bauwerke aus den 1970er und 1980er Jahren des vorigen Jahrhunderts oft keine Unterlagen mehr finden. Gelegentlich sind allerdings noch Fotos aus der Bauzeit vorhanden. Diese können wertvolle Hinweise auf die Bauweise geben, vgl. Abb. 3-3.



Abb. 3-3: Aus dem Fotoalbum des Bauherrn: Lage und Ausführung der Fassadenbefestigung

3.4.3 Ermittlung des Zustandes der tragenden Bauteile, Ermittlung und Analyse von Schäden

3.4.3.1 Vorbemerkungen

Die Aufnahme der Bauteilgeometrie und der tragenden Strukturen stellt die Basis für alle weiteren Untersuchungen dar. Insbesondere ist sie Grundlage für die Auswahl von Bauwerksbereichen für Detailuntersuchungen und Schadensaufnahmen sowie zur grafischen Darstellung von Untersuchungsbereichen und –ergebnissen in Schadens-katastern bzw. Bauteilplänen. Ein wesentliches Ziel ist vor allem die Feststellung des Zustandes des Betons und der Bewehrung.

Beim Beton interessieren besonders die Festigkeit (Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Oberflächenzugfestigkeit), Rissbildungen, eventuelle Zerstörungen durch lösende und treibende Vorgänge im Beton (Betonkorrosion), der Feuchtegehalt und die für den Schutz der Bewehrung wichtigen chemischen Kenngrößen wie Karbonatisierungstiefe und Chloridgehalt.

Bei der Bewehrung interessieren die Art des Stahls (Gefüge, chemische Zusammensetzung, Festigkeit, Schweißbarkeit, Oberflächengestaltung), die Anordnung nach Lage und Menge, die Betondeckung (Karbonatisierung, Verbund, Brandschutz) sowie der Korrosionszustand oder eventuelle Gefügeschäden wie Versprödung oder bei Spannstahl die Untersuchung auf Brüche. [Flohrer - 2010]

Für die Bauwerksuntersuchung steht eine Vielzahl von Verfahren zur Verfügung. Dabei handelt es sich um einfache (z.B. Aufstemmen) über aufwendigere (z.B. Radar) bis hin zu sehr anspruchsvollen Methoden (z.B. energiedispersive Röntgenspektroskopie / EDX-Analyse von Baustoffproben). Eine wesentliche Unterscheidung ist die zwischen zerstörenden Prüfverfahren und zerstörungsarmen bzw. zerstörungsfreien Prüfverfahren.

Um die Bestandsaufnahme möglichst aussagekräftig zu gestalten und den Prüfumfang aus Kostengründen auf ein Mindestmaß zu beschränken sowie bauteilverträglich zu gestalten, erfolgt vor der Festlegung der Beprobungstellen und Prüfverfahren eine visuelle Begutachtung der Bausubstanz.

Hierbei ist von Vorteil, wenn Unterlagen über das Bauwerk in Form von Bauwerksbuch, Plänen, Belastungshistorie etc. bzw. sonstige Dokumente über die Bauwerksgeschichte (Schäden, bisherige Instandsetzungen) vorliegen und mit berücksichtigt werden können.

Zur Bauwerksuntersuchung selbst empfehlen sich je nach Objekt und Aufgabenstellung Kombinationen der unterschiedlichen Untersuchungsverfahren. Dabei sollen die zerstörenden Verfahren zur Reduktion einer Beeinträchtigung des Tragwerks infolge der Untersuchungen auf ein Mindestmaß beschränkt und nur lokal begrenzt eingesetzt werden. In Kombination mit zerstörungsfreien Verfahren können jedoch trotzdem flächendeckende Angaben über den Zustand eines Bauwerks getroffen werden.

Generell soll bei der Bestandsaufnahme, wie auch bei der späteren Bewertung der Bausubstanz, die Gesamtheit aller Rahmenbedingungen und Einflussfaktoren Beachtung finden.

Hierzu gehört neben dem technischen Verständnis für Bestandsbauten, dem Wissen über alte Konstruktionsdetails und Regelwerke auch der aktuelle Stand der Technik hinsichtlich moderner Prüfverfahren als Basis für eine wirtschaftliche, zielgerichtete und aussagekräftige Bestandsaufnahme durch den sachkundigen Planer.

Seine Aufgabe ist es, ein in Abhängigkeit der Aufgabenstellung geeignetes Prüfverfahren auszuwählen bzw. die Kombination mehrerer Verfahren in Betracht zu ziehen, um möglichst kostengünstig belastbare Aussagen über den Zustand der untersuchten Bausubstanz treffen zu können.

3.4.3.2 Visuelle Begutachtung

Zur Bestandsaufnahme erfolgt zunächst eine Inaugenscheinnahme der Bausubstanz. Auffälligkeiten wie Gefügestörungen, Hohlstellen, Risse, Feuchtstellen, Wasserzutritte, Sinterfahnen, Verfärbungen und Verschmutzungen werden aufgenommen. Ebenso werden bereits bestehende Beeinträchtigungen in Form von frei liegender Bewehrung (inkl. Korrosionsgrad), Betonabplatzungen, Kantenab- und –ausbrüche sowie Rostfahnen aufgezeichnet. Verschiebungen, Setzungen und Verformungen lassen sich an spezifischen Rissbildungen bzw. Schiefwinkligkeiten und Außermitten ableiten und sind ebenfalls zu dokumentieren.

Durch Abklopfen der Bauteiloberflächen mit einem Hammer können Hohlstellen, die an der Bauteiloberfläche nicht ersichtlich sind, gut lokalisiert werden. Oftmals weisen Risse, Sinterfahnen und Verfärbungen der Bauteiloberfläche bei genauerer Betrachtung schon auf solche Fehlstellen hin.

Aufgrund der visuellen Feststellungen kann der Zustand des Tragwerkes abgeschätzt werden. Unter Berücksichtigung dieser Feststellungen in Kombination mit der zuvor ermittelten Tragstruktur werden weiterführend zerstörende Prüfverfahren an ausgewählten Bauteilbereichen angeordnet, um den Zustand des Tragwerks weiter verifizieren zu können.

Somit können durch eine frühzeitige, visuelle Begutachtung der Bausubstanz die weitergehenden, ggf. zerstörenden, Untersuchungen auf Bauteilbereiche konzentriert werden, die für das Tragverhalten relevant sind. Dies ermöglicht die Reduktion des Prüfumfanges, was einer deutlichen Kostenersparnis entspricht.

3.4.3.3 Zerstörungsfreie Prüfverfahren (ZfP)

Bei der Bauwerksbegutachtung stellen die ZfP-Verfahren eine nutzbringende Ergänzung zu den konventionellen Untersuchungsmethoden dar. Durch zusätzlich gewonnene Daten, deren Aufnahme flächig möglich ist und die keine Beeinträchtigung des Tragwerkes nach sich ziehen, ist eine Präzisierung der Zustandsanalyse möglich. Außerdem wird durch den Einsatz dieser ergänzenden Untersuchungsmethoden bei anstehenden Instandsetzungsmaßnahmen die Planungssicherheit erhöht. Die zerstörungsfreien Prüfverfahren werden ständig weiterentwickelt und die Ergebnisse verschiedener Messverfahren können mittels aufwendiger Software miteinander gekoppelt werden, was die Aussagefähigkeit deutlich steigert. [Reinhardt et al. – 2007]

Bei den konventionellen Untersuchungsmethoden handelt es sich in der Regel um lokale Untersuchungen in Form von zerstörenden Probenentnahmen oder Sondierungen, die nur für ihren Entnahmebereich repräsentativ sind. Sie entsprechen in ihrem Charakter lediglich Stichproben und variieren unter Umständen stark.

Durch den Einsatz von zerstörungsfreien Prüfverfahren können stattdessen flächige Aussagen über die Beschaffenheit eines Bauwerks getroffen werden. Dabei ist der Absolutwert einer Messgröße über konventionelle Prüfverfahren zu bestimmen, während durch den Einsatz von ZfP die Verteilung der entsprechenden Messgröße über dem Bauteil bestimmt wird.

Demnach wird zur Bauzustandsanalyse empfohlen, die fraglichen Werkstoff- bzw. Zustandsparameter anhand von konventionellen Prüfverfahren lokal zu ermitteln und mit Hilfe von ZfP über der Bauteilfläche zu verifizieren. Dadurch ist ggf. eine Reduzierung des ursprünglich geplanten, zerstörenden Prüfumfanges möglich, was eine Schonung der Bausubstanz darstellt. Durch die flächenhafte Erfassung des Bauwerkes wird zudem die Aussagekraft der zerstörenden Prüfergebnisse wesentlich erhöht.

Als beispielhafte Anwendungen der ZfP ist bei der Ausführung von Instandsetzungsmaßnahmen an Brückenbauwerken die präventive zerstörungsfreie Ortung von Spanngliedern im Vorfeld von Verankerungsbohrungen (z. B. für Arbeitsgerüste, Kappen oder Ausgleichschichten) zum Schutz des bestehenden Bauwerks aufzuführen.

Ebenso gehört die Ausführung von Betondeckungs- und Potenzialfeldmessungen, ergänzt durch Chloridanalysen, zur Zustandsanalyse von Fahrbahntafeln zu den klassischen Anwendungsfällen, die die Basis für eine optimierte baubegleitende Instandsetzungsplanung liefern.

Weitere Anwendungsgebiete der ZfP werden die nach der VDI Richtlinie 6200 geforderten, regelmäßigen Bauwerksuntersuchungen bzw. Wartungen sein, deren Effizienz durch den Einsatz dieser Techniken ebenfalls erheblich gesteigert werden kann.

Allerdings ist zu erwähnen, dass die zerstörungsfreien Prüfverfahren grundsätzlich am Bauwerk zu kalibrieren sind, da viele bauwerksspezifische Faktoren Einfluss auf das Messergebnis haben. Dieser Einfluss ist durch eine Kalibrierung des Verfahrens am jeweiligen Bauwerk festzustellen und bei der Auswertung der Ergebnisse zu berücksichtigen.

Ursächlich hierfür ist, dass die zerstörungsfreien Untersuchungsverfahren verschiedene physikalische Prinzipien bzw. mechanische Effekte (z. B. Stoß beim Rückprallhammer), elektromagnetische Vorgänge (z. B. Bewehrungssuchgeräte), Schalleffekte (z.B. Ultraschall) oder optische Erscheinungen (z. B. Endoskopie) am Bauwerk nutzen und nicht der eigentlich zu bestimmende Materialkennwert ermittelt wird.

Für zahlreiche zerstörungsfreie Prüfverfahren liegen Merkblätter der Deutschen Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfungen [DGZfP] vor.

Die Kalibrierung des zerstörungsfreien Messverfahrens erfolgt in der Regel an konventionell (zerstörend) ermittelten Parametern, indem an ausgewählten Messstellen beide Verfahren miteinander kombiniert eingesetzt werden.

3.4.3.4 Ausgewählte Untersuchungsverfahren zur Bauwerksuntersuchung

Zur ganzheitlichen Erfassung des Bauzustandes müssen immer mehrere Untersuchungsmethoden miteinander kombiniert werden, da einzelne Untersuchungsverfahren separat betrachtet nur eine eingeschränkte Aussagekraft besitzen. Zum Beispiel ist die gemessene Betondeckung immer unter Berücksichtigung der festgestellten Karbonatisierungstiefe zu bewerten. Demnach liefert erst die Kombination unterschiedlicher Messverfahren miteinander aussagekräftige Untersuchungsergebnisse.

Im Bereich der Bewehrungsortung bzw. der Ortung von Einbauteilen sind neben der klassischen Erkundungsmethode in Form von Sondieröffnungen die zerstörungsfreien Prüfmethoden nicht mehr wegzudenken. Hierbei kommt insbesondere das Radar- und Ultraschall-Verfahren zum Einsatz. Zum Beispiel müssen im Zuge von Instandsetzungsarbeiten an Spannbetonbauteilen häufig Verankerungsbohrungen durchgeführt werden.

Zum Schutz der Spannglieder sind vor der Durchführung dieser Bohrungen die Spanngliedlagen einzumessen, was mit den beiden genannten Verfahren durchgeführt werden kann.

Insbesondere das Radarverfahren ist zur Ortung von Spanngliedern, Einbauteilen und Bewehrungseisen bestens geeignet und sollte standardmäßig bei der Untersuchung von Tragwerken eingesetzt werden. In Kombination mit den klassischen Verfahren (Bohrkernentnahme, Sondieröffnungen zur Feststellen des Bewehrungsverlaufes zur Abschätzung der Tragstruktur) wird deren Leistungsfähigkeit durch den ergänzenden Einsatz des Radargerätes erheblich gesteigert und die Bausubstanz durch verminderte Eingriffe an den Bauteilen selbst geschont.

In Tabelle 3-2 sind die wichtigsten Untersuchungsverfahren zur Feststellung des Bauwerkszustandes zusammengestellt. Soweit hierzu baurechtliche Festlegungen in Form von Normen oder Richtlinien existieren, werden diese ebenfalls mit aufgeführt.

Tabelle 3-2: Ausgewählte Untersuchungsverfahren zur Bestandsaufnahme

Maßnahme	Untersuchungs-		Untersuchungsgegenstand	Regelwerk
	methode	art		
Visuelle Untersuchungen	Inaugenscheinnahme	zerstörungsfrei	Aufnahme aller visuell erkennbaren Beeinträchtigungen wie: Gefügestörungen, Hohlstellen, Abplatzungen, Risse, Feuchtstellen, Wasserzutritte, Sinterfahnen, Verfärbungen, Verschmutzungen, freiliegende Bewehrung, Korrosionszustand der Bewehrung, Setzungen, Verdrehungen, Verzerrungen	
Strukturuntersuchungen	Abklopfen	zerstörungsfrei	Ortung von oberflächennahen Hohlstellen, Betonabplatzungen	
	Stemmen	zerstörend	Erkundung des Konstruktionsaufbaus, Entnahme von Baustoffproben, direkter Einblick in die Konstruktion	
	Bohrkernentnahme			
	Endoskopie (optisch)	zerstörungsarm	Erkundung des Konstruktionsaufbaus, Untersuchung von Hohlräumen und verdeckter Räume (Bsp. Fassadenplatten)	Merkblatt B06 (DGZfP)
	Ultraschall	zerstörungsfrei	Bestimmung der Bauteildicke, Ortung von Hohlstellen, Gefügestörungen und Einbauteilen	Merkblatt B04 (DGZfP)
	Impakt-Echo		Bestimmung der Bauteildicke, Ortung von Gefügestörungen und Hohlstellen	Merkblatt B11 E (DGZfP)
	Radar		Bestimmung der Bauteildicke, Ortung von Hohlstellen und Einbauteilen, Erkundung von Schichtenaufbauten	Merkblatt B10 (DGZfP)
	Schwingungsmessungen		Ermittlung der Steifigkeitsverhältnisse innerhalb eines Bauteils	

Fortsetzung Tabelle 3.2:

Maßnahme	Untersuchungs-		Untersuchungsgegenstand	Regelwerk
	methode	art		
Ermittlung mechanischer Kennwerte	Rückprall-hammer	zerstörungsfrei	Oberflächennahe Betondruckfestigkeit	DIN EN 12504-2
	Bohrkern-entnahme	zerstörend	Betondruckfestigkeit, -spaltzugfestigkeit, E-Modul, Gefügeaufbau, Rohdichte	DIN EN 12504-1
	Ultraschall	zerstörungsfrei	dynamischer E-Modul, Gefügestörungen im Beton	Merkblatt B04 (DGZfP)
	Entnahme von Stahlproben	zerstörend	Zugfestigkeit, Spannungs-Dehnungs-Diagramm, Gefüge, Zusammensetzung, Schweißbarkeit	DIN EN ISO 15630
	Abreiß-versuch	zerstörungsarm	Oberflächenzugfestigkeit des Betons, Haftzugfestigkeit von Beschichtungen auf dem Beton	DIN EN 1542
	Riss-monitoring	zerstörungsfrei	Messung von Rissbreiten, -tiefen, -bewegungen und -verläufen	
Untersuchung der Bewehrung auf Lage, Zustand, Anordnung und Betondeckung	Stemmen	zerstörend	Bestimmung der Betondeckung, Lage, Anordnung und Zustand der Bewehrung, Aufnahme von Stabquerschnitten	
	Elektromag. Bewehrungs-aufnahme	zerstörungsfrei	Bestimmung der Betondeckung, Lage, Anzahl und Anordnung der Bewehrung bis ca. 10 cm Tiefe	Merkblatt B02 (DGZfP)
	Radar		Bestimmung der Betondeckung, Lage, Anzahl und Anordnung der Bewehrung > 10 cm Bauteiltiefe, auch mehrlagig, Spanngliedortung	
	Potentialfeld-messungen	zerstörungsarm	Ermittlung korrosionsaktiver Bereiche der Bewehrung	Merkblatt B03 (DGZfP)
	Remanenz-magnetfeld-Verfahren	zerstörungsfrei	Feststellung von Spannstahlbrüchen im Bauteil	
	Endoskopie	zerstörungsarm	Optische Untersuchung von Spanngliedern, Verankerungen	
Chemische Untersuchungen	Phenolph-thalein-Test	zerstörend	Messung der Karbonatisierungstiefe durch Messung des pH-Wertes	DAfStb-H422
	Chloridgehalt		Messung des Chloridgehaltes des Betons an Bohrmehlproben	DAfStb-H401
	Betonkorrosive Inhaltsstoffe		Bestimmung von betonkorrosiven Inhaltsstoffen an Bohrmehlproben	
	Energiedisp. Röntgen-spektroskopie		Bestimmung der chemischen Zusammen-setzung von Mörtel oder Beton	
	Röntgen-diffraktometrie		Bestimmung von Mineralien im Mörtel oder Beton	

Fortsetzung Tabelle 3.2:

Maßnahme	Untersuchungs-		Untersuchungsgegenstand	Regelwerk
	methode	art		
Physikalische Untersuchungen	Darr-Versuch	zerstörend	Ermittlung des Feuchtegehaltes, (Referenzversuch)	
	CM-Prüfung		Ermittlung des Feuchtegehaltes	
	Elektr. Widerstands-messungen	zerstörungsarm	Ermittlung der Feuchteverteilung durch elektr. Widerstandsmessungen, relative Messungen	
	Mikrowellen-Messung	zerstörungsfei	Ermittlung der Feuchteverteilung durch Mikrowellen	

Die Anwendung der unterschiedlichen Untersuchungsverfahren erfordert vom Prüfer, neben Erfahrung, eine entsprechende Kenntnis der dem Verfahren zugrundeliegenden physikalischen bzw. chemischen Vorgänge. Insbesondere müssen die einzelnen Leistungs- und Anwendungsgrenzen eines Messverfahrens dem Anwender bekannt sein, damit dieser in der Lage ist, ein geeignetes Messverfahren auszuwählen und die produzierten Messergebnisse richtig zu interpretieren.

Fehlinterpretationen führen häufig zu kostenträchtigen und nicht notwendigen Sanierungsmaßnahmen. Fehler, die zu einer Unterschätzung kritischer Parameter führen sind zu vermeiden.

Bei unklarem Tragverhalten sind auch Belastungsversuche am Bauwerk [DAfStb - 2000] und [Steffen – 2002] möglich. Sie stellen eine integrale Untersuchungsmethode dar, die sinnvoll ist, wenn Einzeluntersuchungen und statische Nachweise nicht zu ausreichend sicheren Aussagen führen.

In Belastungsversuchen am Bauwerk werden die realen Gegebenheiten des statischen Systems und des Bauteilzustandes erfasst, die sich einer wirklichkeitsnahen rechnerischen Abbildung entziehen.

Ein Problem besteht dabei jeweils in der Prognose des Querkrafttragverhaltens, da ein Versagen ohne Vorankündigung in den Belastungsversuchen typischerweise nicht untersucht werden kann. Ein laufendes BBR-Vorhaben hat deshalb die Interpretation der Bauteilverformung in Hinblick auf das Querkrafttragverhalten zum Gegenstand. [Schacht – 2010]

3.4.3.5 Ausgewählte Untersuchungsverfahren in der praktischen Anwendung

Im Folgenden werden ausgewählte Untersuchungsverfahren anhand von praktischen Beispielen zur Veranschaulichung beschrieben. Die einzelnen Methoden werden erläutert und es werden Hinweise zur Anwendung der Verfahren gegeben.

Bei den aufgeführten Bildern, Darstellungen und Ausführungen bezüglich zerstörungsfreier Prüfmethoden handelt es sich zum Großteil um Unterlagen der Bilfinger Berger SE, Zentrales Labor für Baustofftechnik, Mannheim, die dem Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern zur Erstellung dieses Berichtes zur Verfügung gestellt wurden, sowie um Angaben aus Forschungsberichten und der Literatur.

3.4.3.5.1 Bohrkernentnahmen zur Ermittlung von Materialkennwerten des Betons

Der zu entnehmende Bohrkerndurchmesser richtet sich nach dem Größtkorn der verwendeten Gesteinskörnung, den Bauteilabmessungen und dem Bewehrungsgehalt. Er soll möglichst bei 150 mm und nicht unter 50 mm liegen und mindestens der 3-fachen Größe des verwendeten Größtkorns entsprechen. Das Verhältnis h/d soll in Deutschland 1,0 und in Europa 2,0 betragen. Zum Schutz der Tragbewehrung vor Beschädigungen durch die Bohrkernentnahme ist es zweckmäßig, die Bewehrung zuvor mittels zerstörungsfreier Prüfmethoden einzumessen. Bei Spannbetonbauteilen ist das Einmessen der Spanngliedlagen obligatorisch.

Die Anzahl der zu entnehmenden Proben richtet sich nach der Beschaffenheit des zu untersuchenden Objektes und den Angaben der [DIN EN 13791:2008] „*Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen*“. Da die Auswertung der Ergebnisse statistisch erfolgt, sollten möglichst viele Bohrkerne entnommen werden. Die Bohrkernentnahmen sind aber auf jeden Fall bauteilverträglich anzuordnen, um eine Beschädigung der Konstruktion infolge der Untersuchungen zu vermeiden. Das für die Bestimmung der Druckfestigkeit von Bauwerksbeton maßgebende Regelwerk ist [DIN EN 12504:2000] „*Prüfung von Beton in Bauwerken*“.

Faktoren, die einen Einfluss auf die Bohrkernfestigkeit haben, sind bei der Gewinnung der Probekörper entsprechend zu berücksichtigen. Dazu gehört, dass bei Bohrarbeiten in jungem Beton oder Beton mit geringer Festigkeit Schäden innerhalb des Betongefüges verursacht werden können, die nicht zwangsläufig an den Schnittflanken zu erkennen sind, jedoch die Druckfestigkeit maßgebend beeinflussen.

Weiterhin kann ein Bohrkern eine geringere Festigkeit als ein Zylinder aus dem gleichen Beton aufweisen, da die Oberfläche des Bohrkerns angeschnittene Stücke der Gesteinskörnung enthält, die unter Umständen nur durch Adhäsion der Matrix in der Oberfläche verbleiben (Abb. 3-4). Derartige Partikel tragen meistens nur wenig zur Druckfestigkeit eines Bohrkerns bei.



Abb. 3-4: angeschnittenes Größtkorn



Abb. 3-5: Bruchkegel Betonzylinder

Die zur Messung der Betondruckfestigkeit verwendeten Bohrkerne sollten keine Bewehrungsstäbe enthalten. Dabei kann ein im zu prüfenden Bohrkern beinhalteter Bewehrungsstab die Druckfestigkeit des Bohrkerns abmindern oder, wenn dieser sich günstig zur Druckrichtung oder im Bereich der Probenmitte befindet, erheblich steigern.

Nicht zuletzt wegen der negativen Auswirkungen auf das Tragwerk soll die Beschädigung der Bewehrung infolge von Bohrkernentnahmen vermieden werden, was sich durch das Einmessen der Bewehrung vor der Probekörperentnahme mit zerstörungsfreien Prüfverfahren sicher erreichen lässt.

Ebenfalls muss beachtet werden, dass mit der Betonierhöhe die Druckfestigkeit des Bauwerksbetons in Betonierrichtung abnimmt. Zum Beispiel kann bei Platten ggf. an der Oberseite zur Deckschicht hin eine um bis zu 25 % niedrigere Festigkeit als innerhalb des Bauteils ermittelt werden. Beton mit einer geringeren Druckfestigkeit konzentriert sich häufig in den oberen 300 mm bzw. in den oberen 20 % der Bauteildicke, je nachdem welcher Bereich der Kleinere ist.

Weiterhin ist die Betondruckfestigkeit abhängig vom Feuchtegehalt der Probe. Beton hat im feuchten Zustand eine geringere Druckfestigkeit als im trockenen Zustand. Die Festigkeitszunahme kann beim Abtrocknen, je nach Feuchtegehalt und Betonrezeptur, zwischen 10 % und 40 % betragen. Dieser Vorgang ist reversibel, d. h. mit steigendem Feuchtegehalt der Probe nimmt deren Druckfestigkeit wieder ab. Bei Betonen mit hohem Wasser/Zement-Wert und geringer Druckfestigkeit ist der Einfluss der Feuchte auf die Festigkeit größer als bei Betonen mit niedrigem Wasser/Zement-Wert und hoher Festigkeit.

Als Ursachen für die Änderungen der Druckfestigkeit durch Wassereinwirkung werden u.a. eine Verkleinerung der inneren Reibung (Schmierwirkung) sowie Verringerung der Adhäsionskräfte infolge des Spaltdrucks des Wassers angenommen.

Folglich sollen die Betonproben mit einem dem Bauwerksbeton entsprechenden Feuchtegehalt geprüft werden.

Zur Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit auf Basis der Prüfergebnisse an Betonbohrkernen werden die statistischen Auswertungsverfahren nach [DIN EN 1990:2010] oder [DIN ISO 16269-6:2009] empfohlen.

3.4.3.5.2 Betondeckungsmessung / Bewehrungslokalisierung

Eine ausreichend dichte und dicke Betondeckung ist für die Dauerhaftigkeit eines Bauwerkes von entscheidender Bedeutung. Aus statischer Sicht gilt üblicherweise der einfache Durchmesser des schlaffen Bewehrungsstabes als ausreichend, um die erforderliche Verbundwirkung zwischen Beton und Betonstahl sicherzustellen.

Die Schäden an Brückenbauwerken der 1960er und 70er Jahre haben z.B. gezeigt, dass zur Sicherstellung eines dauerhaften Korrosionsschutzes der Bewehrung eine größere Betondeckung erforderlich ist. Für Ingenieurbauwerke sind daher mittlerweile, in Abhängigkeit von der Expositionsklasse, 40 - 50 mm als Mindestmaß der Betondeckung vorgeschrieben.

Um die Einhaltung der Mindestbetondeckung am fertigen Bauwerk zu überprüfen, entstand der Bedarf an zerstörungsfreier Betondeckungsprüfung. Die gängigen Betondeckungsmessgeräte lassen sich nach ihrem physikalischen Wirkprinzip einteilen:

- magnetische Verfahren,
- Wirbelstromverfahren,
- Radarverfahren.

Letztgenanntes Verfahren wird im Kapitel 3.4.3.5.3 detailliert erläutert, weshalb es an dieser Stelle nicht näher beschrieben wird.

Die magnetischen Verfahren beruhen auf der Magnetisierbarkeit des Bewehrungsstahls und lassen sich weiter unterteilen in magnetische Gleichfeld- und magnetische Wechselfeldverfahren.

- **Magnetisches Gleichfeldverfahren**

Als magnetisches Gleichfeld wird ein Magnetfeld bezeichnet, das zeitlich konstant ist. Derartige Magnetfelder werden beispielsweise von Dauermagneten oder elektrischen Leitern, durch die ein Gleichstrom fließt, erzeugt. Bei der Ermittlung der Betondeckung nach dem magnetischen Gleichfeldverfahren werden zwei physikalische Effekte ausgenutzt.

Der erste Effekt beruht auf der Tatsache, dass sich magnetische Körper anziehen. So wächst die von einem Magneten ausgehende Kraft umso stärker an, je mehr sich der Magnet einem Bewehrungsstab nähert. So wurden früher für die Überprüfung der Betondeckung „kalibrierte“ Dauermagnete benutzt. Beispielsweise gab es für übliche Bewehrungsdurchmesser und Mindestbetondeckungen Magneten, die händisch entlang der Betonoberfläche geführt wurden und bei Unterschreitung der geforderten Betondeckung, aufgrund der erhöhten Anziehungskraft zwischen Bewehrungsstab und Magnet, an der Betonoberfläche haften blieben.

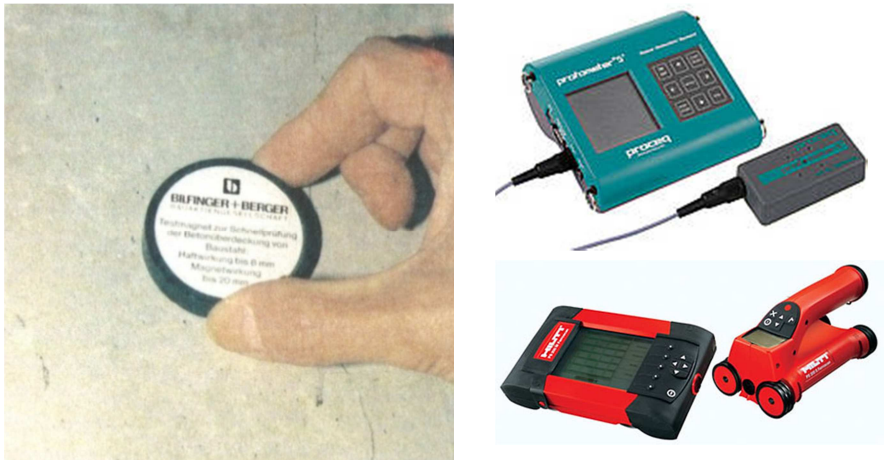


Abb. 3-6: Weiterentwicklung von Betondeckungsmessgeräten

Eine Weiterentwicklung war ein Magnet dessen Abstand zur Betonoberfläche mit Hilfe einer Rändelschraube an einem Kalibrierkörper justiert werden konnte. Bei Einhaltung der Betondeckung verspürte der Prüfer beim Abziehen des Magneten keine entgegenwirkende Kraft.

Der zweite Effekt, der beim Gleichfeldverfahren genutzt wird, ist der Streuflusseffekt. Das magnetische Feld des Bewehrungsstabes überlagert sich mit dem Feld des Permanentmagneten zu einem magnetischen Gesamtfeld. Beim Streufluss-Verfahren wird dieses durch den Bewehrungsstab veränderte Gesamtfeld in Referenz zu einem Gesamtfeld an einem Kalibrierkörper gemessen.

Geräte, die auf dem magnetischen Gleichfeldverfahren basieren, dienen der groben Abschätzung der Betondeckung.

- **Magnetisches Wechselfeldverfahren**

Dieses Verfahren wird häufig auch als induktives Messverfahren bezeichnet, da der Einfluss eines Bewehrungsstabes auf die Induktivität einer Spule zur Ortung und Tiefenlagebestimmung der Bewehrungseisen genutzt wird.

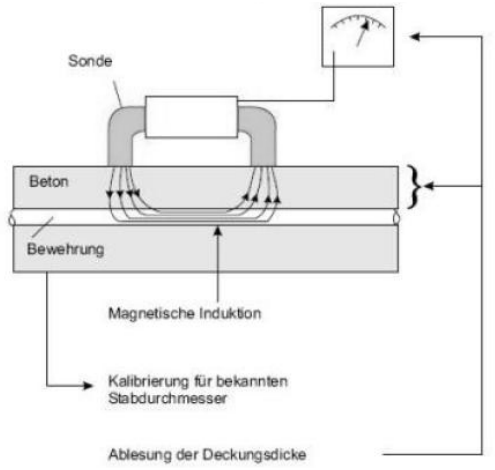


Abb. 3-7: Prinzipdarstellung des magnetischen Wechselfeldverfahrens

Der Aufbau des Messgerätes folgt dem Transformatorprizip. Hierbei wird ein Prüfkopf mit zwei Spulen verwendet. Die Anzahl der Windungen ist bei der Primärspule (Sendespule) und bei der Sekundärspule (Empfängerspule) gleich. Die Primärspule erzeugt über eine angelegte Wechselspannung eine Induktionsspannung in der Sekundärspule.

Die Größe der induzierten Spannung ist ein Maß für den Abstand und den Anteil von magnetisierbarem Material in der Umgebung. Die Kalibrierung erfolgt in eisenfreier Umgebung. Die Stärke der Induktionsänderung kann mit einer Brückenschaltung sehr empfindlich gemessen werden.

- **Wirbelstromverfahren**

Das Wirbelstromverfahren ist ebenfalls ein induktives Messprinzip. Es unterscheidet sich von dem zuvor beschriebenen magnetischen Wechselfeldstreuflussverfahren nur durch die Stärke der erzeugten Magnetfelder.

Es wird mit einem elektrischen Schwingkreis ein gerichtetes magnetisches Wechselfeld im Messfühler erzeugt. Gelangt ein ferromagnetischer Gegenstand (z.B. Bewehrungsstab) in den Wirkungskreis dieses Magnetfeldes, so werden im Bewehrungsstab Wirbelströme induziert. Durch Ermittlung des komplexen Wechselstromwiderstandes der Induktionsspule können die Bewehrungseisen geortet und deren Tiefenlage bestimmt werden.

Sowohl beim magnetischen Wechselfeldverfahren als auch beim Wirbelstromverfahren ist eine starke Abhängigkeit vom Bewehrungsstabdurchmesser vorhanden. Dieser sollte bei der Auswertung der Messungen bekannt sein und entsprechend berücksichtigt werden.

Zu beachten sind weiterhin die physikalischen Grenzen der Messverfahren hinsichtlich Tiefenreichweite, Abschattung von Bewehrungseisen der 2. Lage und engmaschiger Bewehrungsführung.

3.4.3.5.3 Radarverfahren

Das Radarverfahren wurde in der Vergangenheit hauptsächlich in der Geophysik zur Erkundung des Baugrundes eingesetzt (Georadar). Mit der Entwicklung hochfrequenter Antennen hielt das Radarverfahren in den 1990er Jahren dann auch Einzug in die Untersuchung von Betonbauwerken.

Das Radarverfahren ist ein elektromagnetisches Wellenverfahren. Es basiert auf der aktiven Aussendung von elektromagnetischen Wellen, meist in Form von Impulsen (Impulsradar) mit Mittenfrequenzen von 20 MHz bis 2,5 GHz. Bei der Untersuchung an Betonbauwerken werden üblicherweise Antennen mit Mittenfrequenzen von 900 MHz oder höher eingesetzt. Üblicherweise wird im Reflexionsmodus gemessen, bei dem sich Sende- und Empfangsantenne auf derselben Seite des Bauteils befinden.

Um die Messergebnisse auf das Untersuchungsobjekt übertragen zu können wird üblicherweise mit Messrädern (Wegaufnehmer) oder Markern gearbeitet. Diese Wegaufnehmer senden in vorzugebenden Messabständen (z.B. 2 cm) einen elektrischen Impuls an den Radargenerator.

Hierdurch wird an der Sendeantenne ein elektromagnetischer Impuls erzeugt, der sich im Untersuchungsobjekt ausbreitet. An der Empfangsantenne werden die Reflexionen detektiert und auf dem Bildschirm dargestellt.

Die Messgröße beim Radarverfahren ist der zeitliche Verlauf der Signalamplitude. Der elektromagnetische Impuls ist üblicherweise durch drei sinusförmige Halbwellen gekennzeichnet. Bei der Darstellung der Ergebnisse wird zwischen dem Einzel- oder A-Bild und dem Radargramm oder B-Bild unterschieden.

Das A-Bild zeigt die Einzelkurve mit der Darstellung der Intensität über die Zeit. Ein Radargramm oder B-Bild entsteht, wenn viele Einzelkurven aneinander gereiht und gleichen Intensitäten und Phasen gleiche Farben oder Graustufen zugeordnet werden.

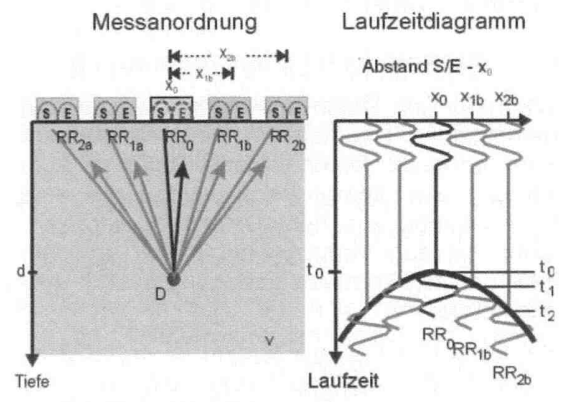


Abb. 3-8: Schematische Darstellung eines runden Objektes (D) im Radargramm (B-Bild). [DGZFP B10 (2008)]

Runde Objekte, wie z.B. Bewehrungseisen oder Spanngliedhüllrohre erzeugen im Radargramm eine Hyperbel. Dies liegt daran, dass die Radarantenne unter einem Winkel von ca. 50° ausstrahlt und somit das Objekt über einen längeren Bereich erfasst. Der Hochpunkt der Hyperbel kennzeichnet die Lage des Objektes.

Die Impulse breiten sich mit einer materialabhängigen Geschwindigkeit im Untersuchungsobjekt aus. Sie werden an Diskontinuitäten, an denen sich die elektrischen Eigenschaften (Dielektrizitätszahl und Leitfähigkeit) ändern, reflektiert, gebeugt, gestreut sowie durch Absorption geschwächt. Die Reflexionen werden von der Empfangsantenne aufgezeichnet.

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Impulse im Untersuchungsobjekt und die Intensität der Reflexionen hängen von den dielektrischen Eigenschaften des Materials ab. Dies wird durch die Dielektrizitätszahl ε beschrieben. Für nahezu dämpfungsfreie Materialien (z.B. trockener Beton oder trockenes Mauerwerk) ergibt sich die Ausbreitungsgeschwindigkeit näherungsweise zu:

$$v = \frac{c}{\sqrt{\varepsilon}}$$

mit:

v = Ausbreitungsgeschwindigkeit der elektro-magnetischen Wellen

c = Lichtgeschwindigkeit in Vakuum (300.000 km/s)

ε = Dielektrizitätszahl

Bei bekannter Dielektrizitätszahl, vgl. Tabelle 3-3 lässt sich über die Laufzeit des Radarsignals die Tiefenlage des Reflektors ermitteln. Es ist zu beachten, dass insbesondere Feuchte- und Salzgehalt (nur gelöste Salze) die Dielektrizitätszahl stark beeinflussen.

Tabelle 3-3: Dielektrizitätszahlen

Material	**ε**
Luft	1
Trockener Beton	5-7
Feuchter Beton	8-16
Wasser	81

Die eingesetzten Antennen (i.d.R. 900 MHz-2,5 GHz) unterscheiden sich in Tiefenreichweite und Auflösung, wobei mit steigender Frequenz die Reichweite abnimmt und die Auflösung steigt.

Gängige Anwendungsmöglichkeiten an Bauwerken sind die Bewehrungs- und Spanngliedortung, die Ortung von Objekten (z.B. Verdrängungskörper), Ermittlung des Asphaltschichtenaufbaus oder die Lokalisierung von Hinterläufigkeiten einer Abdichtung.

3.4.3.5.4 Ultraschall-Verfahren

Das Ultraschall-Verfahren ist ein akustisches Verfahren, welches im Bauwesen sowohl in Transmissions- als auch in Reflexionsanordnung eingesetzt werden kann. Aufgrund der einfacheren Handhabung der Messgeräte und der z.T. nur einseitigen Zugänglichkeit von vielen zu untersuchenden Bauteilen, überwiegen bei der Untersuchung von Betonbauwerken die Anwendungen im Reflexionsmodus (Ultraschallecho). Nachfolgende Ausführungen beschränken sich daher auf diese Anwendung.

Sender und Empfänger sind dabei auf derselben Seite des zu untersuchenden Objektes angeordnet. Am Sender werden Ultraschallimpulse gerichtet in den Beton eingeleitet. Diese Impulse werden an Grenzflächen mit sprunghafter Änderung der akustischen Impedanz (abhängig von Schallgeschwindigkeit bzw. dynamischem Elastizitätsmodul und Rohdichte) reflektiert und erzeugen bei der Ankunft an der Bauteiloberfläche Verschiebungen, die mit dem Empfänger aufgezeichnet werden.

Das reflektierte Signal wird dann als sog. A-Bild über die Zeit aufgetragen. Bei bekannter Schallgeschwindigkeit des Betons kann dann auf die Dicke des Bauteils bzw. Tiefenlage einer internen Reflexionsebene geschlossen werden. Ultraschallmessungen werden üblicherweise punktweise entlang von Messlinien oder flächenhaft in Form eines Messrasters ausgeführt.

Die Messergebnisse werden zusätzlich zum A-Bild, bei welchem der Verlauf der Signalamplitude über der Zeit dargestellt wird, auch in Form von B-, C- und D-Bildern visualisiert.

Beim B-Bild wird die Intensitätsverteilung der reflektierten Signale entlang einer Messreihe über der Tiefe dargestellt. Die C-Bild Darstellung zeigt die Intensitätsverteilung auf einer Schnittfläche parallel zur Oberfläche in einer bestimmten Tiefe.

Bei der D-Bild Darstellung erfolgt analog zur B-Bild Darstellung ebenfalls eine Visualisierung von Signalintensitäten über der Bauteiltiefe, jedoch im Gegensatz zum B-Bild quer zur Messrichtung.

Während sich die Ultraschallprüftechnik schon seit Jahrzehnten bei der Prüfung von Metallen oder vergleichbaren homogenen Werkstoffen bewährt hatte, führte sie bei der Untersuchung von Betonbauteilen bis etwa Ende der 1990er Jahre ein Schattendasein.

Hierfür sind zwei wesentliche Gründe verantwortlich. Zum einen stellten die Heterogenität und die „Grobkörnigkeit“ des Betons die Forscher vor große Herausforderungen. Zum anderen war der Zeitaufwand für die Applikation der Sende- und Empfangssensorik am Bauwerk im Vergleich zu anderen Verfahren sehr aufwendig.

So kann die Entwicklung des auf Schwerwellen basierenden Punktkontakt- Ultraschallarrays, bei dessen Ankopplung es keines Koppelmittels bedarf, zurecht als Meilenstein in der zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen bezeichnet werden. Die Entwicklung eines Ultraschalltomografen, der ebenfalls mit Punktkontakt-Prüfköpfen arbeitet, scheint nochmals völlig neue Möglichkeiten zu eröffnen. Bei der Auswertung der Messungen des Tomografen wird die SAFT (Synthetic Aperture Focussing Technique), eine Rekonstruktionsrechnung, eingesetzt.

3.4.3.5.5 Impakt-Echo-Verfahren

Das Impakt-Echo-Verfahren ist ein zerstörungsfreies Prüfverfahren, das auf der Analyse von reflektierten Schallwellen beruht. Es wurde Ende der 1980er Jahre in den USA entwickelt.

Durch das Aufschlagen einer Stahlkugel (Impaktor) auf der Bauteiloberfläche werden elastische Wellen erzeugt, die sich im Untersuchungsobjekt (Bauteil) ausbreiten und an Grenzflächen zweier Materialien mit unterschiedlicher akustischer Impedanz (z.B. Übergang Beton-Luft) reflektiert werden.

Die Schwingungen, die durch die Ankunft der reflektierten Wellen an der Oberfläche entstehen, werden mit speziellen Sensoren erfasst. Das erfasste Zeitsignal wird mit einer FFT (Fast Fourier Transformation) analysiert und in ein Frequenzspektrum umgewandelt. Aus der Hauptfrequenz (f) des Signals lässt sich mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit (c_P) der Schallwellen im jeweiligen Material die Dicke (d) des Bauteils bzw. die Tiefenlage der Reflexionsebene ermitteln.

$$d = c_P / 2 \cdot f$$

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen ist materialabhängig und muss zuvor an Referenzbauteilen ermittelt oder die Bauteildicke mittels Kernbohrungen abgeglichen werden.

Das Impakt-Echo Verfahren ist ein Punktmessverfahren, d.h. zur flächigen Untersuchung von Bauteilen muss ein Messraster angelegt werden. Die Abstände der Messpunkte untereinander müssen auf die Messaufgabe abgestimmt sein, z.B. maximal tolerierbare flächige Ausdehnung einer Hohlstelle. Ein Hohlraum bzw. eine flächige Ablösung muss dabei mindestens eine Mächtigkeit von 0,1 mm haben, damit die einfallenden Schallwellen reflektiert werden.

Je nach zu erwartender Größe und Tiefenlage der Hohlstelle ist der Impaktor auszuwählen. Bei der Ortung von Hohlstellen ist es in der Regel erforderlich nacheinander mit 2-3 verschiedenen Impaktoren zu arbeiten, um durch die unterschiedlichen Auflösungen und Reichweiten der Schallwellen eine zuverlässige Beurteilung des Bauteils treffen zu können.

3.4.3.5.6 Potentialfeldmessungen

Unter der elektrochemischen Potentialfeldmessung wird ein Verfahren zur Ermittlung des Korrosionsverhaltens der Bewehrung in Stahlbetonbauteilen verstanden. Aufgrund des Messprinzips eignet sich das Verfahren vor allem zur Feststellung einer punktuellen Korrosion der Bewehrung (Lochfraßkorrosion), wie sie durch den Einsatz von Taumitteln auf mit Verkehr belasteten Flächen oftmals vorgefunden wird. Hauptanwendungsgebiete liegen demnach bei der Untersuchung von Brückentafeln oder Verkehrsflächen in Parkhäusern und Tiefgaragen.

Stabeinlagen im Beton sind in der Regel durch die Alkalität des Porenwassers im Beton mit einer Passivschicht versehen. Diese verhindert das Bestreben des Stahls in den energieärmeren oxidischen Zustand zurückzukehren. Durch Karbonatisierung der Betonrandzone oder das Eindringen von Chloriden in den Beton geht bei Überschreitung der jeweiligen Grenzwerte (Cl) bzw. sobald die Karbonatisierungsfront den Stahl erreicht, diese Passivschicht verloren und der Stahl liegt korrosionsbereit vor. Sofern zusätzlich noch Sauerstoff und Wasser in ausreichender Menge vorliegen, findet Korrosion statt.

Aus dem allgemeinen Messprinzip der elektrochemischen Potentialfeldmessung ergibt sich, dass ein Korrosionszustand nur dann festgestellt werden kann, wenn die Korrosion an einzelnen, getrennten Korrosionsnarben auftritt. Flächige Korrosionsherde, wie sie infolge einer Karbonatisierung des Betons auftreten, können mit der Methode nur eingeschränkt ermittelt werden.

Daher wird in der Regel die Potentialfeldmethode zum Nachweis chloridinduzierter Korrosion eingesetzt, weshalb sich die nachfolgenden Ausführungen ausschließlich auf diese Mechanismen beziehen.

Beim chloridinduzierten Korrosionsprozess gehen an der Anode (Lochfraßnarbe) positive Eisenionen (Fe^{++}) in Lösung. Die zurückbleibenden überschüssigen Elektronen wandern im Metall zur Kathode und reagieren dort in der Grenzfläche mit Sauerstoff und Wasser zu Hydroxidionen, so dass im Metall und im Elektrolyten (Wasser) wieder ein Gleichgewicht herrscht. An der Anode stellt sich wegen der Stahlauflösung ein geringeres elektrochemisches Potenzial ein als an der Kathode.

Mit einem hochohmigen Voltmeter, der an einem freigelegten Bewehrungsstahl angeschlossen und mit einer Bezugselektrode verbunden ist, werden diese Potentialdifferenzen an der Betonoberfläche gemessen.

Die leitende Ankopplung der Referenzelektrode an die Bauteiloberfläche erfolgt über einen mit Wasser getränkten Filz. Durch das Entlangführen der Sonde über der Bauteiloberfläche stellt sich bei Bereichen mit einer aktiven Korrosion ein geringeres elektrochemisches Potential ein, als in Bereichen mit keiner aktiven Korrosion.

Zur Messung ist ein Anschluss an die Bewehrung, sowie eine ausreichende Vermaschung der Bewehrung erforderlich. Es empfiehlt sich ein Abgleich der Messergebnisse an Sondieröffnungen durchzuführen, weshalb das Verfahren zu den zerstörungsarmen Untersuchungsmethoden gezählt werden muss.

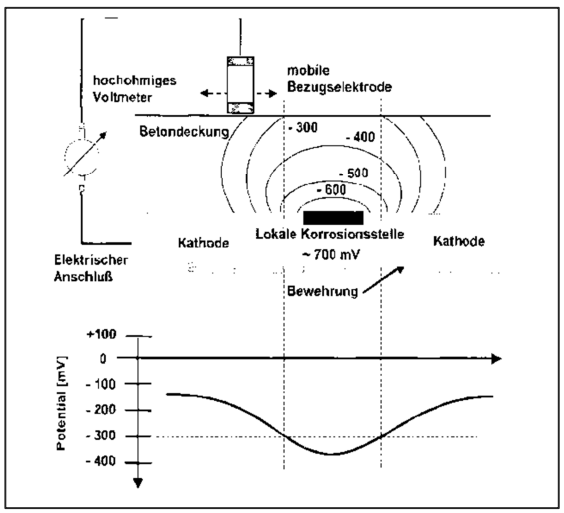


Abb. 3-9: Prinzip der Potentialfeldmethode

[Quelle: Sodeikat, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 9/2002]

Für die Untersuchung großer Flächen eignen sich besonders Radelektroden (Ein- oder Vierradelektroden). Hiermit ist man in der Lage, großflächige Bereiche schnell und kostengünstig zu detektieren. Mit Hilfe einer speziellen Auswertungssoftware können die Messwerte graphisch dargestellt und in Planunterlagen des zu untersuchenden Objektes übertragen werden.

Zu beachten sind die Einflussgrößen auf die Messung, wie z.B. Betonfeuchtigkeit, Chloridgehalt, Karbonatisierungstiefe und Betonzusammensetzung (insbesondere Zementart). Auf kunststoff- oder bitumenbeschichteten Oberflächen ist eine Potentialfeldmessung nicht möglich, da eine sichere elektrolytische Verbindung zum Beton nicht hergestellt werden kann.

Wie dargestellt, können nur zum Zeitpunkt der Messung korrosionsaktive Bereiche lokalisiert werden. Bereiche mit nennenswerten Querschnittsverlusten aber zum Zeitpunkt der Messung inaktiven Korrosion, können bei der Potentialfeldmessung nicht erfasst werden.

Das Verfahren gibt keine Anhaltswerte für früher stattgefundene, zum Erliegen gekommene Korrosionsprozesse. Aussagen über den Abrostunggrad der Bewehrung können nur an freigelegten Bewehrungsstäben getroffen werden und sind zerstörungsfrei nicht möglich.

3.4.3.5.7 Bestimmung der Bauteilfeuchte

- **Darr-Wäge-Verfahren**

Das Darr-Wäge-Verfahren gilt im Bauwesen als Referenzverfahren zur Bestimmung von Baustofffeuchten. Hierbei werden Materialproben, die dem Bauwerk entnommen wurden, gewogen, anschließend bei einer definierten Temperatur bis zur Gewichtskonstanz getrocknet und danach wieder gewogen. Aus der Gewichtsdifferenz lässt sich dann die Feuchte des Baustoffes ermitteln. Besonderes Augenmerk ist bei der Probenentnahme auf zusätzlichen Feuchteeintrag oder Hitzeentwicklung, z.B. infolge Kernbohrung zu richten.

Den geringsten Störeinfluss erhält man durch Herausstemmen der Probe. Bis zur Wägung im Labor sollte die Materialprobe durch einen luftdichten Verdunstungsschutz unbedingt vor weiterer Austrocknung geschützt werden. Die Messunsicherheit des Darr-Verfahrens wird üblicherweise mit ± 0,2 % angegeben. Dies setzt jedoch äußerste Sorgfalt bei der Probenahme und Versuchsdurchführung voraus.

Als Nachteile des Darr-Verfahrens gelten die aufgrund des zerstörenden Charakters üblicherweise begrenzte Anzahl von Proben, sowie die fehlende „Vor Ort - Aussage“.

- **CM-Prüfung**

Die Calciumcarbid-Methode, auch CM-Prüfung genannt, ist zur Bestimmung der Feuchte von mineralischen Baustoffen vorgesehen. Dazu wird dem Bauteil je nach vermuteter Durchfeuchtung eine Messprobe von etwa 10 bis 50 g entnommen.

Das Prüfgut wird in einem Mörser zerkleinert. Nicht berücksichtigt werden dabei die in der Probe enthaltenen, großen Zuschlagskörner, da diese mit Ausnahme der chemisch gebundenen Kernfeuchte keine für die Messung relevante Feuchtigkeit enthalten.

Nach genauem Abwiegen der Probe wird diese zusammen mit Stahlkugeln und einer Ampulle Calciumcarbid in eine Druckflasche aus Stahl gegeben. Die Flasche wird mit einem Manometerkopf verschlossen und kräftig geschüttelt. Das enthaltene Wasser bildet mit dem Calciumcarbid nach der folgenden Gleichung Acetylen:

$$CaC_2 + 2\ H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 + C_2H_2$$

Durch das entstehende gasförmige Acetylen wird ein konstanter Druck erzeugt, der am Manometer abgelesen werden kann.

Aus diesem Druck und der Probenmenge ergibt sich der Wassergehalt in Prozent, der aus Tabellen abgelesen werden kann. Die CM-Prüfung kann unkompliziert bei der Probeentnahme vor Ort vorgenommen werden, das heißt, es sind keine aufwendigen Laboruntersuchungen wie bei dem Darr-Wäge-Verfahren notwendig und man erhält direkt vor Ort Versuchsergebnisse.

3.4.3.5.8 Barkhausenrausch-Messungen

Bei Messungen des Barkhausenrauschens handelt es sich um induktive Messungen eines rauschartigen Signals. Dieses entsteht bei Einwirkung eines Magnetfeldes an einem ferromagnetischen Werkstoff. Das Signal ändert sich u.a. mit der elastischen Spannung im Werkstoff. So können neben anderen Materialeigenschaften auch vorhandene mechanische Spannungen in Oberflächennähe gemessen werden. Das Verfahren wurde an alten Betonstählen mit glatter Oberfläche erprobt (Messung und Auswertung: J. Ackermann. in [Bindseil/Schnell - 2009], [Bindseil - 2010]). Die Entwicklung des Verfahrens ist noch nicht abgeschlossen.

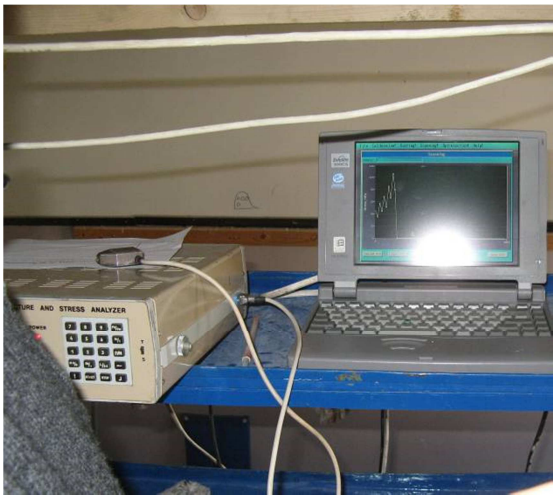


Abb. 3-10: Messapparatur Barkhausenrauschen

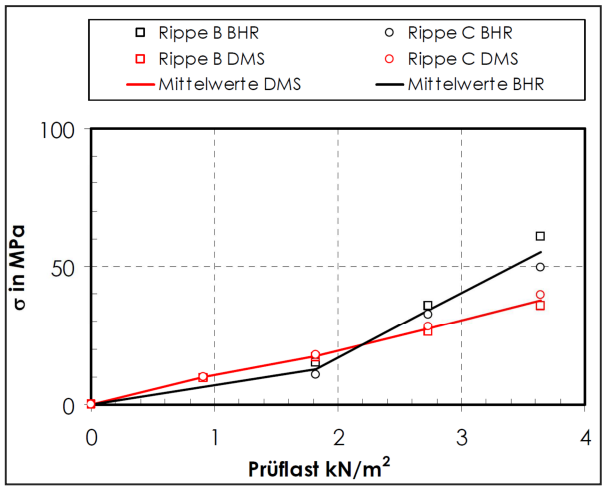


Abb. 3-11: Barkhausenrauschen versus Dehnungsmessstreifen

3.4.3.5.9 Bestimmung der Karbonatisierungstiefe

Die Messung der Karbonatisierungstiefe erfolgt durch Ansprühen einer frischen Bruch- oder Stemmfläche des Betons mit Phenolphthalein-Lösung. Im Inneren eines Bauteils liegt der pH-Wert meist über der für die Stahlkorrosion unkritischen Grenze von etwa 9,5. Der Beton färbt sich dort deutlich violett. Bei den farblich nicht reagierenden, betongrau bleibenden Randbereichen des Bauteils ist der pH-Wert bereits unter den kritischen pH-Wert gesunken, d.h. der Beton ist karbonatisiert. Dabei handelt es sich um den folgenden chemischen Vorgang, der von der Bauteiloberfläche ausgeht und sich mit der Zeit in Richtung Bauteilmitte fortsetzt:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$$

Das bei der Hydratation von Zement entstehende Calciumhydroxid ist stark alkalisch und sorgt für den Korrosionsschutz der Bewehrung im nicht karbonatisierten Beton. Mit der Zeit reagiert das Calciumhydroxid im Beton mit Kohlenstoffdioxid der Luft zu Calciumcarbonat.

Hiermit verbunden ist der Verlust des alkalischen Milieus, was auch als Depassivierung der Bewehrung bezeichnet wird und was gleichbedeutend mit dem Verlust des Korrosionsschutzes der Betonstahleinlagen ist. Kommt es nun zu einer Feuchtebeaufschlagung des Betons, führt dies unweigerlich zu einer Korrosion des Bewehrungsstahles mit den daraus resultierenden Folgen (Betonabplatzungen, etc.).

Mit der Zeit verlangsamt sich der Karbonatisierungsfortschritt im Beton, der zudem stark von der Betongüte, Porosität, Dichte, w/z-Wert und Feuchtegehalt des Betons abhängig ist. Bei allen unbeschichteten Betonen sind karbonatisierte Randbereiche vorzufinden, deren Ausmaß von den genannten Faktoren abhängig ist.

Befinden sich keine Bewehrungsstähle im Beton, bzw. liegt der Feuchtegehalt des Bauteilbetons unter dem für die Korrosion der Stahleinlagen kritischen Wert (vgl. Innenbauteile), kann die Karbonatisierungstiefe vernachlässigt werden.

Folgende Abbildung zeigt einen durch Korrosion der Bügelbewehrung geschädigten Stahlbetonbalken. Bei der an der unteren Seite frei gestemmten Kante war die Betondeckung des Stahls gerade noch ausreichend. Die violette Farbe zeigt, dass der pH-Wert über 9,5 liegt. Dies hat den Stahl bislang vor Korrosion geschützt. Darüber ist der Bügel bereits so stark korrodiert, dass die Betondeckung abgeplatzt ist. Ermöglicht wurde dies durch die Karbonatisierung des Betons in diesem Bereich, ersichtlich an der fehlenden Violett-Färbung. Weiter oben zeigen sich bereits rostbedingte Risse.



Abb. 3-12: Phenolphthalein-Test

3.4.3.5.10 Elementzusammensetzung mit EDX-Analyse:

Die EDX-Analyse (energiedispersive Analyse mit Röntgenstrahlung, in Kombination mit einem Rasterelektronenmikroskop) eignet sich besonders zur Untersuchung von mineralischen Baustoffproben, um die Elementzusammensetzung oder unerwünschte Beimengungen zu ermitteln. Das folgende Bild zeigt das Messdiagramm einer Betonprobe mit ungewöhnlich hohem Magnesiumgehalt, der zu Treiberscheinungen geführt hat.

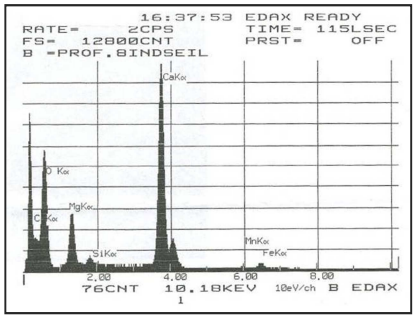


Abb. 3-13: EDX-Diagramm, Ermittlung eines Elementgehaltes über Energie der elementspezifischen Streustrahlung

3.4.4 Hinweise zu statischen und konstruktiven Problemen mit älteren Stahlbetonbauten

3.4.4.1 Allgemeine Anmerkungen

Bei der Nachrechnung von älteren Bestandsbauten ergeben sich häufig kaum überwindbare Probleme aufgrund grundlegender Unterschiede in der konstruktiven Durchbildung der Bauteile, insbesondere hinsichtlich der Bewehrungsführung, im Vergleich mit aktuellen Vorschriften. Auf einige häufig auftretende Schwierigkeiten wird im Folgenden hingewiesen.

3.4.4.2 Bewehrungsführung in Platten

Geschossdecken aus massiven Stahlbetonplatten wurden in der Anfangszeit des Eisenbetonbaus so hergestellt, dass eine dünne Betonschicht aus relativ trockenem Beton auf der Schalung ausgebracht, darauf die Bewehrung verlegt und mit weiterem Beton bedeckt wurde. Dieser wurde durch Stampfen verdichtet.

Bis etwa zum Ende des Ersten Weltkrieges wurde die Bewehrung von Platten meist einachsig ohne Querverteilereisen ausgeführt, was nachfolgend aufgeführte Konsequenzen nach sich zog:

- unregelmäßige Achsabstände der Bewehrungsstäbe untereinander,
- Schieflagen der Bewehrungsstäbe im Grundriss,
- Trennrisse in Spannrichtung der Decken in seitlichen Abständen von einigen Metern infolge fehlender Rissverteilung in Querrichtung.

Weiterhin wurde häufig die gesamte Feldbewehrung vor den Auflagern hochgebogen. Die heutige Forderung, dass 50 % der Feldbewehrung ins Auflager zu führen ist, wurde auch nicht annähernd erfüllt. Abb. 3-14 stammt aus einem Lehrbuch aus dem Jahre 1908.

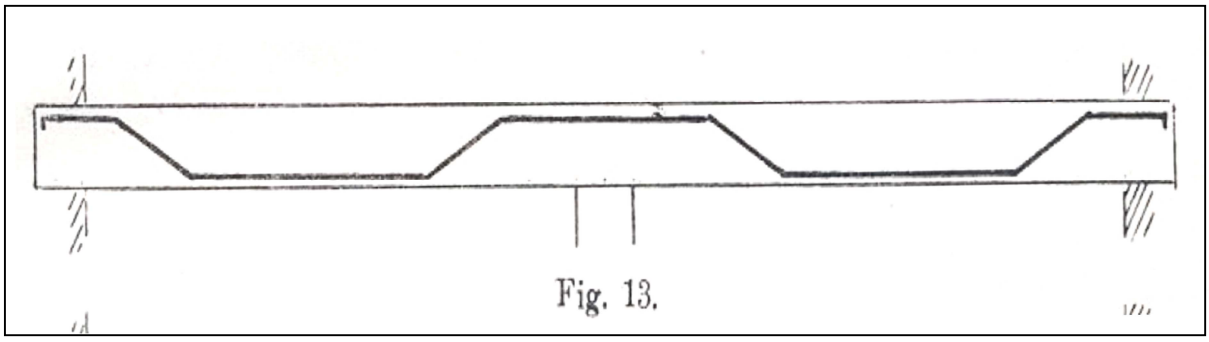


Abb. 3-14: Bewehrungsführung in Stahlbetonplatten nach [Haberstroh – 1908]

3.4.4.3 Bewehrungsführung in Balken

In älteren Stahlbetonbauwerken wurden wenig Bügel eingesetzt, dafür jedoch sehr viele über die Balkenlänge verteilte Schrägaufbiegungen. Diese gestatteten einen rechnerischen Ansatz der Bewehrung gleichzeitig als Feld-, Schub- und Stützbewehrung.

Diese Bauweise wurde noch in [DIN 1045 – 1959] gefordert. Ein Mindestbügelanteil wird nicht explizit gefordert. Bügel sind aber mit Ausnahme bei Wohngebäuden anzuordnen.

In [DIN 1045 – 1972] werden weder Schrägaufbiegungen noch Bügel bevorzugt und eine anteilige Aufteilung wird nicht definiert. Erst in [DIN 1045 – 1978] und [DIN 1045 – 1988] wird über die Abdeckung von 25 % des Grundwertes der Bemessungsschubspannung mit Bügeln eine Aufteilung gefordert, die zu einem höheren Bewehrungsgehalt von Bügelbewehrung führt. Die aktuelle Norm [DIN 1045-1 – 2008] verlangt, dass mindestens 50 % der Querkraft durch Bügel aufzunehmen ist. Grund hierfür ist die spaltende Wirkung der Aufbiegung größerer Stabdurchmesser.

Die früher übliche, fast ausschließliche Schubdeckung über Schrägaufbiegungen widerspricht also den neueren Fassungen der DIN 1045. Sofern beim Bauen im Bestand außerhalb des Bestandsschutzes Nachweise nach [DIN 1045-1 – 2008] erforderlich werden, ergeben sich hieraus Schwierigkeiten, die z.B. zu Verstärkungen mit außen liegender Schubbewehrung führen können.

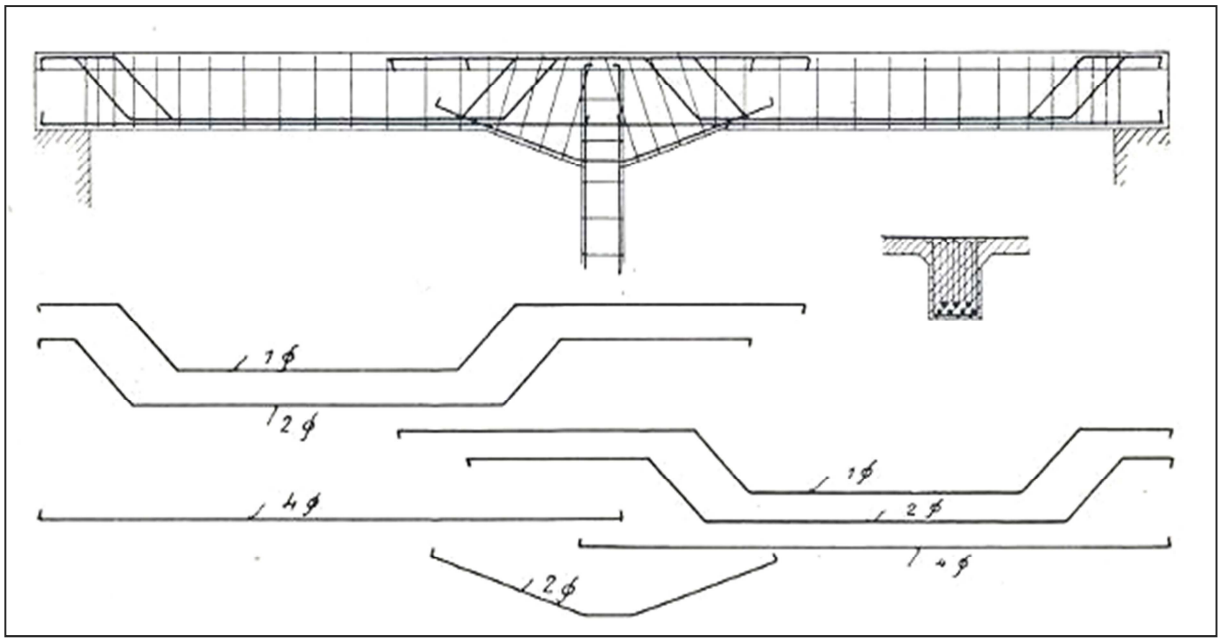


Abb. 3-15: Bewehrungsführung eines Unterzuges mit Schrägaufbiegungen [Schlüter – 1914]

Das Wissen um diese Art der Bewehrungsführung ist auch für die zerstörungsfreie Detektierung der Bewehrung wichtig. Die in Abb. 3-15 erkennbare zweite Bewehrungslage im Feld und die Aufbiegungen im Querschnittsinneren sind zerstörungsfrei kaum direkt zu lokalisieren. Die obere Bewehrung ist ebenfalls oft nicht oder nur schwer zugänglich (Entfernen von Fußboden- oder Dachaufbau).

Durch Messen an den Unter- und Obersichten an den in Abb. 3-15 angedeuteten Stellen kann über die jeweils vorhandenen Längsstäbe indirekt auf Aufbiegungen geschlossen werden. Grundsätzlich muss immer an einigen Stellen die Bewehrung durch Stemmen freigelegt werden. In den mit Schrägaufbiegungen versehenen Stegbereichen sollten möglichst keine Kernbohrungen vorgenommen werden.

3.4.4.4 Bewehrungsführung in Konsolen

Bis in die Zeit nach dem Zweiten Weltkrieg wurden Konsolen nicht wie heute mit liegenden Schlaufen und kleinen Bewehrungsdurchmessern, sondern mit großen Stabdurchmessern in Form stehender Schlaufen und entsprechend großen Biegerollendurchmessern ausgeführt.

Viele dieser Konsolen weisen die in Abb. 3-16 gezeigten Risse und Abplatzungen auf. Eine Betoninstandsetzung z.B. nach [DAfStb Rili SIB - 2001] ist nur in seltenen Fällen möglich. Meist müssen Stahlabfangungen untergebaut werden.

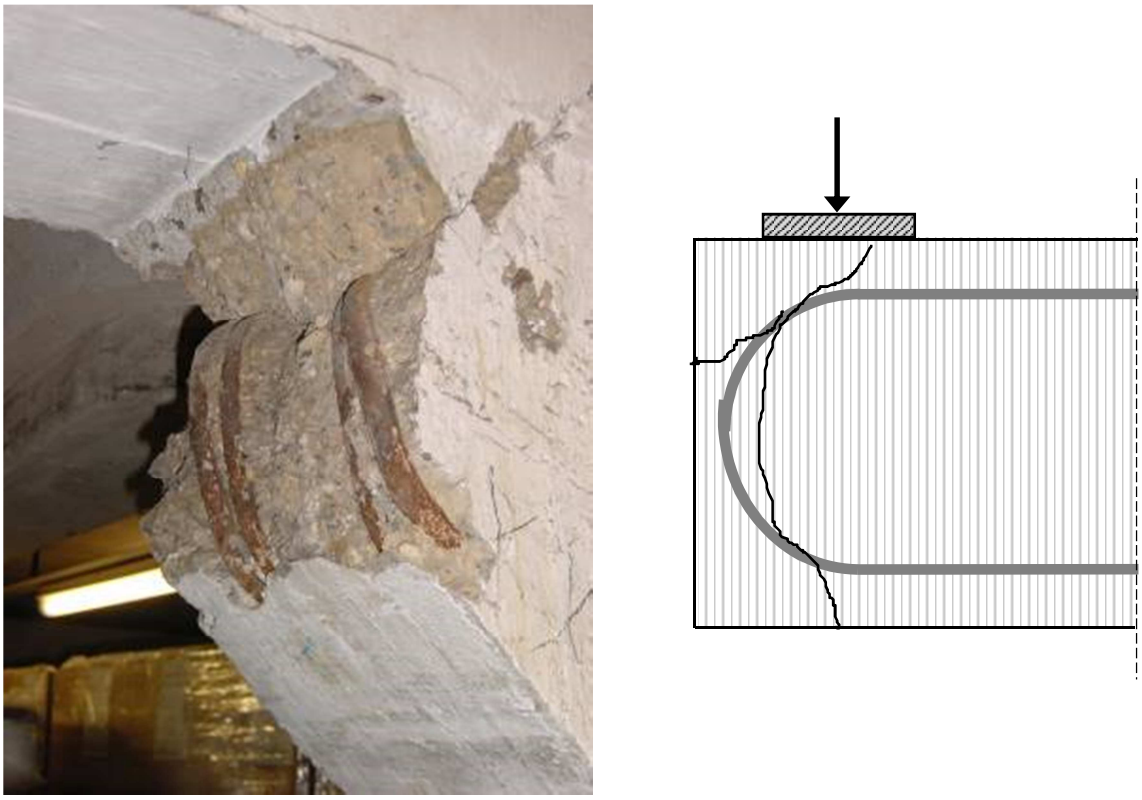


Abb. 3-16: Ältere Konsole – Schäden durch falsche Bewehrungsführung [Bindseil – 2007]

3.4.4.5 Schäden durch Unwissenheit über die Bewehrungsführung

Beim Umbau eines Gebäudes aus den 1940er Jahren wurde von einer Sanitärfirma eine Kernbohrung an der Unterseite eines Unterzuges ausgeführt und dabei die gesamte Feldbewehrung von 7 Ø 28 durchgeschnitten. Der eigentlich unvermeidliche Einsturz wurde verhindert, weil kurz zuvor eine nichttragende Kalksandstein-Wand zur Raumabtrennung untergebaut worden war.

3.4.4.6 Schäden durch Fehlleistungen

Beim Innenausbau eines Verwaltungsgebäudes hatten Monteure von Trockenbauwänden (trotz Erläuterung durch die Bauleitung) die Deckenkonstruktion nicht beachtet. Auf zwei Etagen wurden in die noch unverputzten Spannbetonhohldielen Dübellöcher gebohrt und dabei eine sehr große Anzahl von Spannlitzen beschädigt.

Nach Inspektion mit dem Endoskop wurde ein Schadenskataster erstellt. Eine aufwendige statische Nachrechnung konnte gerade noch die Verstärkung mit CFK-Lamellen vermeiden.

3.4.4.7 Mögliche Schäden durch Unwissen über Konstruktion

In der Zeit zwischen 1870 und 1914 wurden an Wohn- und Geschäftshäusern viele Balkone aus Naturstein angebaut. Zahlreiche dieser Balkone werden durch versteckte Stahlträger und Zugstangen gehalten. [Ahnert/Krause – 2009]

Häufig wurden in vertikalen Schlitzen an der Innenseite der Mauerwerkswände Zuganker zur Aufnahme des Kragmomentes angeordnet. Es wäre fatal, wenn solche Zugstangen, z.B. beim Einbau horizontaler Mauerwerksschlitze, aus Unwissenheit durchtrennt werden würden.



Abb. 3-17: An diesem Stahlanker hängt ein Balkon

3.5 Bestimmung charakteristischer Werkstoffkennwerte

3.5.1 Baustoffe

Wird die Nachrechnung von Bestandsbauten erforderlich, muss dies grundsätzlich nach dem aktuellen Normenwerk sowie den aktuellen technischen Baubestimmungen erfolgen. Dies hat zur Folge, dass die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe entsprechend der neuen Normengeneration als charakteristische Werkstoffkennwerte benötigt werden.

Werkstoffkennwerte stellen dabei keine physikalisch bedingten Absolutwerte dar, sondern hängen von einer Vielzahl von Randbedingungen wie Probekörpergeometrie, -alter, Prüfverfahren und Versuchsdurchführung ab. Anhand von Umrechnungsfaktoren können die einzelnen Randbedingungen berücksichtigt und ineinander umgerechnet werden.

Das aktuelle semiprobabilistische Sicherheitskonzept setzt voraus, dass ein Werkstoffkennwert als charakteristische Kenngröße vorliegt. Nach [DIN EN 1990:2010] ist als Werkstoffkennwert „Wert einer Baustoffeigenschaft … mit bestimmter Auftretenswahrscheinlichkeit bei unbegrenzter Probenzahl. Dieser Wert entspricht in der Regel einer bestimmten Fraktile (= Quantile) der statistischen Verteilung…“ definiert.

3.5.2 Bewertung nach Norm

Setzt man voraus, dass die bei der Errichtung eines Stahlbetonbauwerks verwendeten Materialien Beton und Betonstahl den Anforderungen der zu dieser Zeit gültigen Normen entsprachen, können die für sie charakteristische Werkstoffkennwerte abgeleitet werden.

In den vor 1972 erschienen Normenwerken sind die Werkstoffkennwerte für Beton, Betonstahl und Spannstahl im Allgemeinen nicht als bestimmte Quantile festgelegt. Sie müssen daher unter der Annahme der für die Werkstoffkennwerte üblichen Verteilungen und den damals vorliegenden Streuungsniveaus bestimmt werden.

Weiterhin ist es erforderlich, die zum Verwendungszeitpunkt gültigen Prüfbestimmungen mit den heutigen zu vergleichen. Bei Abweichungen in den Prüfbestimmungen der alten Normengenerationen im Vergleich zu den aktuell geforderten Referenzgrößen, müssen diese durch entsprechende Umrechnungsfaktoren angepasst werden.

Die in den beiden folgenden Kapiteln für Beton und Betonstahl aufgeführten Materialkennwerte können zur Vorbemessung eines Tragwerkes verwendet werden. Zur Ausführungsbemessung sind die in den Tabellen enthaltenen Angaben jedoch am Bauwerk durch Bestandsuntersuchungen zu verifizieren.

3.5.2.1 Beton

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit stellt die Betondruckfestigkeit den wichtigsten Werkstoffkennwert des Betons dar. Aus ihm lassen sich zumindest für eine Vorbemessung weitere benötigte Kennwerte wie E- Modul und Zugfestigkeit ableiten.

Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} bezieht sich nach [DIN 1045-1:2008] auf die charakteristische Mindestdruckfestigkeit von Zylindern $f_{ck,cyl}$ wie sie in den Festigkeitsklassen nach [DIN EN 206-1:2001] und [DIN 1045-2:2008] definiert ist. Sie entspricht dem erwarteten Festigkeitswert nach 28 Tagen bei feuchter Lagerung, unter den 5 % der Grundgesamtheit aller möglichen Festigkeitswerte der Menge des betrachteten Betons fallen (5 %-Quantil).

Zur Bestimmung der Druckfestigkeit kommen Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm zur Verwendung. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper regelt [DIN EN 12390-2:2009]. Die anschließende Druckprüfung erfolgt gemäß [DIN EN 12390-3:2009].

In Deutschland ist zudem die Verwendung von Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm und einer Trockenlagerung der Proben bis zur Prüfung (1 d Schalung, 6 d Wasser, 21 d Luft) zulässig. Mit Hilfe von Umrechnungsfaktoren können die sich aus den unterschiedlichen Probekörpergeometrien und Lagerungsbedingungen ergebenden Auswirkungen auf die Prüfergebnisse berücksichtigt und ausgeglichen werden.

Wie Untersuchungen von Rüsch et al. [DAfStb-H206 - 1969] zeigen, sind die Festigkeitswerte von Probekörpern zum größten Teil annähernd normal verteilt. Es wird aber auch angemerkt, dass es bei niedrigeren Betongüten sinnvoll sein kann, von einer logarithmischen Normalverteilung auszugehen.

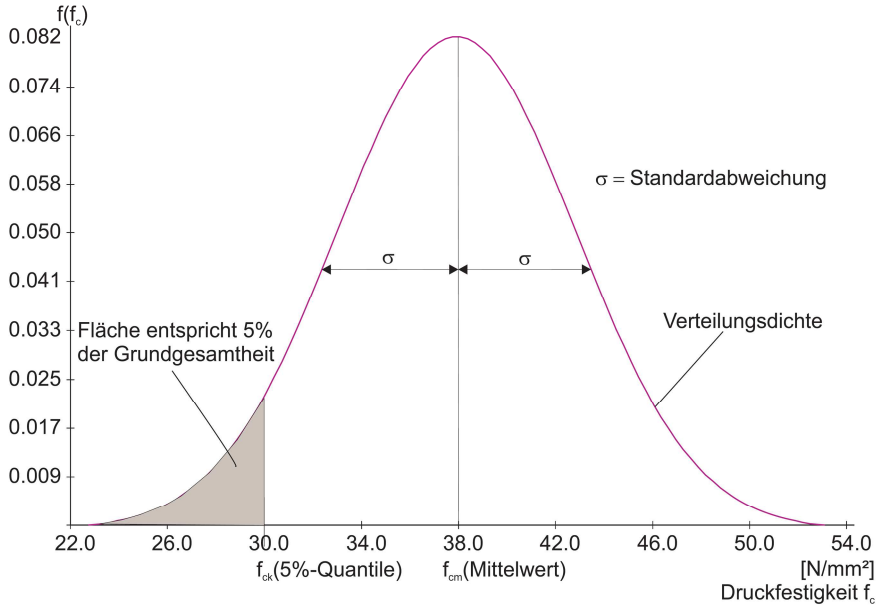


Abb. 3-18: Festigkeitsverteilung von Beton nach [DIN 1045-1:2008]

In Abb. 3-19 ist das Streuungsverhalten der Betondruckfestigkeit auf Baustellen der 1950er Jahre dargestellt, über das weitere Untersuchungsergebnisse aus [DAfStb-H206 - 1969] Aufschluss geben. Die Ergebnisse beruhen dabei auf der Auswertung von Probekörperfestigkeiten von 829 Baustellen im In- und Ausland.

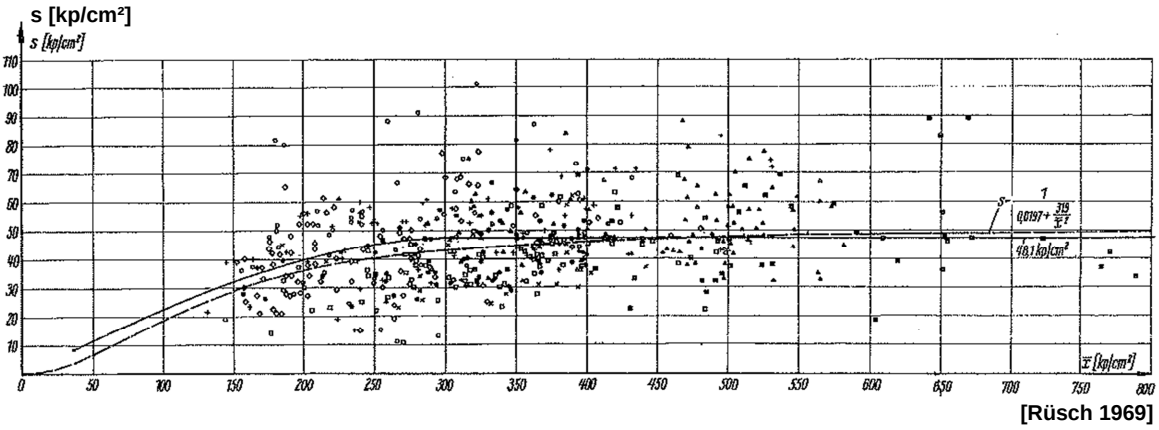


Abb. 3-19: Streuungsverhalten der Betondruckfestigkeit auf Baustellen der 1950er Jahre [DAfStb-H206 - 1969]

Demnach beträgt die Standardabweichung im Mittel 4,7 N/mm² ab einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von $f_{cm,cube200}$ = 30 N/mm². Für geringere Druckfestigkeiten steigt sie in etwa einer Parabel folgend an. Über eine entsprechende Regressionsrechnung in [DAfStb-H206 - 1969] ergibt sich das mittlere Streuungsverhalten über der mittleren Druckfestigkeit für Betone der damaligen Zeit wie folgt:

$$s = \frac{1}{0{,}197 + \frac{31{,}9}{f_{cm.cube200}^{\ 2}}} \left[\mathrm{N/mm^2}\right]$$

Da sich mittlerweile die Bedingungen zur Herstellung, Transport und Einbau von Beton wesentlich verbessert haben und nicht mehr mit den Bedingungen von damals verglichen werden können, ist bei modernen Betonen nach EN 206-1 von einer geringeren Standardabweichung auszugehen. Dies ist insbesondere auf die Umstellung von vor Ort gemischten Baustellenbeton auf werksgemischten Transportbeton mit einer hohen standardisierten Qualitätskontrolle zurückzuführen.

Als Einflüsse auf die Standardabweichung der Betonfestigkeit können die Art und Gleichmäßigkeit der Grundwerkstoffe, die technischen und betrieblichen Einrichtungen der Betonbereitung, die Sorgfalt und berufliche Qualifikation der Belegschaft, die Witterung, die Dauer der Betonierarbeiten sowie der Grad der Überwachung genannt werden.

Eine Bewertung der jeweiligen Prüfbedingungen zwischen 1904 bis heute zeigt, dass die Ergebnisse von früheren Druckversuchen an Probekörpern aus Beton ab 1916 vergleichbar zu den heutigen sind. Zur Umrechnung der bis 1972 geforderten mittleren Druckfestigkeiten von Betongüten und -klassen in die geforderten 5 %-Quantile, sind diese anhand von Verteilungsfunktionen und den dazugehörigen Parametern zu beschreiben.

In Tabelle 3-4 sind die im jeweiligen Zeitraum verwendeten Probekörper zu Bestimmung der Druckfestigkeit von Beton zusammengestellt.

Tabelle 3-4: Übersicht der Probekörper zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit

Zeitraum	**Referenzform der Probekörper zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit**	**Regelung**
1904-1916	Würfelform, Kantenlänge = 30 cm	Vorläufige Leitsätze Preußische Bestimmungen
1916-1925	Würfelform, Kantenlänge = 30 cm (Beton) Kantenlänge = 20 cm (Eisenbeton)	Anhang DAfEB (1916)
1925- 1972	Würfelform, Kantenlänge = 20 cm	DIN 1048
1963-1980 DDR	Würfelform, Kantenlänge = 20 cm	TGL 0-1048
1972-1988	Würfelform, Kantenlänge = 20 cm	DIN 1045
1980-1990 DDR	Würfelform, Kantenlänge = 15 cm	TGL 33433/04
1988-2001	Würfelform, Kantenlänge = 20 cm	DIN 1045
ab 2001	Zylinderform, Durchmesser/Höhe = 15/30 cm	DIN 1045-1

Zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Prüfkörpergeometrien und Lagerungsbedingungen der jeweiligen historischen Regelwerke müssen die folgenden Umrechnungsfaktoren berücksichtigt werden:

- Umrechnungsfaktor $k_{150/200}$ für die Umrechnung zwischen Würfelproben mit 200 mm Kantenlänge und Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge nach [DIN 1045:1988]:

$$\frac{f_{\text{c, cube 150}}}{f_{\text{c, cube 200}}} = k_{150/200} = 1{,}05$$

- Umrechnungsfaktor $k_{\text{cyl/cube}}$ für die Umrechnung zwischen Würfelproben mit Kantenlänge 150 mm und Zylinderproben mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Höhe. Nach [DIN EN 206-1:2001] für normalfeste Betone im Mittel bei 0,81 und für höher feste Betone bei 0,84. Er wird für alle Druckfestigkeiten gewählt zu:

$$\frac{f_{\text{c, cyl}}}{f_{\text{c, cube150}}} = k_{\text{cyl/cube}} = 0{,}82$$

mit:

$f_{\text{c,cube150}}$ Betondruckfestigkeit eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge,

$f_{\text{c,cube200}}$ Betondruckfestigkeit eines Würfels mit 200 mm Kantenlänge,

$f_{\text{c,cyl}}$ Betondruckfestigkeit eines Zylinders (d / h = 150 / 300 mm)

- Umrechnungsfaktor k_{L} zur Berücksichtigung der Trockenlagerung von Normalbeton bis einschließlich C50/60 (1 Tag Schalung, 6 Tage Wasser, 21 Tage Luft) im nationalen Anwendungsteil im Vergleich zur Nasslagerung bis zur Prüfung nach [DIN EN 12390-2:2001] über 28 Tage:

$$\frac{f_{\text{c,cube150}}}{f_{\text{c,dry}}} = k_{\text{L}} = 0{,}92$$

mit:

$f_{\text{c,cube150}}$ Betondruckfestigkeit eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge bei 28 tägiger Lagerung unter Wasser,

$f_{\text{c,dry}}$ Betondruckfestigkeit eines Würfels mit 150 mm Kantenlänge bei Trockenlagerung

Zur Umrechnung der zwischen 1916 und 1943 geforderten mittleren Würfeldruckfestigkeit $f_{\text{cm.cube200}}$ in 5 %-Quantile der aktuellen Normen werden diese als normalverteilt angenommen. Dabei wird die geforderte mittlere Druckfestigkeit $f_{\text{cm.cube200}}$ als Erwartungswert μ und die mittlere Standardabweichung s als Standardabweichung σ der Grundgesamtheit angenommen.

Unter Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren ergibt sich die charakteristische Betondruckfestigkeit zu:

$$f_{\text{ck}} = \left(\text{f}_{\text{cm, cube200}} + u_p \cdot \sigma\right) \cdot k_{150/200} \cdot k_{\text{cyl/cube}} \cdot k_{\text{L}}$$

mit:

u_{p} p-Quantile der Standardnormalverteilung (tabelliert, z. B. $u_{0{,}05}$ = -1,645)

Ab 1943 wurde die Überwachung des Betons während der Bauausführung für Güteklassen ab B 160 zum Nachweis der Betongüte gemäß [DIN 1045:1943] gefordert.

Untersuchungen [Schnell/Loch/Zhang – 2010] zeigen, dass die damals zusätzlich geforderte Mindestdruckfestigkeit $f_{c.min} = 0{,}85 \cdot f_{cm,cube200}$ der Güteprüfung nach [DIN 1045:1943] als charakteristische Druckfestigkeit angenommen werden kann. Dazu wurden umfangreiche statistische Untersuchungen durchgeführt, die zufällig ausgewählte Stichproben auf die entsprechende Güteanforderung hin überprüft und auswertet.

Über einen entsprechenden Algorithmus kann dann die o.g. Annahme getroffen werden. Unter Berücksichtigung der Umrechnungsfaktoren ergeben sich für die entsprechenden Betongüten ab 1943 bis 1972 die Werte nach:

$$f_{ck} = 0{,}85 \cdot f_{cm,cube200} \cdot k_{150/200} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_L$$

Von 1972 bis 2001 sind die Betonfestigkeitsklassen der einzelnen Fassungen der DIN 1045 entsprechend ihrer Nennfestigkeit β_{WN} gegliedert. Sie entspricht dem 5 %-Quantil der Grundgesamtheit $f_{ck,cube200}$. Da sich auch diese Festigkeiten wieder auf die Würfelfestigkeit (Kantenlänge 200 mm) von 28 Tagen „trocken“ gelagerten Probekörpern beziehen, ergibt sich deren charakteristische Druckfestigkeit zu:

$$f_{ck} = f_{ck,cube200} \cdot k_{150/200} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_L$$

Für Betonfestigkeitsklassen von 1980 bis 1990 nach [TGL 33411-01:1979] ist die Normwürfeldruckfestigkeit R_n, geprüft an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge, ebenfalls als 5 %-Quantile der Grundgesamtheit definiert ($f_{ck,cube150}$). Somit ergibt sich für die Umrechnung:

$$f_{ck} = f_{ck,cube150} \cdot k_{cyl/cube} \cdot k_L$$

Die Zuordnung der historischen Betongüten in charakteristische Betondruckfestigkeitsklassen nach EN 206-1 basiert auf der Forderung des aktuellen semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzeptes im aktuellen Normenwesen.

Die in o.a. Tabellen angegebenen charakteristischen Betondruckfestigkeiten weisen geringfügige Unterschiede zu den im DBV-Merkblatt „*Beton und Betonstahl*“ angegebenen charakteristischen Betondruckfestigkeiten auf, welche auf unterschiedlichen Auswerteverfahren beruhen.

Während die Zuordnung der Festigkeitsklassen im DBV-Merkblatt über die Bestimmung von zulässigen Spannungen und deren Auswertung erfolgt, wurde die Zuordnung der Festigkeitsklassen in vorliegendem Forschungsbericht auf Grundlage statistischer Auswertungen vorgenommen.

Angemerkt sei, dass die Zuordnung der Festigkeitsklassen nach diesen Tabellen ebenfalls nicht mit der Zuordnung des DIBts aus dem Jahr 2002 [Hartz – 2002] verglichen werden kann. Die dort gestellten Festlegungen gelten nur für den Fall, dass ein Beton mit Betonfestigkeitsklasse nach früherem Normenwerk bestellt wurde (zum Beispiel B 35) und gemäß der Betonfestigkeitsklasse nach neuerem Normenwerk geliefert werden soll (C30/37).

Die nach oben genannten Formeln berechneten charakteristischen Betondruckfestigkeiten für zwischen 1916 und 1972 produzierte Betone sind in Tabelle 3-5 und für ab 1972 hergestellte Betone in Tabelle 3-6 zusammengestellt.

Tabelle 3-5: Zuordnung der Druckfestigkeiten verschiedener Betongüten und –klassen von 1916 bis 1972 (bzw. 1980 nach TGL) zu den Druckfestigkeitsklassen nach [DIN EN 206-1:2001]

Zeitraum	Betonfestigkeitsgüte/ bzw. -klasse	f_{ck} [N/mm^2]	Druckfestigkeitsklasse [DIN EN 206-1:2001]
1916-1925 DAfEB 1916	W_{28} = 150 kg/cm^2	8,0	C8/10
	W_{28} = 180 kg/cm^2	9,5	C8/10
1925-1932 DIN 1045:1925-09	W_{b28} = 100 kg/cm^2	5,0	-
	W_{b28} = 130 kg/cm^2	7,0	-
	W_{b28} = 180 kg/cm^2	10,0	C8/10
1932-1943 DIN 1045:1932-05 DIN 1045:1937-05	W_{b28} = 120 kg/cm^2	6,5	-
	W_{b28} = 160 kg/cm^2	8,5	C8/10
	W_{b28} = 210 kg/cm^2	12,0	C12/15
1943-1972 DIN 1045:1943-03 DIN 1045:1959-11 TGL bis 1980 0-1045:1963-04 0-1045:1973-04	B 120	6,5	-
	B 160	11,0	C8/10
	B 225	15,0	C12/15
	B 300	20,0	C20/25
	B 450	30,0	C30/37
	B 600	40,0	C40/50

Tabelle 3-6: Zuordnung der Druckfestigkeiten verschiedene Betonklassen von 1972 bis 2001 zu den Druckfestigkeitsklassen nach [DIN EN 206-1:2001]

Zeitraum	Betonfestigkeitsklasse	f_{ck} [N/mm^2]	Druckfestigkeitsklasse [DIN EN 206-1:2001]
1972-1978 DIN 1045:1972-01	Bn 50	4,0	-
	Bn 100	8,0	C8/10
	Bn 150	12,0	C12/15
	Bn 250	20,0	C20/25
	Bn 350	27,5	C25/30
	Bn 450	35,5	C35/40
	Bn 550	43,5	C40/50
1978-2001 DIN 1045:1978-12 DIN 1045:1988-07	B 5	4,0	-
	B 10	8,0	C8/10
	B 15	12,0	C12/15
	B 25	20,0	C20/25
	B 35	27,5	C25/30
	B 45	35,5	C35/40
	B 55	43,5	C40/50

Fortsetzung Tabelle 3-6:

Zeitraum	Betonfestigkeitsklasse	f_{ck} [N/mm^2]	Druckfestigkeitsklasse [DIN EN 206-1:2001]
TGL von 1980-1990 33411/01:1979-06	Bk 5	4,0	-
	Bk 7,5	5,5	-
	Bk 10	7,5	~ C8/10
	Bk 15	11,5	~ C12/15
	Bk 20	15,0	C12/15
	Bk 25	19,0	C16/20
	Bk 35	26,5	C25/30
	Bk 45	34,0	C30/37
	Bk 55	41,5	C40/50

3.5.2.2 Betonstahl

Zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurde ausschließlich gewalzter Flussstahl als Betonstahl verwendet. Dabei handelt es sich um naturharte Stähle, die ihre Endfestigkeit durch die gewählte chemische Zusammensetzung erhalten.

In den 1920er Jahren kam bei kleinen Abmessungen erstmals gezogener Draht zum Einsatz, welcher seine Endfestigkeit durch zwei Prozessschritte erhält. Die Werkstoffeigenschaften werden zunächst über die chemische Zusammensetzung als warmgewalzter Draht und anschließend durch eine an den Walzprozess anschließende Kaltverformung gesteuert.

Durch die Kaltverformung kann die Streckgrenze eines warmgewalzten Stahles zu Lasten seines Verformungsvermögens erhöht werden, dargestellt in Abb. 3-20.

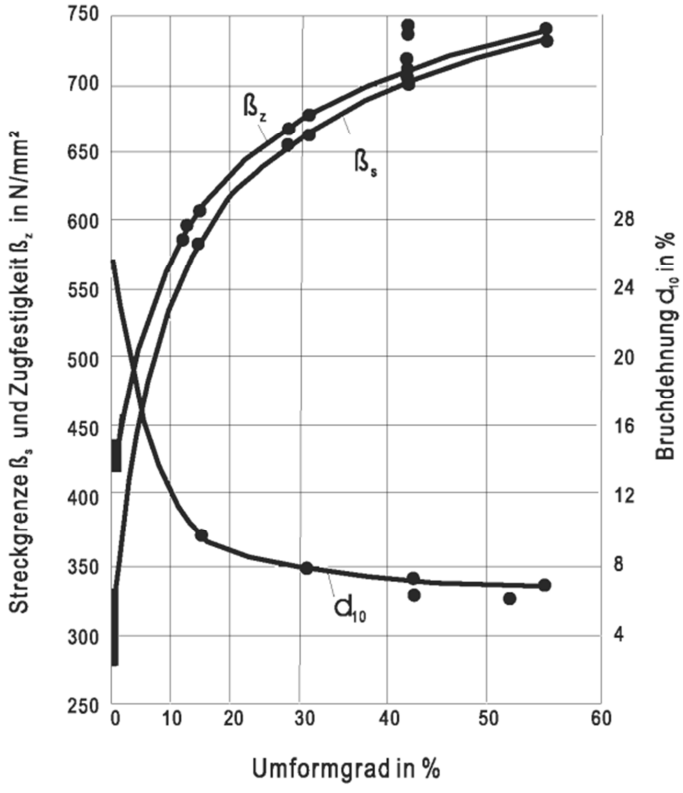


Abb. 3-20:
Einfluss des Umformungsgrads auf β_S ($R_{p0,2}$), β_Z (R_m) und δ_{10} (A_{10}) bei einem unlegierten Stahl [Rußwurm - 2000]

Zur Kaltverformung stehen dabei nachfolgend aufgeführte Möglichkeiten zur Verfügung.

- Drahtziehen,
- Kaltwalzen,
- Recken,
- Tordieren,
- Verdrillen,
- kontinuierliches Wechselbiegen.

Die Drähte des 1929 auf den Markt gekommenen Baustahlgewebes oder die Drähte des Benzinger-Geflechtes waren kaltgezogen. Verdrillt wurde ein quadratischer Ausgangsquerschnitt zum sogenannten Drillwulststahl (ca. 1930). Ebenfalls durch Verdrillen wurde der ISTEG-Stahl (ca. 1935) erzeugt. Der später in großem Umfang eingesetzte Tor-(Rippen-)Stahl (etwa seit 1940) wurde tordiert, was eine ungleichmäßige Festigkeitsverteilung über den Umfang zur Folge hatte.

Das Kaltverformen hat neben seiner günstigen Wirkung auf die Festigkeitssteigerung noch einen weiteren wichtigen Aspekt. Bei dem Ausgangsmaterial handelt es sich in der Regel um unlegierten Stahl mit einem niedrigen Kohlenstoffgehalt, weshalb dieser Stahl schweißgeeignet ist.

Seit die Walzwerke in der Lage sind, geripptes Material zu walzen, sind die ursprünglich auch bei Stabstählen ($d_S \geq 16$ mm) eingesetzten Kaltverformungsvorgänge völlig verschwunden.

Seit dem Ende der 1970er Jahre werden Betonstabstähle mehr und mehr – heute nahezu ausschließlich – nach dem Thermex-/Tempcore-Verfahren hergestellt. Mit diesem Verfahren des partiellen Vergütens (Selbstanlassen) versuchten ursprünglich die integrierten Hüttenwerke die legierungstechnischen Vorteile der Schrottschmelzer in den Mini-Elektrostahlwerken zu kompensieren.

Es stellte sich heraus, dass sich mit diesem Verfahren auf Basis einer einfachsten Analyse ein schweißgeeigneter Betonstahl der Sorte BSt 500 S herstellen läßt. In Europa wird derzeit Betonstabstahl fast ausschließlich nach diesem Verfahren produziert.

Die moderne Stahl- und Walzwerktechnologie gestattet es, Betonstahl bezüglich seiner Festigkeiten, der Querschnittstoleranzen sowie der für den Verbund wichtigen Oberflächengestaltung gezielt herzustellen.

In Abb. 3-21 ist ein zeitlicher Überblick über die Entwicklung der Stahlherstellung angegeben. Die o.g. Aufführungen wurden dem Aufsatz „*Entwicklung der Betonstähle*“ von D. Rußwurm [Rußwurm - 2000], herausgegeben durch das Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., entnommen.

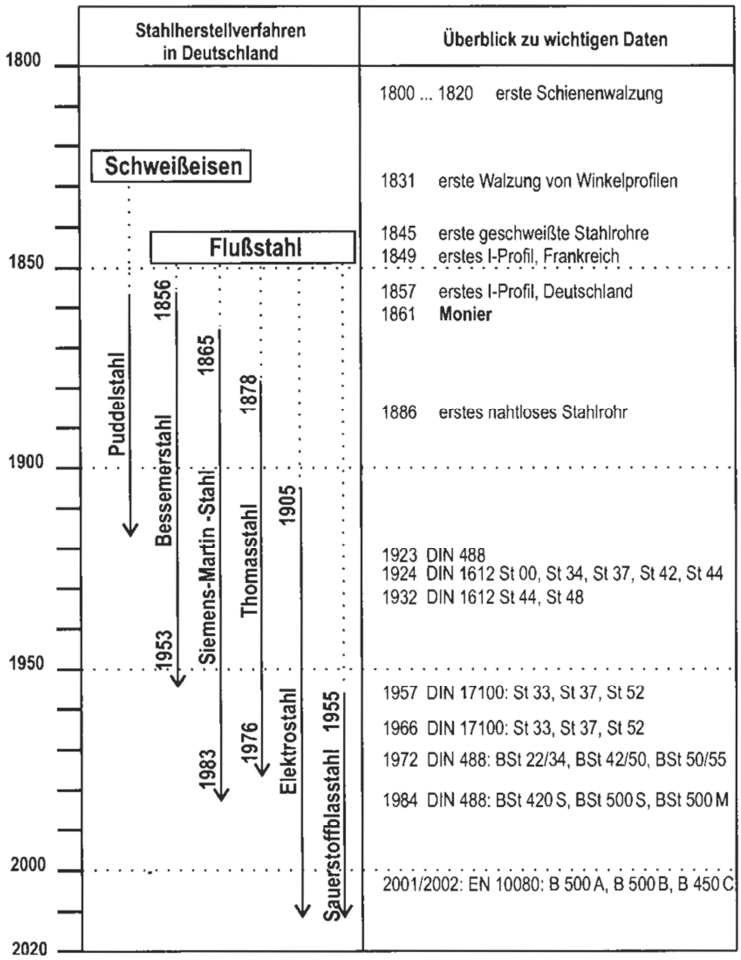


Abb. 3-21: Zeitlicher Überblick zur Entwicklung der Stahlherstellung [Rußwurm - 2000]

Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen stellt die Streckgrenze f_y bezüglich des Betonstahls den maßgebenden Wert dar. Ihr charakteristischer Wert f_{yk} wird als 5 %-Quantile der Grundgesamtheit festgelegt [DIN 1045-1:2008]. Die Anforderungen an die Duktilität werden in [DIN 1045-1:2008] über das Verhältnis von Zugfestigkeit zur Streckgrenze f_t / f_y und der Dehnung unter Höchstlast A_{gt} (jeweils als 10 %-Quantile) geregelt.

Die früheren und aktuellen Prüfbedingungen für Betonstabstähle und Betonstahlmatten ([DIN EN ISO 15630-1:2002], [DIN EN ISO 15630-2:2002] und [DIN EN 10002-1:2001]) können seit 1936 mit Einführung von [DIN 1605-2:1936] und deren Nachfolgern als vergleichbar betrachtet werden. Hinsichtlich der Prüfbedingungen ist demnach eine Umrechnung der mechanischen Kennwerte mittels Umrechnungsfaktoren nicht erforderlich.

Einen Sonderfall stellt jedoch die geforderte Dehnung bei Höchstlast A_{gt} [DIN 1045-1:2008] zur Beurteilung der Duktilität dar, da frühere Normenwerke nur Regelungen bezüglich der Bruchdehnung enthalten.

Neue Untersuchungsergebnisse zeigen, dass seit 1972 produzierte Betonstabstähle entsprechend ihrer Herstellungsart einer Duktilitätsklasse nach [DIN 1045-1:2008] zugeordnet werden können.

Tabelle 3-7: Gleichmaßdehnung A_g für seit 1972 produzierte Betonstabstähle verschiedener Herstellungsart, ermittelt über die Bruchdehnung A_{10} = 10 % nach [DAfStB-H397:1988] und Zuordnung in Duktilitätsklassen nach [DIN 1045-1:2008]

Herstellungsart	A_g bei A_{10} = 10 % [%]	Duktilitätsklasse nach [DIN 1045-1:2008]
kaltgewalzter Betonstahl	4,4	A
warmgewalzter, aus der Walzhitze wärmebehandelter Betonstahl	6,1	B
warmgewalzter, unbehandelter Betonstahl	6,5	B

Allgemein können auch ältere, naturharte (nicht kaltverformte oder kaltgereckte) Betonstabstähle ohne Einschränkungen der Duktilitätsklasse B (hochduktil) nach [DIN 1045-1:2008] zugeordnet werden.

In Diagramm 3-1 sind die Spannungs-Dehnungs-Linien unterschiedlicher Betonstähle verschiedener Herstellungszeiten zur Veranschaulichung dargestellt.

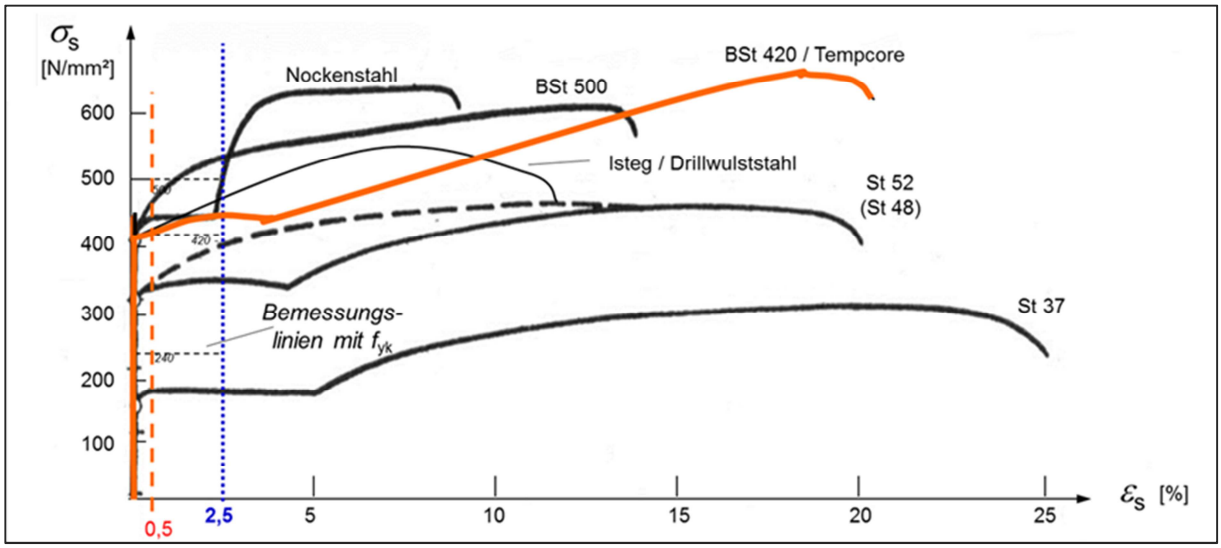


Diagramm 3-1: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien von Betonstählen [DBV-Merkblatt „*Beton und Betonstahl*“]

Da keine Untersuchungen für kaltverformte Betonstähle mit Herstellungsdatum vor 1972 vorliegen, kann für diese Stähle keine allgemeine Einteilung in eine Duktilitätsklasse bezüglich der Gesamtdehnung unter Höchstkraft erfolgen.

Für hochgerippte Betonstahlmatten nach [DIN 488-4:1986] kann ebenfalls keine eindeutige Einstufung in eine Duktilitätsklasse erfolgen, da diese nicht einmal die Anforderungen an die Duktilitätsklasse A (normalduktil) erfüllen.

Untersuchungen an entsprechenden Matten ergaben für die zugrunde gelegten 10 %-Quantile der Kenngrößen der Duktilität Werte, die in Tabelle 3-8 den Anforderungen der Duktilitätsklasse A gegenübergestellt sind.

Tabelle 3-8: Vergleich der Eigenschaften von Betonstahlmatten

Anforderung	BSt 500 M (hochgerippt) [DIN 488-4:1986]	BSt 500 M (A) [DIN 1045-1:2008]
Verhältnis von Zugfestigkeit zu Streckgrenze $(f_t / f_y)_k$	1,032	1,05
Dehnung unter Höchstlast A_{gt}	1,67 %	2,5 %

Dies bedeutet bei der Nachrechnung eines Bestandsgebäudes nach [DIN 1045-1:2008], welches mit entsprechenden hochgerippten Betonstahlmatten ausgeführt wurde, dass nur die linear-elastischen Berechnungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung ohne Einschränkungen angewendet werden können.

Die linear-elastischen Berechnungen mit Umlagerung könnten zumindest wie für Betonstähle mit normaler Duktilität herangezogen werden, da sie bereits in früheren Fassungen der DIN 1045 eine Umlagerung der Stützmomente um bis zu 15 % ohne entsprechende Duktilitätsanforderungen zuließen.

Des Weiteren sollte bei der Biegebemessung mit diesen und älteren Betonstahlmatten im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Stahldehnung auf maximal ε_{su} = 1,5 % begrenzt, sowie auf die Ausnutzung des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Erreichen der Streckgrenze verzichtet werden.

Bezüglich der oben genannten Materialeigenschaften von Betonstählen, die vor 1972 produziert wurden, enthält die deutschsprachige Fachliteratur zu Betonstählen keine statistischen Kenngrößen.

Die mechanischen Materialkennwerte der genormten Betonstähle werden mit den Einführungen der Reihen DIN 488 und TGL 12530 von 1972 erstmals in ganz Deutschland als Quantilwerte der Grundgesamtheit definiert. Für Betonrippenstähle mit Zulassung legte der Arbeitskreis „Betonstähle“ des Länder-Sachverständigen-Ausschusses in den westlichen Bundesländern bereits im April 1968 Quantilwerte als Anforderungskriterium in den „*Vorläufigen Richtlinien für die Güteüberwachung von Betonrippenstahl*“ [LSA:1968] fest. Zuvor waren die Anforderungen als Mindestwerte definiert.

Untersuchungen zeigen, dass die in den 1970er Jahren produzierten Betonstähle die gestellten Anforderungen an die Festigkeitswerte in der Regel überschreiten.

Dies konnte auch anhand einer Auswertung von anonymisierten Überwachungsunterlagen von Betonstahlherstellern, die vom Deutschen Institut für Bautechnik zur Verfügung gestellten wurden, bestätigt werden.

Somit können die ab [DIN 488-1:1972] geforderten Nennwerte der Betonstahlsorten auf der sicheren Seite liegend als charakteristische Festigkeitswerte angenommen werden.

Für Betonstähle, die gemäß der Reihe TGL 12530 ab 1972 produziert wurden, liegen keine statistischen Kennwerte aus der Produktion vor. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass die eingebauten Betonstähle die geforderten Quantile der Festigkeitseigenschaften einhalten und somit als charakteristische Werte angesetzt werden können.

Den folgenden Tabellen sind die charakteristischen Streckgrenzen bzw. 0,2 %-Dehngrenzen für Betonstähle - geordnet nach ihren Bezeichnungen - aus verschiedenen Zeitperioden des letzten Jahrhunderts zu entnehmen. Des Weiteren werden in den Tabellen die Betonstabstähle entsprechend den oben genannten Empfehlungen und Erkenntnissen den Duktilitätsklassen nach [DIN 1045-1:2008] zugeordnet (Tabelle 3-9 und Tabelle 3-10).

Für die in verschieden Zeitperioden produzierten Betonstahlmatten können keine allgemeinen Empfehlungen zur Einstufung in eine Duktilitätsklasse angegeben werden, vgl. Tabelle 3-11.

Tabelle 3-9: Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonstab- und Betonformstählen verschiedener Zeitperioden

Bezeichnung	Stahlgüte / Stahlbezeichnung, Duktilitätsklasse nach [DIN 1045-1:2008]	Verwendung	charakt. Streckgrenze f_{yk} [N/mm^2]
glatte Rundstähle DIN 1000 DIN 1612 DIN 488	Schweißeisen, [-]	vor 1923	180 [1) 2)]
	Flusseisen; Flussstahl, [B] (Bauwerkseisen; Handelseisen)	vor 1925	220 [1) 2)]
	Flussstahl (Handelseisen: St 37, St 37.12, St 00.12), [B]	1925-1943	220 [1) 2)]
	Betonstahl I, [B]	1943-1972	220 [2)]
	BSt 220/340 GU (DIN 488), [B]	1972-1984	220 [2)]
	hochwertiger Baustahl St 48, [B]	1925-1932	290 [1) 2)]
	hochwertiger Beton- und Baustahl St 52, [B]	1932-1943	340 [2 3))]
	Betonstahl IIa, [B]	1943-1972	340 [2) 3)]
glatte Rundstähle TGL 101-054 TGL 12530 TGL 33403	St A-0 Betonstahl I, [B]	1965-1985	220 [2)]
	St A-I Betonstahl I, [B]	1965-1990	240 [2)]
	St B-IV / St B-IV S, [-]	1972-1990	490 [2)]
Betonrippenstahl DIN 488	BSt 420/500 RU (III), [B]	1972-1984	420
	BSt 420/500 RK (III), [A]		
	BSt 420 S (III), [B]	seit 1984	420
	BSt 420 S (III) verwunden, [A]		
	BSt 500 S (IV), [B]		500
	BSt 500 S (IV) verwunden, [A]		
Betonrippenstahl TGL 101-054 TGL 12530 TGL 33403	St A-III, [B]	1965-1990	390
	St T-III, [B]	1976-1985	400
	St T-IV, [B]	1976-1990	490
	St B-IV RDP, [-] St B-IV S-RDP, [-]	1979-1990	
Quergerippter Betonformstahl mit Zulassung von 1952: QUERI-Stahl, Ilseder-Stahl, NORI-Stahl	Betonstahlgruppe I, [B]	1952-1963	220
	Betonstahlgruppe IIa, [B]		340 [2) 3)]
	Betonstahlgruppe IIIa, [B]		400 [2) 4)]
	Betonstahlgruppe IVa, [B]		500 [2)]

[1)] Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s um 10 %
[2)] Bei glatten Betonstählen und Betonformstählen ist deren von DIN 1045-1 abweichendesVerbundverhalten bei der Nachweisführung zu berücksichtigen.
[3)] Erhöhung auf 360 N/mm² bei Stabdurchmessern ≤ 18 mm
[4)] Erhöhung auf 420 N/mm² bei Stabdurchmessern ≤ 18 mm

Tabelle 3-10: Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonformstählen verschiedener Zeitperioden

Bezeichnung	**Stahlgüte, Duktilitätsklasse nach [DIN 1045-1:2008]**	**Verwendung**	**charakt. Streckgrenze f_{yk} [N/mm2]**
Isteg-Stahl	min. St 37, durch Verwindung kaltverfestigt, [-]	1933-1942	340 [2) 3)]
Drillwulst-Stahl	St 52, [B]	1937-1943	340 [2) 3)]
	Betonstahl IIIa, [B]	1943-1956	340 [2) 3)]
Nocken-Stahl	St 52, [B]	1937-1943	340 [2) 3)]
	BSt IIIa, [B]	1943-1954	400 [2) 4)]
	BSt IVa, [B]	1943-1956	500 [2)]
Torstahl	Torstahl 36/15, [-]	1938-1943	360 [2)]
	Torstahl 40/10, [-]	1938-1943	400 [2)]
	Betonstahl IIIb, [-]	1943-1959	400 [2) 4)]
Rippen-Torstahl	Betonstabstahl IIIb, [-]	1962-1972	400 [2) 4)]
FILITON-Stahl	Betonstahl IIIb, [-]	1965-1969	
HI-BOND-A-Stahl	Betonstahl IIIa, [B]	1962-1973	
NORECK-Stahl	Betonstahl IIIb, [-]	1960-1967	
DIROC-Stahl	Betonstahl IIIa, [B]	1964-1969	
Stahl Becker KG	Betonstahl IIIa, [B]	1964-1969	
GEWI-Stahl	BSt 420/500 RU (III), [B]	seit 1974	420
	BSt 500 S (IV), [B]	seit 1984	500
Betonformstahl vom Ring	BSt 500 WR (IV), [B]	seit 1984	500
	BSt 500 KR (IV), [A]		
Betonformstahl	BSt 420/500 RUS, [B] BSt 420/500 RTS, [B]	seit 1977	420
	BSt 500/550 RU (IV), [B]	1973 -1984	500
	BSt 500/550 RK (IV), [A]		
	BSt 500/550 RUS, [B] BSt 500/550 RTS, [B]	1976-1984	500
Betonstahl in Ringen mit Sonderrippung	BSt 500 WR, [A]	seit 1991	500
Kaltverformter, schräggerippter Betonformstahl	Betonstahl IIIb, [-]	1956-1962	400 [2) 4)]
	Betonstahl IVb, [-]		500 [2)]
Schräggerippter Betonformstahl	mit Einheitszulassung BSt IIIa, [B]	1964-1972	400 [2)]

[1)] Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s um 10 %

[2)] Bei glatten Betonstählen und Betonformstählen ist deren von DIN 1045-1 abweichendesVerbundverhalten bei der Nachweisführung zu berücksichtigen.

[3)] Erhöhung auf 360 N/mm² bei Stabdurchmessern ≤ 18 mm

[4)] Erhöhung auf 420 N/mm² bei Stabdurchmessern ≤ 18 mm

Tabelle 3-11: Charakteristische Streckgrenzen von Betonstahlmatten verschiedener Zeitperioden

Betonstahlmatten [1)]	**Stahlgüte**	**Verwendung**	**charakt. Streckgrenze** f_{yk} **[N/mm²]**
Baustahlgewebe B.St.G. mit glatten Stäben	ST 55 (IVb)	1932-1955	500 [4)]
- mit Profilierung N, Q, R-Matten[2)]	Betonstahl IV B	1957-1973	500 [4)]
Verbundstahlmatte mit Kunststoffknoten		1964-1969	
- mit Sonderprofilierung [3)]		1968-1973	
- mit Rippung			
- mit glatten Stäben	BSt 500/550 GK (IVb)	1972-1984	500
	BSt 500 G (IV)	seit 1984	
- mit profilierten Stäben	BSt 500/550 PK (IVb)	1972-1984	
	BSt 500 P (IV)	seit 1984	
- mit gerippten Stäben	BSt 500/550 RK (IV)	1972-1984	
	BSt 500 M (IV)	seit 1984	
	BSt 630/700 RK	1977	630
	BSt 550 MW	1989	550

[1)] Lagermattenbezeichnung nach Gewebegeometrie
ab 1955: Q – quadratisch (Q 92 bis Q 377); R – rechteckig (R 92 bis R 884); N – nichtstatisch (N47 bis N 141);
ab 1961: A 92, B 131 – Randmatten
ab 1972: Q – (Q 84 bis Q 513); R – (R 131 bis R589), K – rechteckig (K 664 bis K 884); N – (N 94 und N 141)
ab 1984: Q – (Q 131 bis Q 670); R – (R 188 bis R 589); K – (K 664 bis K 884)

[2)] ab 1957 zwei Rippenreihen; ab 1962 drei Rippenreihen

[3)] sechs Rippenreihen

[4)] Bei glatten und profilierten Stäben ist deren von DIN 1045-1 abweichendes Verbundverhalten bei der Nachweisführung zu berücksichtigen

Der Elastizitätsmodul E_S darf für alle Betonstähle als konstante Größe mit einem Wert von 200.000 N/mm² angenommen werden.

Grundsätzlich dienen die Angaben in den Tabellen zunächst nur der Vorbemessung.

Für eine vertiefte Bewertung der Standsicherheit eines Stahlbetontragwerkes sind die angegebenen charakteristischen Werkstoffkennwerte durch eine qualifizierte Bestands-aufnahme am Bauwerk zu verifizieren.

Nachfolgend werden nochmals die Ansätze zur Festlegung der in den aufgeführten Tabellen angegebenen charakteristischen Streckgrenzen bzw. 0,2 %-Dehngrenzen für Betonstähle als auch die Zuordnung in Duktilitätsklassen zusammengestellt:

- Die Prüfbedingungen für Betonstabstähle sind seit 1936 vergleichbar.
- In Abhängigkeit von ihrer Herstellungsart können seit 1972 produzierte Betonstabstähle einer Duktilitätsklasse entsprechend der o.a. Tabellen zugeordnet werden.
- Die Einordnung von Betonstabstahl in die Duktilitätsklasse B ist auch für ältere naturharte (nicht kaltverformte oder kaltgereckte) Betonstabstähle ohne Einschränkung möglich.
- Die in der Normenreihe DIN 488 und die in Standardreihe TGL 12530 von 1972 geforderten mechanischen Materialkennwerte der genormten Betonstähle können als charakteristische Materialkennwerte übernommen werden. Dies gilt ebenso für zwischen 1965 und 1972 nach [TGL 101-054:1965-08] produzierte Betonstähle.
- Als charakteristische Streckgrenze f_{yk} werden für vor 1972 produzierte Betonstabstähle die geforderten Mindestwerte der Streckgrenze nach [DIN 1045:1943] angenommen.
- Anhand von Erfahrungswerten aus der damaligen Fachliteratur wird für Flusseisen und –stahl angenommen, dass sie auch vor 1943 die geforderten Mindestwerte der Streckgrenze der Betonstahlgüte I erfüllen.
- Die charakteristischen Streckgrenzen von Schweißeisen und hochwertigem Baustahl St 48 entsprechen ebenfalls Erfahrungswerten aus der damaligen Zeit.
- Mit Ausnahme des hochwertigen Betonstahls St 52 und Betonformstählen mit Zulassung werden vor 1943 allgemein nur Mindestanforderungen an die Zugfestigkeit gestellt. Dies wird über eine Vergrößerung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_S um 10 % berücksichtigt.

3.5.2.3 Spannstahl

Dieser Abschnitt wurde unter Leitung von Prof. Zilch (TU München) für den aktuellen Entwurf der „*Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand“ (Nachrechnungsrichtlinie)* des Bundesverkehrsministerium erarbeitet und wird hier zur Vollständigkeit mit angeführt.

Die maßgebenden Materialkennwerte für Spannstähle, so z.B. die Zugfestigkeit f_p, die 0,1 %-Dehngrenze $f_{p0,1}$ und die Gleichmaßdehnung ε_u bei Erreichen der Höchstlast, sind in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt und als Eingangswerte für die Bemessung als charakteristische Werte f_{pk}, $f_{p0,1k}$ und ε_{uk} festgelegt.

Für Spannstähle ohne ausgeprägte Streckgrenze (kaltverformte und vergütete Stähle) galt früher in der Bemessung die 0,2 %-Dehngrenze $\beta_{0,2}$ bzw. β_S als rechnerische Streckgrenze, und nicht, wie heute gefordert, die 0,1 %-Dehngrenze.

Die 0,1 %-Dehngrenze älterer Spannstähle kann jedoch unmittelbar grafisch aus der in der Zulassung enthaltenen Spannungs-Dehnungslinie ermittelt werden. Bei den in den Spannungs-Dehnungslinien angegebenen Werten handelt es sich bereits um charakteristische Werte, so dass $f_{p0,1k}$ ohne weitere Umrechnung als charakteristischer Wert übernommen werden kann.

Naturharte Spannstähle weisen eine ausgeprägte Streckgrenze auf. Der Unterschied zwischen $f_{p0,1}$ und $\beta_{0,2}$ bzw. β_S ist vernachlässigbar.

Der Elastizitätsmodul E_p des Spannstahls ist in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen angegeben.

Angaben zu Relaxation und Ermüdungsfestigkeit des nicht einbetonierten Spannstahls sind in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen enthalten. Für einbetonierte Spannstähle dürfen die Wöhlerlinien nach [DIN Fachbericht 102 – 2009] angewandt werden, sofern die frei schwingend ermittelte, $2 \cdot 10^6$ mal ertragene Schwingbreite bei einer Oberspannung von 65 % der Zugfestigkeit mindestens 185 MPa erreicht.

Bei einem Vergleich der gemessenen Dehnungen ist zu beachten, dass in älteren Zulassungen meist die Bruchdehnung (Dehnung nach dem Bruch) angegeben ist, während heute die Gleichmaßdehnung (Gesamtdehnung bei Höchstlast) als Kriterium herangezogen wird. Wird die Gleichmaßdehnung älterer Spannstähle benötigt, so kann diese aus der Spannungs-Dehnungslinie in der Zulassung grafisch bestimmt werden.

Abweichend von dem Hinweis in [DIN 1045:1972] soll die Umrechnung der damals üblichen Einheit *Kilopond* [kp] in die heute verwendete Einheit *Newton* [N] für die Kennwerte des Spannstahls nicht mit einem Faktor von 10,0 m/s², sondern mit dem genaueren Wert von 9,81 m/s² erfolgen (1 kp = 9,81 N). In den folgenden Tabellen 3-12 und 3-13 sind die wichtigsten in Deutschland zugelassenen Spannstähle (Stand 1955 und Stand 1980) aufgeführt.

1	2	3	4	5	6	7	8
Spannstahl		**Querschnitts-angaben**	**Bruch-festigkeit σ_{Br}**	**Streckgrenze β_S bzw. $\beta_{0,2}$**	**Bruch-dehnung δ_{10}**	**technische Kriech-grenze**	**Hersteller**
Art	Bezeichnung	mm	kg/mm²	kg/mm²	%	kg/mm²	
Naturhart	St 60/90	Ø 18, 26 (32)	90	60	10	55	Hüttenwerk Rheinhausen AG (Sigma Stähle)
	St 75/105	Ø 18, 26	105	75			
Gewalzt, vergütet	St 145/160 *	Ø 5,2	160	145	6	120	
		oval gerippt 8x2,8 Fe = 20 mm²	160	145	5	120	
		oval gerippt 9x4,2 Fe = 30 mm²	160	145	5	120	
	St 135/150	Ø 8	150	135	6	110	
Gezogen und vergütet	St 140/150	Ø 4 bis 6	150	140	7 bis 8	120	Felten & Guilleaume Carlswerk Eisen- u. Stahl AG, Köln Mühlheim
	St 120/130	Ø 7 bis 10	130	120	7 bis 8	100	
Verdrillt und vergütet	Neptunstahl (auch quer gerippt) *	N20 bis N60 Fe = 20 bis 60 mm²	150 bis 130	140 bis 120	7 bis 8	100	
Patentiert, gezogen und gealtert	St 160/180	Ø 3 bis 6	180	160	7 bis 8	120	
	St 150/170	Ø 5 bis 8	170	150	7 bis 8	115	
	St 140/160	Ø 6 bis 10	160	140	7 bis 8	110	
	Niedrige Festigkeiten lieferbar						
Patentiert, gezogen und verdrillt	Neptunstahl	N2 bis N14 Fe = 2 bis 14 mm²	190 bis 150	160 bis 135	6 bis 7	115 bis 110	
Patentiert, gezogen und verseilt	Litzen aus 2, 3, 5 oder 7 Drähten	Ø 2 bis 3 (Einzeldraht)	180 (Litze)	155	6 bis 7	115	
	Seile verschiedener Bauart und Abmessung						

*) Diese Stähle gelten als spannungsrisskorrosionsgefährdet. Bauwerke, die unter Verwendung dieser Stähle erstellt wurden, bedürfen einer gesonderten Betrachtung.

Tabelle 3-12: Tafel der gebräuchlichen Spannstähle (Stand 1955)

1	2		3		4	5	6	7	8
Spannstahl	**Querschnittsangaben**		**Durchmesser bzw. Querschnittsfläche**		**Elastizitäts-grenze $\beta_{0,01}$**	**Streck-grenze $\beta_{0,2}$**	**Zugfestig-keit β_Z**	**Bruch-dehnung δ_{10}**	**Elastizitäts-modul E_S**
Art	Güte	Form	mm	mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	%	N/mm²
Warmgewalzt Gereckt Angelassen	St 835/1030	rund, glatt	26; 32; 36		735	835	1.030	7	$2{,}05 \cdot 10^5$
		rund mit Gewinderippen	26,5; 32; 36						
	St 1080/1230	rund, glatt	26; 32; 36		950	1.080	1.230	6	
		rund mit Gewinderippen	26,5; 32; 36						
Vergütet	St 1325/1470	rund mit Gewinderippen	16		1.175	1.325	1.470		
Vergütet	St 1420/1570	rund, glatt	6; 7; 8; 10; 12,2; 14		1.220	1.420	1.570		
		rund, gerippt	6,2; 7,2; 8,0; 10; 12; 14						
		flach, gerippt	4,5x10 5,4x10 7,9x15,5	40 50 114					
Kaltgezogen	St 1375/1570	rund, glatt	8; 9; 10; 12,2		1.130	1.375	1.570		
Kaltgezogen Angelassen	St 1470/1670	rund, glatt	6; 6,5; 7; 7,5		1.225	1.470	1.670		
		rund, profiliert	5,5; 6; 6,5; 7; 7,5		1.200				
	St 1570/1770	rund, glatt	5; 5,5		1.325	1.570	1.770		
		rund, profiliert	5		1.300				
Litzen kaltge-zogen und angelassen	St 1570/1770	7 Drähte, verlitzt	9,3; 11; 12,5; 12,9; 15,3		1.150	1.570	1.770	6	$1{,}95 \cdot 10^5$
			18,3		1.350				

Tabelle 3-13: Verzeichnis der wichtigsten in Deutschland zugelassenen Spannstähle (Stand 1980)

3.5.3 Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte durch Bauwerksuntersuchungen

3.5.3.1 Allgemeines

Zur Verifizierung von angenommen Materialgüten, wie sie zur Festlegung von charakteristischen Materialfestigkeiten benötigt werden, oder wenn keine oder nur unzureichende Informationen über ein zu bewertendes Bauwerk vorliegen, sind die charakteristischen Materialkennwerte durch Werkstoffuntersuchungen zu bestimmen.

Die in der Regel benötigten mechanischen Eigenschaften, sowie die dazugehörigen Untersuchungsmethoden, sind in den folgenden Abschnitten für die Baustoffe Beton und Betonstahl genannt.

Zur Ermittlung der charakteristischen Materialkennwerte ist es des Weiteren erforderlich, die Ergebnisse der Untersuchungen statistisch auszuwerten.

3.5.3.2 Hinweise zu Werkstoffuntersuchungen

Liegen keine oder nur unzureichende Informationen über ein zu bewertendes Bauwerk vor, sind die charakteristischen Materialkennwerte anhand von Werkstoffuntersuchungen zu ermitteln. Ebenso müssen der Literatur (vgl. Kapitel 3.5.2.1 (Beton) und 3.5.2.2 (Betonstahl)) entnommene und in Vorbemessungen verwendete Materialparameter durch Untersuchungen am Bauwerk verifiziert und hinsichtlich ihrer Plausibilität überprüft werden.

Die Bestimmung von Materialkennwerten erfolgt im Baustofflabor an dem Bauwerk entnommenen Probekörpern. Voraussetzung hierfür ist, dass entsprechende Proben aus dem Bauwerk entnommen werden können, da mit der Probenentnahme eine gewisse Schädigung der Bausubstanz verbunden ist. Diese muss auf ein Mindestmaß beschränkt und in jedem Fall bauteilverträglich gestaltet werden. Können nur wenige Proben entnommen werden, ist eine Kombination mit zerstörungsfreien Prüfmethoden zur Steigerung der Aussagekraft der durch konventionelle Prüfungen ermittelten Ergebnisse möglich und auch sinnvoll.

Die Entnahme von Betonstahlproben aus Bauwerken ist nicht normativ geregelt. Das zweckmäßigste Verfahren zur Freilegung einzelner Bewehrungsstäbe ist das Hochdruckwasserstrahlverfahren, da hierbei die zu entnehmenden Probestücke nicht beschädigt werden.

Die zur Bestimmung der Materialkennwerte von Beton und Betonstahl beim Bauen im Bestand maßgebenden Regelwerke sind in Tabelle 3-14 zusammengefasst.

Tabelle 3-14: Maßgebende Regelwerke zur Bestimmung von Materialkennwerten

Norm	Titel	Beschreibung des Prüfverfahren
DIN EN 12504-1	Prüfung von Beton in Bauwerken	Bohrkernproben: Herstellung, Untersuchung und Prüfung unter Druck
DIN EN 12504-2		Zerstörungsfreie Prüfung: Bestimmung der Rückprallzahl
DIN EN 12504-3		Bestimmung der Ausziehkraft
DIN EN 12504-4		Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit
DIN EN 12390-1	Prüfung von Festbeton	Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen
DIN EN 12390-2		Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen
DIN EN 12390-3		Druckfestigkeit von Probekörpern
DIN EN 12390-4		Bestimmung der Druckfestigkeit – Anforderungen an Prüfmaschinen
DIN EN 12390-5		Biegezugfestigkeit von Probekörpern
DIN EN 12390-6		Spaltzugfestigkeit von Probekörpern
DIN EN 12390-7		Dichte von Festbeton
DIN EN 13791	Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen	Bewertung der nach DIN EN 12504 ermittelten Materialfestigkeiten
DIN EN ISO 15630-1	Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren	Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht
DIN EN ISO 15630-2		Geschweißte Matten
DIN EN ISO 15630-3		Spannstähle

3.5.3.3 Statistische Auswertung von Versuchsergebnissen

Das aktuelle semiprobabilistische Sicherheitskonzept definiert charakteristische Kenngrößen von Werkstoffeigenschaften als Quantilwerte der Grundgesamtheit einer betrachteten Materialklasse [DIN EN 1990:2010]. Erfolgt die Bestimmung der Materialparameter anhand von Werkstoffuntersuchungen, müssen die Ergebnisse mit statistischen Verfahren ausgewertet werden.

Dazu muss zunächst eine Wahrscheinlichkeitsverteilung der interessierenden Materialeigenschaft angenommen werden. Geeignet hierzu ist vor allem die Normalverteilung oder logarithmische Normalverteilung, deren Parameter anhand der Kennwerte einer Stichprobe vom Umfang n zu schätzen sind.

Vor der Auswertung der Prüfergebnisse ist jedoch zu überprüfen, ob die Häufigkeitsverteilung der betrachteten Stichprobe auf Basis der Versuchsdaten der gewählten hypothetischen Wahrscheinlichkeitsverteilung entspricht. Ist dies der Fall, erfolgt die Quantilwertschätzung anhand der Stichprobenparameter der Versuchsreihe. Dabei sind die folgenden Punkte zu beachten:

- Grundgesamtheit:

Die Festlegung der zu untersuchenden Grundgesamtheit ergibt sich aus den vorliegenden Informationen über das Bauwerk (Kenntnis über Betonierabschnitte bzw. verwendete Materialgüte einzelner Bauteile oder Bauteilgruppen). Liegen keine derartigen Kenntnisse vor, so können die zu untersuchenden Grundgesamtheiten nur „grob“ definiert werden, was die Gefahr eines unbeabsichtigten Vermischens unterschiedlicher Grundgesamtheiten vergrößert. Solche Mischverteilungen weisen in aller Regel eine höhere Standardabweichung auf, als die in ihnen enthaltenen Verteilungen.

- Stichprobenumfang *n*:

Der Stichprobenumfang *n* sollte mindestens 8 Stichproben umfassen, um überhaupt die angenommene Wahrscheinlichkeitsverteilung überprüfen zu können und um die statistischen „Verluste“ aufgrund der geringen Probenanzahl auf ein durchschnittliches Niveau zu reduzieren.

- Wahl der Verteilungsfunktion:

Sowohl für die Druckfestigkeit des Betons als auch für die Streckgrenze des Stahls werden z. B. die Normalverteilung und die logarithmische Normalverteilung als mögliche Wahrscheinlichkeitsfunktionen genannt. Ob eine vorliegende Stichprobe annähernd einer der zuvor genannten Verteilungen entspricht, sollte zunächst anhand der grafischen Darstellungen in einem entsprechenden Wahrscheinlichkeitspapier überprüft werden, vgl. [DIN ISO 5479:2004]. In den beiden folgenden Diagrammen 3-2 und 3-3 sind die Dichte- und Verteilungsfunktionen von Standard- und logarithmischer Normalverteilung zur Veranschaulichung exemplarisch abgebildet.

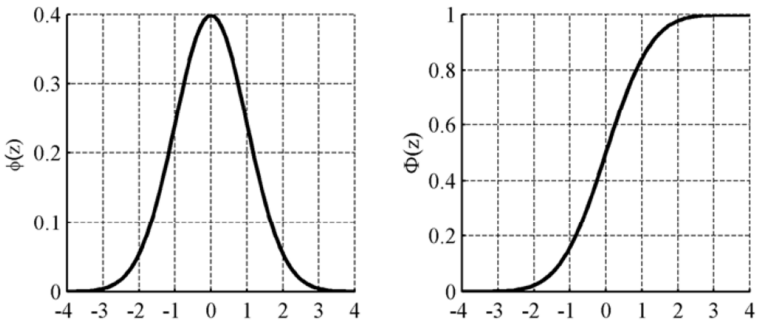


Diagramm 3-2: Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion der Standardnormal-verteilung N(0,1) nach [Fischer - 2010]

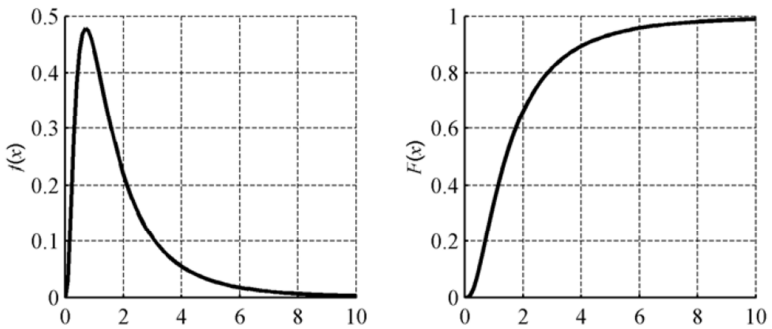


Diagramm 3-3: Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion einer lognormalverteilten Zufallsvariablen nach [Fischer - 2010]

Aus den Parametern der Stichprobe können die Parameter der Grundgesamtheit wie folgt erwartungstreu geschätzt werden:

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i = \mu_x$$

$$s_x^{\,2} = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2 = \sigma_x^2$$

$$v_x = \frac{\sqrt{s_x^2}}{\bar{x}} = \nu_x$$

mit:

x_i	i-ter Wert einer Stichprobe,
n	Stichprobenumfang,
$\bar{x}$; μ_x	Mittelwert der Stichprobe; Erwartungswert der Grundgesamtheit,
s_x^2; σ_x^2	Varianz der Stichprobe; Grundgesamtheit,
v_x; ν_x	Variationskoeffizient der Stichprobe; Grundgesamtheit

Für die logarithmische Normalverteilung ergeben sich die Parameter der Grundgesamtheit nach Transformation zu:

$$\mu_y = \ln(\mu_x) - \sigma_y^2 / 2$$

$$\sigma_y^2 = \ln\left(1 + \nu_x^2\right)$$

Die Ermittlung charakteristischer Kenngrößen als p-Quantile der Grundgesamtheit auf Grundlage von Stichproben kann sowohl mit Methoden der klassischen Statistik nach [DIN ISO 16269-6:2009] als auch mit Bayesschen Verfahren nach [DIN EN 1990:2010] erfolgen.

Bei Anwendung der klassischen Statistik [DIN ISO 16269-6:2009] erfolgt die Bestimmung der charakteristischen Materialkenngrößen x_k als untere Grenze x_L eines statistischen Anteilsbereichs mit der Wahrscheinlichkeit 1-α (Vertrauensniveau) für das p-Quantil (für Festigkeitswerte: p = 5 %) der Grundgesamtheit. Als Vertrauensniveau wird dabei die Wahrscheinlichkeit bezeichnet, mit der die zuvor bestimmte Grenze eines statistischen Anteilsbereiches nicht unterschritten wird. In der Regel ist für das Vertrauensniveau ein Wert von 1-α = *0,75* anzunehmen.

Für die Bestimmung von charakteristischen Materialkennwerten bedeutet dies, dass die tatsächlichen Festigkeiten mit einer Wahrscheinlichkeit von 75 % über dem ermittelten 5 %-Quantil-Wert liegen.

Existieren Informationen über die Streuung der zu untersuchenden Materialeigenschaft in Form einer bekannten Standardabweichung σ_x, so lässt sich für eine normalverteilte Grundgesamtheit mit unbekanntem Erwartungswert μ_x die untere Grenze x_L (charakteristischer Materialkennwert) wie folgt ermitteln:

$$x_L = \bar{x} - k_1(n,p,1-\alpha) \cdot \sigma_x$$

mit:

k_1 (…): Faktor zur Ermittlung von x_L bei bekannter Standardabweichung σ_x, der vom Stichprobenumfang n, der Wahrscheinlichkeit p des gesuchten Quantils und dem Vertrauensniveau (1-α) abhängt.

σ_x: Standardabweichung der Grundgesamtheit

Für eine normalverteilte Grundgesamtheit mit unbekannter Standardabweichung σ und unbekanntem Erwartungswert μ ergibt sich die untere Grenze x_L aus den Kennwerten einer Stichprobe zu:

$$x_L = \bar{x} - k_3(n,p,1-\alpha) \cdot s_x$$

mit:

k_3 (…): Faktor zur Ermittlung von x_L bei unbekannter Standardabweichung σ_x, der vom Stichprobenumfang n, der Wahrscheinlichkeit p des gesuchten Quantils und dem Vertrauensniveau (1-α) abhängt.

s_x: Stichprobenstandardabweichung der Grundgesamtheit

Die Faktoren k_1 und k_3 sind in [DIN ISO 16269-6:2009] für unterschiedliche p-Quantile und Vertrauensniveaus tabelliert. Eine Zusammenstellung beider Faktoren für die untere Grenze einer 5 %-Quantile mit einseitigem Vertrauensniveau von (1-α) = *0,75* unter Berücksichtigung des Stichprobenumfanges n befindet sich in Tabelle 3-15.

Tabelle 3-15: Faktor $k_{1,3}$ nach [DIN ISO 16269-6:2009]

$k_{1,3}$ (n; p = 0,05; 1-α = 0,75)											
n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
k_1	-	2,122	2,035	1,983	1,947	1,921	1,884	1,859	1,796	1,768	1,645
k_3	-	5,122	3,152	2,681	2,464	2,336	2,189	2,104	1,932	1,869	1,645

Die Methoden zur Ermittlung charakteristischer Werte nach [DIN EN 1990:2010] beruhen auf dem Bayesschen Verfahren mit „unsicheren“ Vorverteilungen. Unter der Annahme einer Normalverteilung ergibt sich das zu bestimmende 5 %-Quantil x_k zu:

$$x_k = \bar{x} \cdot \left(1 - k_n \cdot v_x\right)$$

Bei der Wahl des in DIN EN 1990 tabellierten Faktors k_n ist unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs n zu unterscheiden, ob Vorinformationen über den Variationskoeffizienten v_x bestehen oder nicht.

Bei der Bewertung von Werkstoffen aus Bestandsbauwerken liegen in der Regel keine Vorinformationen über die Werkstoffe vor. Der Variationskoeffizient v_x ist dann aus der Stichprobe der Prüfergebnisse mit

$$v_x = \frac{s}{\overline{x}}$$

zu bestimmen und der Faktor k_n ergibt sich unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs n und „v_x unbekannt“ zu:

$$k_n = \sqrt{1+\frac{1}{n}} \cdot t_{5\%,n-1} \quad "v_x \text{ unbekannt}"$$

mit:

$t_{5\%, n-1}$ 5 %-Quantile der t-Verteilung mit n = 1 Freiheitsgraden

Besteht volle Vorinformation über den Variationskoeffizienten v_x, ist dieser zu verwenden und der Faktor k_n ergibt sich für den Fall „v_x bekannt“, unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs *n,* zu:

$$k_n = \sqrt{1+\frac{1}{n}} \cdot u_{5\%} \quad "v_x \text{ bekannt}"$$

mit:

$u_{5\%}$ 5 %-Quantile der standardisierten Normalverteilung

In Tabelle 3-16 ist der Faktor k_n für den Fall „v_x bekannt“ und „v_x unbekannt“, unter Berücksichtigung des Stichprobenumfanges *n,* zusammengestellt.

Tabelle 3-16: Faktor k_n nach [DIN EN 1990:2010]

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
„v_x bekannt“	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
„v_x unbekannt“	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Weiterhin können die sich aus einem Stichprobenmittelwert ergebenden 5 %-Quantile für verschiedene Variationskoeffizienten in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang aus Diagramm 3-4 ermittelt werden. Hieraus lässt sich erkennen, dass der empfohlene Stichprobenumfang von n = 8 die „Verluste“ aus der statistischen Unsicherheit hinsichtlich des Stichprobenumfangs auf ein mittleres Niveau beschränkt.

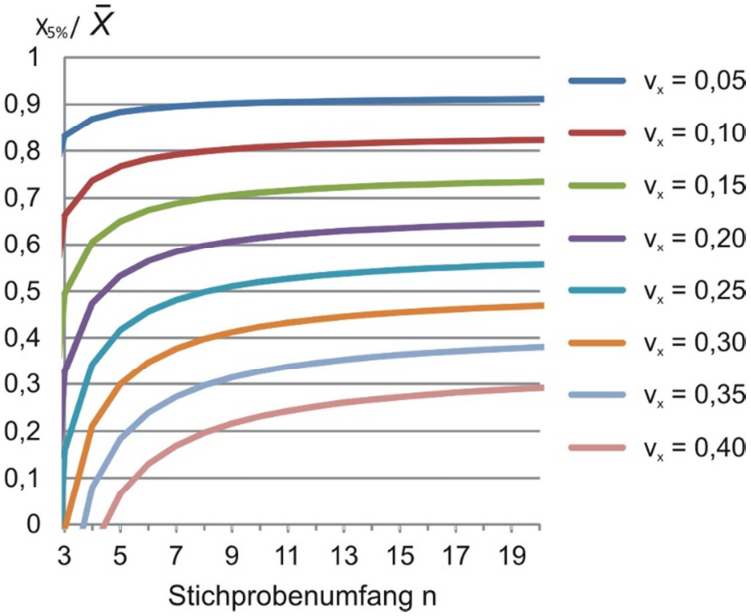


Diagramm 3-4: Verhältnis zwischen 5 %-Quantil und Stichprobenmittelwert in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang für verschiedene Variationskoeffizienten nach [DIN EN 1990:2002] ohne Vorinformation über den Variationskoeffizienten

3.5.3.4 Charakteristische Betondruckfestigkeiten

Die Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit nach [DIN EN 13791:2008] erfolgt jeweils für zuvor festgelegte Prüfbereiche. Ein Prüfbereich besteht dabei definitionsgemäß aus einem oder mehreren Bauwerksteilen, von denen angenommen wird, dass sie aus Beton derselben Grundgesamtheit entstammen. Dazu sollten so weit wie möglich vorhandene Informationen über das Bauwerk, wie z.B. Kenntnisse über einzelne Betonierabschnitte, etc. genutzt werden.

Ziel der Bestimmung ist die Zuordnung des Bauwerksbetons in eine charakteristische Betonfestigkeitsklasse nach DIN EN 206-1.

Zur Ermittlung der Betonfestigkeit nach [DIN EN 13791:2008] stehen die in Abb. 3-22 dargestellten Nachweismöglichkeiten zur Verfügung. In einem Prüfbereich werden zunächst einzelne Messstellen festgelegt, deren Druckfestigkeit direkt anhand von Bohrkernproben oder indirekt über die Rückprallzahl, die Ausziehkraft oder die Ultraschall-Impuls-Geschwindigkeit bestimmt wird. Indirekte Prüfverfahren sind dabei immer anhand von Bohrkernprüfungen zu kalibrieren, was ebenfalls in [DIN EN 13791:2008] geregelt ist.

Mit Ausnahme der Rückprallprüfung spielen die indirekten Verfahren in der Praxis lediglich eine untergeordnete Rolle, weshalb sie hier nicht weiter aufgeführt werden.

Die nationalen Anwendungsregeln der deutschen Fassung [DIN EN 13791:2008] ermöglichen weiterhin eine direkte tabellarische Zuordnung von Bauwerksbeton in eine Druckfestigkeitsklassen nach DIN EN 206-1 anhand von Rückprallzahlen ohne Korrelation zu Bohrkernfestigkeiten. Dieses Vorgehen ist jedoch nur im Rahmen von Qualitätssicherungsmaßnahmen bei Neubauten praktikabel und sollte bei Bauwerken im Bestand nicht angewandt werden. Bei einer Karbonatisierungstiefe von über 5 mm, die bei älteren Bauteilen regelmäßig angetroffen wird, schließt die Norm zudem die Anwendung der tabellarischen Zuordnung aus.

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Druckfestigkeit mittels Rückschlagprüfung besteht über das Aufstellen einer Bezugsgeraden W, die durch Datenpaare von Schlagprüfungen und Festigkeitsprüfungen an gesondert hergestellten Probewürfeln gebildet wird.

Da bei Bestandsbauwerken üblicherweise keine Referenzprobewürfel des zu prüfenden Bauteilbetons zur Verfügung stehen, ist diese Methode ebenfalls zur Ermittlung von Materialkennwerten im Rahmen von Bestandsaufnahmen ungeeignet und sollte nur bei Neubauten zur Qualitätssicherung herangezogen werden.

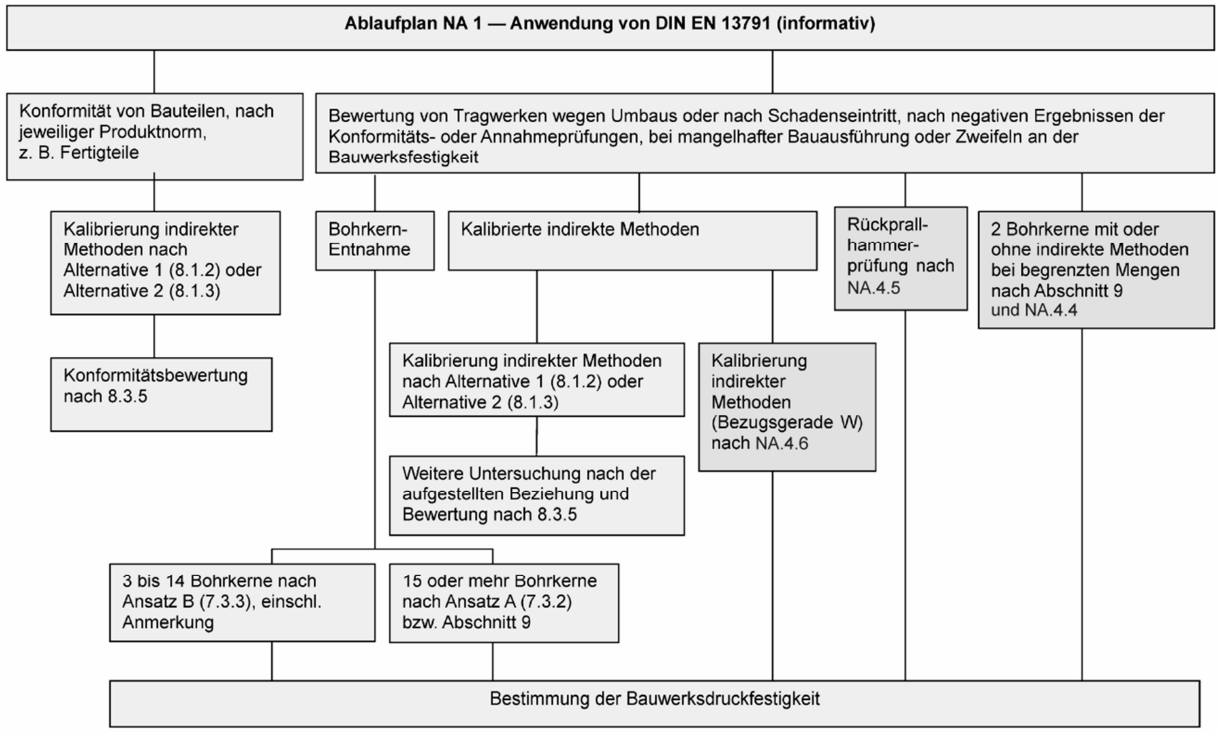


Abb. 3-22: Ablaufplan zur Bewertung der Betonfestigkeit, Bild NA.1 [DIN EN 13791:2008]

In Abhängigkeit der Probenanzahl sind in [DIN EN 13791:2008] zur Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit eines Prüfbereichs auf Basis von Prüfungsergebnissen die Ansätze A und B definiert.

Ansatz A dient sowohl zur Auswertung von Bohrkernprüfungen als auch zur Auswertung von Druckfestigkeiten aus indirekten Prüfergebnissen, wobei mindestens 15 Messstellen zur Auswertung eines Prüfbereichs vorliegen müssen.

Die geschätzte charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck,is}$ eines Prüfbereichs ergibt sich aus dem niedrigeren der beiden folgenden Werte:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k_2 \cdot s$$

$$f_{ck,is} = f_{is,niedrigst} + 4$$

Ansatz B ermöglicht die Beurteilung der charakteristischen Betondruckfestigkeit eines Prüfbereichs anhand von 3 bis 14 Prüfergebnissen. Sie ergibt sich aus dem niedrigeren der beiden folgenden Werte:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k$$

$$f_{ck,is} = f_{is,niedrigst} + 4$$

Der Faktor k_2 wird dabei mit 1,48 unabhängig von der Anzahl der Prüfergebnisse ($n \geq 15$) festgelegt. Die Werte des Faktors k sind in Abhängigkeit von der Anzahl der Prüfergebnisse ($3 \leq n \leq 14$) in [DIN EN 13791:2008] tabelliert.

Die Änderung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c eines nach Ansatz A oder Ansatz B in eine Festigkeitsklasse zugeordneten Bauwerksbetons ist gemäß dem nationalen Anhang der deutschen Fassung [DIN EN 13791:2008] nicht zulässig.

Nach 7.3.2 ANMERKUNG 1 [DIN EN 13791:2008] sollte die Abschätzung der charakteristischen Festigkeit unter Verwendung der kleinsten Bohrkernfestigkeit die Gewissheit wiedergeben, dass die kleine Bohrkernfestigkeit die kleinste Festigkeit im bewerteten Tragwerk oder Bauteil darstellt.

Anhand dieser Anmerkung müssen Zweifel an der Auswertung der charakteristischen Festigkeit nach o.g. Norm bestehen, da nicht sichergestellt werden kann, dass die kleinste am Bohrkern ermittelte Festigkeit auch der kleinsten Festigkeit des Bauwerksbetons entspricht.

Weiterhin werden zur Anwendung der Ansätze A und B keine Einschränkungen bezüglich des Produktionszeitpunkts eines zu bewertenden Betons genannt. Wie sich im Folgenden zeigt, solle diese uneingeschränkte Anwendung jedoch kritisch hinterfragt werden.

Mit dem Faktor k_2 = 1,48 entspricht Ansatz A der Norm dem Kriterium 1 und 2 nach [DIN EN 206-1:2001] beim Konformitätsnachweis der Druckfestigkeit von Beton bei stetiger Herstellung. Die so ermittelte Druckfestigkeit gibt damit eine kritische Grenze für eine Entscheidungsregel an, ob ein stetig hergestellter Beton die Anforderungen einer zuvor festgelegten Betonfestigkeitsklasse erfüllt oder nicht. Sie entspricht jedoch nicht einem Grenzquantil, wie es im Sinne eines charakteristischen Wertes definiert ist [DAfStb-H526 - 2003].

Zur Festlegung der in [DIN EN 13791:2008] tabellierten k-Faktoren des Ansatzes B sind keine statistischen Hintergründe bekannt.

Anhand von numerischen Monte Carlo Simulationen wurde die Wirksamkeit der Ansätze A und B zur Schätzung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton anhand von Stichproben untersucht [Caspeele - 2010]. Wie die Ergebnisse zeigen, führt die Anwendung der beiden Ansätze und insbesondere Ansatz B in den meisten Fällen zu einer Überschätzung der charakteristischen Druckfestigkeit des Bauwerksbetons.

Entsprechend dem eigentlichen Hintergrund des Ansatzes A kann demnach nur die Anwendung für solche Fälle empfohlen werden, bei denen nach der Errichtung eines Bauwerkes Zweifel über die Konformität einer nach [DIN EN 206-1:2001] gelieferten Betonfestigkeitsklasse bestehen.

Ansatz B ist für die Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbeton nicht geeignet und sollte nicht weiter angewandt werden. Maßgebend hierfür ist, dass die zugrundeliegenden k-Werte statistisch nicht nachvollzogen werden können und der Ansatz die tatsächlich vorhandene charakteristische Druckfestigkeit des Betons wesentlich überschätzt. Stattdessen kann Ansatz A auch bei Stichprobenumfängen zwischen 3 und 14 Prüfergebnissen unter Berücksichtigung modifizierter k_2-Werte, welche in [Caspeele - 2010] tabelliert sind, zur Auswertung der charakteristischen Betonfestigkeit von Bauwerksbeton verwendet werden.

Zur Beurteilung der charakteristischen Druckfestigkeit von Bauwerksbetonen, die nicht als Festigkeitsklasse nach [DIN EN 206-1:2001] produziert wurden, wird daher die folgende Vorgehensweise empfohlen:

- Die Beurteilung der Betondruckfestigkeit eines Prüfbereichs sollte anhand von mindestens 8 Prüfergebnissen aus Druckversuchen vorgenommen werden.
- Dabei ist die Prüfung der Druckfestigkeit vorzugsweise an Bohrkernen mit Durchmessern von 100 oder 150 mm und einem Verhältnis von Länge zu Durchmesser von 2,0 durchzuführen. Die daraus erhaltenen Druckfestigkeiten sind mit der in [DIN 1045-1:2008] geforderten Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ gleichzusetzen [DIN EN 13791:2008].
- Können bei der Bohrkernentnahme lediglich Bohrkerne mit einem Verhältnis von h/d = 1,0 mit (Ø: 100 mm) entnommen werden, so sind diese mit Würfeldruckfestigkeiten $f_{c,cube150}$ (Kantenlänge 150 mm) gleichzusetzen [DIN EN 13791:2008]. Bei der Umrechnung auf die benötigte Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ kann der Faktor $k_{cyl/cube} = 0,82$ verwendet werden.
- Stehen lediglich Bohrkerne mit Durchmessern von 50 mm und einem Verhältnis von Länge zu Durchmesser von 1,0 zur Verfügung, so ergibt sich eine vergleichbare Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube150}$ (Kantenlänge 150 mm) nach dem nationalen Anhang [DIN EN 13791:2008] zu:

  $$f_{c,cube150} = 0,90 \cdot f_{c,BK50}$$

  Die Umrechnung auf eine benötigte Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ entspricht der bereits oben erläuterten Vorgehensweise.
- In den Bohrkernen vorhandene Bewehrungsstäbe und Fehlstellen (z.B. Risse oder Hohlräume) sind bei der Auswertung der Prüfergebnisse zu berücksichtigen und ggf. auszusortieren, falls diese nicht mehr als repräsentativ für die betrachtete Grundgesamtheit anzunehmen sind.
- Bei der Wahl des Bohrkerndurchmessers ist zu berücksichtigen, dass bei Verhältnissen von Bohrkerndurchmesser zu Größtkorn < 3,0 die Varianz der gemessenen Druckfestigkeiten durch den Einfluss des Größtkorns erheblich ansteigt. Demnach soll der Bohrkerndurchmesser mindestens 3x dem Größtkorn der im zu beprobenden Beton verwendeten Gesteinskörnung entsprechen.
- Aus den so erhaltenen Bohrkerndruckfestigkeiten lassen sich die Parameter der Stichprobe ermitteln. Die Bestimmung der charakteristischen Druckfest f_{ck} erfolgt mit einem der unter Kapitel 3.5.3.3 erläuterten, statistischen Verfahren.
- Die weiteren für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen benötigten charakteristischen Materialeigenschaften des Betons (E-Modul, Spaltzugfestigkeit) lassen sich grundsätzlich durch die in [DIN 1045-1:2008] beschrieben Beziehungen von der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} ableiten. Dabei kann neben den Druckfestigkeitsklassen nach EN 206-1 auch die durch die Auswertung von Bohrkernprüfungen erhaltene charakteristische Betondruckfestigkeit $f_{ck,is}$ als Eingangsgröße zur Umrechnung verwendet werden.
- Erfolgt die Bestimmung der charakteristischen Betondruckfestigkeit wie beschrieben, ist die Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite möglich.

3.5.3.5 Charakteristische Betonstahleigenschaften

Zur Bestimmung der charakteristischen Materialeigenschaften von Betonstählen sind für das zu bewertende Bauwerk oder Bauwerksteile/-abschnitte Prüfbereiche festzulegen, von denen angenommen wird, dass die in ihnen verwendeten Betonstähle einer Stahlgüte entsprechen.

Die Freilegung einzelner Stäbe, die zuvor mit einem unter Kapitel 3.4.3.5.2 aufgeführten Verfahren detektiert werden können, erfolgt am zweckmäßigsten im Hochdruckwasserstrahl-verfahren, da hierbei die Bewehrungsstäbe nicht beschädigt werden.

Die Mindestlänge der zu entnehmenden Probestäbe sollte rund 650 mm betragen. Sie hängt aber in erster Linie von der Einspannvorrichtung, der bei den Zugversuchen verwendeten Prüfmaschine ab.

Zur Verifizierung der in einem Prüfbereich vermuteten Stahlgüte sollten mindestens drei repräsentative Proben entnommen werden. Können diese Proben anhand von Zugversuchen und chemischen Analysen einer Stahlgüte zugewiesen werden, so ist deren charakteristische Streckgrenze f_{yk} für die Bemessung zu verwenden.

Sollen anhand der Materialuntersuchungen die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite modifiziert werden, empfiehlt sich als Stichprobenumfang eine Anzahl von mindestens acht Probestäben.

Aus den jeweiligen Messergebnissen der Zugversuche lassen sich dann die 5 %-Quantile der Streckgrenze f_{yk} und die 10 %-Quantile für das Verhältnis von Zugfestigkeit und Streckgrenze sowie der Dehnung unter Höchstlast nach den genannten Methoden ermitteln.

Hierzu sei angemerkt, dass die in [DIN EN 1990:2002] aufgeführten Tabellenwerte für den Faktor k_n nur für 5 %-Quantile gelten. Durch entsprechende Änderung der obigen Gleichungen (10 %-Quantile der t-Verteilung und der standardisierten Normalverteilung) ergeben sich die in Tabelle 3-17 enthaltenen Werte.

Tabelle 3-17: k_n –Werte für 10 %-Quantile

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
v_x bekannt	1,81	1,57	1,48	1,43	1,40	1,38	1,36	1,34	1,31	1,30	1,28
v_x unbekannt	-	-	2,18	1,83	1,68	1,59	1,50	1,45	1,36	1,33	1,28

4 Bemessung von Bestandstragwerken

4.1 Regeln

Besteht Anlass, existierende Bauteile neuerlich zu bemessen, so ist diese Bemessung grundsätzlich nach aktuellem Regelwerk durchzuführen. Diese Forderung lässt sich allerdings in der Praxis zumeist nicht konsequent umsetzen. Insbesondere können die Konstruktionsregeln heutiger Normenwerke von älteren Tragwerken fast nie vollständig erfüllt werden. Auch die Verwendung von Baustoffen, die von heute eingeführten Regelwerken nicht erfasst werden, lässt unmittelbare Abweichungen von oben stehendem Grundsatz erforderlich werden.

Die Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU) hat im April 2008 „*Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand*“ [Argebau – 2008] herausgegeben, die mancherlei nützliche Hinweise zu einem sinnvollen Vorgehen in solchen Fällen enthält. Zu vermeiden ist nach aller Möglichkeit ein Vermischen von Nachweisen unterschiedlicher Normengenerationen für ein Bauteil. Immer ist zu beachten, dass Bemessungsformate nur bei Einhaltung der zugehörigen Konstruktionsregeln gelten können. In jedem Einzelfall wird ein hoher Sachverstand des Tragwerksplaners gefordert. Die Anforderungen an ihn übersteigen das bei Neubauten geltende Maß.

4.2 Probebelastungen

Grundsätzlich kann die Tragfähigkeit eines Bauteils durch Probebelastungen nachgewiesen werden. In DIN 1045 war diese Vorgehensweise bis zum Erscheinen der Ausgabe 1972 [DIN 1045 – 1972] detailliert beschrieben. Vorbehalte gegen die Aussagekraft von Tragwerksversuchen unterhalb des Traglastniveaus führten dazu, dass dieser Abschnitt aus der Norm entfernt wurde.

Da sich aber in der Praxis zum Beispiel historische Deckensysteme einerseits als problemlos tragfähig andererseits aber rechnerisch schwer nachweisbar erwiesen hatten, wuchs anschließend doch wieder das Bedürfnis, Grundlagen für die Durchführung von Belastungsversuchen zu schaffen. Als Folge wurde im Jahr 2000 die DAfStb-Richtlinie „*Belastungsversuche an Massivbauwerken*“ veröffentlicht [DAfStb – 2000].



Abb. 4-1: Probebelastung einer Hochbaudecke

Probebelastungen nach [DAfStb-Richtlinie – 2000] dürfen nur von hierfür besonders qualifizierten Stellen (Materialprüfanstalten, Hochschulinstitute) durchgeführt werden und sind so ausgelegt, dass das Tragwerk nach Möglichkeit während der Probebelastung nicht dauerhaft geschädigt wird. Problematisch bleibt die Beurteilung des Sicherheitsniveaus hinsichtlich Versagensarten ohne Vorankündigung (z.B. Schubdruckbruch), sofern das Tragwerk nicht – über die Ziellasten der Richtlinie hinausgehend – probeweise bis zur rechnerischen Bruchlast beansprucht wird.

Nützliche Hinweise zur praktischen Durchführung von Probebelastungen sind in [Fingerloos/Schnell – 2009] enthalten.

4.3 Querkraftbemessung

Die Aufnahme erhöhter Biegemomente infolge einer Biegezugverstärkung von Stahlbetonbauteilen hat in der Regel auch höhere Querkräfte zur Folge. Die Schubtragfähigkeit der Bauteile muss überprüft werden. Bei älteren Balkentragwerken können über die Wahl des Druckstrebenwinkels θ unter Umständen Reserven beim Nachweis der Druckstreben aktiviert werden, die zu einer geringeren Auslastung der vorhandenen Bügelbewehrung führen und so die Aufnahme höherer Querkräfte ermöglichen.

Bei kompakten Querschnitten im Ortbeton ist dies eher möglich als bei aufgelösten Fertigteilquerschnitten mit dünnen Stegen. Erbringt ein solcher Nachweis keine ausreichende Tragfähigkeit, so ergibt sich die Notwendigkeit einer Schubverstärkung.

Stahlbetonvollplatten werden heute in der Regel ohne Schubbewehrung konstruiert ($V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$). Haben Bestandsdecken auch bei Anrechnung eventuell vorhandener Schrägbewehrung keine ausreichenden Reserven für erhöhte Lasten ($V_{EdL} > V_{Rd,ct}$ bzw. $V_{EdL} > V_{Rd,sy}$), ist eine Biegezugertüchtigung mit geklebter Bewehrung aus FRP (Fibre Reinforced Polymer) nicht möglich, was alternative Verstärkungsmethoden erfordert.

Reicht die vorhandene Schubbewehrung des unverstärkten Querschnittes eines Balkens aus, die Querkräfte des verstärkten Zustandes zu übernehmen, so ist grundsätzlich dennoch eine zusätzliche Verbügelung z.B. mit FRP-Bändern zur Einleitung der anteiligen Zugkraft der Lamellen in den Altquerschnitt vorzusehen. Diese Querkraftverstärkungen müssen jedoch nicht in der Druckzone verankert werden.

Ist über die Tragfähigkeit des vorhandenen Querschnittes hinaus eine ergänzende Verstärkung zur Aufnahme der Querkräfte erforderlich, so muss diese in der Druckzone verankert werden. Derartige Schubverstärkungen werden in der Regel mit Stahl-Laschenbügeln ausgeführt.

Die *allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen* fordern in jedem Fall, also auch wenn rechnerisch gänzlich auf Laschenbügel verzichtet werden kann, bei Balken im Endbereich der FRP-Biegezugverstärkung zwei konstruktive Laschenbügel einzubauen. Diese können am Steg durch Verankerung in der Druckzone oder durch Klebung verankert werden. Im letzteren Fall sind die Bügel gegen Herunterfallen im Brandfall zusätzlich zu sichern.

Die im unverstärkten Querschnitt vorhandene Bügelbewehrung aus Betonstahl und die zusätzliche angeklebte Schubbewehrung aus Stahllaschen oder CFK-Sheets tragen parallel.

Die in den *allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen* geregelte Bemessung sichert auch im verstärkten Zustand die Kontinuität der Dehnungen. Die Bemessungsregeln basieren teilweise noch auf [DIN 1045 – 1988] mit Umrechnungen auf [DIN 1045-1:2008]. Der Ablauf der Berechnung ist dadurch unübersichtlich und nicht immer leicht nachvollziehbar.

Als zusätzliche Schubbewehrung sollten Bügel aus Stahllaschen oder aus CFK-Sheets (unidirektionale Fasergelege) mit sehr hohem E-Modul (etwa 640.000 N/mm²) eingesetzt werden. Letztere haben zwar einen hohen Materialpreis, können aber wegen der einfacheren Verarbeitung gegenüber Stahllaschen wirtschaftlich vorteilhaft sein.

4.4 Anwendungen in Sonderfällen

4.4.1 Allgemeine Anmerkungen

Beim Bauen im Bestand muss sich die Planung an den Gegebenheiten des Bestandes orientieren und des Öfteren unorthodoxe Lösungen suchen, die sich durchaus auch außerhalb des durch eingeführte technische Baubestimmungen vorgegebenen Rahmens bewegen können. Im Folgenden werden zwei Ausführungsbeispiele aufgeführt.

4.4.2 Alte Rippendecken

In einem Kasernengebäude aus dem Jahre 1937 wurde entdeckt, dass die zwischen Hohlziegeln aus Ton betonierten Stahlbetonrippendecken (Abb. 4-2) eine stark eingeschränkte Tragfähigkeit besitzen. Im Gebäude wurden an mehreren freigelegten Deckenstreifen Belastungsversuche durchgeführt. Danach wurden die bereits bis an die Grenze der Tragfähigkeit beanspruchten Versuchsdecken wieder in ihre ursprüngliche Höhe gespindelt. Auf die Unterseite der Tonziegel wurden als zusätzliche Biegezugbewehrung CFK-Lamellen geklebt (Abb. 4-3). Die Kopplung mit den Stahlbetonrippen erfolgte über die Stege der Ziegel.

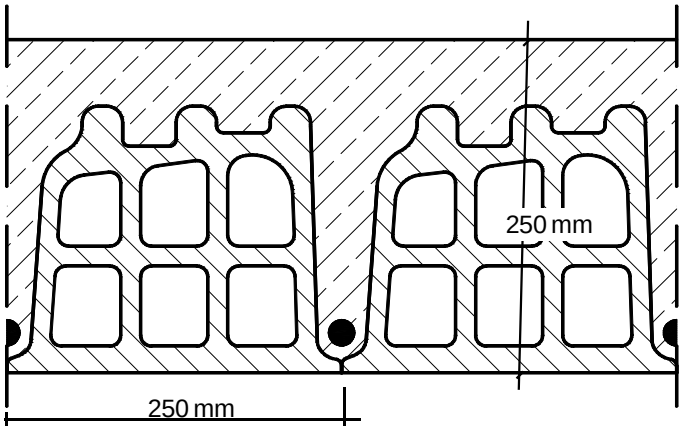


Abb. 4-2: Querschnitt der Rippendecke (System Bauer)

Trotz der erheblichen Vorschäden aus den zuvor durchgeführten Versuchen wurden bei den anschließenden Belastungen um etwa 70 % höhere Traglasten erreicht. Eine nicht vorbelastete Decke konnte gar um über 100 % höher belastet werden [Bindseil/Schnell – 2009].

Bei den Versuchen wurden die Dehnungen auf den Lamellen und an der Betonstahlbewehrung gemessen. Das Tragverhalten war einwandfrei (Abb. 4-4). Es gab auch im Endbereich keine Ablösungen der Lamellen vom Untergrund.



Abb. 4-3: Fertig montierte Lamellen einschließlich applizierten DMS

In derartigen Anwendungen scheint ein erhebliches Potenzial für den Einsatz von CFK-Verstärkungen zu liegen. Die Verwendung bedarf wegen des Untergrundes derzeit allerdings einer *Zustimmung im Einzelfall*.

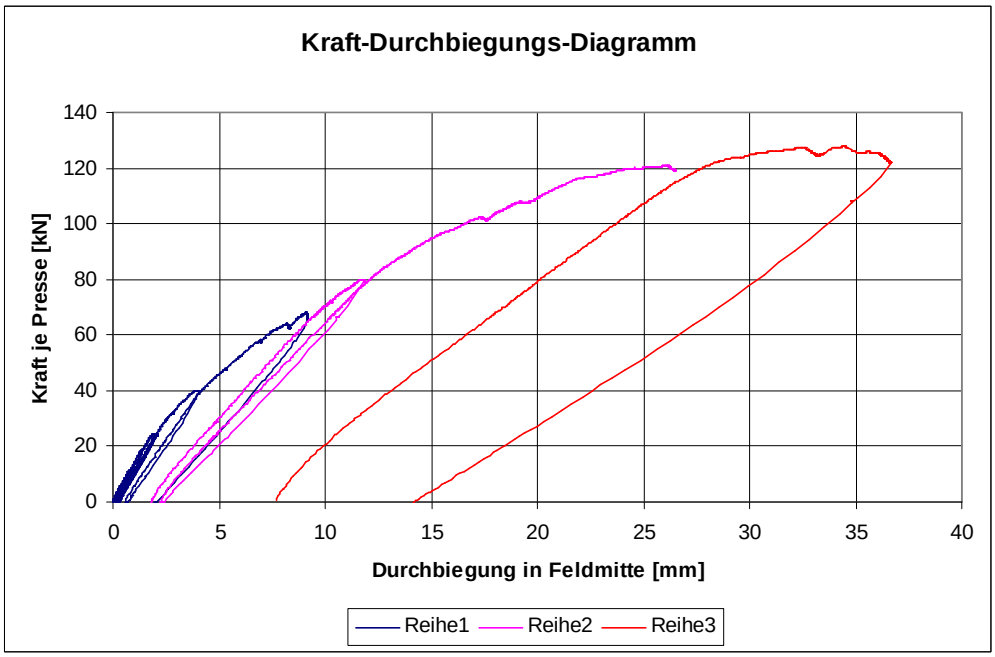


Abb. 4-4: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm bei einem Belastungsversuch an einer CFK-verstärkten Stahlbetonrippendecke

4.4.3 Umbau von Fertigteilkonstruktionen

Beim Umbau von Hallen aus Stahlbetonfertigteilen sollen gelegentlich zusätzliche Stegöffnungen in den Dachbindern angeordnet werden. Unter der Voraussetzung, dass sich ein statisch sinnvolles Fachwerk um diese Öffnungen herum einstellen kann, müssen dessen Druck- und Zugstreben nachgewiesen werden. Schwachpunkte sind in der Regel die Zugstreben. Hier könnten (zumindest bei T-Querschnitten) nachträgliche Verstärkungen in Form von senkrecht oder schräg angeordneten Laschenbügeln für ausreichende Tragfähigkeit sorgen.

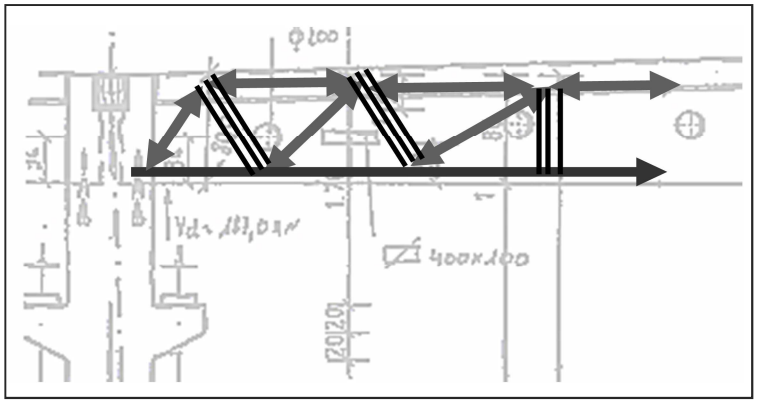


Abb. 4-5: Einfluss von Stegöffnungen auf den inneren Lastabtrag [Bindseil – 2007]

Je nach Größe der im Fertigteil vorhandenen Bügelbewehrung müsste der - allerdings nur für die Biegebewehrung geltende - Höchstwert des Verstärkungsgrades überschritten werden.

5 Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten beim Bauen im Bestand

5.1 Bemessung von Bestandstragwerken

Besteht Anlass, existierende Bauteile neuerlich zu bemessen, so ist diese Bemessung grundsätzlich nach aktuellem Regelwerk durchzuführen. Diese Forderung lässt sich allerdings in der Praxis zumeist nicht konsequent umsetzen, da die Konstruktionsregeln und Materialparameter heutiger Normenwerke von älteren Tragwerken in der Regel nicht ohne weiteres erfüllt werden können. Aus diesem Grund sind Abweichungen zu oben stehendem Grundsatz generell erforderlich.

Die Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz [ARGEBAU - 2008] hat im Februar 2008 das Schriftstück „Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand“ herausgegeben, in dem Angaben zu einem sinnvollen Vorgehen in solchen Fällen enthalten sind.

Zu vermeiden ist nach aller Möglichkeit ein Vermischen von Nachweisen unterschiedlicher Normengenerationen und es ist zu beachten, dass Bemessungsformate nur bei Einhaltung der zugehörigen Konstruktionsregeln gültig sind.

Vom Tragwerksplaner wird daher ein hoher, projektspezifischer Sachverstand gefordert, der die Anforderung an das bei Neubauten geltende Maß um ein Vielfaches übersteigt.

5.2 Nachrechnung bestehender Tragwerke ohne zusätzliche Informationen aus einer Bestandsaufnahme

Es wird davon ausgegangen, dass das Tragwerk bei der Herstellung den seinerzeit gültigen Normen entsprochen hat. Ist eine ausreichend umfängliche Probenentnahme zur Bestimmung von Materialeigenschaften nicht möglich, da das Gebäude zum Zeitpunkt der Nachbemessung z.B. voll genutzt wird, können für eine erste Vorbemessung die benötigten Materialkennwerte anhand der Materialangaben der ursprünglichen Planungsunterlagen gewählt werden.

Da die Nachberechnung jedoch grundsätzlich immer nach aktuellem Normenwerk zu erfolgen hat, sind die Werkstoffkennwerte der gültigen Normfestlegungen zur Herstellungszeit an die aktuellen Kennwerte anzupassen. Dies erfolgt mittels Umrechnungsfaktoren, mit welchen z.B. unterschiedliche Prüfkörpergeometrien in den einzelnen Normengenerationen aneinander angeglichen werden können.

Die Anwendung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes der neuen Normengeneration setzt des Weiteren voraus, dass die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe als sogenannte charakteristische Kenngrößen vorliegen, d.h. dass sie unter Annahme einer statistischen Verteilung mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit auftreten (Quantilwerte).

Auf Grundlage von umfangreichen Literaturrecherchen wurden für die Baustoffe Beton und Betonstahl Umrechnungsfaktoren sowie Rechenwerte der charakteristischen Kenngrößen der maßgeblichen mechanischen Werkstoffeigenschaften bestimmt, vgl. Kapitel 3.5.

Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt anhand von Tabellen, welche die charakteristischen Werte für die Materialgüten einzelner Zeitperioden enthalten.

Diese theoretischen Annahmen können jedoch nur der Vorbemessung dienen. Bei der tatsächlichen Bewertung der Standsicherheit baulicher Anlagen müssen für die weiteren Planungsschritte die getroffenen Annahmen durch entsprechende Bestandsaufnahmen verifiziert und durch einen sachkundigen Planer überprüft werden.

5.3 Nachrechnung bestehender Tragwerke mit zusätzlichen Informationen aus einer Bestandsaufnahme

Im semiprobabilistischen Sicherheitskonzept der aktuellen Regelwerke werden alle in Abb. 5-1 dargestellten Unsicherheitsfelder in Form von Teilsicherheitsbeiwerten abgebildet.

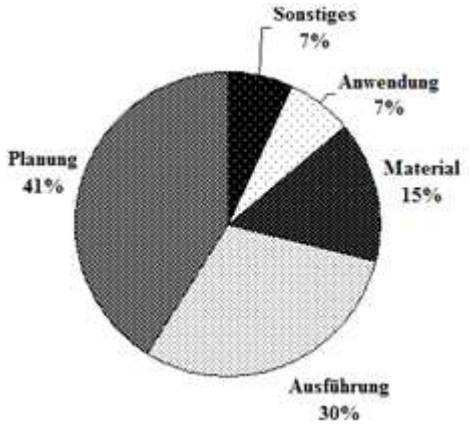


Abb. 5-1: Ursachen für Qualitätsmängel an Bauwerken [Hansen - 2004]

Durch eine Bestandsaufnahme im Vorfeld einer Baumaßnahme werden umfangreiche Erkenntnisse und Informationen hinsichtlich der Bauwerkseigenschaften und der Art der Nutzung gewonnen, die im aktuellen Regelwerk zur Herstellung von Neubauten als Unsicherheitsfaktor beinhaltet und mit Teilsicherheitsbeiwerten belegt sind.

Werden diese Größen durch Bauwerksuntersuchungen ermittelt, ist die Aufrechterhaltung der Teilsicherheitsbeiwerte aus den aktuellen Regelwerken nicht mehr gerechtfertigt. Auf dieser Grundlage können Teilsicherheitsbeiwerte in Einzelfallentscheidungen modifiziert, d.h. abgemindert, werden.

Durch eine begründete Reduzierung von Teilsicherheitsbeiwerten gelingt in vielen Fällen der Nachweis bestehender Konstruktionen ohne Verstärkungsmaßnahmen, ohne das nach aktueller Norm geforderte Zuverlässigkeitsniveau zu unterschreiten.

Der Bauteilwiderstand sowie die Einwirkungen auf das Bauteil sind durch die Grenzzustandsgleichungen, die die Versagensbedingungen beschreiben, miteinander verknüpft.

In diesen Grenzzuständen werden alle statistischen Informationen des Widerstandes und der Einwirkungen verarbeitet. Diese Grenze entscheidet zwischen Erfüllung und Nichterfüllung der Tragwerkssicherheit, die durch die Versagenswahrscheinlichkeit ausgedrückt werden kann, vgl. Abb. 5-2.

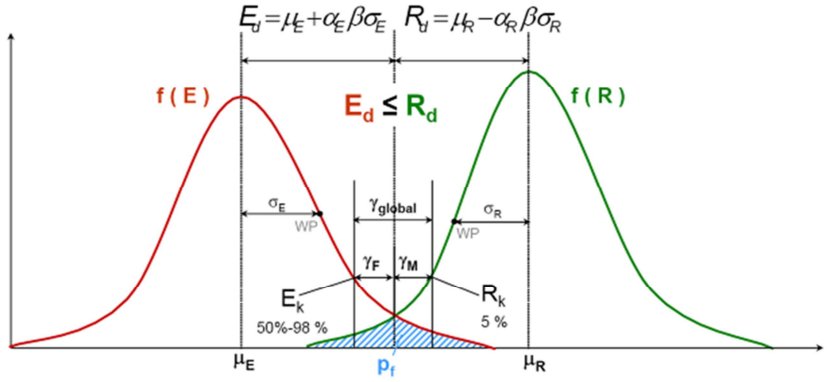


Abb. 5-2: Häufigkeitsverteilung der Einwirkungen und Widerstände

Die nachfolgenden Ausführungen sind gleichlautend aus der Dissertation von Herrn Fischer [Fischer – 2010] entnommen, die an der TU Kaiserslautern angefertigt wurde. Es handelt sich um Auszüge aus Kapitel 7 und um Kapitel 8.

5.4 Bewertung der Zuverlässigkeit

5.4.1 Zuverlässigkeit hinsichtlich Biegezugversagen

Die Untersuchungen werden für unterschiedliche Lastverhältnisse von ständiger und veränderlicher Einwirkung durchgeführt. Die grafische Darstellung der Zuverlässigkeitskurven erfolgt für Biegezugversagen über den Längsbewehrungsgrad ρ_l in Abb. 5-3.

Die Streuung der Betondruckfestigkeit hat aufgrund der sehr kleinen Sensitivität der Betondruckfestigkeit keine Auswirkung auf die Bauteilzuverlässigkeit. Abb. 5-3 ist aufgrund einer Normierung der Grenzzustandsgleichung für alle Betongüten und Betondruckfestigkeitsstreuungen anwendbar.

Die Streuung der Stahlstreckgrenze wurde zu $v_x = 0{,}06$ angenommen. Generell ist festzustellen, dass die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren, der am Nachweis beteiligten Basisvariablen, keine Abweichungen zu den Zuverlässigkeitsuntersuchungen mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach [DIN 1045-1:2008] aufweisen.

Aus Abb. 5-3 ist eine Zuverlässigkeitssteigerung für alle eingetragenen Kurven mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad zu erkennen. Die geringeren Teilsicherheitsbeiwerte nach DAfStb-Belastungsrichtlinie führen für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ dazu, dass der Zuverlässigkeitsindex β für Biegezugversagen um ca. 0,9 gegenüber der Zuverlässigkeit nach [DIN 1045-1:2008] abfällt.

Bei einem Lastverhältnis $g_k / q_k = 50 / 50$ tritt hingegen nur eine Reduzierung des Sicherheitsindex´ β von ca. 0,7 auf. Dies ist darin begründet, dass im GZT infolge der Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_G bei einem 70 %-igen ständigen Lastanteil eine größere Steigerung der stark streuenden Einwirkungen erfolgt, als bei einem 50 %-igen ständigen Lastanteil an der Gesamtlast.

Weiter wird aus Abb. 5-3 ersichtlich, dass für alle Lastverhältnisse das Zielzuverlässigkeitsniveau $\beta = 3{,}8$ bei Anwendung der Belastungsrichtlinie zumindest für geringe Bewehrungsgrade unterschritten wird.

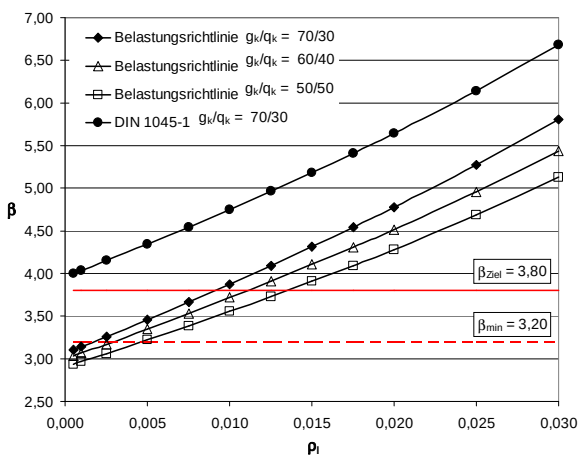


Abb. 5-3:
Zuverlässigkeit der Versagensart Biegezugversagen in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad ρ_l für verschiedene Lastverhältnisse von ständiger zu veränderlicher Last bei Anwendung der Teilsicherheitsfaktoren nach Belastungsrichtlinie und [DIN 1045-1:2008] ($v_{x,Beton} \leq 0{,}40$, $v_{x,Stahl} = 0{,}06$)

Gerade geringe Bewehrungsmengen sind aber für Bestandsbauteile typisch. Für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ geschieht dies bei Bewehrungsgehalten ρ_l kleiner 0,9 %, für $g_k / q_k = 60 / 40$ bei $\rho_l < 1{,}1$ % und bei dem Lastverhältnis $g_k / q_k = 50 / 50$ für $\rho_l < 1{,}5$ %.

Sogar das von [Diamantidis – 2007] für Bestandsbauten empfohlene akzeptable Sicherheitsniveau von $\beta = 3{,}2$ wird von allen Kurven der Belastungsrichtlinie für Bewehrungsgrade kleiner $\rho_l = 0{,}4$ % leicht unterschritten.

Die Kurven der jeweiligen Lastverhältnisse sind ähnlich und verlaufen nahezu parallel zueinander. Bei Lastverhältnissen mit größerem veränderlichen Lastanteil verflachen die Zuverlässigkeitskurven zunehmend.

Alle aufgezeigten Ergebnisse gelten für Wohn- bzw. Büronutzlasten mit einem Variationskoeffizienten von ca. 20 %. Werden Bauteile anderer Nutzung wie z. B. für Schulräume, Fabrik- und Produktionsstätten untersucht, liefert die Nachbemessung mit den reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten nach Belastungsrichtlinie keine hinreichende Zuverlässigkeit.

Hier liegt eine massive Überschätzung der Tragfähigkeit der Bauteile vor. Gleiches gilt für die Einwirkung Schnee, für die ein Variationskoeffizient in der Größenordnung bis ca. $v_x = 0{,}40$ vorliegt. Parameterstudien haben gezeigt, dass bei diesen stark streuenden Einwirkungen ein weiterer Abfall der oben aufgezeigten Zuverlässigkeitskurven um mindestens $\Delta\beta = 0{,}5$ eintritt.

5.4.2 Zuverlässigkeit bei Querkraftbeanspruchung

Die Bewertung der Zuverlässigkeit von querkraftbeanspruchten Bauteilen erfolgt gemäß der Bemessungsnorm [DIN 1045-1:2008] anhand der drei Versagensarten. Grundsätzlich ist dabei aber zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung zu unterscheiden. Die drei Bauteilwiderstände $V_{Rd,ct}$, $V_{Rd,sy}$ und $V_{Rd,max}$ werden nachfolgend hinsichtlich der Zuverlässigkeit bei Anwendung der Belastungsrichtlinie diskutiert.

5.4.2.1 Versagensart $V_{Rd,ct}$

Bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung wie z. B. Geschossdecken oder Fundamenten ist der Bauteilwiderstand $V_{Rd,ct}$ zu untersuchen. Die Zuverlässigkeit des Betontraganteils $V_{Rd,ct}$ liegt bei Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Bemessungsnorm sowie Belastungsrichtlinie weit oberhalb der in [DIN 1055-100:2001] geforderten Zielzuverlässigkeit $\beta = 3{,}8$. Die Kurven der einzelnen Lastverhältnisse von [DIN 1045-1:2008] und [DAfStb – 2000] verlaufen wiederum nahezu parallel.

Als statistische Kenngrößen der Modellunsicherheiten wird auf Beanspruchungs- und Widerstandsseite von einem Mittelwert $\mu_\theta = 1{,}00$ mit einer Schwankung θ_R von $v_x = 0{,}20$ und für θ_E von $v_x = 0{,}15$ ausgegangen. Für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ ist für die Belastungsrichtline mit einer Reduzierung des Sicherheitsindex´ $\Delta\beta$ von etwa 0,65 und für $g_k / q_k = 50 / 50$ um $\Delta\beta = 0{,}47$ zu rechnen.

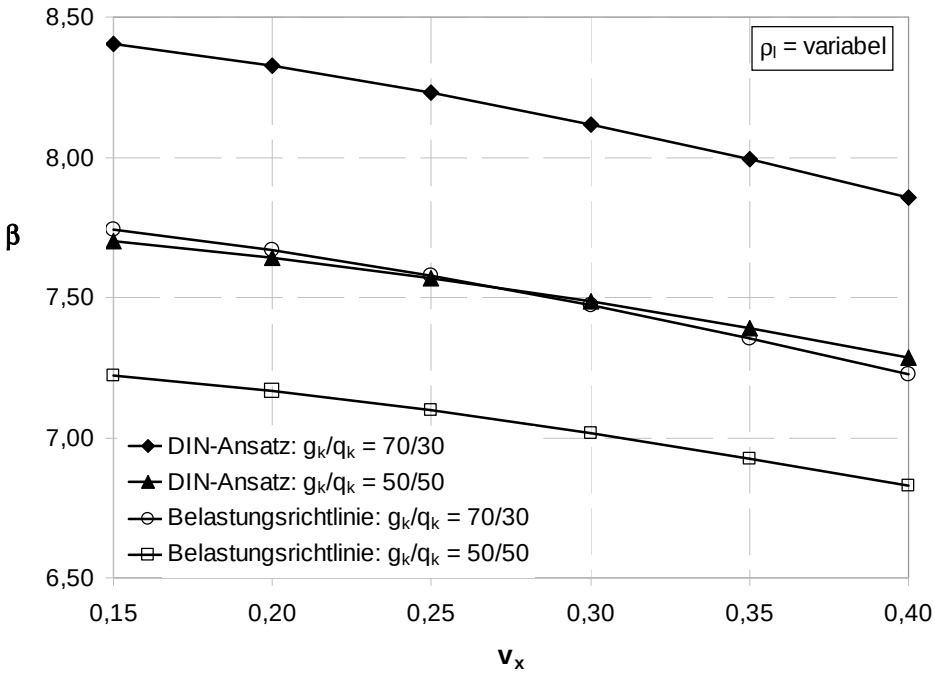


Abb. 5-4: Zuverlässigkeit nicht querkraftbewehrter Bauteile $V_{Rd,ct}$ in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit für unterschiedliche Lastverhältnisse von g_k/q_k und Teilsicherheitsbeiwerte nach DAfStb-Belastungsrichtlinie und [DIN 1045-1:2008]

Die Zuverlässigkeitsverläufe in Abb. 5-4 sind für alle Längsbewehrungsgrade repräsentativ, da sich die Zuverlässigkeit aufgrund des vernachlässigbar streuenden Längsbewehrungsgrades nicht ändert. Eine Steigerung des Längsbewehrungsgrades ist direkt proportional zur Steigerung der Tragfähigkeit. Angemerkt sei, dass sich auch hier die Sensitivitäten bei Anwendung der Belastungsrichtline gegenüber der Bemessungsnorm nicht verändern.

5.4.2.2 Versagensart $V_{Rd,sy}$

Bei querkraftbewehrten Bauteilen muss die Tragfähigkeit der Zugstrebe und somit der vorhandenen Querkraftbewehrung überprüft werden. Die Tragwerkszuverlässigkeit wird - ähnlich wie bei der Versagensart $V_{Rd,ct}$ - nicht vom Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung ρ_w beeinflusst. Es fällt generell auf, dass das Zuverlässigkeitsniveau des Zugstrebennachweises $V_{Rd,sy}$ in Abb. 5-5 wesentlich geringer ausfällt, als für den reinen Betontraganteil $V_{Rd,ct}$.

Anzumerken ist, dass in Abb. 5-5 die Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,sy}$ für unterschiedliche Streuungen der Stahlstreckgrenze dargestellt sind. Eine Variation der Streckgrenzenstreuung hat sehr großen Einfluss auf die Querschnittszuverlässigkeit. Für übliche Streuungen von 5 bis 6 % wird das Zielzuverlässigkeitsniveau $\beta = 3{,}8$ für das im Hochbau vorherrschende Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ nach Bemessungsnorm gerade erreicht, während es hingegen für ein Lastverhältnis $g_k / q_k = 50 / 50$ unterschritten wird.

Bei der Nachweisführung mit reduzierten Teilsicherheitsfaktoren der Belastungsrichtlinie fällt die Zuverlässigkeit deutlich ab. Für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ zeigt sich eine Verminderung des Zuverlässigkeitsniveaus in der Größenordnung von $\Delta\beta = 0{,}9$.

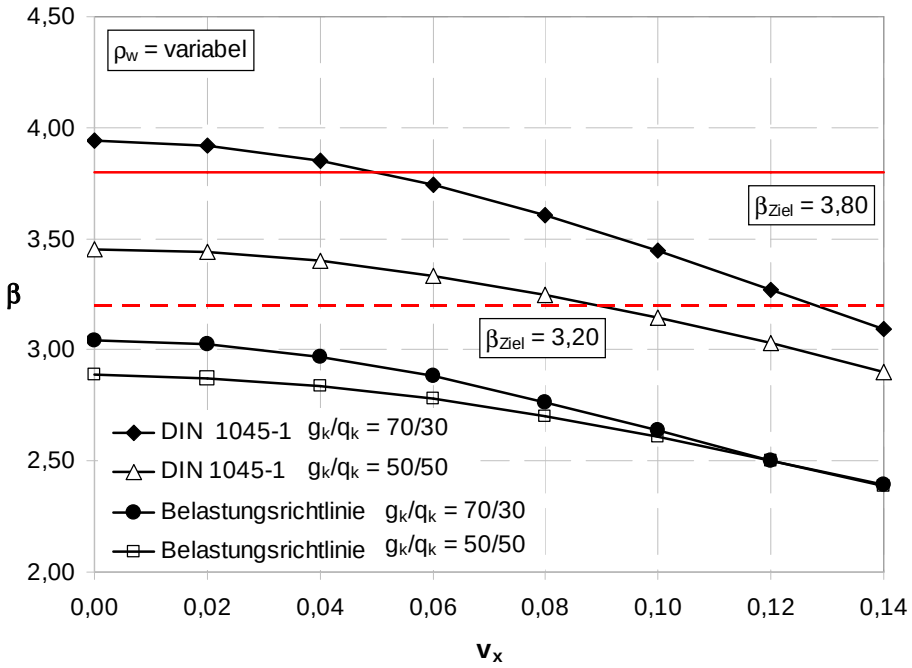


Abb. 5-5: Zuverlässigkeit von $V_{Rd,sy}$ nach DAfStb-Belastungsrichtlinie und [DIN 1045-1:2008] für unterschiedliche Streuungen der Stahlzugfestigkeit ($\rho_w \geq 0{,}5$ ‰)

Weiter zeigt Abb. 5-5 einen verstärkten Zuverlässigkeitsabfall für größere Stahlstreuungen. Anzumerken ist allerdings, dass die Zuverlässigkeitskurven der Belastungsrichtlinie für unterschiedliche Lastverhältnisse wesentlich enger beieinanderliegen, als diejenigen bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte der [DIN 1045-1:2008].

Es wird daher vermutet, dass eine Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes der ständigen Einwirkung von $\gamma_G = 1{,}35$ auf $\gamma_G = 1{,}15$ für dieses Phänomen verantwortlich ist. Dadurch wird die aufnehmbare Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit überdurchschnittlich gesteigert. Eine Veränderung der Sensitivitäten für die Nachweisführung mit verschiedenen Teilsicherheitsbeiwerten ist nicht zu erkennen.

Die Anwendung der Belastungsrichtlinie ist für $V_{Rd,sy}$ somit zu überdenken, da für alle Lastverhältnisse von ständiger zu veränderlicher Einwirkung sogar immer die untere Grenze $\beta_{min} = 3{,}2$ durchbrochen wird. Als statistische Kenngrößen der Modellunsicherheiten wurde auf Beanspruchungsseite ein Mittelwert $\mu_{\theta E} = 1{,}00$ mit $v_x = 0{,}12$ und auf Widerstandsseite ein Mittelwert $\mu_{\theta R} = 1{,}10$ mit einer Schwankung $v_x = 0{,}10$ unterstellt.

5.4.2.3 Versagensart $V_{Rd,max}$

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung muss neben dem Zugstrebennachweis immer auch die Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ untersucht werden. Hierbei hat die Streuung der Betondruckfestigkeit einen sehr großen Einfluss auf die Zuverlässigkeit (s. Abb. 5-6). Bei Neubauten liegen i.d.R. Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit je nach Festigkeitsklasse zwischen $v_x = 0{,}07$ bis 0,15 vor, während bei Bestandsbauten wesentlich höhere Streuungen bis zu 0,4 anzutreffen sind.

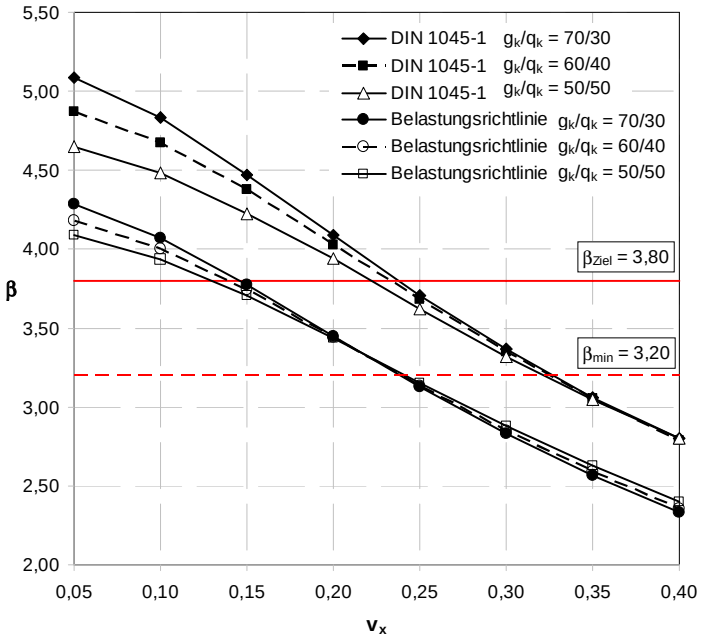


Abb. 5-6: Zuverlässigkeit des Druckstrebennachweises $V_{Rd,max}$ nach DAfStb-Belastungsrichtlinie und [DIN 1045-1:2008] für verschiedene Streuungen der Betondruckfestigkeit

Bei Nachweisführung nach Bemessungsnorm [DIN 1045-1:2008] wird das Zielzuverlässigkeitsniveau bei Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit $v_x \geq 0{,}22$ unterschritten. Bei Anwendung der Belastungsrichtlinie ist dies schon bei einem Variationskoeffizienten von etwa $v_x = 0{,}13$ der Fall.

Die Zuverlässigkeitskurven der Belastungsrichtlinie liegen für verschiedene Lastverhältnisse enger zusammen als bei Nachweisführung mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach [DIN 1045-1:2008]. Es lässt sich aber eine gewisse Parallelität der beiden Kurvenpakete feststellen.

5.4.2.4 Zuverlässigkeit bei Durchstanzen

Die Zuverlässigkeit von durchstanzgefährdeten Bauteilen wurde für die Versagensarten $v_{Rd,ct}$, $v_{Rd,sy}$ sowie $v_{Rd,max}$ untersucht. In allen Nachweisschnitten ist für geringe Querkraftbewehrungsgrade eine klare Analogie zu den Zuverlässigkeitskurven des Querkraftnachweises $V_{Rd,ct}$ in Abb. 5-4 zu erkennen.

Das Zuverlässigkeitsniveau ist allerdings für $v_{Rd,ct}$, $v_{Rd,max}$ sowie für sehr geringe Bewehrungsgrade der Querkraftbewehrung bei der Versagensart $v_{Rd,sy}$ etwas höher. Liegen hohe Bewehrungsgrade der Querkraftbewehrung ρ_w vor, so fällt die Querschnittszuverlässigkeit massiv ab.

Beispielweise liegt eine Abminderung von $\beta = 3{,}5$ zumindest für geringe Längsbewehrungsgrade ρ_l zwischen den untersuchten Bewehrungsgraden von $\rho_w = 0{,}002$ und $\rho_w = 0{,}01$ vor.

Da für Durchstanzen kein Sicherheitsdefizit bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach [DAfStb – 2000] zu erkennen ist, erfolgen hierfür keine weiteren Zuverlässigkeits-untersuchungen.

5.4.3 Zuverlässigkeit zentrisch gedrückter Bauteile

Die Belastungsrichtlinie weist in Abschnitt 4.4 verminderte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl, Beton und die ständigen Einwirkungen aus. Betrachtet man unbewehrte Bauteile, so ist zu vermuten, dass hiernach der Teilsicherheitsbeiwert von Beton γ_c = 1,80 auf γ_c = 1,40 abgesenkt werden dürfte. Dies führt zu einer sehr großen Reduktion der Bauteilzuverlässigkeit.

Es wird daher angenommen, dass sich die Ausweisung der Teilsicherheitsbeiwerte in Abschnitt 4.4 der Belastungsrichtlinie nur auf bewehrte Betonbauteile bezieht. Exemplarisch wird hier auf die Untersuchung einer zentrisch gedrückten, unbewehrten Stütze in Abb. 5-7 verwiesen.

Der Zuverlässigkeitsabfall für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 erfolgt von β = 7,90 auf β = 5,82 und ist sehr gravierend. Das entspricht der Differenz von $\Delta\beta$ = 2,08. Aufgrund dieses enormen Zuverlässigkeitsabfalls werden keine weiteren Untersuchungen für diverse Versagensarten bei unbewehrten Bauteilen durchgeführt.

Im weiteren Verlauf werden bewehrte, zentrisch gedrückte, nicht stabilitätsgefährdete Bauteile bei Wohn- und Büronutzung betrachtet. Tritt in den Abbildungen ein Längsbewehrungsgrad von ρ_l = 0 auf, wird damit ein Bewehrungsgrad von annähernd null verstanden.

In Abb. 5-8 ist zu erkennen, dass der Verlauf der Zuverlässigkeitskurven zentrisch gedrückter Bauteile stark vom Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit abhängt.

Weiter ist ersichtlich, dass die Querschnittszuverlässigkeit mit zunehmendem Längsbewehrungsgehalt bei geringen Streuungen der Betondruckfestigkeit abfällt, während sie für große Betondruckfestigkeitsstreuungen bei steigendem Bewehrungsgehalt ansteigt.

Desweiteren liegen die Zuverlässigkeitskurven für unterschiedliche Lastverhältnisse g_k / q_k bei großen Streuungen der Betondruckfestigkeit sehr eng zusammen. Für geringe Bewehrungsgrade liegt sogar die Kurve des Lastverhältnisses g_k / q_k = 50 / 50 teilweise über der Kurve für 70 % ständigen Lastanteil.

Dies liegt daran, dass die Sensitivität der veränderlichen Einwirkung aufgrund der sehr hohen Sensitivität der stark streuenden Betondruckfestigkeit so stark abfällt, dass die Widerstandsseite die Zuverlässigkeit maßgeblich steuert.

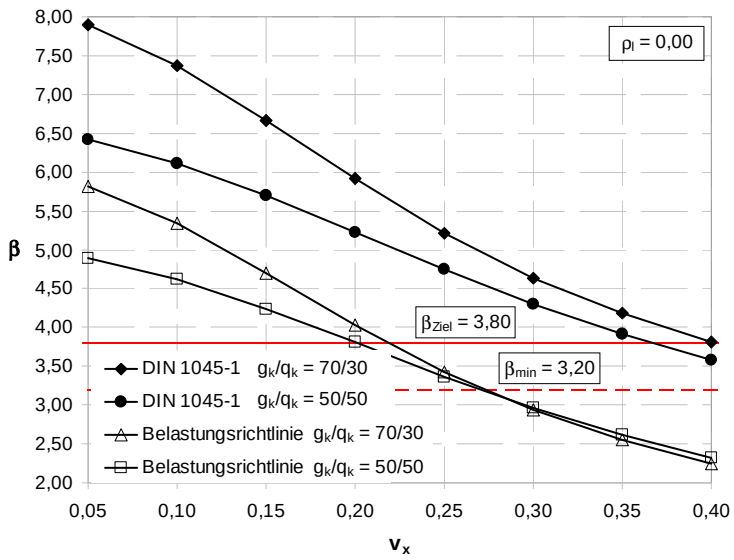


Abb. 5-7: Zuverlässigkeit von unbewehrten, zentrisch gedrückten Bauteilen aufgetragen über die Streuung der Betondruckfestigkeit

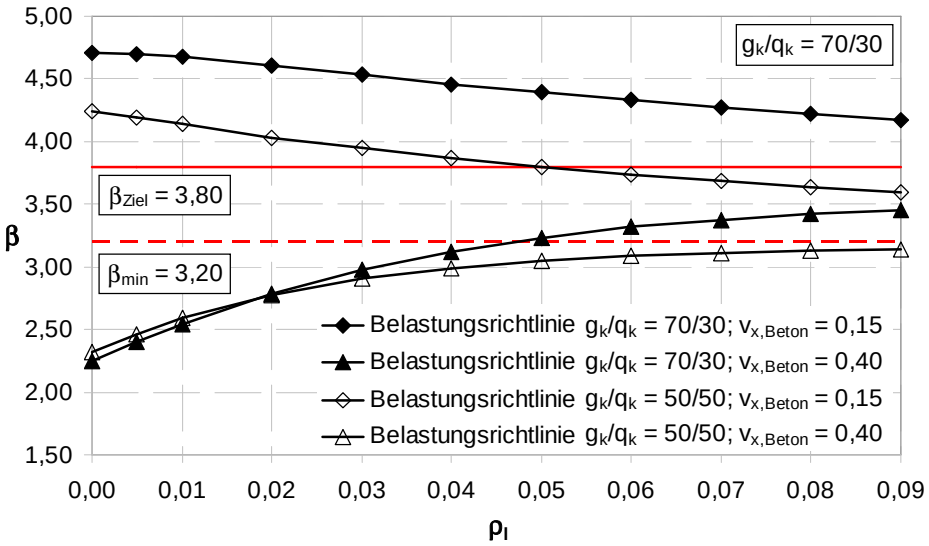


Abb. 5-8: Zuverlässigkeit zentrisch gedrückter Bauteile aufgetragen über den Bewehrungsgehalt ρ_l

Bei Betrachtung der Querschnittszuverlässigkeit aufgetragen über die Betondruck-festigkeitsstreuung, kann diese Gegebenheit für große Betonstreuungen in Abb. 5-9 wieder festgestellt werden.

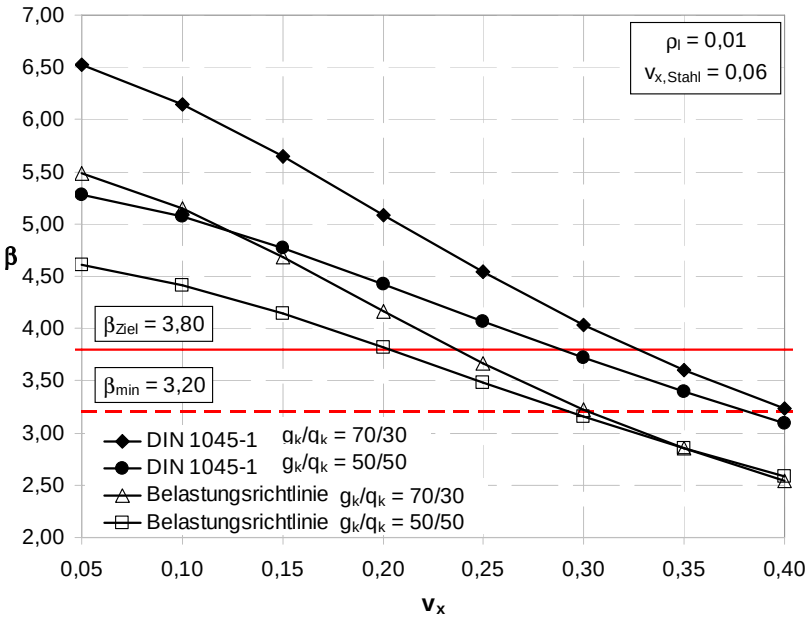


Abb. 5-9: Querschnittszuverlässigkeit zentrisch gedrückter, schwach bewehrter Bauteile (ρ_l = 1 %) aufgetragen über die Betondruckfestigkeitsstreuung

Die Zuverlässigkeitskurven der unterschiedlichen Lastverhältnisse nähern sich bei größer werdenden Betondruckfestigkeitsstreuungen einander an. Je höher der Längsbewehrungs-grad dieser Bauteile ist, desto mehr tritt die gerade eben beschriebene Beobachtung in den Hintergrund.

Dies wird in der Abb. 5-10 für stark bewehrte, zentrisch gedrückte Bauteile (ρ_l = 5 %) genauso deutlich wie bei zentrisch gedrückten Stahlbetonstützen mit einem maximalen Bewehrungsgehalt von ρ_l = 9 % (s. Abb. 5-11).

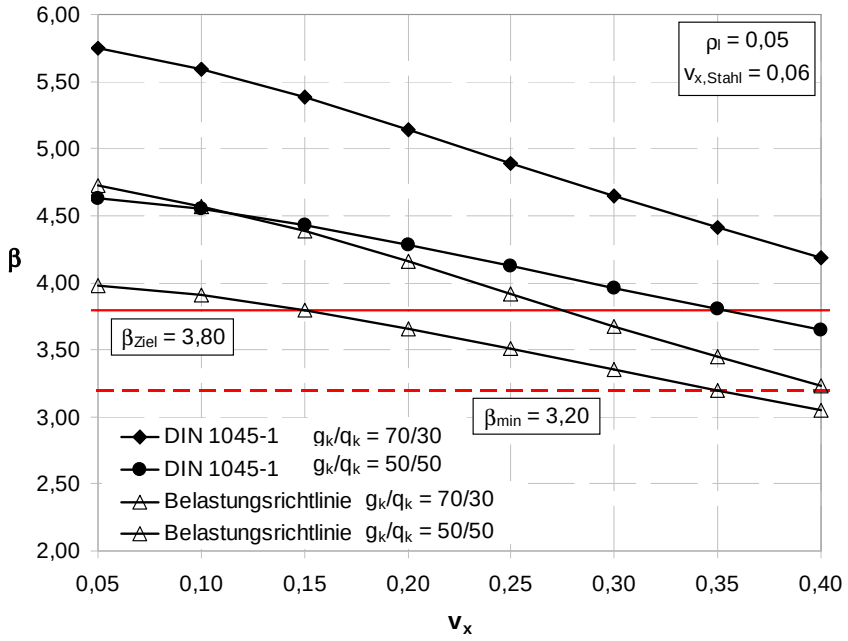


Abb. 5-10: Querschnittszuverlässigkeit zentrisch gedrückter, stark bewehrter Bauteile (ρ_l = 5 %) aufgetragen über die Betondruckfestigkeitsstreuung

Mit steigendem Bewehrungsgehalt ist in den Abb. 5-9 bis Abb. 5-11 ein Zuverlässigkeitsabfall bei geringen Betonstreuungen und ein Zuverlässigkeitsanstieg bei hohen Streuungen zu erkennen.

Zudem verflachen die Zuverlässigkeitskurven zunehmend, da der Stahltraganteil eine immer größere Rolle spielt, der Betontraganteil abnimmt und somit die Streuungen des Betons einen geringeren Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit erhalten. Der Variationskoeffizient des Bewehrungsstahls wurden jeweils konstant bei v_x = 6 % gehalten.

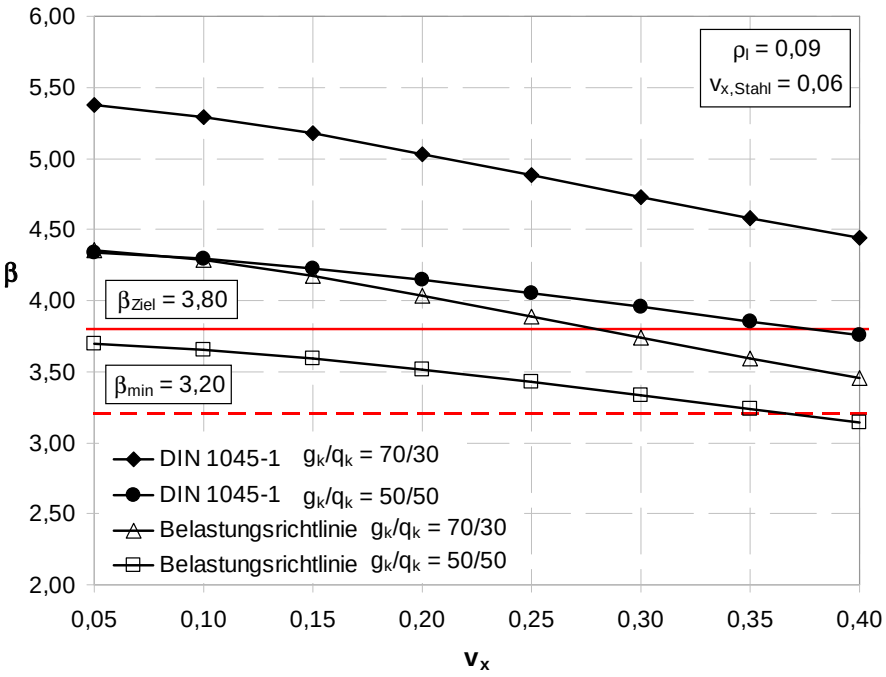


Abb. 5-11: Querschnittszuverlässigkeit zentrisch gedrückter Bauteile aufgetragen über die Betondruckfestigkeitsstreuung für den maximalen Stützenbewehrungsgrad ρ_l = 9 %

5.4.4 Bewertung der Untersuchungsergebnisse

Bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach [DAfStb – 2000] zeigen die durchgeführten Parameterstudien, dass für den jeweiligen Tragsicherheitsnachweis eine Absenkung des Zuverlässigkeitsniveaus gegenüber der herkömmlichen Bemessungsnorm erfolgt.

Es wird darauf hingewiesen, dass die durchgeführten Parameterstudien ausschließlich für normale Wohn- und Bürogebäude und für veränderliche Einwirkungen mit einem Variationskoeffizienten v_x kleiner als 20 % für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren gelten, wobei für diesen Zeitraum die in Tab. 6.6 [Fischer – 2010] ausgewiesenen statistischen Kenngrößen der Modellunsicherheiten unterstellt werden.

Bauteile, die z. B. hauptsächlich auf stark streuende Schneelasten oder allgemein für einen hohen veränderlichen Lastanteil ausgelegt werden, unterschreiten das geforderte Zuverlässigkeitsniveau von $\beta_{Ziel} = 3{,}8$ teils deutlich. Aus diesem Grund ist zu diskutieren, ob ein geringeres Zielzuverlässigkeitsniveau, wie es beispielsweise in [JCSS – 2001] für Bestandsbauten mit $\beta_{min} = 3{,}2$ vorgeschlagen wird, grundsätzlich als Maßstab empfohlen werden sollte.

Wird keine Absenkung des Zielzuverlässigkeitsniveaus zum Nachweis bestehender Tragwerke vorgenommen, so kann festgestellt werden, dass bei Verwendung der in [DAfStb – 2000] enthaltenen Teilsicherheitsbeiwerte bis auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ein Sicherheitsdefizit vorliegt, und dies nicht nur, wenn große Materialstreuungen am Bestandsbauwerk ermittelt werden.

Abschließend kann festgehalten werden, dass eine pauschale Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Belastungsrichtlinie bei Tragsicherheitsnachweisen in vielen Fällen das momentan geforderte Sicherheitsniveau von $\beta_{Ziel} = 3{,}8$ nicht erfüllt. Für die Zielzuverlässigkeit von $\beta_{Ziel} = 3{,}2$ hingegen wird bei Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Belastungsrichtlinie für viele Nachweisformate je nach Materialstreuung das Zuverlässigkeitsniveau übertroffen.

Gerade die Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes für die ständigen Einwirkungen von $\gamma_G = 1{,}35$ auf $\gamma_G = 1{,}15$ ist hinsichtlich der geforderten Bauteilzuverlässigkeit sehr problematisch. Beim Bauteilnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Einwirkungen nach [DIN 1055-100:2001] gleicht der etwas zu hohe Sicherheitsbeiwert der ständigen Last $\gamma_G = 1{,}35$ den eigentlich mit $\gamma_Q = 1{,}50$ zu niedrig festgelegten Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkung überwiegend aus.

Teilweise wird der zu geringe Teilsicherheitsbeiwert γ_Q auch von dem etwas zu hoch festgesetzten Teilsicherheitsbeiwert der Betonfestigkeit $\gamma_c = 1{,}50$ kompensiert, solange übliche Betonfestigkeitsstreuungen vorliegen. Daher ist von einer Absenkung der Sicherheitsbeiwerte der Einwirkungen insbesondere bei gleichzeitiger Abminderung der Materialsicherheiten dringend abzuraten. Vielmehr sollten die Sicherheitsbeiwerte der Materialseite in Abhängigkeit der Baustoffstreuungen angepasst werden.

Ebenso sollte auch bei Ausweisung der Teilsicherheitsbeiwerte nach der Versagensart jedoch zumindest nach dem Lastverhältnis und evtl. der Lastart differenziert werden. Eine derart detaillierte Betrachtung der Randbedingungen stellt allerdings eine einfache, praxisgerechte Bemessung von Bestandsbauten in Frage.

5.5 Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte

5.5.1 Einführung

Die Tragwerksbemessung stellt immer einen Kompromiss zwischen der möglichst hohen Ausnutzung der eingesetzten Materialien und einer ausreichenden Zuverlässigkeit dar. Baupraktisch soll dieser Anforderung an die Tragwerksplanung durch eine dem Aufwand angemessene Festlegung von Berechnungsmodellen und zugehörigen Sicherheitselementen entsprochen werden.

Für das Bauwesen werden die Einwirkungen auf Gebäude in der Norm DIN 1055 definiert. Hierin werden Lastannahmen für Bauwerke festgeschrieben, die bauartübergreifend Anwendung finden. Genauso wird in Teil 100 der Norm das bauart- und baustoffübergreifende Sicherheitskonzept geregelt. Darin sind in Tabelle A.3 (Anhang A) die Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit angegeben.

Die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Bauteilwiderstandsseite sind in den einzelnen Baustoffnormen definiert. So werden z. B. in der [DIN 1045-1:2008] für den Werkstoff Stahlbeton die Materialsicherheitsbeiwerte für Beton γ_c und für Bewehrungsstahl γ_s festgesetzt.

Durch die Grenzzustandsgleichungen der unterschiedlichen Versagensarten sind Einwirkung und Bauteilwiderstand miteinander verknüpft, d. h. die Materialsicherheitsbeiwerte stehen in Interaktion mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Einwirkungen. Wird nun entweder auf Einwirkungs- oder auf Widerstandsseite der Sicherheitsbeiwert modifiziert, so beeinflusst dies den auf der jeweils unveränderten Seite der Grenzzustandsgleichung vorhandenen Teilsicherheitsbeiwert.

Im Hinblick auf die in [DIN 1055-100:2001] baustoffübergreifend geregelten Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen werden im Rahmen dieser Arbeit nur die baustoffspezifischen Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite optimiert, um die gewünschte Zuverlässigkeit zu erzielen. Die nach Norm geforderte Zuverlässigkeit der Bauteile soll bei den nachfolgenden Untersuchungen keineswegs in Frage gestellt werden.

In den nachfolgenden Abschnitten wird eine Vielzahl von Stahlbetonbauteilen unter unterschiedlichen Einwirkungen untersucht. Daraus werden Vorschläge für optimierte Teilsicherheitsfaktoren auf der Widerstandsseite abgeleitet.

Gerade bei bestehenden Gebäuden aus dem letzten Jahrhundert wurde aufgrund der hohen Materialkosten für Bewehrungsstahl eine sehr wirtschaftliche Bemessung vorgenommen, was sich in der Bewehrungswahl niedergeschlagen hat. Dementsprechend liegen meist schwach bewehrte Bauteile vor, die in vielen Fällen bei Nachweisen nach aktueller Norm [DIN 1045-1:2008], wie z. B. bei Biegezugversagen mit hohen veränderlichen Lastanteilen oder großen Festigkeitsstreuungen, keine ausreichende Zuverlässigkeit aufweisen.

Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass auf Grundlage probabilistischer Analysen die nachfolgend ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte nur nach Durchführung einer umfassenden Bestandsaufnahme angewendet werden dürfen. Die für die probabilistischen Analysen angenommenen Randbedingungen müssen im Rahmen der Bestandsaufnahme überprüft werden.

5.5.2 Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten

5.5.2.1 Allgemeines

Erfahrungsgemäß bereiten die Bauteilnachweise beim Bauen im Bestand Probleme, da der Tragfähigkeitsnachweis dieser bestehenden Bauteile, insbesondere bei Laststeigerungen, nach neuem semiprobabilistischen Normenkonzept in vielen Fällen nicht erfüllt werden kann.

Grundvoraussetzung für den Nachweis von Bauteilen im Bestand ist das Vorhandensein von Bauteilinformationen wie der geometrischen Größen, der verwendeten Materialien und deren Kennwerte sowie die auftretenden Einwirkungen.

In den wenigsten Fällen sind alle Informationen für das nachzuweisende Bauteil aus der Erstellungs- oder letzten Umbauphase dokumentiert, sodass eine umfassende Bestandsaufnahme vor Ort erforderlich wird. Ist diese erfolgt, so kann auf Grundlage dieser zugeschärften Bauwerkskenntnisse eine Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte vorgenommen werden. Dies bedeutet, dass Unsicherheiten, die noch in der Erstellungsphase vorhanden waren, eingegrenzt werden können.

Die Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetonbauteilen wurden unter Verwendung der Teilsicherheitsfaktoren gemäß [DIN 1055-100:2001] bzw. [DIN 1045-1:2008] durchgeführt. Dabei wurden teils erhebliche Abweichungen vom geforderten Zielzuverlässigkeitsniveau festgestellt.

Die Streuungen wurden zwar unter Annahme einer zuvor geführten Bestandsaufnahme eingeschränkt, dennoch sind beispielweise beim Querkraftnachweis querkraftbewehrter Bauteile schon bei geringen Materialstreuungen Unterschreitungen des Zielzuverlässigkeitsniveaus festzustellen. Generell ist ein mehr oder weniger ausgeprägter Abfall der Zuverlässigkeit für große Materialstreuungen für die einzelnen Versagensarten zu verzeichnen.

Liegt ein großer veränderlicher Lastanteil infolge veränderlicher Einwirkungen, wie Nutz- oder Schneelast vor, ist ein starker Zuverlässigkeitsabfall festzustellen. Deswegen müssten eigentlich bei dominierenden veränderlichen Einwirkungen deren Teilsicherheitsbeiwerte erhöht werden.

Da allerdings die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen bauartübergreifend in [DIN 1055-100:2001] definiert sind, wäre dies jedoch in der Praxis kaum umsetzbar. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit auf eine Modifikation der Teilsicherheitsfaktoren der Einwirkungen verzichtet.

Auf der Widerstandsseite ist es wesentlich einfacher, Sicherheitsfaktoren für unterschiedliche Randbedingungen auszuweisen, da diese Werte in den materialspezifischen Normen und Zulassungen definiert sind.

Die im Folgenden ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte von Beton und Bewehrungsstahl gelten für Bestandsbauten mit Kenntnis über die Streuungen von Material und Geometrie.

Da die Teilsicherheitsfaktoren immer auf das gewählte Bemessungsmodell sowie die charakteristischen Werte der Basisvariablen bezogen sind, wird stets das deterministische Bemessungsmodell nach [DIN 1045-1:2008] unterstellt.

5.5.2.2 Vereinfachtes Verfahren nach DIN 1055-100

Mithilfe des in Anhang B [DIN 1055-100:2001] beschriebenen Verfahrens ist eine einfache Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten möglich. Die Ermittlung erfolgt unter Verwendung kalibrierter Bemessungswerte auf Basis von geschätzten Sensitivitätsfaktoren, vgl. Abschnitt 3.11.3 [Fischer - 2010].

Die eingeführten Sicherheitselemente müssen weiterhin alle Unsicherheiten, die im Rahmen der Bemessung auftreten können, berücksichtigen. Theoretisch ist die Ausweisung von Teilsicherheitsbeiwerten für jede streuende Basisvariable für den betrachteten Versagenszustand möglich.

Für die praktische Anwendung des Sicherheitskonzepts ist eine Beschränkung der Anzahl der Teilsicherheitsbeiwerte sinnvoll. Daher können beispielsweise auf der Widerstandsseite die beiden lognormalverteilten Basisvariablen von Material und Modell zu einer gemeinsamen Basisvariablen zusammengefasst werden.

Auf Einwirkungsseite gestaltet sich dies etwas schwieriger, da hier i.d.R. unterschiedliche Verteilungsfunktionen für Modellunsicherheit und Einwirkungen auftreten. Näherungsweise kann aber aufgrund der relativ geringen Streuung der Modellunsicherheit eine Zusammenfassung erfolgen, da die Abweichungen im Gegensatz zu einer getrennten Betrachtung vernachlässigbar sind.

In [DIN 1055-100:2001] werden bei der Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte für charakteristische Werte der Einwirkungen und der Materialkennwerte i.d.R. Quantilwerte verwendet, wohingegen die Modellunsicherheiten im semiprobabilistischen Konzept nicht explizit angegeben sind und daher mit einem Wert θ_i = 1,0 (50 %-Quantil) unterstellt werden.

Beispielsweise liefert eine gemeinsame Verteilung mit Erfassung der Streuungen von Widerstand und Modellunsicherheit nicht den charakteristischen Materialkennwert des Widerstands (5 %-Quantil), auf den der Teilsicherheitsbeiwert zu beziehen ist.

Der charakteristische Wert der Baustofffestigkeiten inklusive der Modellunsicherheiten des Widerstands $R_{k,tot}$ entspricht somit z. B. dem charakteristischen Wert der Betondruckfestigkeit f_{ck}.

$$R_{k,tot} = f_{ck} \cdot \theta_{R,k} = f_{ck} \cdot 1{,}00 = f_{ck} \tag{8.1}$$

Ebenso kann auch für die Einwirkungen $E_{Fk,tot}$ verfahren werden:

$$E_{Fk,tot} = E_k \cdot \theta_{E,k} = E_k \cdot 1{,}00 = E_k \tag{8.2}$$

Nach [DIN 1055-100:2001] müssen die Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungs- und Widerstandsseite jeweils die Modellunsicherheiten beinhalten. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauwerke im Bestand lassen sich auf Grundlage der Gleichung (3.171) [Fischer - 2010] unter Verwendung der festen Wichtungsfaktoren α_E = -0,7 und α_R = +0,8 nach Anhang B [DIN 1055-100:2001] bestimmen.

Weiter werden die statistischen Kenngrößen der Basisvariablen nach Tab. 6.6 [Fischer - 2010] verwendet. Die Gleichungen zur Bestimmung der Bemessungswerte R_d und E_d sind in Abschnitt 3.11.3 [Fischer - 2010] angegeben. In den Bemessungswerten werden somit die Modellunsicherheiten berücksichtigt:

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_{d\,(\text{inkl. Modell})}} \quad \text{und} \quad \gamma_E = \frac{E_{d\,(\text{inkl. Modell})}}{E_k} \tag{8.3}$$

Die Ausweisung der statistischen Kenngrößen der Basisvariablen X_i unter Berücksichtigung der Modellunsicherheiten in Tabelle 5-1 dienen zur Bestimmung der Bemessungswerte.

In Anlehnung an Abschnitt 3.5.3 [Fischer - 2010] bestimmen sich der Mittelwert sowie der Variationskoeffizient zweier stochastisch unabhängiger Zufallsvariablen zu:

$$m_{X_i + \text{Modell }\theta} = m_{X_i} \cdot m_{\text{Modell}\,\theta} \tag{8.4}$$

$$v_{X_i + \text{Modell }\theta} = \sqrt{\left(v_{X_i}\right)^2 + \left(v_{\text{Modell}\,\theta}\right)^2} \tag{8.5}$$

Die Variationskoeffizienten der Modellunsicherheiten sind anhand der Literatur in Abschnitt 4.5.2 [Fischer - 2010] für die Beanspruchbarkeit und in Abschnitt 5.5.2 [Fischer - 2010] für die Beanspruchungen zusammengestellt. Auf der Widerstandsseite wird für die Modellunsicherheit eine Lognormalverteilung gewählt, um negative Werte auszuschließen.

Auf der Einwirkungsseite kann auch eine Normalverteilung verwendet werden. Die Streuung der Modellunsicherheit zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte wird für Beton in Abhängigkeit der betrachteten Versagensart zu 10 % bzw. 15 % und für die Stahlzugfestigkeit zu 5 % gewählt.

Für die Variationskoeffizienten der Modellunsicherheiten der ständigen Einwirkungen wird 5 % und für die der veränderlichen 10 % unterstellt. Die charakteristischen Werte X_k der Basisvariablen können mit den statistischen Kenngrößen gemäß Abschnitt 3.12.1 [Fischer - 2010] ermittelt werden.

Die auf Grundlage des Bemessungspunktes errechneten Teilsicherheitsbeiwerte sind in Tabelle 5-1 aufgelistet. Für die Konstruktionseigenlast sind auch die Teilsicherheitsbeiwerte für die Begleiteinwirkung mit α_E = -0,4 angegeben, was z. B. bei gleichzeitigem Auftreten von Eigenlast und veränderlicher Einwirkung benötigt wird.

Die errechneten Teilsicherheitsbeiwerte in Tabelle 5-1 weichen teilweise signifikant von denen der Bemessungsnormen [DIN 1055-100:2001] und [DIN 1045-1:2008] ab. Der Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c weist große Unterschiede je nach verwendetem Variationskoeffizienten der Materialfestigkeit und der Modellunsicherheit $v_{Modell\,\theta}$ auf.

Für die Festigkeitsklasse C30/37 resultiert nach [DIN 1045-1:2008] ein Variationskoeffizient von 0,138 wonach sich für $v_{Modell\,\theta}$ = 0,10 ein γ_c = 1,34 ergibt. Wird allerdings $v_{Modell\,\theta}$ = 0,15 unterstellt, so wird γ_c = 1,50 nach Norm erzielt.

Werden in Tragsicherheitsnachweisen Betondruckfestigkeiten mit Variationskoeffizienten größer 20 % angesetzt, sind für γ_c Werte größer als 1,50 anzusetzen. Der Sicherheitsbeiwert für Stahl kann mit diesem Verfahren analog zu [DIN 1045-1:2008] mit γ_s = 1,15 bestimmt werden.

Auf Einwirkungsseite fallen einerseits die deutlich erhöhten Teilsicherheitsfaktoren für veränderliche Einwirkungen auf. Andererseits sind auch niedrigere Beiwerte für ständige Einwirkungen ablesbar.

Dies lässt die Schlussfolgerung zu, dass der zu niedrige Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1{,}50$ der veränderlichen Einwirkung teilweise durch den zu hohen Sicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen $\gamma_G = 1{,}35$ ausgeglichen wird. Für ungünstig wirkende ständige Lasten ergeben sich Sicherheitsbeiwerte im Bereich von $\gamma_G = 1{,}10$ bis $\gamma_G = 1{,}21$.

Die Sicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen in Tabelle 5-1 errechnen sich in der angegebenen Größe, wenn die veränderliche Einwirkung in Verbindung mit einer gleichzeitig wirkenden ständigen Einwirkung auftritt. Somit ergibt sich für die Windlast ein Sicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 1{,}87$, für Nutzlasten $\gamma_Q = 2{,}05$ und für Schneelasten sogar ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_Q = 2{,}31$.

Tabelle 5-1: Kalibrierte Teilsicherheitsbeiwerte auf Basis von festen Sensitivitätsfaktoren für den Bezugszeitraum von 50 Jahren ($\beta_T = 3{,}8$) nach *Anhang B* der [DIN 1055-100:2001]

Basisvariable		Vert.	Material	Stat. Kenngrößen		$\lvert \alpha_i \rvert$	γ_{mod}
				$m_{x,i}/X_{k,i}$	$V_{x,i}$		
Widerstand	Betondruckfestigkeit f_{ck} inkl. Modell (Beton: $v_x = 0{,}05$)	LN	C30/37	1,087	0,05[3] 0,11[4]	0,8	1,29 1,50
	Betondruckfestigkeit f_{ck} inkl. Modell (Beton: $v_x = 0{,}138$)	LN	C30/37	1,267[1]	0,17[3] 0,20[4]	0,8	1,34 1,50
	Betondruckfestigkeit f_{ck} inkl. Modell (Beton: $v_x = 0{,}20$)	LN	C30/37	1,413[1]	0,22[3] 0,25[4]	0,8	1,42 1,56
	Betondruckfestigkeit f_{ck} inkl. Modell (Beton: $v_x = 0{,}30$)	LN	C30/37	1,692[1]	0,32[3] 0,34[4]	0,8	1,65 1,76
	Betondruckfestigkeit f_{ck} inkl. Modell (Beton: $v_x = 0{,}40$)	LN	C30/37	1,692[1]	0,41[3] 0,43[4]	0,8	1,86 2,00
	Betonzugfestigkeit f_{ctk} inkl. Modell	LN	C20/25	1,45[1]	0,22[3]	0,8	1,38
	Stahlzugfestigkeit f_{yk} inkl. Modell	LN	-[8]	1,106[1]	0,08[5]	0,8	1,15
Einwirkung	Konstruktionseigenlast günstig[6]	N	-	1,00[1]	0,08	0,7	0,88
	Konstruktionseigenlast ungünstig[6]					0,4	1,12
						0,7	1,21
	Konstruktionseigenlast ungünstig[7]	N	-	1,00	0,06	0,4	1,10
						0,7	1,17
	Nutzlast (gesamt)[2]	GUM	-	1,10[1]	0,22	0,7	2,05
	Nutzlast (nur kurzzeitiger Anteil)[2]	GUM	-	0,86[1]	0,26	0,7	1,73
	Schneelast[2]	GUM	-	1,13[1]	0,27	0,7	2,31
	Windlast[2]	GUM	-	1,08[1]	0,19	0,7	1,87

1) charakteristischer Wert des Modells $X_{k,Modell} = 1{,}00$
2) Verteilung der maximalen Extremwerte für den Bezugszeitraum von 50 Jahren
3) mit $v_x = 10$ % für die Modellunsicherheit
4) mit $v_x = 15$ % für die Modellunsicherheit
5) mit $v_x = 5$ % für die Modellunsicherheit
6) inkl. Ausbaulast
7) reine Stahlbetonkonstruktion
8) für alle Stahlgüten

Abschließend kann angemerkt werden, dass sich dieses Verfahren aufgrund der u.a. vereinfachten Annahme der Sensitivitätsfaktoren nur für die Vorkalibrierung zur Bestimmung der Größe des jeweiligen Teilsicherheitsbeiwertes verwendet werden sollte, da hierbei das angestrebte Zuverlässigkeitsniveau nicht exakt getroffen wird.

Zu bedenken ist im Sinne der praktischen Umsetzung durch Normengremien auch der besondere Aspekt, dass aufgrund des einheitlichen, baustoffübergreifenden Sicherheitskonzeptes der [DIN 1055-100:2001] von einer Definition abweichender Teilsicherheitsbeiwerten der Beanspruchungen abzuraten ist.

Somit bleibt nur die Möglichkeit zur Modifikation der Materialsicherheitsfaktoren der einzelnen Bauweisen. Durch die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit von den festgesetzten Sicherheitsbeiwerten der Einwirkungen nach [DIN 1055-100:2001] können die Teilsicherheitsfaktoren γ_M der Materialien für das angestrebte Zielzuverlässigkeitsniveau eingestellt werden. Weiter ist bei dieser Methode der direkten Optimierung die Auswirkung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte auf das Zuverlässigkeitsniveau sofort ersichtlich.

5.5.2.3 Lösungsansatz zur Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte

Die Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte in dieser Arbeit wird aufgrund der Komplexität der Aufgabenstellung mithilfe der Methode der direkten Optimierung unter Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit gelöst (s. Abschnitt 3.11.4 [Fischer - 2010]).

Die durchgeführten Parameterstudien der betrachteten Versagensarten zeigen, dass die Sensitivitäten der einzelnen Basisvariablen für verschiedene Streuungen der Widerstandsgrößen signifikanten Schwankungen unterliegen und daher die vereinfachte Methode unter Verwendung von geschätzten Sensitivitätsfaktoren für die angestrebte Optimierung zu ungenau ist.

Bei der direkten Optimierung muss der Zuverlässigkeitsindex β bzw. die Versagenswahrscheinlichkeit P_F für alle analysierten Versagensarten direkt berechnet werden. Die umfangreichen Zuverlässigkeitsberechnungen erfolgen auf Grundlage der in den vorangestellten Abschnitten aufgezeigten probabilistischen Modellen sowie den statistischen Kenngrößen der Basisvariablen in Tab. 6.6 [Fischer - 2010]. Dabei werden überwiegend die Lastverhältnisse g_k / q_k = 70 / 30 und 50 / 50 betrachtet.

Eine Optimierung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt nur auf der Widerstandsseite für Beton γ_c und Betonstahl γ_s. Die Materialsicherheitsbeiwerte werden in Abhängigkeit der jeweiligen Versagensart, der Materialstreuung, dem Bewehrungsgrad und dem Lastverhältnis g_k / q_k ausgewiesen. Die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen bleiben unangetastet, da diese bauart- und baustoffübergreifend in [DIN 1055-100:2001] geregelt sind.

Als Zielwert der Zuverlässigkeit ist für Neubauten entsprechend der [DIN 1055-100:2001] der Sicherheitsindex β_T = 3,8 für den Bezugszeitraum von 50 Jahren zu wählen. Für eine Bewertung von Bestandsbauten ist allerdings keine Angabe zu finden.

Gemäß [JCSS – 2000] und [JCSS – 2001] ist für bestehende Tragwerke ein geringeres Sicherheitsniveau anzustreben. Ein fester Wert der anzustrebenden Versagenswahrscheinlichkeit bzw. zum Sicherheitsindex β_T wird nicht ausgewiesen.

[Diamantidis – 2007] schlägt für Bestandsbauten eine Abminderung des Sicherheitsindex´ β_1 um 0,5 in Bezug auf die β_T -Werte in [DIN EN 1990:2002] vor.

Bei Anwendung dieses Verfahrens auf [DIN 1055-100:2001] ergeben sich die Zielzuverlässigkeiten β_1 = 4,20 bzw. β_{50} = 3,20, worauf die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Versagensart nachfolgend kalibriert werden.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass der Zielwert β_T ausschließlich nur eine Rechengröße darstellt und somit eine Differenzierung der Zuverlässigkeit einzelner Traglieder ermöglicht.

Daher steht er auch nicht in direktem Zusammenhang mit der realen Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerkes. In [Sørensen – 2002] wird der Sicherheitsindex β_T hingegen als Mittelwert über alle Bauteile eines Gebäudes gesehen und ist somit als Zielwert für Bauwerke aufzufassen. Diese Definition deckt sich auch mit den Ausführungen in der [Grusibau - 1981].

Für alle durchgeführten Analysen wird stets eine 100 %-ige Querschnittsausnutzung des vorhandenen Bauteilquerschnitts im Hinblick auf die jeweilige Versagensart nach Bemessungsnorm [DIN 1045-1:2008] unterstellt. Eventuell vorhandene Tragreserven der Bestandsbauwerke zum Errichtungszeitpunkt können hier nicht positiv berücksichtigt werden.

Im Rahmen der Optimierung der Teilsicherheitsbeiwerte für Bestandsbauten müssen die verschiedenen Versagensarten durch repräsentative Lastverhältnisse, Betondruckfestigkeitsstreuungen und Längs- bzw. Querkraftbewehrungsgrade untersucht werden. Die durchgeführten probabilistischen Parameterstudien sind in Tabelle 5-2 zusammengestellt.

Eine Variation der Stahlstreckgrenze ist i.d.R. nicht notwendig, da die Materialstreuungen mit 5 bis 6 % sehr gering sind. Jedoch wurden für Biegezugversagen sowie den Querkraftnachweis der Zugstrebe $V_{Rd,sy}$ Analysen über die Auswirkung von Stahlstreuungen durchgeführt, da hier die Sensitivität der Stahlstreckgrenze sehr groß ist.

Tabelle 5-2: Übersicht der analysierten Versagensarten mit den behandelten Beanspruchungen

Versagensart	**Lastverhältnis g_k/q_k**	**Lastart**	**Variations-koeffizient Beton / (Stahl)**	**Bewehrungsgrade**
zentrischer Druck N_{Rd} bewehrt / unbewehrt	70:30 50:50	Nutzlast Schnee	5,0 % - 40,0 % (6,0 %)	ρ_l = 0 – 9,0 %
Biegezugversagen M_{Rd}	70:30 60:40 50:50	Nutzlast Schnee Wind	5,0 % - 40,0 % (0 - 26,0 %)	ρ_l = 0,05 – 3,0 %
Querkraftversagen $V_{Rd,ct}$	70:30 50:50	Nutzlast	15,0 % - 40,0 % (keine Angabe)	ρ_l = 0 – 2,0 %
Querkraftversagen $V_{Rd,sy}$	70:30 50:50	Nutzlast Schnee	(keine Angabe) (0 % - 14,0 %)	ρ_w = 0 – 2,0 %
Querkraftversagen $V_{Rd,max}$	70:30 50:50	Nutzlast Schnee	5,0 % - 40,0 % (keine Angabe)	-
Durchstanzen $v_{Rd,ct}$	70:30 50:50	Nutzlast	15,0 % - 40,0 % (keine Angabe)	ρ_l = 0,1 – 2,0 %
Durchstanzen $v_{Rd,sy}$	70:30 50:50	Nutzlast Schnee	15,0 % - 40,0 % (6,0 %)	ρ_w = 1,0 – 2,0 % ρ_l = 0,1 – 2,0 %
Durchstanzen $v_{Rd,max}$	70:30 50:50	Nutzlast	15,0 % - 40,0 % (6,0 %)	ρ_l = 0 – 2,0 %
Biegebeanspruchung unbew. Bauteile	70:30 50:50	Nutzlast Schnee	10,0 % - 40,0 %	-
Querkraftbeanspruchung unbew. Bauteile	70:30 50:50	Nutzlast Schnee	10,0 % - 40,0 %	-

Die Parameterstudien wurden überwiegend für Nutzlastbeanspruchung infolge Wohnraum- oder Büronutzung durchgeführt. Ebenso erfolgten auch Untersuchungen für Schnee- und Windlasten, um Rückschlüsse auf die Auswirkungen hinsichtlich der Querschnittszuverlässigkeit im Vergleich zur Nutzlast zu ziehen.

Generell ist festzustellen, dass die Bauteilbeanspruchung infolge Schneelast, aufgrund ihrer großen Streuung eine Absenkung des Zuverlässigkeitsniveaus gegenüber Nutzlastbeanspruchung hervorruft, während hingegen für eine Windbeanspruchung eine geringfügig höhere Zuverlässigkeit als bei einer Nutzlastbeanspruchung resultiert.

Daher wird auf eine explizite Zuverlässigkeitsuntersuchung für Wind verzichtet und es können die Zuverlässigkeitskurven infolge einer Nutzlast auch abdeckend für eine Windlast verwendet werden.

Aufgrund der Normierung der Grenzzustandsgleichungen sind die erzielten Ergebnisse für alle Betondruckfestigkeiten und alle Stahlgüten für unterschiedliche Materialstreuungen repräsentativ.

Da es sich bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Stahlbetonbauteilen in vielen Fällen um ein Lastkombinationsproblem handeln kann, muss die Auftretenswahrscheinlichkeit der verschiedenen zeitlich veränderlichen Einwirkungen berücksichtigt werden.

Lastkombinationen mit ständigen und mehreren veränderlichen Einwirkungen wurden nicht untersucht, da die von [Glowienka - 2007] hierzu durchgeführten Zuverlässigkeitsanalysen zeigen, dass eine Überlagerung von 50-Jahres-Extremwerten mit den Momentanwerten weiterer veränderlicher Einwirkungen unter Verwendung von Kombinationsbeiwerten überwiegend höhere Zuverlässigkeiten bei der betrachteten Versagensart liefern. Das bedeutet, dass die Leiteinwirkung der veränderlichen Einwirkungen im herkömmlichen Hochbau fast immer die stark streuende Nutzlast darstellt.

Bei Dachdecken kann manchmal auch die Schneelast maßgebend werden – wobei jedoch bei großen Schneemengen das Vorhandensein einer Nutzlast ausgeschlossen werden kann. Zu beachten ist weiter, dass für die meisten Regionen Deutschlands die ständigen Lasten der Stahlbetonkonstruktion wesentlich größer sind, als der Lastanteil infolge Schnees. Daher wird auf eine Betrachtung von Lastfallkombinationen verzichtet und immer nur die wirkenden ständigen Einwirkungen zusammen mit der jeweiligen veränderlichen Leiteinwirkung betrachtet.

Schadensereignisse der Vergangenheit zeigen, dass das Versagen aufgrund einer einzigen veränderlichen Einwirkung eintrat und nicht infolge von mehreren, gleichzeitig wirkenden veränderlichen Lasten.

Nachfolgend erfolgt die Festlegung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte differenziert nach der jeweiligen Versagensart. Hierzu wird auf die bereits gewonnenen Erkenntnisse aus Abschnitt 7.4 [Fischer - 2010] zurückgegriffen. Die generelle Vorgehensweise zur Kalibrierung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte ist aus Abb. 5-12 zu entnehmen.

Anzumerken ist, dass bei der Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten für Bestandsbauten sowohl niedrigere als auch höhere Teilsicherheitsbeiwerte als in [DIN 1045-1:2008] festgesetzt, ermittelt werden.

Durch die Verknüpfung der Widerstands- und Einwirkungsgrößen in der Grenzzustandsgleichung kann die Querschnittszuverlässigkeit allein durch die Festlegung der Materialsicherheitsbeiwerte gesteuert werden. Daher können auch die Randbedingungen auf der Einwirkungsseite wie Lastverhältnis g_k / q_k und die verschiedenen Streuungen der Einwirkungen miterfasst werden.

Die Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte für die jeweilige Versagensart erfolgt in mehreren Iterationsschritten für die vorgegebenen Randbedingungen wie Streuungen des Materials, der Geometrie, der Einwirkungen sowie für das vorherrschende Lastverhältnis von ständigen und veränderlichen Einwirkungen bis das vorgegebene Zielzuverlässigkeitsniveau erreicht ist.

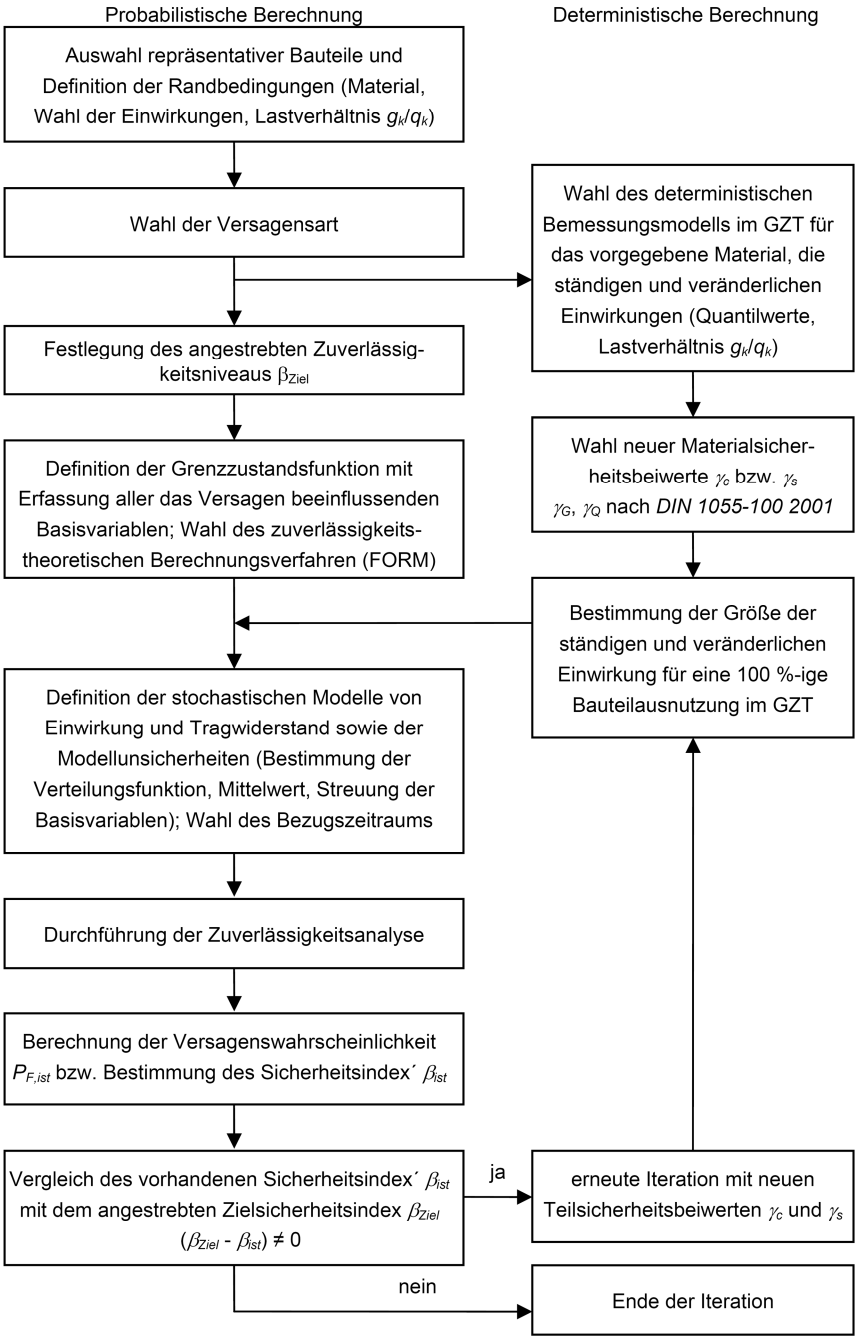


Abb. 5-12: Kalibrierung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für Bestandsbauten

Als untere Grenze für die probabilistische Teilsicherheitsbeiwertkalibrierung wird für Beton γ_c = 1,00 gewählt. Rechnerisch sind auch Teilsicherheitsbeiwerte kleiner 1,00 möglich, was allerdings der Praxis nur schwer vermittelbar ist.

Weiter kann man folgern, dass das Nachweisformat das Versagen nicht exakt erfasst, zu weit auf der sicheren Seite liegt und eine sehr hohe Zuverlässigkeit vorliegt. Ein weiteres Argument liefert die Definition der Teilsicherheitsbeiwerte nach Abb. 3.14 [Fischer - 2010], da der Teilsicherheitsbeiwert der Modellunsicherheit γ_{Rd} eigentlich größer als 1,0 sein sollte.

Da in der Regel die Entnahme von Betonstahlproben sehr zerstörend für das Tragwerk ist, wird nur eine stark begrenzte Anzahl von Proben entnommen. Oft liegen recht gute Informationen über den bei Errichtung eingebauten Betonstahl vor, sodass die statistischen Kenngrößen relativ gut eingegrenzt werden können.

Um das verbleibende Restrisiko aufgrund des sehr begrenzten Probenumfangs zu reduzieren sowie vorhandene Modellunsicherheiten zu erfassen, wird minimal ein γ_s von 1,05 ausgewiesen. Eine obere Grenze für die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte wird nicht gesetzt, sodass durchaus wesentlich größere Sicherheitsbeiwerte als γ_c = 1,50 bzw. γ_c = 1,80 und γ_s = 1,15 auftreten können.

5.5.2.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen

Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt für die Lastverhältnisse g_k / q_k von 70 / 30, 60 / 40 und 50 / 50 in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad der Bauteile. Eine Differenzierung hinsichtlich der Streuung der Betondruckfestigkeit kann aufgrund der zu vernachlässigenden Sensitivität der Betondruckfestigkeit im Biegezugnachweis entfallen (s. Abb. 6.13, [Fischer - 2010]).

Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit hat vor allem die Streuung der Stahlstreckgrenze, die wiederum auch bei älteren Stählen sehr gering ausfällt. Somit wurden alle Zuverlässigkeitsanalysen mit einem Variationskoeffizienten der Stahlstreckgrenze von v_x = 0,06 geführt. Geringere Streuungen führen zu keiner wesentlichen Zuverlässigkeitssteigerung.

Treten jedoch größere Streuungen der Stahlstreckgrenze auf, so ist mit einer Absenkung des Zuverlässigkeitsniveaus z. B. für Nutzlastbeanspruchung gemäß Abb. 7.6 [Fischer - 2010] zu rechnen.

Die nachfolgenden Untersuchungen gelten für alle Stahlgüten und Betongüten bis einschließlich der Festigkeitsklasse C50/60. Für die nachfolgend nicht explizit erwähnten Basisvariablen werden die statistischen Kenngrößen gemäß Tab. 6.6 [Fischer - 2010] unterstellt.

5.5.2.3.1.1 Variation des Materialsicherheitsbeiwertes γ_c

Zuerst wird die Auswirkung auf die Querschnittszuverlässigkeit bei Variation des Teilsicherheitsbeiwertes für Beton γ_c untersucht. Aus Abb. 6.12 [Fischer - 2010] wird ersichtlich, dass gerade für Bauteile mit großen Längsbewehrungsgraden ein enormes Zuverlässigkeitspotenzial vorhanden ist.

Die Abminderung des Sicherheitsbeiwertes γ_c hat eine Verminderung der Steigung der Zuverlässigkeitskurve zu Folge. In Abb. 5-13 ist klar zu erkennen, dass der Materialsicherheitsbeiwert von Beton für geringe Längsbewehrungsgrade einen geringen Einfluss auf das Zuverlässigkeitsniveau hat.

Der oberste Kurvenverlauf in Abb. 5-13 bzw. Abb. 5-14 stellt das Zuverlässigkeitsniveau bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_c = 1,50 und γ_s = 1,15 nach [DIN 1045-1:2008] dar. Aus der Darstellung für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 wird weiter ersichtlich, dass bei einem Längsbewehrungsgrad von ρ_l = 0,02 ein Zuverlässigkeitsabfall von etwa $\Delta\beta$ = 0,75 bei einer Absenkung des Materialfaktors auf γ_c = 1,00 gegenüber dem Normenwert γ_c = 1,50 auftritt.

Die Kurvenverläufe für unterschiedliche Materialbeiwerte γ_c ergeben ein fächerförmigen Verlauf, der oberhalb der angestrebten Zielzuverlässigkeit von β_{Ziel} = 3,8 angeordnet ist. Die Sensitivitätsfaktoren α_i ändern sich bei einer Absenkung des Sicherheitsbeiwertes γ_c nicht.

Für eine Schneebeanspruchung ist in Abb. 5-14 eine Verschiebung der Zuverlässigkeitskurven gegenüber einer Nutzlastwirkung gemäß Abb. 5-13 nach unten zu erkennen.

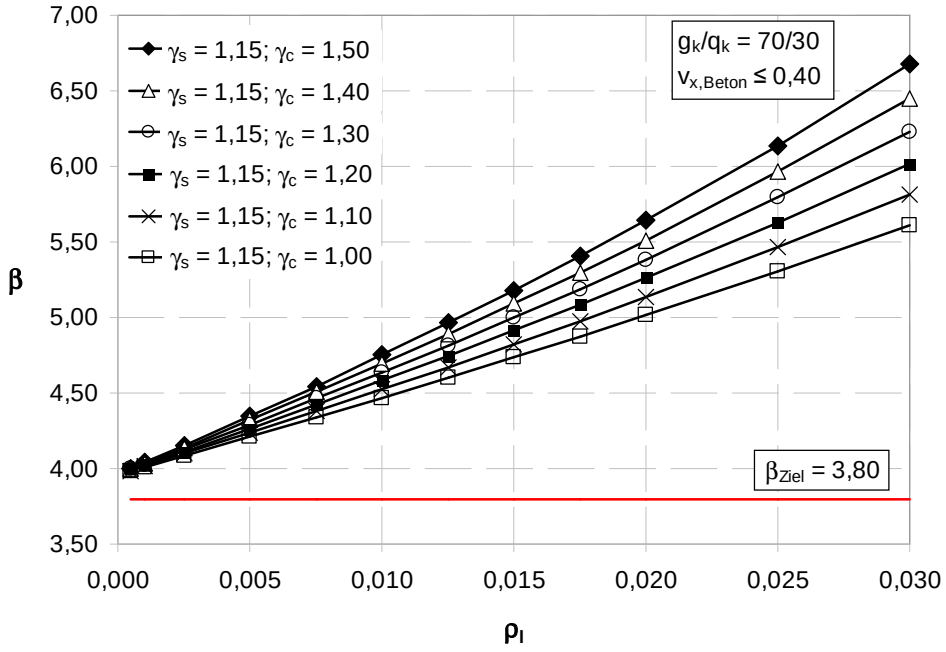


Abb. 5-13: Zuverlässigkeitskurven für Biegezugversagen von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlastbeanspruchung für ein Lastverhältnis von g_k / q_k = 70 / 30

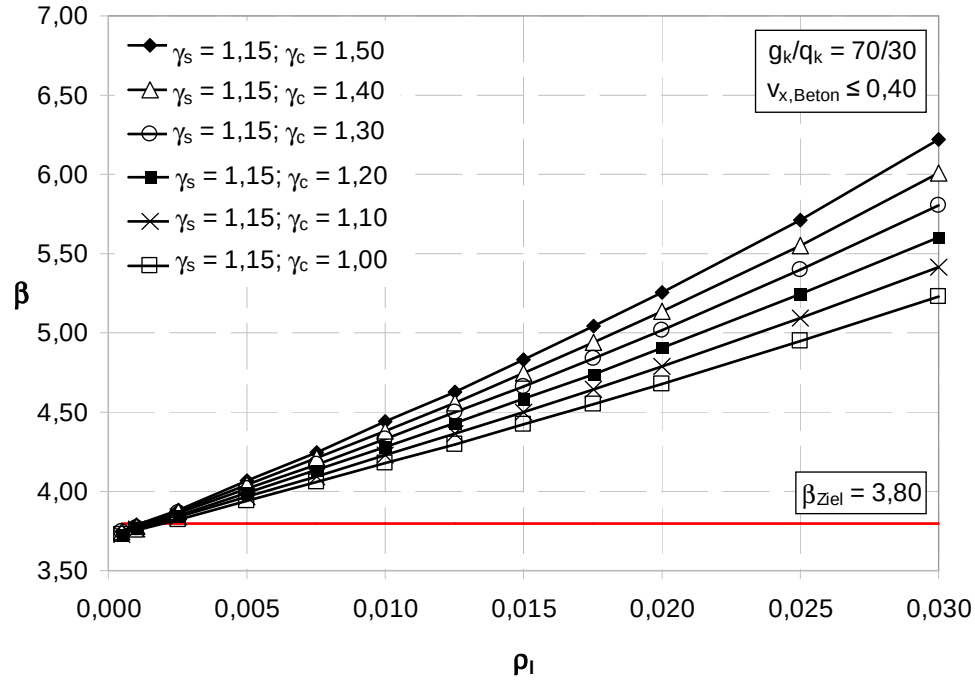


Abb. 5-14: Zuverlässigkeitskurven für Biegezugversagen von Stahlbetonbauteilen infolge Schneebeanspruchung für ein Lastverhältnis von g_k / q_k = 70 / 30

Die Zuverlässigkeitskurven für das Lastverhältnis g_k /q_k = 60 / 40 sind für ausgewählte Sicherheitsbeiwerte γ_c in Abb. 5-15 dargestellt. Auch hier liegt eine fächerartige Kurvenschar durch Variation des Materialsicherheitsbeiwertes γ_c vor. Der einzige Unterschied zum Kurvenverlauf des Lastverhältnisses g_k /q_k = 70 / 30 ist eine Verschiebung nach unten auf ein um ca. $\Delta\beta$ = 0,30 geringeres Zuverlässigkeitsniveau.

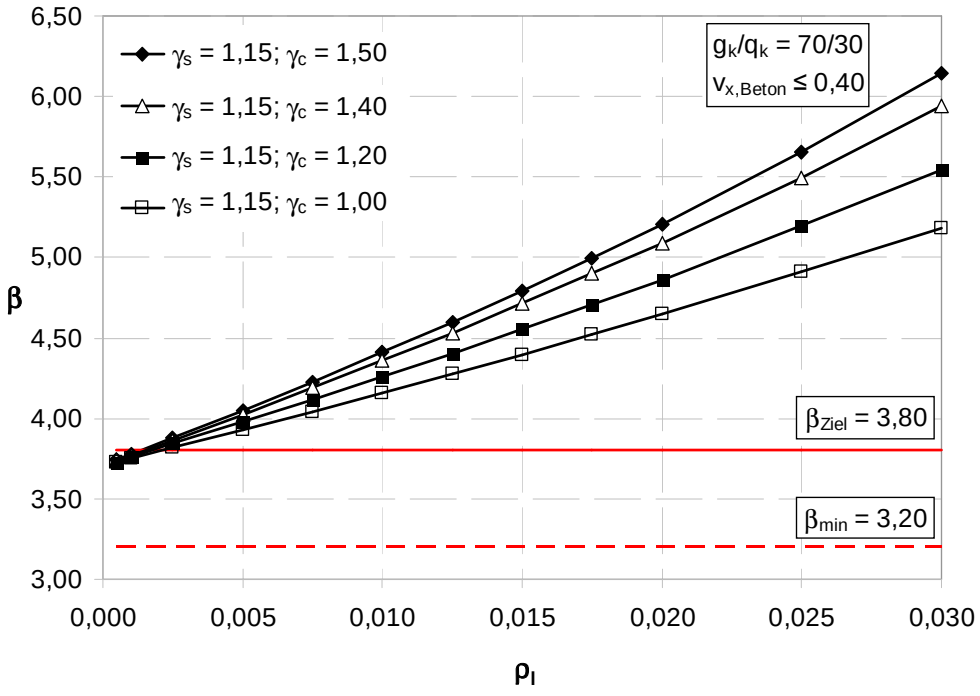


Abb. 5-15: Zuverlässigkeitskurven für Biegezugversagen von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlastbeanspruchung für ein Lastverhältnis von g_k / q_k = 60 / 40

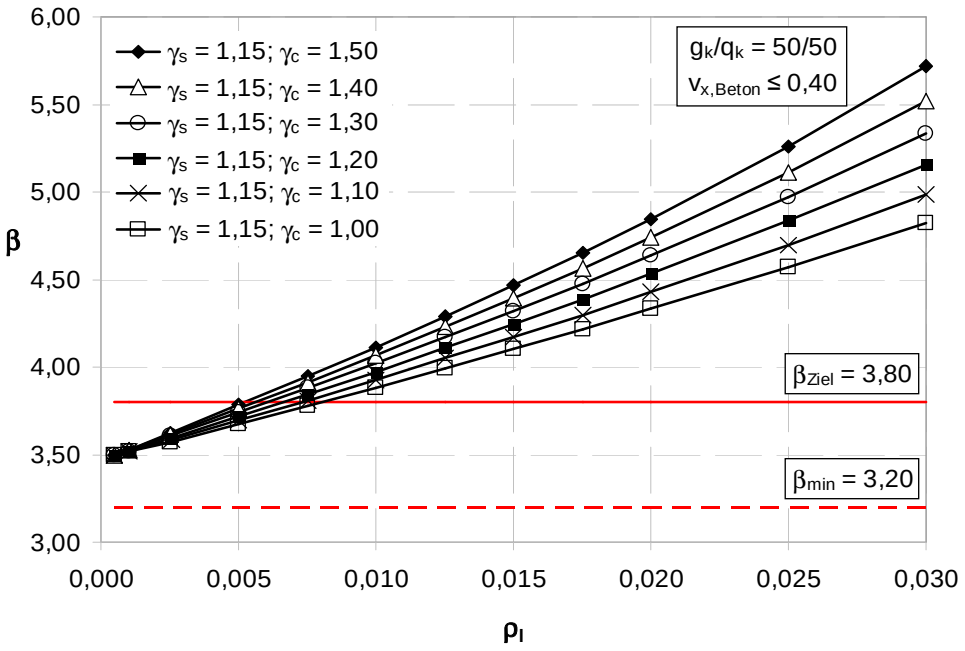


Abb. 5-16: Zuverlässigkeitskurven für Biegezugversagen von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlastbeanspruchung für ein Lastverhältnis von g_k / q_k = 50 / 50

Für herkömmliche Massivbauten im Geschosswohnungsbau ergibt sich überwiegend ein Verhältnis von ständigen Lasten zu veränderlichen Lasten von g_k / q_k = 70 / 30. Wie bereits festgestellt, hat die veränderliche Einwirkung – u.a. aufgrund ihres großen Variationskoeffizienten - einen signifikanten Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit.

Demnach wird als Grenzfall unterstellt, dass die Nutzlast maximal genauso groß wie die ständige Belastung werden kann. Erwartungsgemäß sinkt die Zuverlässigkeit mit Zunahme des veränderlichen Lastanteils (s. Abb. 5-16). Je nach Längsbewehrungsgrad sinkt die Zuverlässigkeit für das Lastverhältnis g_k /q_k = 50 / 50 um etwa $\Delta\beta$ = 0,50 bis 0,8 im Vergleich zu g_k /q_k = 70 / 30. Der Verlauf der Kurvenschar gestaltet sich analog zu den bereits analysierten Lastverhältnissen.

Bei Betrachtung der Sensitivitätsfaktoren lassen sich keine Veränderungen bei Variation des Sicherheitsbeiwertes γ_c für die jeweiligen Lastverhältnisse erkennen. Über die verschiedenen Lastverhältnisse ist allerdings eine leichte Verschiebung der Sensitivität hin zur Einwirkungsseite zu erkennen, da der Anteil der stark streuenden veränderlichen Einwirkung zunimmt.

Ein Vergleich der Sensitivitäten unterschiedlicher Lastverhältnisse g_k /q_k bei Nutzlastbeanspruchung kann mithilfe Tab. 7.10 [Fischer - 2010] für das Lastverhältnis (70 / 30) und mit Tabelle 5-3 für das Lastverhältnis (50 / 50) erfolgen.

Hierbei wird ersichtlich, dass die Sensitivitäten der Modellunsicherheiten $\alpha_{\theta R}$ bzw. $\alpha_{\theta E}$, sowie der ständigen Einwirkung α_{MG} absinken, und im Gegenzug die Sensitivität der veränderlichen Einwirkung α_{MQ} stark ansteigt. Dies erklärt den Zuverlässigkeitsabfall bei großen veränderlichen Lastanteilen. Somit verändern sich auch die resultierenden Sensitivitätsfaktoren, was betragsmäßig zu einer Verringerung von α_R und zu einer Vergrößerung von α_E führt.

Tabelle 5-3: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i bei Biegezugversagen für variable Längsbewehrungsgrade ρ_l, einem Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x = 0,40 und einer Streuung der Stahlstreckgrenze v_x = 0,06 (Teilsicherheitsfaktoren nach [DIN 1045-1:2008], Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50, Nutzlast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
ρ_l	β	α_{fy}	α_{fc}	α_b	α_d	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{MG}	α_{MQ}	α_R	α_E
0,001	3,53	0,25	0,00	0,00	0,09	0,43	-0,41	-0,10	-0,75	0,51	-0,86
0,005	3,78	0,25	0,00	0,00	0,09	0,42	-0,40	-0,09	-0,76	0,50	-0,86
0,010	4,11	0,24	0,01	0,00	0,09	0,41	-0,39	-0,09	-0,78	0,48	-0,88
0,015	4,47	0,24	0,01	0,00	0,09	0,41	-0,38	-0,08	-0,79	0,48	-0,88
0,020	4,85	0,24	0,02	0,00	0,09	0,40	-0,37	-0,07	-0,79	0,48	-0,88
0,025	5,26	0,23	0,02	0,00	0,09	0,40	-0,37	-0,07	-0,80	0,47	-0,88
0,030	5,72	0,23	0,02	0,00	0,12	0,40	-0,36	-0,07	-0,80	0,47	-0,88

5.5.2.3.1.2 Variation des Materialsicherheitsbeiwertes γ_s

Nach der Variation des Teilsicherheitsbeiwertes von Beton wird nun die Auswirkung für die Wahl geringerer Sicherheitsbeiwerte des Bewehrungsstahls γ_s untersucht. Dabei werden wieder die bereits unterstellten Lastverhältnisse analysiert und unterschiedliche Kombinationen der Teilsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s betrachtet.

Bei Variation des Sicherheitsbeiwertes γ_s ist eine Auffächerung der Zuverlässigkeitskurven für kleine Längsbewehrungsgrade ρ_l für die oberen drei Kurven in Abb. 5-17 zu erkennen.

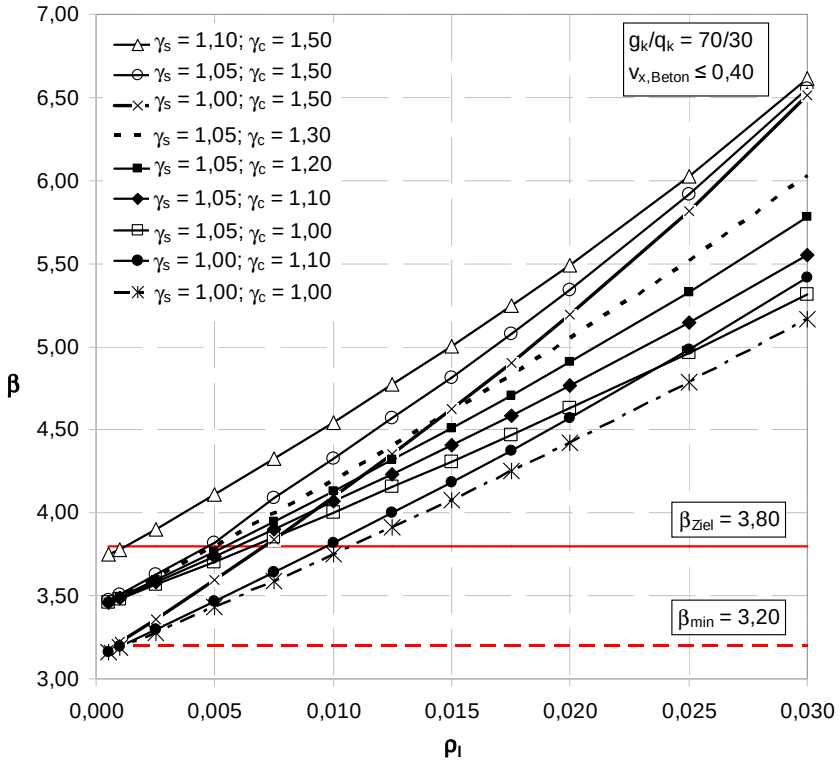


Abb. 5-17: Zuverlässigkeit für Biegezugversagen von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast bei Variation der Sicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

Eine Absenkung des Sicherheitsbeiwertes γ_s bei großen Längsbewehrungsgraden ist hierfür kaum ersichtlich. Betrachtet man nun die Kombinationen der Materialsicherheitsbeiwerte für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ ist generell eine Verflachung der Kurven in Abb. 5-17 festzustellen.

Unter Beibehaltung eines konstanten Teilsicherheitsbeiwertes γ_s = 1,05 stellen sich die Kurvenverläufe analog denen bei Variation von γ_c dar, allerdings auf einem um ca. $\Delta\beta = 0{,}50$ geringeren Niveau.

Eine Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s auf 1,00 ist gerade für geringe Längsbewehrungsgrade kritisch und wird nicht weiter verfolgt. Für Biegezugversagen wird der Materialbeiwert für Stahl γ_s = 1,05 als unterste Grenze gewählt.

Die Zuverlässigkeitskurven für Schneelastbeanspruchung sind für die untersuchten Teilsicherheitsbeiwert-Kombinationen in Abb. 5-18 ersichtlich. Der Zuverlässigkeitsabfall der ausgewählten Kurven im Vergleich zur Nutzlastbeanspruchung bei vergleichbaren Randbedingungen ist klar zu erkennen.

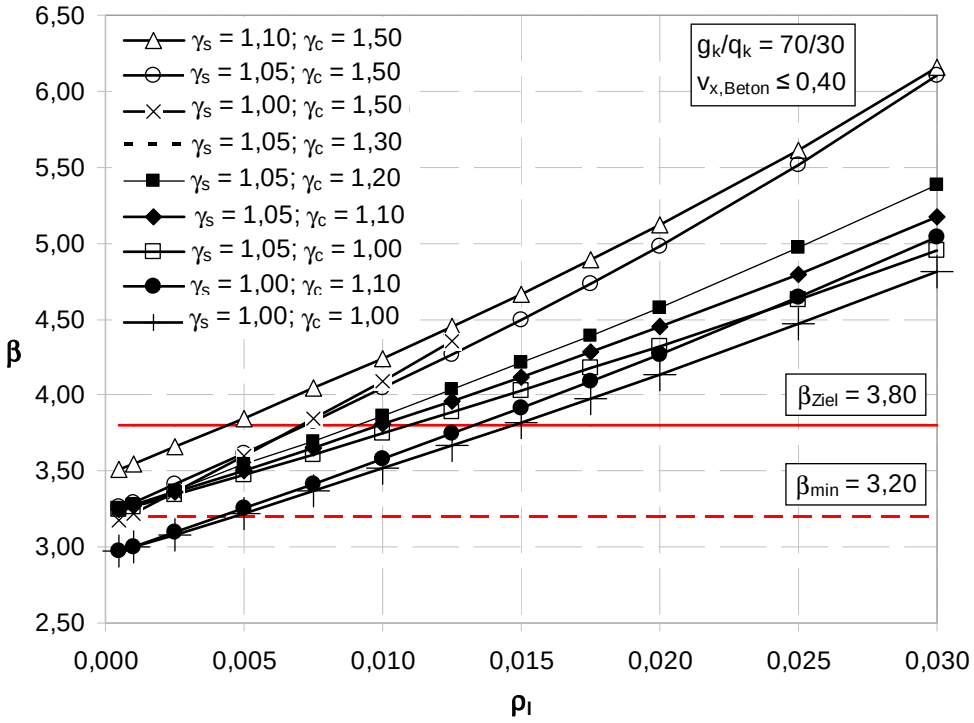


Abb. 5-18: Zuverlässigkeitskurven für Biegezugversagen bei Stahlbetonbauteilen infolge Schneelast bei Variation von γ_c und γ_s für das Lastverhältnis von g_k / q_k = 70 / 30

Das Lastverhältnis $g_k / q_k = 60 / 40$ wird nur für Nutzlastbeanspruchung untersucht. Für verschiedene Kombinationen der Materialsicherheitsfaktoren sind die Kurvenverläufe in Abb. 5-19 dargestellt.

Die Zuverlässigkeitskurven bei Absenkung von γ_s bzw. kombinierter Absenkung von γ_s und γ_c sind in Abb. 5-20 für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 50 / 50$ ersichtlich. Die Kurvenverläufe verhalten sich für die jeweilige Modifikation der Sicherheitsbeiwerte ähnlich denen für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$, wobei eine Verschiebung um etwa $\Delta\beta = 0{,}5$ nach unten erfolgt.

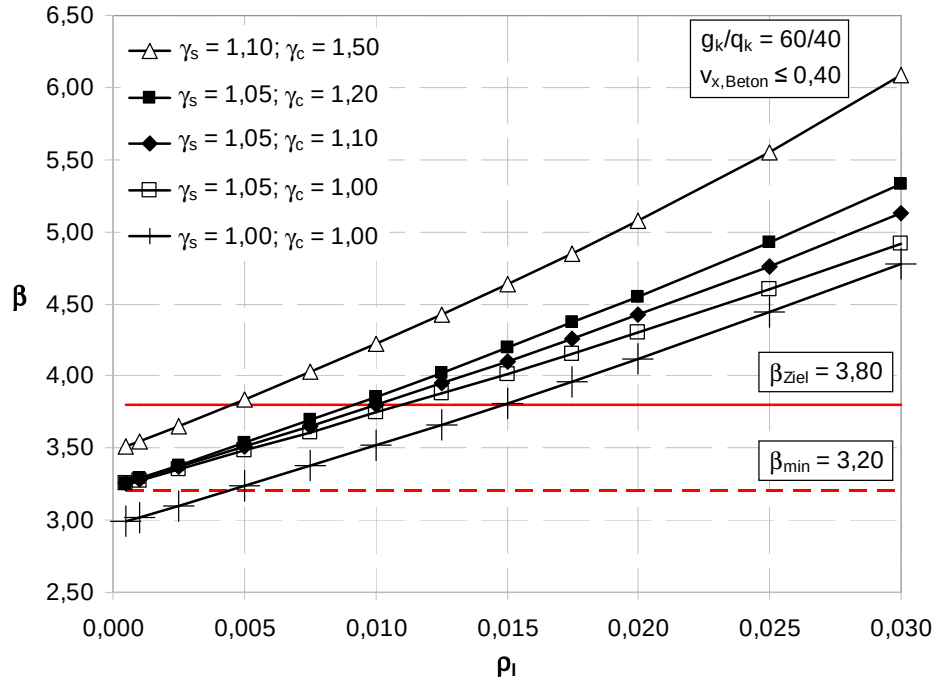


Abb. 5-19: Zuverlässigkeitskurven für Biegezugversagen von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlastbeanspruchung bei Variation der Sicherheitsbeiwerte von γ_c und γ_s für ein Lastverhältnis von g_k / q_k = 60 / 40

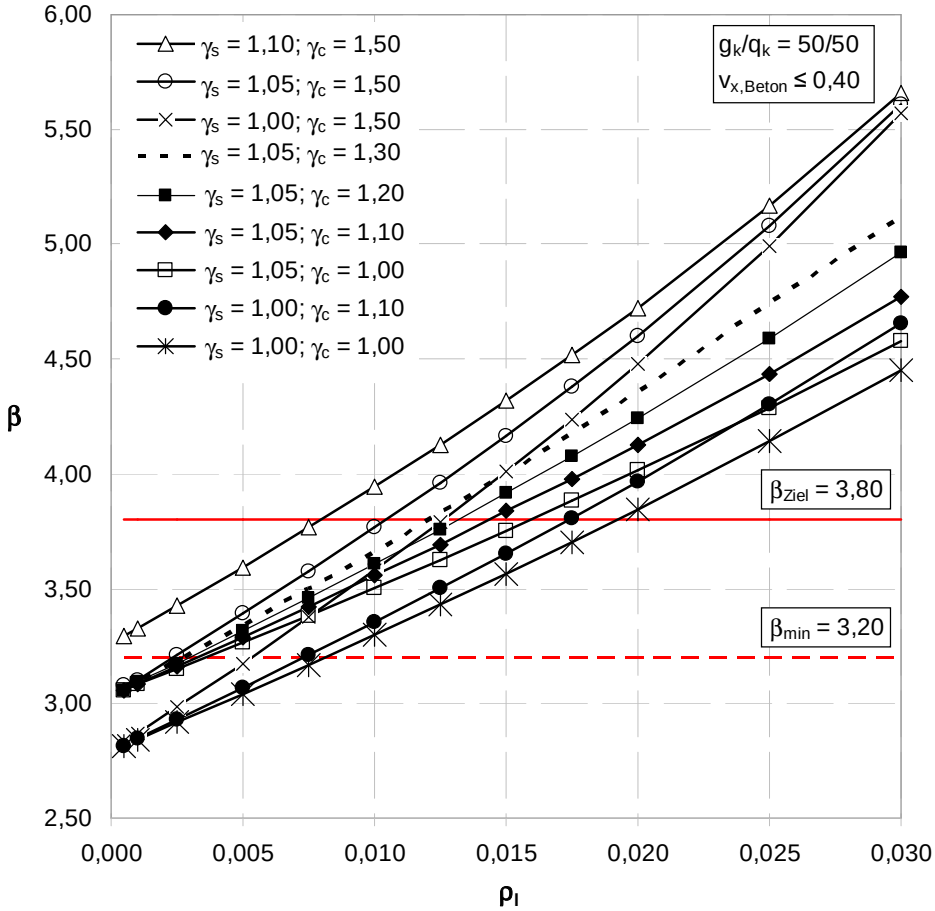


Abb. 5-20: Zuverlässigkeitskurven für Biegezugversagen infolge Nutzlastbeanspruchung bei Variation der Sicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

In Abb. 5-21 sind die Zuverlässigkeitskurven für Schneebeanspruchung für gleich große, ständige sowie veränderliche Lastanteile aufgetragen.

Ein Blick auf die Sensitivitätsfaktoren der untersuchten Teilsicherheitsbeiwert-Kombinationen zeigt keine weiteren Veränderungen, da sich die Sensitivitäten weder bei Variation von γ_c als auch bei γ_s ändern. Für unterschiedliche Materialstreuungen sind Änderungen vorhanden.

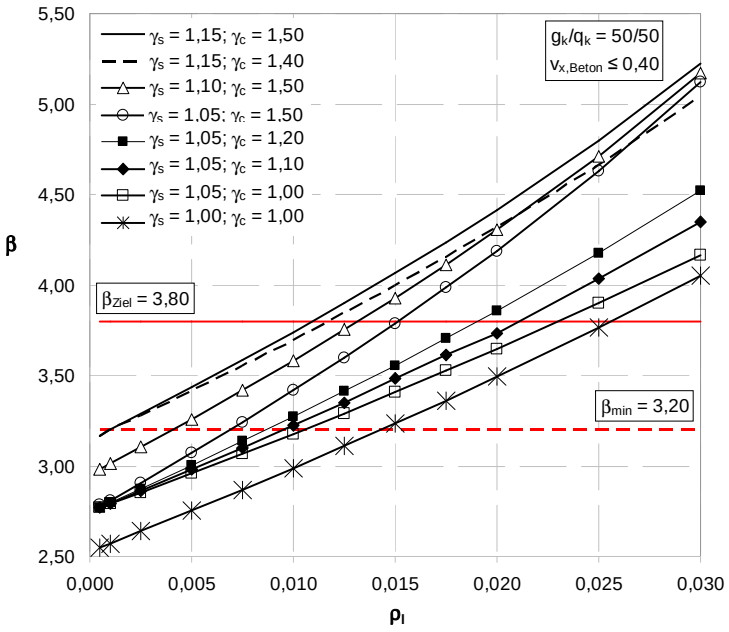


Abb. 5-21:
Zuverlässigkeitskurven für Biegezugversagen infolge Schneelast bei Variation der Sicherheitsbeiwerte von γ_c und γ_s für ein Lastverhältnis von g_k / q_k = 50 / 50

5.5.2.3.1.3 Erkenntnisse aus den Untersuchungen für Biegezugversagen

Für eine spätere Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte bei Biegezugversagen werden die grundlegenden Erkenntnisse der Zuverlässigkeitsanalysen kurz zusammengefasst:

Es ist festzustellen, dass die Zuverlässigkeit des Bauteils mit der Zunahme des Längsbewehrungsgrades ρ_l steigt. Weiter kann kaum ein Zuverlässigkeitsanstieg mit zunehmender Bauteilhöhe festgestellt werden.

Generell ist festzuhalten, dass mit steigendem veränderlichen Lastanteil die Zuverlässigkeit deutlich absinkt. Eine Unterscheidung der Teilsicherheitsbeiwerte hinsichtlich der Betondruckfestigkeitsstreuung ist nicht erforderlich. Die Ausweisung der Teilsicherheitsbeiwerte ist aber an die übliche Streuung der Stahlstreckgrenze geknüpft.

5.5.2.3.2 Querkraftnachweis bei nicht querkraftbewehrten Bauteilen

Eine Biegebeanspruchung von Bauteilen geht mit einer Querkraftbeanspruchung einher. Da das Maximum der Biegebeanspruchung und Querkraftbeanspruchung je nach statischem System und Laststellung in den meisten Fällen nicht an der gleichen Stelle auftritt, müssen die jeweiligen Nachweise nicht zwangsläufig mit den gleichen Sicherheitsbeiwerten geführt werden.

Somit ist eine Zuordnung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte hinsichtlich des Nachweisformats sinnvoll. Weiter besteht keine Interaktion zwischen Querkraft- und Biegebemessung der Nachweisgleichungen in [DIN 1045-1:2008]. Hier muss in erster Linie der reine Betontraganteil nachgewiesen werden. Der Nachweis der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ wird i.d.R. nicht maßgebend, wenn keine nennenswerte Längskraftbeanspruchung vorliegt.

5.5.2.3.2.1 Teilsicherheitsbeiwert γ_c für nicht querkraftbewehrte Bauteile

Zuerst werden nicht querkraftbewehrte Bauteile wie z.B. Decken- oder Bodenplatten bzw. Fundamente betrachtet. Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt für die Lastverhältnisse g_k /q_k von 70 / 30 und 50 / 50. Als veränderliche Lasten werden Wind- und Nutzlastbeanspruchung unterstellt. Auf eine explizite Untersuchung für eine Bauteilbeanspruchung infolge Schneelast wird aufgrund der hohen Querschnittszuverlässigkeit verzichtet.

In die Nachweisgleichung des Betontraganteils $V_{Rd,ct}$ querkraftbeanspruchter Bauteile geht nur der Sicherheitsbeiwert des Betons γ_c ein. Eine Differenzierung hinsichtlich der Streuung der Betondruckfestigkeit bzw. Zugfestigkeit wird aufgrund deren mäßig großer Sensitivität vorgenommen (s. Abb. 6.15 [Fischer - 2010]).

Die nachfolgenden Untersuchungen gelten für alle Stahlgüten und Betongüten bis C50/60. Für die Basisvariablen werden wieder die statistischen Kenngrößen gemäß Tab. 6.6 [Fischer - 2010] unterstellt. Als statistische Kenngrößen der Modellunsicherheiten wird jedoch auf Beanspruchungsseite ein Mittelwert $\mu_{\theta E} = 1{,}00$ mit $v_x = 0{,}20$ unterstellt. Der Teilsicherheitsbeiwert für Stahl wird somit konstant mit 1,15 nach [DIN 1045-1:2008] angenommen – spielt aber für den Nachweis keinerlei Rolle.

Die Zuverlässigkeitskurve für $\gamma_c = 1{,}50$ wurde schon in Abb. 6.14 [Fischer - 2010] dargestellt. Hieraus ist ersichtlich, dass kaum ein Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Querschnittszuverlässigkeit vorliegt.

Dies ist auch für alle anderen Teilsicherheitsbeiwerte γ_c der Fall. Daher erfolgt die Darstellung der Zuverlässigkeitskurven der diversen Teilsicherheitsbeiwertkombinationen über den Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit.

Aufgrund der mäßigen Sensitivität der Betonzugfestigkeit erfolgt nur ein geringer Zuverlässigkeitsabfall aller Kurven mit zunehmender Betonstreuung. Die Zuverlässigkeit für dieses Nachweisformat ist für die untersuchten Lastverhältnisse in Abb. 5-22 und Abb. 5-23 relativ hoch. Dies lässt darauf schließen, dass das Bemessungsmodell weit auf der sicheren Seite liegt bzw. die Zugfestigkeit des Betons zu konservativ festgelegt wurde.

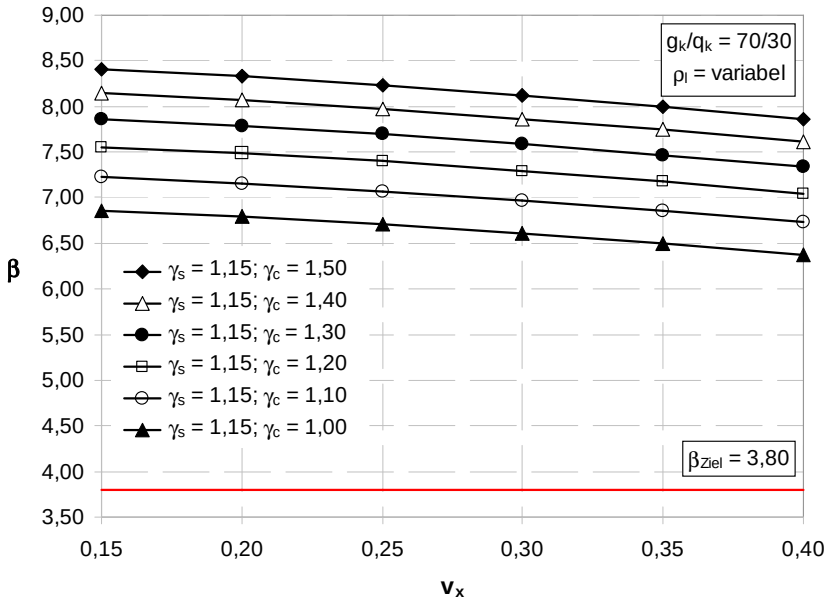


Abb. 5-22: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,ct}$ nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile bei Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für ein Lastverhältnis von g_k / q_k = 70 / 30

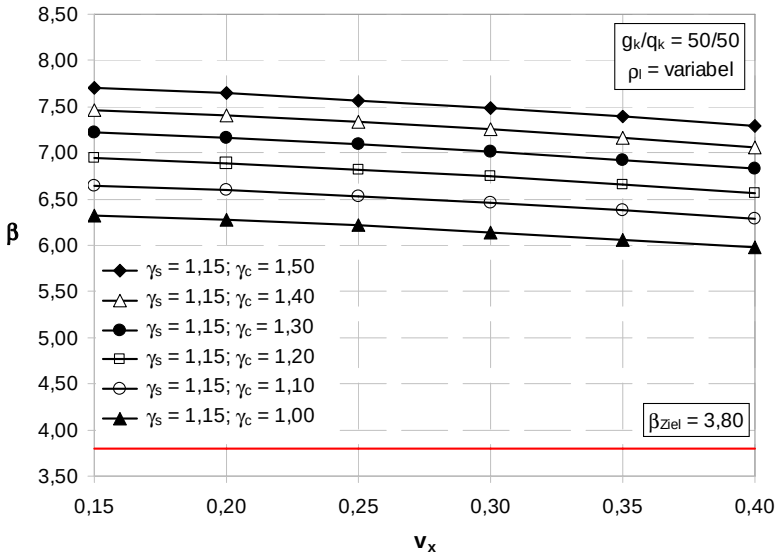


Abb. 5-23: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,ct}$ nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile bei Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für ein Lastverhältnis von g_k / q_k = 50 / 50

Ein höheres Sicherheitsniveau für sprödes Versagen ist durchaus erstrebenswert. Die Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes für Beton auf γ_c = 1,00 kann trotzdem vorgenommen werden.

Da sich die zugrunde gelegte Streuung auf die Betonzugfestigkeit bezieht und diese i.d.R. höher als die der Betondruckfestigkeit ist, wurde ein Streubereich von 15 bis 40 % gewählt. Die Kurven weisen für g_k /q_k= 50 / 50 wiederum ein geringeres Zuverlässigkeitsniveau aus und liegen untereinander näher zusammen.

Die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für das jeweilige Lastverhältnis g_k /q_k ändert sich durch die Variation der Teilsicherheitsbeiwerte sowie für die verschiedenen Längsbewehrungsgrade ρ_l nahezu nicht. In Tab. 7.3 [Fischer - 2010] wurde bereits die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für das Lastverhältnis g_k /q_k= 70 / 30 niedergeschrieben. In Tabelle 5-4 erfolgt dies nun für das Verhältnis g_k /q_k= 50 / 50.

Tabelle 5-4: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i des Betontragwiderstands $V_{Rd,ct}$ (Teilsicherheitsfaktoren nach [DIN 1045-1:2008], Lastverhältnis g_k / q_k = 50/50, Nutzlast, Längsbewehrungsgrad ρ_l variabel)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	β	α_{fc}	α_b	α_d	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{VG}	α_{VQ}	$\sqrt{\sum \alpha_i^2}$	α_R	α_E
0,15	7,73	0,13	0,07	0,06	0,67	-0,36	-0,05	-0,63	1,00	0,69	-0,73
0,20	7,67	0,18	0,07	0,06	0,67	-0,36	-0,05	-0,62	1,00	0,70	-0,72
0,25	7,59	0,22	0,07	0,06	0,66	-0,36	-0,05	-0,61	1,00	0,70	-0,71
0,30	7,51	0,26	0,07	0,06	0,66	-0,35	-0,05	-0,61	1,00	0,72	-0,71
0,35	7,41	0,30	0,07	0,06	0,65	-0,35	-0,05	-0,60	1,00	0,72	-0,70
0,40	7,31	0,33	0,07	0,06	0,64	-0,35	-0,05	-0,59	1,00	0,73	-0,69

Mit steigendem Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit ändern sich die Sensitivitäten nur wenig, was den geringen Zuverlässigkeitsabfall erklärt. Weiter verschiebt sich die Gewichtung der Sensitivitäten hin zur Widerstandsseite.

5.5.2.3.3 Querkraftnachweis bei querkraftbewehrten Bauteilen

Bei querkraftbewehrten Bauteilen muss sowohl die Zugstrebe $V_{Rd,sy}$ als auch die Druckstrebe $V_{Rd,max}$ des zur Nachweisführung gewählten Fachwerkmodells überprüft werden. Die beiden Nachweisformate weisen aufgrund des gleich zu wählenden Druckstrebenneigungswinkels θ eine vollständige Korrelation auf.

Zuerst wird das Nachweisformat der Zugstrebe $V_{Rd,sy}$ für unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte des Bewehrungsstahls γ_s betrachtet. Der Nachweis ist völlig unabhängig von der Streuung der Betondruckfestigkeit und somit auch vom Teilsicherheitsbeiwert γ_c.

Anschließend erfolgt die Zuverlässigkeitsanalyse der Druckstrebe $V_{Rd,max}$, die stark von der Betonfestigkeitsstreuung beeinflusst wird. Hierbei spielt der Teilsicherheitsbeiwert des Stahls γ_s wiederum keine Rolle.

Für die nachfolgend nicht explizit erwähnten Basisvariablen werden wieder die statistischen Kenngrößen gemäß Tab. 6.6 [Fischer - 2010] verwendet. Als statistische Kenngrößen der Modellunsicherheiten für $V_{Rd,sy}$ wird auf Beanspruchungsseite ein Mittelwert $\mu_{\theta E} = 1{,}00$ mit $v_x = 0{,}12$ und auf Widerstandsseite ein Mittelwert $\mu_{\theta R} = 1{,}10$ mit einer Schwankung $v_x = 0{,}10$ unterstellt. Die nachfolgenden Untersuchungen können für alle Beton- (bis C50/60) und Stahlgüten verwendet werden.

5.5.2.3.3.1 Variation der Sicherheitsbeiwerte γ_s für den Zugstrebennachweis

Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit hat beim Zugstrebennachweis vor allem die Streuung der Stahlstreckgrenze, die i. d. R. mit $v_x = 6\,\%$ sehr gering ausfällt. Aufgrund der großen Sensibilität des Nachweisformates erfolgt jedoch eine Betrachtung für verschiedene Stahlstreuungen.

Der Zugstrebennachweis $V_{Rd,sy}$ trifft für übliche Stahlstreuungen von 5 bis 6 % den angestrebten Zielzuverlässigkeitsindex $\beta = 3{,}8$ sehr gut. In Abb. 5-24 ist zu erkennen, dass die Zuverlässigkeit mit steigendem Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung konstant bleibt, d. h. die Querschnittszuverlässigkeit ist unabhängig vom Querkraftbewehrungsgrad.

Für Variationskoeffizienten des Stahls kleiner $v_x = 6\,\%$ kann für Bestandsbauten aufgrund der genauen Kenntnis aller Basisvariablen eine maximale Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s auf 1,05 vorgenommen werden.

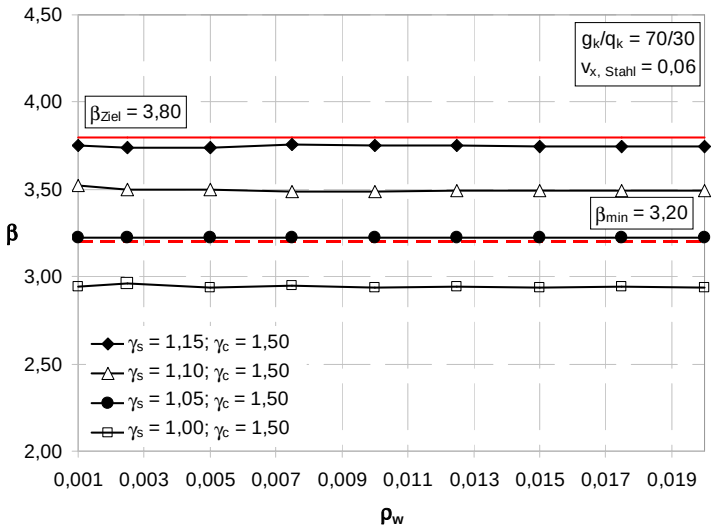


Abb. 5-24:
Zuverlässigkeitsverlauf $V_{Rd,sy}$ querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile mit Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

Treten größere Festigkeitsstreuungen des Stahls auf, so fällt die Querschnittszuverlässigkeit ab. Für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ stellen sich die Zuverlässigkeitsverläufe für verschiedene Teilsicherheitsbeiwerte γ_s bei einer veränderlichen Einwirkung von Nutz- und Schneelast gemäß Abb. 5-25 und Abb. 5-26 dar.

Bei großen Variationskoeffizienten der Stahlstreckgrenze muss eine Anhebung des Sicherheitsbeiwertes γ_s erfolgen, um das angestrebte Zuverlässigkeitsniveau zu erreichen.

Gerade Abb. 5-26 zeigt, dass bei Auftreten von Schneelasten das geforderte Zielzuverlässigkeitsniveau von $\beta = 3{,}8$ auch für geringe Stahlstreuungen unterschritten wird.

Dies bestätigt die schon in Abschnitt 5.5.2.2 angestellte Vermutung, dass der Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkung mit $\gamma_Q = 1{,}50$ für Schnee zu gering ausfällt. Der Sicherheitsindex fällt für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ bei Auftreten einer Schneelast um etwa $\Delta\beta = 0{,}3$ gegenüber der Wirkung einer Wind- oder Nutzlast auf das betrachtete Bauteil ab.

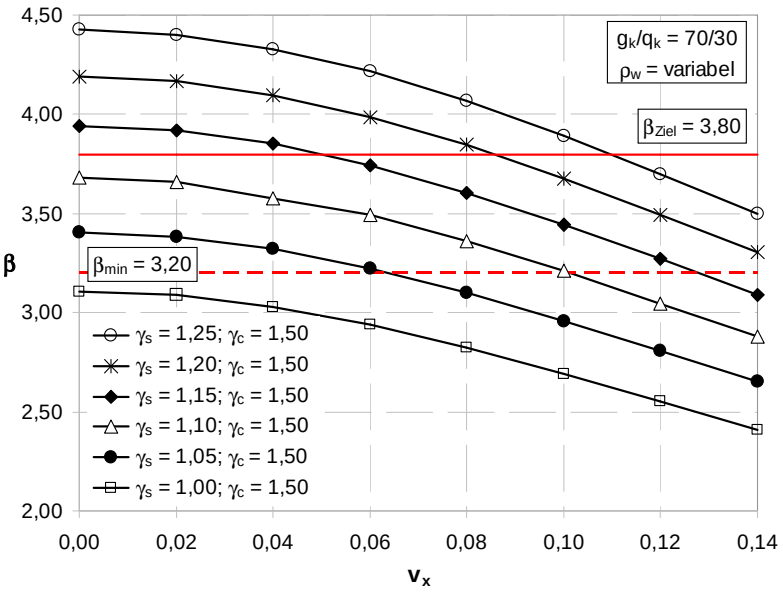


Abb. 5-25: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,sy}$ querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile bei Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für unterschiedliche Stahlstreuungen für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$

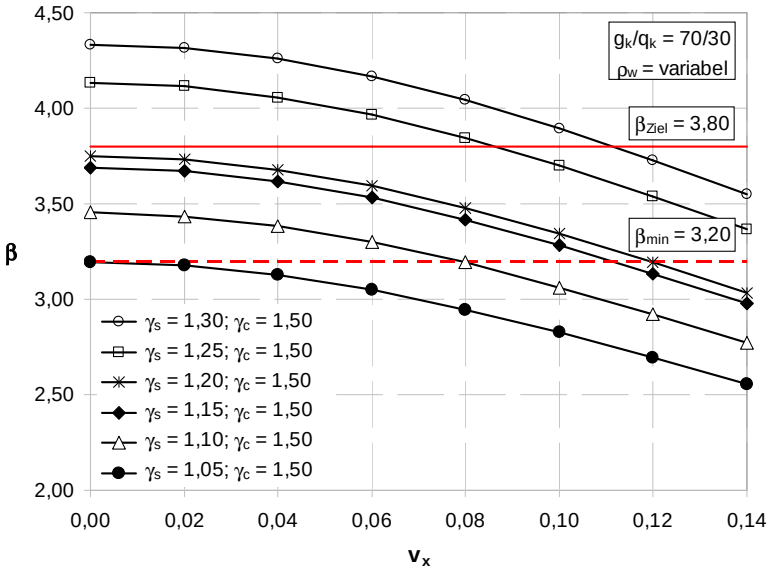


Abb. 5-26: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,sy}$ querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile bei Querkraftbeanspruchung infolge Schneelast für unterschiedliche Stahlstreuungen für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$

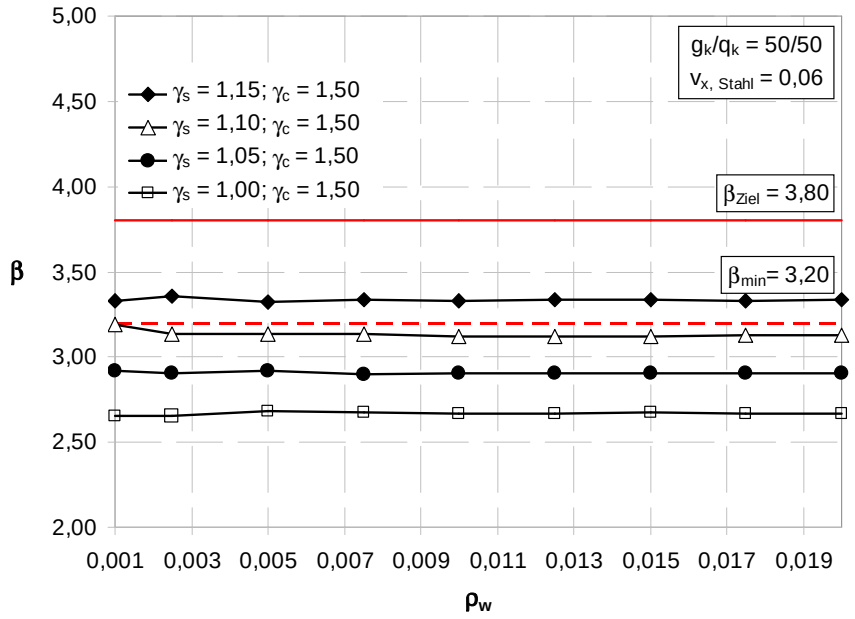


Abb. 5-27: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,sy}$ querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile bei Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

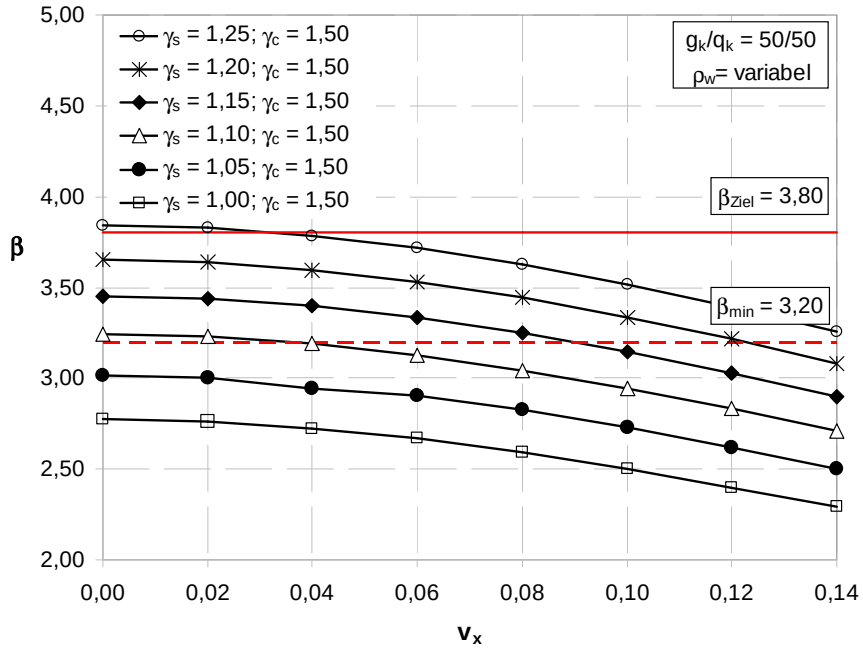


Abb. 5-28: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,sy}$ querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile bei Nutzlastbeanspruchung für unterschiedliche Stahlstreuungen für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

Die Zuverlässigkeitskurven für das Lastverhältnis g_k /q_k= 50 / 50 verlaufen auf einem um etwa $\Delta\beta$ = 0,5 geringeren Niveau, wobei die Kurvenform gleich bleibt. Dieser Zuverlässigkeitsabfall führt dazu, dass sogar für eine Nutzlast- oder Windbeanspruchung des Bauteils der Sicherheitsindex β_{Ziel} = 3,8 massiv unterschritten wird (siehe Abb. 5-27 und Abb. 5-28).

Allerdings liegt die Zuverlässigkeitskurve für Stahlstreuungen kleiner 10 % gerade noch über dem gewählten Mindestwert des Sicherheitsindex´ β_{Ziel} = 3,2. Somit müssen für größere Stahlstreuungen höhere Teilsicherheitsbeiwerte als γ_s = 1,15 verwendet werden.

Ein Vergleich der Zuverlässigkeitskurven für gleich große, ständige und veränderliche Einwirkungen ergibt für Schneelastbeanspruchung (Abb. 5-29) ein Abschlag auf den Sicherheitsindex β von ca. $\Delta\beta = 0{,}4$ gegenüber einer Nutzlast (Abb. 5-28).

Ebenso fällt auf, dass für dieses Lastverhältnis die einzelnen Zuverlässigkeitskurven der jeweiligen Teilsicherheitsbeiwertkombinationen enger zusammen liegen als für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$. Bei gleichzeitiger Wirkung und Größe von Schnee- und Eigenlast sollte generell eine Anhebung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s erfolgen.

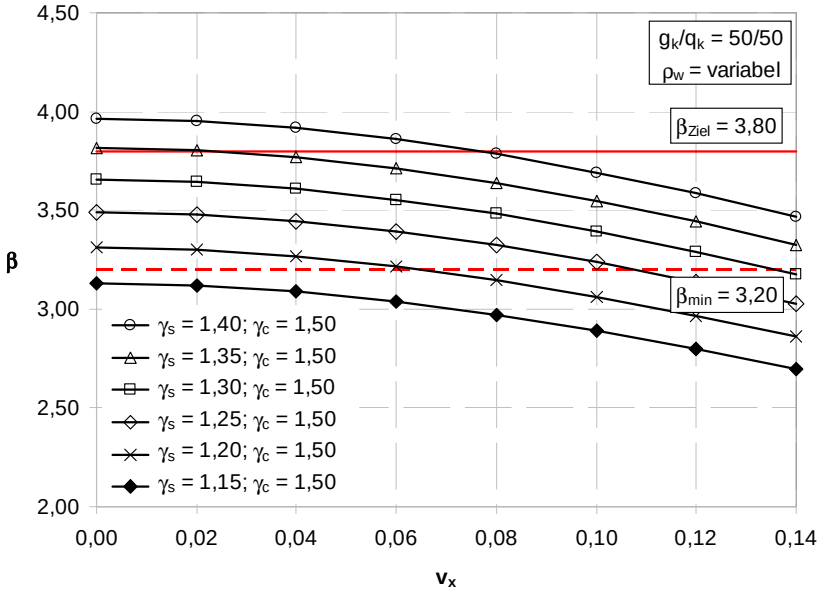


Abb. 5-29: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,sy}$ querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile bei Querkraftbeanspruchung infolge Schneelast für unterschiedliche Stahlstreuungen für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 50 / 50$

Ein Blick auf die Sensitivitätsfaktoren des Zugstrebennachweises zeigt, dass für verschiedene Teilsicherheitsbeiwerte γ_s kaum eine Veränderung der Sensitivitätsfaktoren des jeweiligen Lastverhältnisses und der Lastart erfolgt. Werden Lastverhältnisse und Lastart variiert, so können die Veränderungen der Sensitivitäten in Tabelle 5-5 abgelesen werden.

Die Schneelast beeinflusst aufgrund ihrer großen Streuung die Zuverlässigkeit stärker als eine Nutz- oder Windlast.

Tabelle 5-5: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i bei Zugstrebenversagen $V_{Rd,sy}$ (Teilsicherheitsbeiwerte nach [DIN 1045-1:2008], ρ_w variabel, $v_{x,Stahl} = 0{,}06$)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i									
Lastkombination	β	α_{fy}	α_b	α_d	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{VG}	α_{VQ}	α_R	α_E
$0{,}7g_k + 0{,}3p_k$	3,75	0,31	0,11	0,11	0,52	-0,55	-0,20	-0,52	0,63	-0,78
$0{,}5g_k + 0{,}5p_k$	3,33	0,25	0,09	0,09	0,42	-0,47	-0,10	-0,71	0,51	-0,86
$0{,}7g_k + 0{,}3s_k$	3,53	0,28	0,11	0,11	0,48	-0,52	-0,17	-0,61	0,58	-0,82
$0{,}5g_k + 0{,}5s_k$	3,03	0,23	0,09	0,09	0,39	-0,44	-0,09	-0,76	0,47	-0,88

5.5.2.3.3.2 Variation der Sicherheitsbeiwerte γ_c für den Druckstrebennachweis

Neben der Zuverlässigkeitsanalyse der Zugstrebe muss auch eine probabilistische Bewertung der Druckstrebentragfähigkeit erfolgen. Hierzu wird auf die Grenzzustandsgleichung (6.121) [Fischer - 2010] zurückgegriffen.

Da auf Widerstandsseite neben den schwach streuenden geometrischen Größen nur der Materialkennwert der Betondruckfestigkeit eingeht, erfolgt die Darstellung der Querschnittszuverlässigkeit in den nachfolgenden Diagrammen über die Druckfestigkeitsstreuung des Betons.

In diesem Abschnitt werden die Zuverlässigkeitsstudien für verschiedene Lastverhältnisse g_k / q_k und die veränderlichen Einwirkungen Nutz- und Schneelast angestellt. Als statistische Kenngrößen der Modellunsicherheiten für $V_{Rd,max}$ wird auf Beanspruchungsseite ein Mittelwert $\mu_{\theta E} = 1{,}00$ mit $v_x = 0{,}15$ und auf Widerstandsseite ein Mittelwert $\mu_{\theta R} = 1{,}10$ mit einem Variationskoeffizienten von $v_x = 0{,}15$ unterstellt.

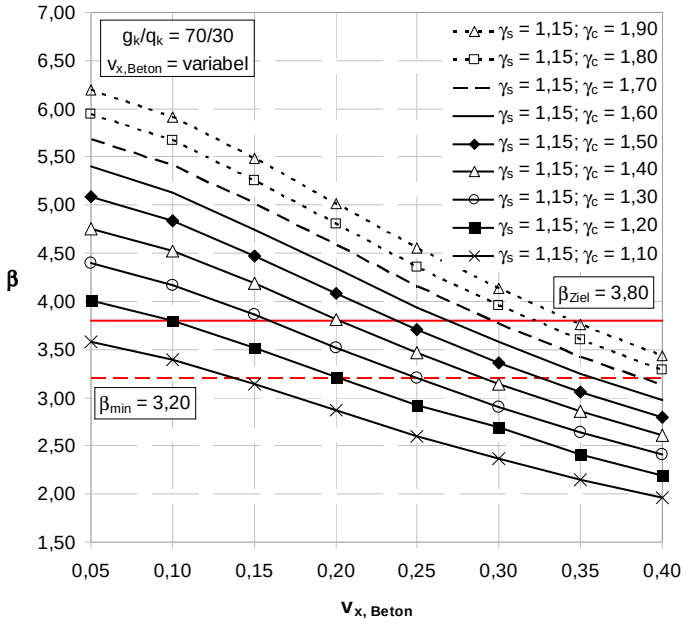


Abb. 5-30:
Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,max}$ für Stahlbetonbauteile Nutzlastbeanspruchung für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

Zuerst wird das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 untersucht. Abb. 5-30 und Abb. 5-31 zeigen einen Zuverlässigkeitsabfall mit steigendem Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit. Bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach [DIN 1045-1:2008] liegt die Zuverlässigkeitskurve für Nutzlastbeanspruchung bei Druckfestigkeitsstreuungen $v_x \leq 23\,\%$ oberhalb des Zielwertes der Zuverlässigkeit $\beta = 3{,}8$ und sinkt für größere Streuungen sogar unter den festgelegten Mindestwert β_{min}.

Daher kann für geringe Druckfestigkeitsstreuungen eine Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c erfolgen, während hingegen für größere Variationskoeffizienten eine Erhöhung des Sicherheitsbeiwertes vorgenommen werden muss.

Resultiert die Querkraftbeanspruchung aus ständigen Lasten bei gleichzeitig wirkender Schneelast, so sinkt das Zuverlässigkeitsniveau nur leicht ab. Dies hängt mit der nur mäßigen Sensitivität der veränderlichen Einwirkung zusammen. Das Nachweisformat wird hauptsächlich durch die Modellunsicherheiten gesteuert (siehe hierzu *Braml, Fischer, Keuser, Schnell 2009*).

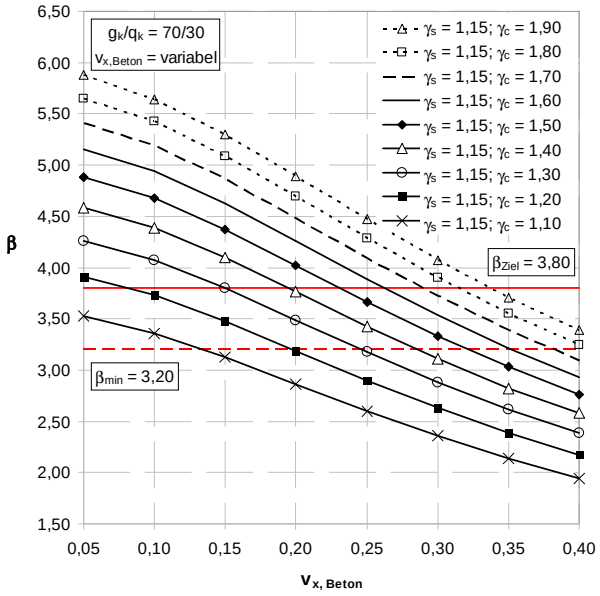


Abb. 5-31:
Zuverlässigkeitskurven des Tragwiderstands $V_{Rd,max}$ für Stahlbetonbauteile bei Querkraftbeanspruchung infolge Schneelast aufgetragen über die Streuung der Betondruckfestigkeit für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

Die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 bei Nutzlastbeanspruchung wurde bereits in Tab. 7.4 [Fischer - 2010] zusammengestellt. Die Sensitivitäten für Schneelastbeanspruchung für dieses Lastverhältnis unterscheiden sich nur leicht und sind in Tabelle 5-6 aufgelistet.

Die Zuverlässigkeitskurven des Lastverhältnisses g_k / q_k = 60 / 40 sind hier nicht dargestellt, da der Verlauf der Kurven näherungsweise denen des Lastverhältnisses g_k / q_k = 70 / 30 entspricht. Hierfür weicht auch die Verteilung der Sensitivitäten nur geringfügig von denen in Tab. 7.4 [Fischer - 2010] ab.

Tabelle 5-6: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i des Druckstrebentragwiderstands $V_{Rd,max}$ für verschiedene Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit (Teilsicherheitsbeiwerte nach [DIN 1045-1:2008], Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30; Schneelast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	**β**	**α_{fc}**	**α_b**	**α_d**	**$\alpha_{\theta R}$**	**$\alpha_{\theta E}$**	**α_{VG}**	**α_{VQ}**	**$\sqrt{\sum \alpha_i^2}$**	**α_R**	**α_E**
0,05	4,88	0,17	0,09	0,09	0,64	-0,48	-0,13	-0,55	1,00	0,67	-0,74
0,10	4,67	0,33	0,08	0,08	0,62	-0,47	-0,13	-0,50	1,00	0,71	-0,70
0,15	4,37	0,47	0,08	0,08	0,59	-0,46	-0,13	-0,44	1,00	0,76	-0,65
0,20	4,02	0,58	0,07	0,07	0,55	-0,44	-0,13	-0,36	1,00	0,81	-0,58
0,25	3,66	0,67	0,07	0,07	0,51	-0,42	-0,13	-0,31	1,00	0,85	-0,54
0,30	3,33	0,73	0,07	0,07	0,47	-0,39	-0,12	-0,26	1,00	0,87	-0,48
0,35	3,03	0,78	0,06	0,06	0,43	-0,37	-0,11	-0,26	1,00	0,89	-0,45
0,40	2,76	0,82	0,05	0,05	0,39	-0,35	-0,10	-0,20	1,00	0,91	-0,42

Für das betrachtete Grenzlastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 können die Zuverlässigkeitskurvenverläufe für unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte γ_c infolge Nutzlast der Abb. 5-32 und infolge Schneeeinwirkung der Abb. 5-33 entnommen werden.

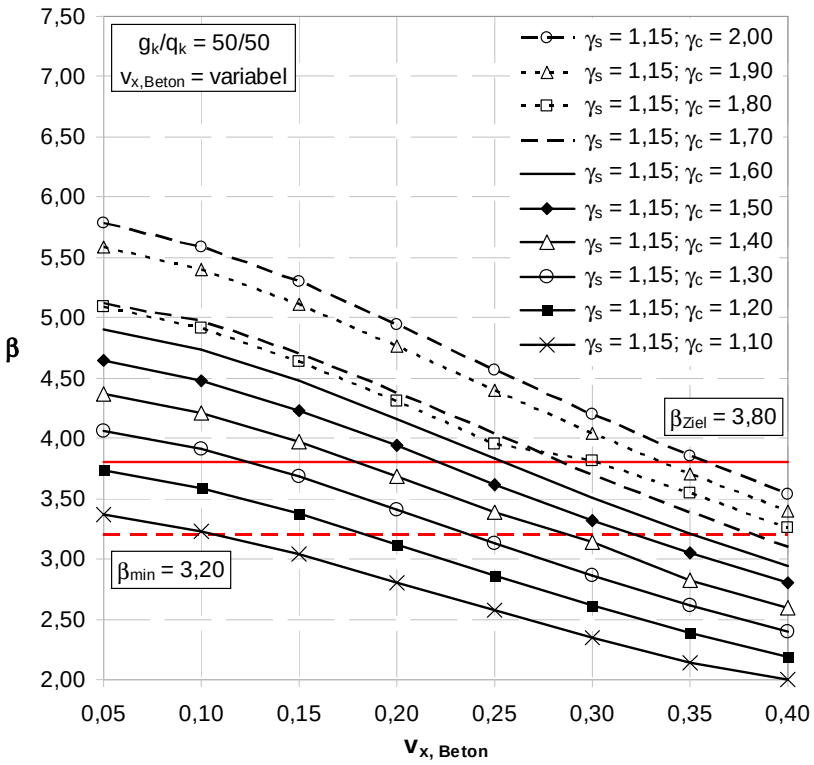


Abb. 5-32: Zuverlässigkeitskurven des Tragwiderstands $V_{Rd,max}$ von Stahlbetonbauteilen bei Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für unterschiedliche Streuungen der Betondruckfestigkeit für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

Mit zunehmendem veränderlichen Lastanteil lässt sich eine leichte Verflachung der Zuverlässigkeitskurven feststellen. In Tabelle 5-7 ist die Verteilung der Wichtungsfaktoren α_i des Tragwiderstands $V_{Rd,max}$ infolge Nutzlastbeanspruchung dargestellt.

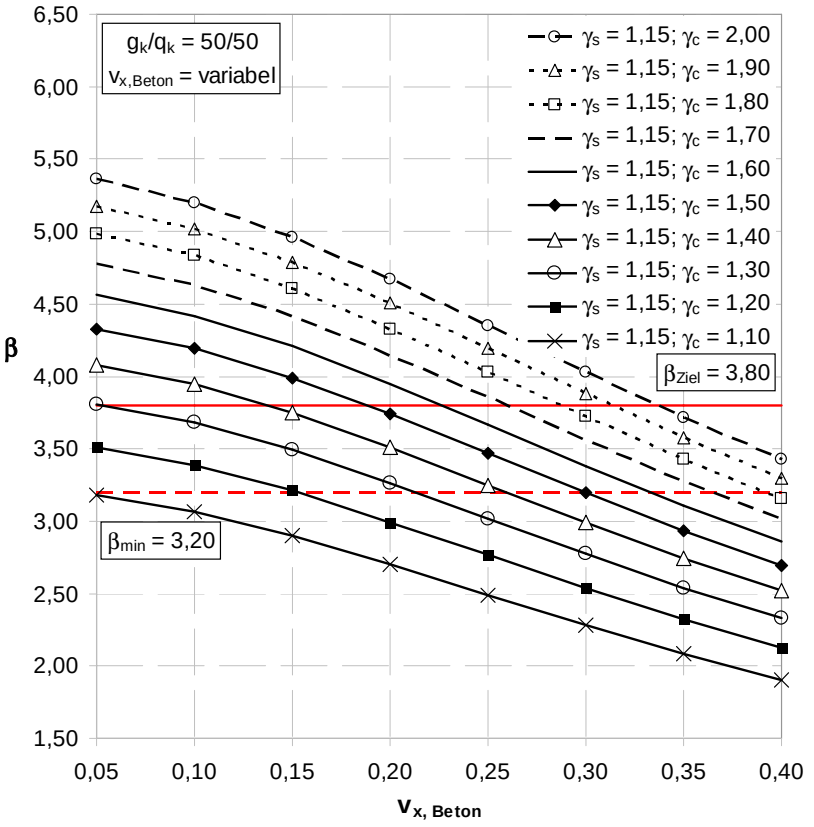


Abb. 5-33: Zuverlässigkeitskurven der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ infolge Schneelast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

Tabelle 5-7: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i bei Druckstrebenversagen $V_{Rd,max}$ für diverse Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit (Teilsicherheitsfaktoren nach [DIN 1045-1:2008], Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50; Nutzlastbeanspruchung)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	β	α_{fc}	α_b	α_d	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{VG}	α_{VQ}	$\sqrt{\sum \alpha_i^2}$	α_R	α_E
0,05	4,69	0,16	0,08	0,08	0,55	-0,46	-0,08	-0,67	1,00	0,58	-0,82
0,10	4,48	0,31	0,08	0,08	0,53	-0,46	-0,08	-0,63	1,00	0,62	-0,78
0,15	4,23	0,45	0,08	0,08	0,51	-0,45	-0,08	-0,57	1,00	0,69	-0,73
0,20	3,94	0,56	0,07	0,07	0,49	-0,43	-0,08	-0,49	1,00	0,75	-0,66
0,25	3,62	0,65	0,07	0,07	0,45	-0,42	-0,08	-0,42	1,00	0,80	-0,60
0,30	3,32	0,72	0,06	0,06	0,42	-0,39	-0,08	-0,36	1,00	0,84	-0,54
0,35	3,05	0,78	0,06	0,06	0,39	-0,37	-0,08	-0,31	1,00	0,88	-0,49
0,40	2,80	0,81	0,05	0,05	0,36	-0,35	-0,07	-0,28	1,00	0,89	-0,45

Der Vergleich mit Tab. 7.4 [Fischer - 2010] zeigt hier deutlich eine Abnahme der Sensitivitäten der Modellunsicherheiten von Widerstand θ_R und Beanspruchung θ_E. Dies geht allerdings mit einem Anstieg der Sensitivität α_{VQ} des großen Lastanteils der stark streuenden, veränderlichen Einwirkung einher.

Vergleicht man die Zuverlässigkeit der Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast mit derjenigen infolge Schneelast, so ist eine Verminderung des Sicherheitsindex´ um etwa $\Delta\beta$ = 0,5 zu erkennen.

Abschließend kann festgestellt werden, dass beim Nachweis querkraftbewehrter Bauteile das Bemessungskonzept nach [DIN 1045-1:2008] das angestrebte Zielzuverlässigkeitsniveau für heute übliche Beton- und Stahlstreuungen sehr gut trifft.

Der Nachweis $V_{Rd,ct}$ für nicht querkraftbewehrte Bauteile liegt allerdings aus probabilistischer Sicht weit auf der sicheren Seite und liefert daher bei Ansatz einer lognormalverteilten Modellunsicherheit auf Widerstandsseite sehr hohe Zuverlässigkeiten.

Wird in Anlehnung an die Versuche von [Reineck - 1999] allerdings für $V_{Rd,ct}$ ein normalverteiltes Widerstandsmodell unterstellt, so fällt die Zuverlässigkeit teilweise stark ab, ist aber für alle untersuchten Lastverhältnisse und -arten größer als β_{50} = 4,0.

5.5.2.3.4 Teilsicherheitsfaktoren für Durchstanzen

Die Versagensart Durchstanzen differenziert ebenfalls zwischen querkraftbewehrten und nicht querkraftbewehrten Bauteilen. Die Zuverlässigkeit des Durchstanznachweises dieser beiden Bauteilarten wird stark von der Zuverlässigkeit des Betontraganteils gesteuert.

Da Durchstanzen eigentlich nur eine räumliche Betrachtungsweise des Querkraftversagens darstellt, lassen sich hier direkte Parallelen zum Querkrafttraganteil $V_{Rd,ct}$ in Abschnitt 5.5.2.3.2 erkennen.

Alle drei Nachweisformate für Durchstanzen gehen aus der Bemessungsgleichung des Betontraganteils hervor, da z. B. die maximal aufnehmbare, räumliche Druckstrebenkraft $v_{Rd,max}$ nach [DIN 1045-1:2008] gerade als das 1,5-fache des Betontraganteils $v_{Rd,ct}$ definiert ist.

Auch für den Nachweis der Zugstrebe $v_{Rd,sy}$ des räumlichen Fachwerkmodells setzt sich die Gesamttragfähigkeit überwiegend aus dem Traganteil des Betons und dem relativ geringen Traganteil der vorhandenen Durchstanzbewehrung zusammen. Somit wird die Zuverlässigkeit der Versagensart $v_{Rd,sy}$ fast ausschließlich durch den Betontraganteil $v_{Rd,ct}$ gesteuert.

Da das Zuverlässigkeitsniveau des Betontraganteils bei Querkraftnachweisen hoch ist, kann dies auch für Durchstanznachweise, zumindest für geringe Querkraftbewehrungsgrade, erwartet werden, da hier die gleichen Basisvariablen mit den statistischen Kenngrößen nach Tab. 6.6 [Fischer - 2010] einfließen.

Die Wahl der Modellunsicherheiten von Widerstand und Beanspruchung der Versagensart $v_{Rd,ct}$ erfolgt analog zum Querkraftnachweis. Für den Nachweis $v_{Rd,max}$ werden als statistische Kenngrößen der Modellunsicherheiten auf Beanspruchungs- und Widerstandsseite ein Mittelwert $\mu_\theta = 1{,}00$ mit einer Schwankung von $v_x = 0{,}15$ unterstellt.

Für den Nachweis $v_{Rd,sy}$ werden als statistische Kenngrößen der Modellunsicherheiten auf Beanspruchungsseite ein Mittelwert $\mu_{\theta E} = 1{,}00$ mit $v_x = 0{,}10$ und auf Widerstandsseite ein Mittelwert $\mu_{\theta R} = 1{,}00$ mit einer Schwankung $v_x = 0{,}15$ unterstellt. Auf eine explizite Betrachtung der Versagensart für Schneelast wird verzichtet.

5.5.2.3.4.1 Durchstanzen bei nicht querkraftbewehrten Bauteilen

Die Zuverlässigkeitsstudien der Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Rundschnitts $v_{Rd,ct}$ erfolgen für den Streubereich der Betonzugfestigkeit von $v_x = 15$ bis 40 % über verschiedene Längsbewehrungsgrade ρ_l.

Dabei wird die Grenzzustandsgleichung (6.124) [Fischer - 2010] verwendet, die den Versagenszustand beschreibt. Ergebnis dieser Untersuchungen ist, dass der Sicherheitsindex β - wie schon beim Querkraftnachweis $V_{Rd,ct}$ – nahezu konstant über den Längsbewehrungsgrad verläuft.

Die Betonzugfestigkeit besitzt auch bei der Versagensart Durchstanzen eine eher mäßige Sensitivität. Somit ist auch der Zuverlässigkeitsabfall mit steigender Streuung der Betonzugfestigkeit gering, wie in Abb. 5-34 und Abb. 5-35 für unterschiedliche Lastverhältnisse g_k / q_k ersichtlich ist.

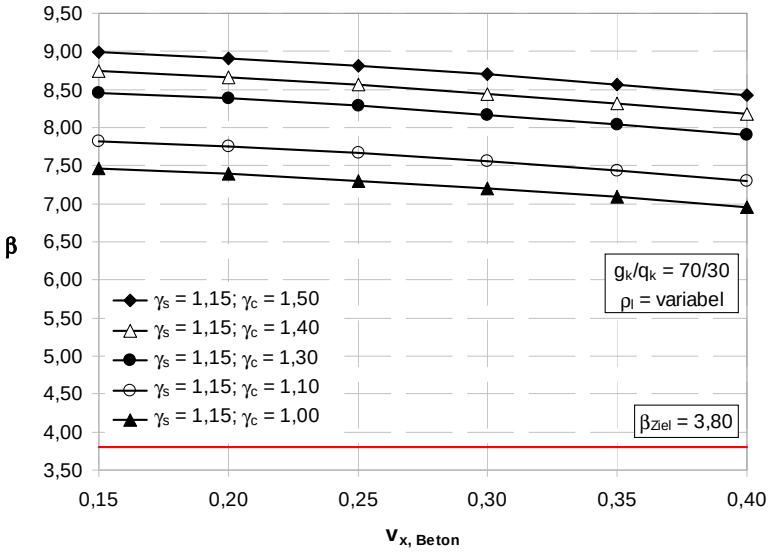


Abb. 5-34: Zuverlässigkeitskurven für den Betontraganteil $v_{Rd,ct}$ bei Durchstanzen bei einer Beanspruchung infolge Nutzlast für unterschiedliche Betonzugfestigkeitsstreuungen für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

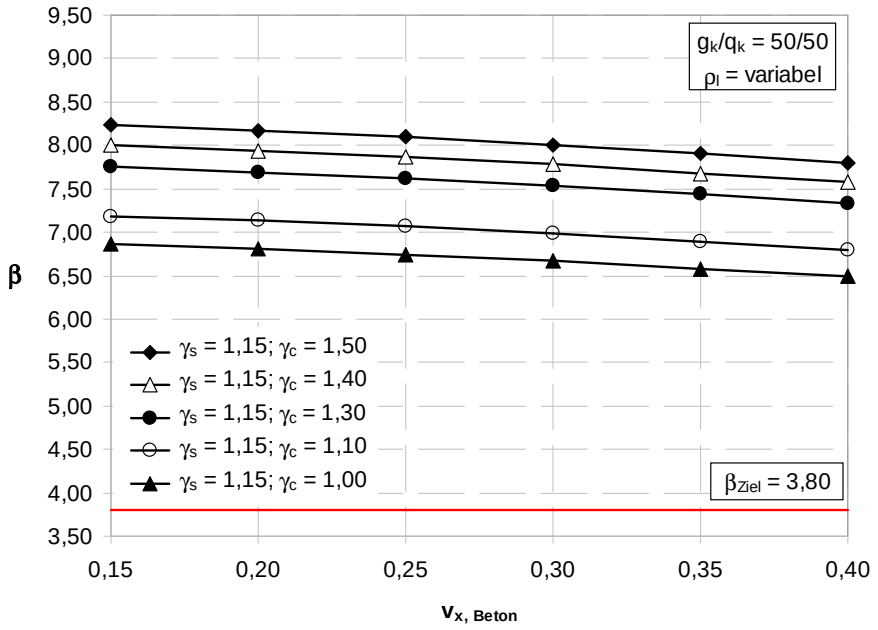


Abb. 5-35: Zuverlässigkeit der Versagensart Durchstanzen $v_{Rd,ct}$ von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast für unterschiedliche Streuungen der Betonzugfestigkeit für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

Beispielsweise fällt der Sicherheitsindex zwischen der Betonzugfestigkeitsstreuung von v_x = 15 % und der Streuung von 40 % um den Wert $\Delta\beta$ = 0,5 ab. Für das Lastverhältnis g_k /q_k = 70 / 30 (Abb. 5-34) kann ein Anstieg der Querschnittszuverlässigkeit bei Durchstanzen um $\Delta\beta$ = 0,55 gegenüber Querkraftversagen festgestellt werden (siehe Abb. 5-22).

Erwartungsgemäß fällt die Zuverlässigkeit der Versagensart Durchstanzen bei höheren veränderlichen Lastanteilen wieder geringer aus. In Abb. 5-35 sind die Zuverlässigkeitskurven infolge Nutzlastbeanspruchung für das betrachtete Grenzlastverhältnis g_k /q_k = 50 / 50 aufgetragen.

Die Kurven des Sicherheitsindex´ verlaufen in Abb. 5-35 um den Differenzbetrag von etwa $\Delta\beta$ = 0,75 niedriger als in Abb. 5-34 bei einer 70 %-igen Beanspruchung infolge ständiger Einwirkungen.

Zieht man wiederum den Vergleich zum Querkraftnachweis, liegt die Querschnittszuverlässigkeit bei der Versagensart Durchstanzen für das Lastverhältnis g_k /q_k = 50 / 50 um ca. $\Delta\beta$ = 0,5 höher gegenüber dem Tragwiderstand $V_{Rd,ct}$ bei Querkraftversagen (siehe Abb. 5-23).

Der Blick auf die Sensitivitätsfaktoren ergibt widerum einen Aufschluss über die zuverlässigkeitsbestimmenden Basisvariablen. Die Sensitivitäten für den Querkraftnachweis $V_{Rd,ct}$ nach Tab. 7.3 [Fischer - 2010] gelten auch für den Durchstanznachweis $v_{Rd,ct}$. Lediglich die Sensitivität der statischen Nutzhöhe steigt von α_d = 0,06 bei $V_{Rd,ct}$ auf α_d = 0,10 bei Durchstanzen.

Für eine Bauteilbeanspruchung infolge Schneelast erfolgt aufgrund der größeren Streuung der Schneelast gegenüber der Nutzlast ein Zuverlässigkeitsabfall. In Tabelle 5-8 ist der Sicherheitsindex für verschiedene Lastverhältnisse und Betonzugfestigkeitsstreuungen der beiden Beanspruchungen exemplarisch dargestellt.

Tabelle 5-8: Zuverlässigkeitsvergleich der Versagensart Durchstanzen $v_{Rd,ct}$ bei nicht querkraftbewehrten Bauteilen für die Beanspruchungen Nutzlast und Schneelast

Lastverhältnis g_k / q_k	Variationskoeffizient Beton v_x	Sicherheitsindex β		Differenz $\Delta\beta$
		Nutzlast	Schneelast	
70 / 30	15,0 %	7,46	7,19	-0,27
70 / 30	40,0 %	6,96	6,75	-0,21
50 / 50	15,0 %	5,65	5,33	-0,32
50 / 50	40,0 %	5,32	5,05	-0,27

5.5.2.3.4.2 Durchstanzen bei querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen

Die Nachweisführung gegen Durchstanzen bei querkraftbewehrten Bauteilen erfolgt in zwei Schritten. Einerseits muss die Tragfähigkeit des räumlichen Druckstrebennachweises $v_{Rd,max}$ im kritischen Rundschnitt erfolgen und andererseits muss die Tragfähigkeit der einzelnen Bewehrungsreihen $v_{Rd,sy}$ nachgewiesen werden.

Wie eingangs bereits erwähnt, hat der reine Betontraganteil maßgeblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit und steuert somit auch die Zuverlässigkeit der beiden Nachweise.

Zuerst wird die Zuverlässigkeit im kritischen Schnitt für $v_{Rd,max}$ untersucht. Hierbei treten exakt die gleichen Zuverlässigkeitskurven für alle Lastverhältnisse auf wie bei dem Versagen des Betontraganteils.

Dies ist insofern nicht verwunderlich, da der Faktor 1,50 in Gleichung (6.127) [Fischer - 2010] lediglich den Tragwiderstand und somit gleichzeitig auch die Einwirkung um das gleiche Maß im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) anhebt.

Im GZT sind deswegen keine Zuverlässigkeitsveränderungen zu erwarten, wie in Abb. 5-36 und Abb. 5-37 im Vergleich mit Grafiken in Abschnitt 5.5.2.3.4.1 ersichtlich wird.

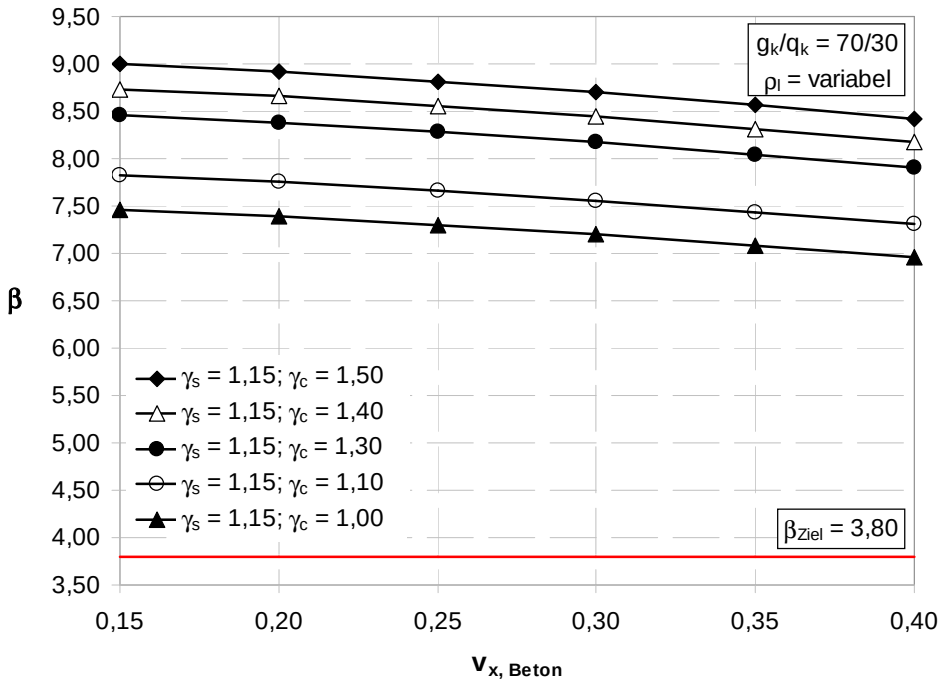


Abb. 5-36: Zuverlässigkeit des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,max}$ von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlastbeanspruchung für unterschiedliche Streuungen der Betondruckfestigkeit für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

Da keinerlei Veränderungen der Zuverlässigkeitskurven von $v_{Rd,ct}$ und $v_{Rd,max}$ auftreten, sind auch keine Änderungen der Sensitivitätsfaktoren zu erwarten. Die Verteilung der Sensitivitäten können dem Querkraftnachweis $V_{Rd,ct}$ entnommen werden. Für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ kann die Verteilung der Sensitivitäten in Tab. 7.3 [Fischer - 2010] und für 50 / 50 die in Tabelle 5-4 als repräsentativ angesehen werden.

Das Nachweisformat $v_{Rd,sy}$ bei Bauteilen mit Durchstanzbewehrung setzt sich aus dem Beton- und Bewehrungstraganteil nach Gleichung (6.131) [Fischer - 2010] zusammen, wobei der Betontraganteil die Querschnittstragfähigkeit dominiert.

Im Hinblick auf das bereits untersuchte Tragverhalten querkraftbewehrter Bauteile kann vermutet werden, dass die Gesamtzuverlässigkeit des Durchstanznachweises $v_{Rd,sy}$ infolge der hohen Zuverlässigkeit des Betontraganteils durch die geringere Zuverlässigkeit des Bewehrungstraganteils etwas gegenüber der Querschnittszuverlässigkeit von $v_{Rd,ct}$ vermindert wird.

Die Ermittlung der Querschnittszuverlässigkeit für den Nachweis der einzelnen Bewehrungsreihen kann vereinfacht anhand der äußeren Bewehrungsreihe betrachtet werden. Diese unterscheidet sich von der ersten Bewehrungsreihe dadurch, dass hier zusätzlich noch der streuende Parameter der statischen Nutzhöhe im Bewehrungstraganteil vorhanden ist. Dieser schwankt allerdings nur geringfügig um seinen Sollwert, sodass kaum eine geringere Querschnittszuverlässigkeit gegenüber dem Nachweis der ersten Bewehrungsreihe festzustellen ist.

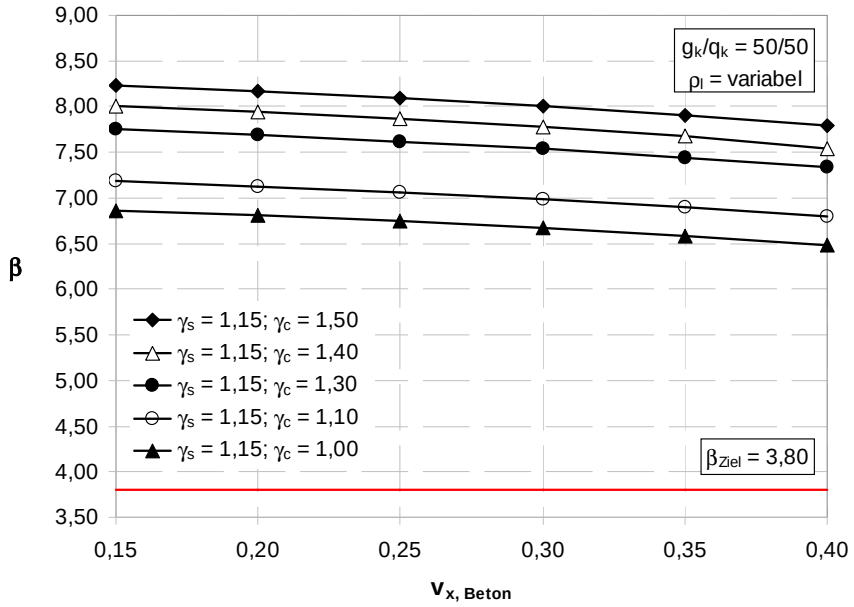


Abb. 5-37: Zuverlässigkeit des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,max}$ von Stahlbetonbauteilen bei Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen für das Lastverhältnis g_k / q_k =50 / 50

Die Diskussion der Querschnittszuverlässigkeit nach der Grenzzustandsgleichung (6.132) [Fischer - 2010] erfolgt einerseits mithilfe der Darstellung des Sicherheitsindex´ über den Längsbewehrungsgrad ρ_l bei festgesetztem Querkraftbewehrungsgrad für unterschiedliche Variationskoeffizienten des Betons.

Als untere Grenze wird der Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w = 0{,}002$ und als obere Grenze wird $\rho_w = 0{,}01$ gewählt. Der höhere Querkraftbewehrungsgrad weist aufgrund der gerade dargelegten Ausführungen eine geringere Zuverlässigkeit auf. Mit steigendem Bewehrungsgehalt der Querkraftbewehrung gewinnt dieser zunehmend an Bedeutung, liefert aber eine niedrigere Zuverlässigkeit.

Zum anderen erfolgt die Darstellung der Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Streuung des Betons, da der Betontraganteil im Nachweisformat stark dominiert. Die Dominanz des Betontraganteils nimmt jedoch mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad ab. Die Zuverlässigkeitskurven werden für eine Variation des Materialsicherheitsbeiwertes γ_c dargestellt.

Eine Variation von γ_s ist für geringe Bewehrungsgrade der Querkraftbewehrung wenig sinnvoll, da der Querkraftbewehrungstraganteil für diese Bauteile gering ist (s. Abb. 5-43).

Liegt jedoch ein hoher Bewehrungsgehalt der Querkraftbewehrung vor, so hat die Abminderung von γ_s einen wesentlich größeren Einfluss auf die Zuverlässigkeit gegenüber γ_c, wie z.B. in Abb. 5-45 zu erkennen ist. Daher wird maximal eine Absenkung des Materialsicherheitsbeiwertes für Stahl γ_s auf 1,10 und 1,05 untersucht.

Für die Nachweise wird keine Differenzierung hinsichtlich der Stahlstreuungen vorgenommen. Alle Zuverlässigkeitsanalysen werden wieder mit einem Variationskoeffizienten der Stahlstreckgrenze von v_x = 6 % geführt.

Zuerst erfolgt die Betrachtung der Zuverlässigkeit des Querkraftbewehrungsgrades ρ_w = 0,002, der in etwa den Mindestbewehrungsgrad der Querkraftbewehrung aller Betongüten abdeckt. Exemplarisch werden hier die Ergebnisse der Parameterstudien für die Betonstreuungen v_x = 15 % und 40 % gewählt.

In den Abb. 5-38 bis Abb. 5-42 ist für alle Lastverhältnisse sowie für alle Betonstreuungen ein Zuverlässigkeitsanstieg mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad zu erkennen.

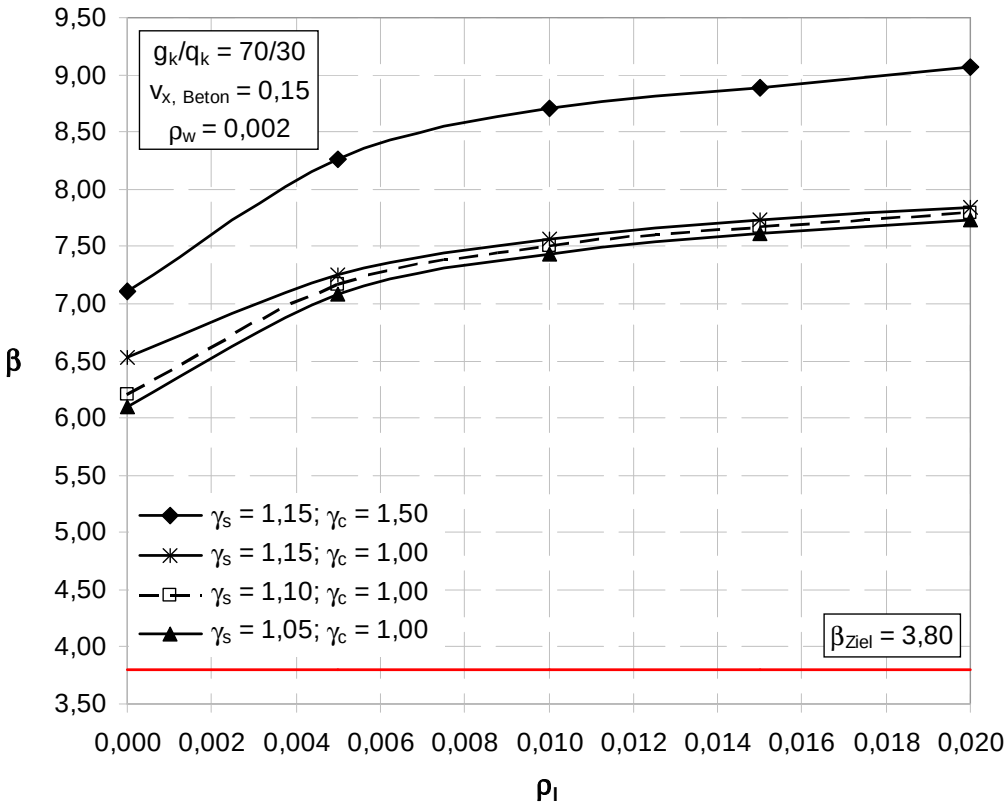


Abb. 5-38: Zuverlässigkeit der Durchstanztragfähigkeit $v_{Rd,sy}$ von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast aufgetragen über den Längsbewehrungsgrad ρ_l (Streuung der Betonfestigkeit v_x = 15 %; Querkraftbewehrungsgrad ρ_w = 2 ‰; Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30)

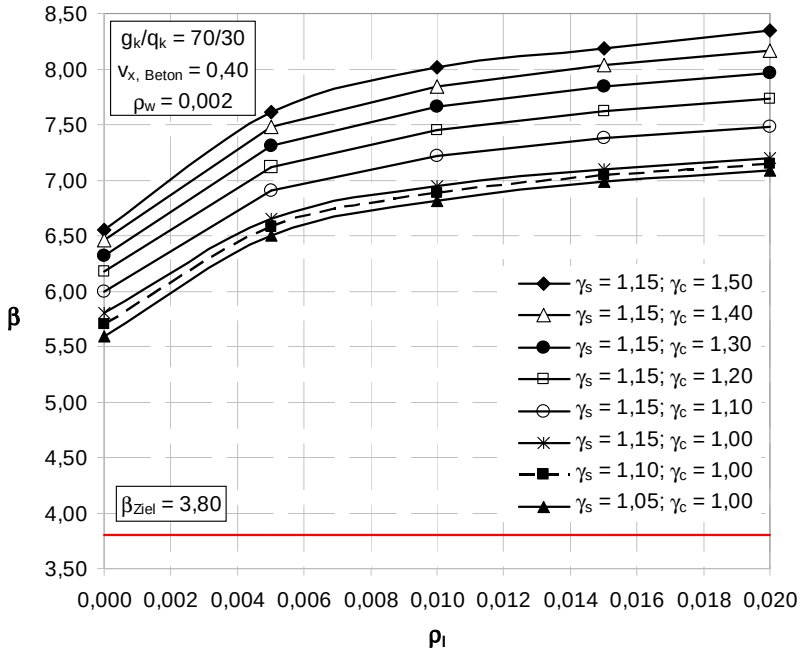


Abb. 5-39: Zuverlässigkeit der Durchstanztragfähigkeit $v_{Rd,sy}$ aufgetragen über den Längsbewehrungsgrad ρ_l (Streuung der Betonfestigkeit v_x = 40 %; Querkraftbewehrungsgrad ρ_w = 2 ‰; Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30; Nutzlast)

Anzumerken ist hier, dass die geringen Zuverlässigkeiten für niedrige Längsbewehrungsgrade daher resultieren, dass der Betontraganteil stark durch den Längsbewehrungsgrad ρ_l bestimmt und für niedrige ρ_l hier die Querschnittszuverlässigkeit vom Querkraftbewehrungstraganteil beeinflusst wird, auch wenn dieser relativ gering ist.

Bei einem Vergleich der beiden Diagramme von Abb. 5-39 und Abb. 5-40 kann ein Zuverlässigkeitsabfall um $\Delta\beta = 0{,}6$ für den größeren veränderlichen Lastanteil von 50 % festgestellt werden.

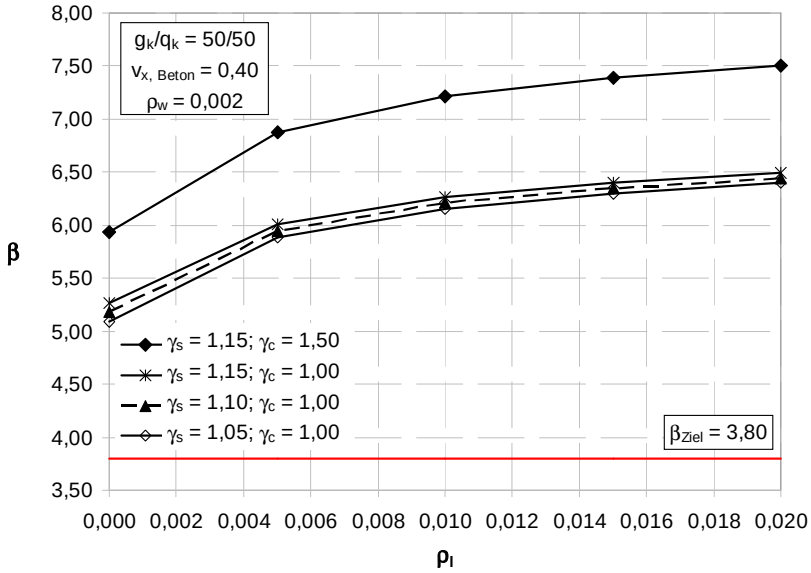


Abb. 5-40: Zuverlässigkeit des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,sy}$ von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast aufgetragen über den Längsbewehrungsgrad ρ_l (Streuung der Betonfestigkeit v_x = 0,40; ρ_w = 0,002; Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50)

Bei Betrachtung der gewählten Obergrenze des Querkraftbewehrungsgrades von $\rho_w = 0{,}01$ ist der schon angesprochene Aspekt der geringen Querschnittszuverlässigkeit für geringe Längsbewehrungsgrade wesentlich ausgeprägter ersichtlich.

Auch für geringe Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit ist eine große Unterschreitung für kleine Längsbewehrungsgrade ρ_l erkennbar. Angemerkt sei, dass hohe Querkraftbewehrungsgrade in Verbindung mit geringen Längsbewehrungsgraden nicht praxisüblich sind.

Für einen Variationskoeffizienten von Beton von $v_x = 0{,}15$ liegen die Kurven in Abb. 5-41 um ca. $\Delta\beta = 0{,}5$ tiefer. Die Zielzuverlässigkeit von $\beta = 3{,}8$ wird in Abb. 5-41 für Längsbewehrungsgrade kleiner $\rho_l = 0{,}5$ % immer unterschritten. Ein erhöhter veränderlicher Lastanteil von 50 % führt in Abb. 5-42 nochmals zu einer Absenkung der Zuverlässigkeit gegenüber Abb. 5-41.

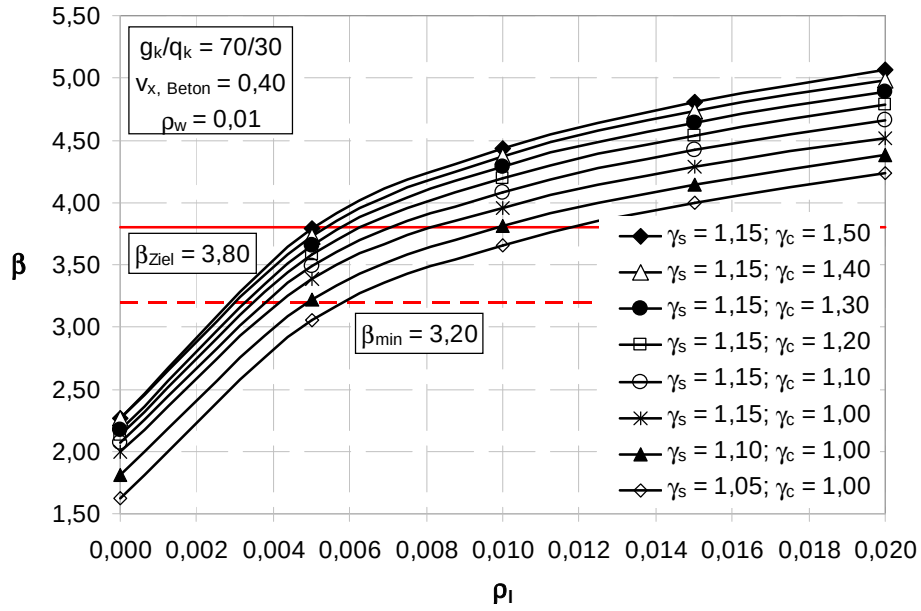


Abb. 5-41: Zuverlässigkeit des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,sy}$ dargestellt über den Längs-bewehrungsgrad ρ_l ($v_{x,Beton}$ = 40 %; ρ_w = 0,01; Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30; Nutzlast)

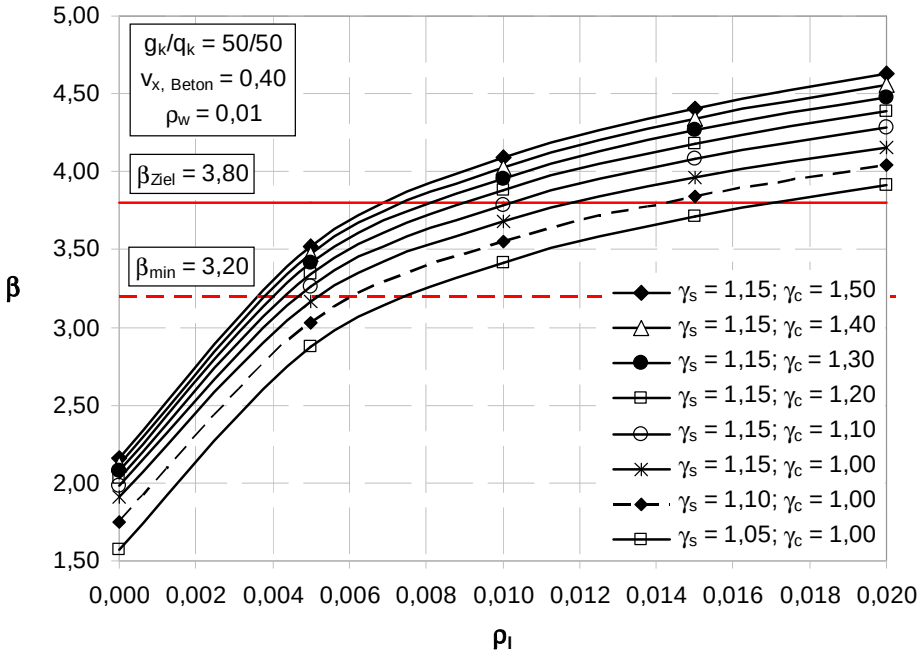


Abb. 5-42: Zuverlässigkeit des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,sy}$ von Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast aufgetragen über den Längsbewehrungsgrad ρ_l bei einer Streuung der Betonfestigkeit von v_x = 0,40 für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 (ρ_w = 0,01)

Der Einfluss der Betonzugfestigkeitsstreuung auf die Querschnittszuverlässigkeit kann mithilfe der Darstellungen in Abb. 5-43 bis Abb. 5-46 besser erfasst werden.

Die schrittweise Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c für den Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung $\rho_w = 0{,}002$ ruft in Abb. 5-43 einen wesentlich stärkeren Abfall der Zuverlässigkeit hervor als eine Verminderung des Sicherheitsbeiwertes γ_s.

Generell kann festgestellt werden, dass für sehr geringe Querkraftbewehrungsgrade bzw. Bauteile ohne Querkraftbewehrung die Zuverlässigkeit für Nutzlastbeanspruchung weit über der angestrebten Zielzuverlässigkeit liegt.

Dies gilt sowohl für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ in Abb. 5-43 als auch für $g_k / q_k = 50 / 50$ in Abb. 5-44. Für die Beanspruchung Schneelast kann dies bestätigt werden, allerdings verlaufen die Kurven auf einem etwas geringeren Zuverlässigkeitsniveau.

Für hohe Querkraftbewehrungsgrade ist auch in den nachfolgenden Diagrammen der große Zuverlässigkeitsabfall gegenüber Abb. 5-43 und Abb. 5-44 ersichtlich. Da die Zuverlässigkeitskurven für große Längsbewehrungsgrade noch über dem Sicherheitsindex von $\beta = 3{,}8$ liegen, kann z. B. für $\rho_l = 0{,}01$ eine Absenkung der Zuverlässigkeitskurven für $v_x = 0{,}15$ um $\Delta\beta = 0{,}7$ und für $v_x = 0{,}40$ um etwa $\Delta\beta = 0{,}63$ festgestellt werden.

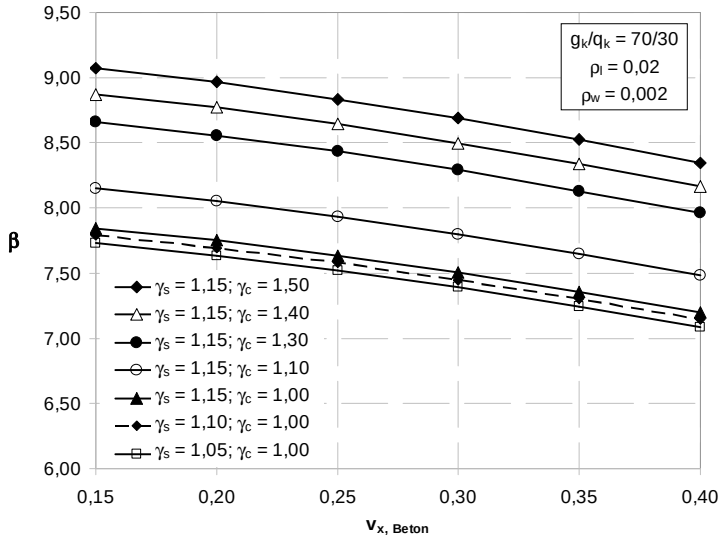


Abb. 5-43:
Zuverlässigkeit des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,sy}$ für unterschiedliche Betonzugfestigkeitsstreuungen (Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$; Nutzlast; $\rho_w = 2$ ‰; $\rho_l = 2$ %)

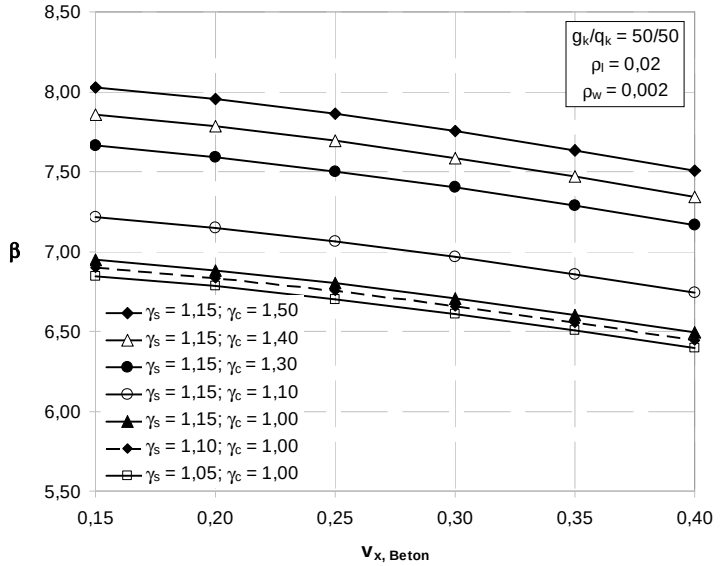


Abb. 5-44:
Zuverlässigkeit des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,sy}$ bei Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 50 / 50$ ($\rho_w = 0{,}002$; $\rho_l = 0{,}02$)

In Tabelle 5-9 erfolgt die Darstellung der Sensitivitäten in Abhängigkeit der Streuungen des Betons für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 bei einem Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung von ρ_w = 0,01. Die Betrachtung für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade ρ_l kann entfallen, da sich hierfür die Sensitivitäten nicht oder nur minimal verändern.

Die Sensitivitäten für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 wurden für die gerade genannten Randbedingungen schon in Tab. 7.5 [Fischer - 2010] zusammengefasst.

Tabelle 5-9: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,sy}$ bei einem Längsbewehrungsgrad ρ_l = 0,01 und Querkraftbewehrungsgrad ρ_w = 0,01 für variable Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit sowie einer Streuung der Stahlstreckgrenze v_x = 0,06 (Teilsicherheitsfaktoren nach [DIN 1045-1:2008], Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50, Nutzlast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	β	α_{fy}	α_{fc}	α_b	α_d	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{VG}	α_{VQ}	α_R	α_E
0,15	4,34	0,04	0,13	0,08	0,11	0,61	-0,35	-0,08	-0,68	0,64	-0,77
0,20	4,38	0,04	0,18	0,08	0,11	0,61	-0,35	-0,08	-0,67	0,65	-0,76
0,25	4,26	0,04	0,22	0,08	0,11	0,60	-0,35	-0,08	-0,66	0,65	-0,75
0,30	4,21	0,04	0,26	0,08	0,11	0,60	-0,35	-0,08	-0,65	0,66	-0,74
0,35	4,15	0,04	0,30	0,08	0,11	0,60	-0,35	-0,08	-0,64	0,69	-0,73
0,40	4,09	0,04	0,33	0,08	0,11	0,59	-0,35	-0,08	-0,63	0,69	-0,73

Für die in den Parameterstudien gewählte untere Grenze des Querkraftbewehrungsgrades ρ_w = 0,002 werden hier exemplarisch die Sensitivitätsfaktoren der streuenden Basisvariablen für den Längsbewehrungsgrad ρ_l = 0,01 in Tabelle 5-10 aufgezeigt. Eine Variation der Teilsicherheitsbeiwerte auf Widerstandsseite sowie des Längsbewehrungsgrades ruft wieder annähernd die gleichen Werte für die Sensitivitätsfaktoren hervor.

Tabelle 5-10: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,sy}$ für einen Längsbewehrungsgrad ρ_l = 0,01 und einen Querkraftbewehrungsgrad ρ_w = 0,002 für variable Variationskoeffizienten des Betons bei einer Streuung der Stahlstreckgrenze v_x = 0,06 (Teilsicherheitsfaktoren nach [DIN 1045-1:2008], Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30, Nutzlast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	β	α_{fy}	α_{fc}	α_b	α_d	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{VG}	α_{VQ}	α_R	α_E
0,15	8,70	0,01	0,17	0,09	0,12	0,66	-0,34	-0,10	-0,62	0,70	-0,71
0,20	8,60	0,01	0,22	0,09	0,08	0,66	-0,34	-0,10	-0,62	0,71	-0,71
0,25	8,48	0,01	0,27	0,09	0,07	0,65	-0,34	-0,10	-0,61	0,71	-0,71
0,30	8,34	0,01	0,32	0,09	0,07	0,64	-0,34	-0,10	-0,59	0,72	-0,69
0,35	8,18	0,01	0,36	0,09	0,07	0,63	-0,33	-0,11	-0,58	0,73	-0,68
0,40	8,02	0,01	0,41	0,08	0,07	0,62	-0,33	-0,11	-0,56	0,75	-0,66

Auf eine Darstellung der Sensitivitäten für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 wird verzichtet. Erfahrungsgemäß verschiebt sich die Sensitivität für größere veränderliche Lastanteile weg von der Widerstandsseite und hin zur Einwirkungsseite. Ebenfalls ist festzuhalten, dass sich die Sensitivitäten bei Variation der Teilsicherheitsbeiwerte für die jeweilige Streuung nicht ändern.

Zur Vervollständigung werden in Abb. 5-45 und Abb. 5-46 die Zuverlässigkeitskurven für den Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung von ρ_w = 1 % bei Variation der Streuung des Betons für die beiden Lastverhältnisse g_k / q_k = 70 / 30 und g_k / q_k = 50 / 50 aufgezeigt.

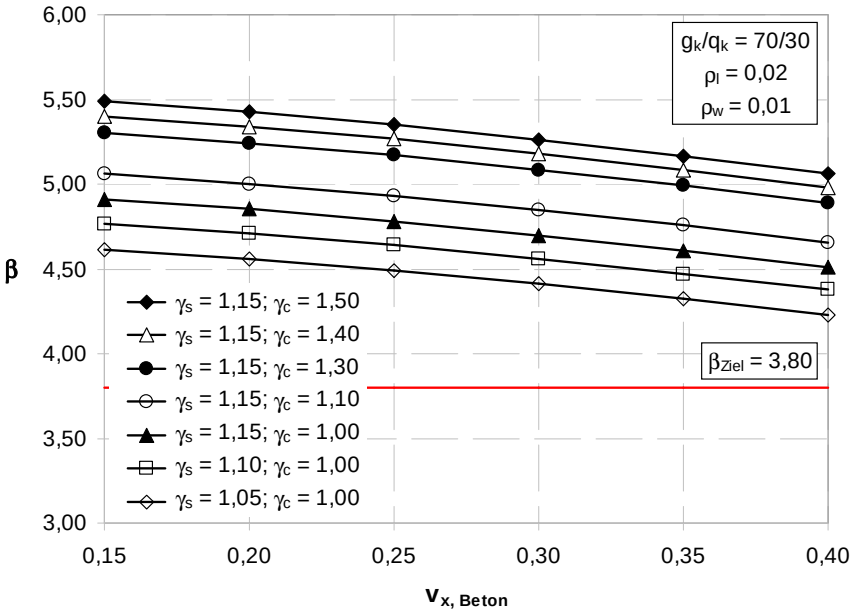


Abb. 5-45: Zuverlässigkeit des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,sy}$ bei Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für unterschiedliche Betonzugfestigkeitsstreuungen für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 (ρ_w = 0,01; ρ_l = 0,02)

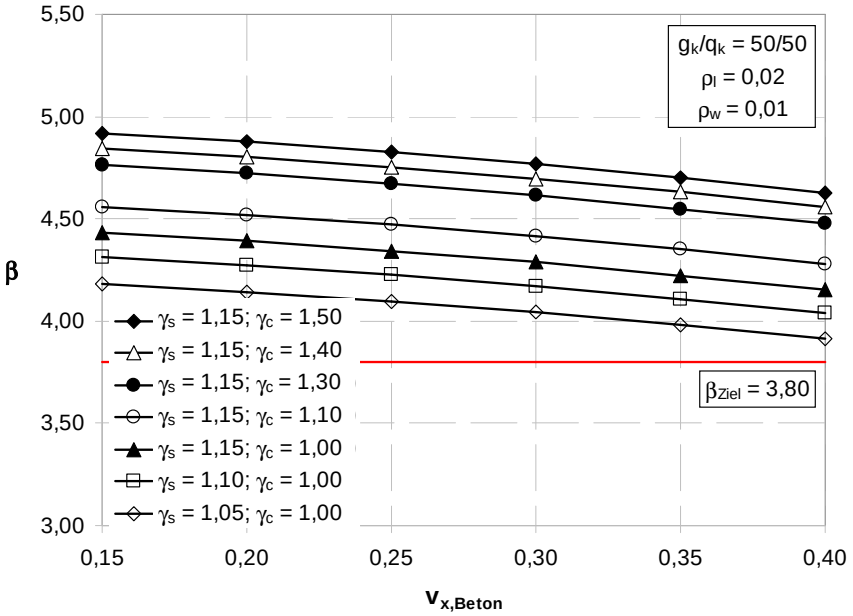


Abb. 5-46: Zuverlässigkeit des Durchstanzwiderstands $v_{Rd,sy}$ bei Querkraftbeanspruchung infolge Nutzlast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 (ρ_w = 0,01; ρ_l = 0,02)

5.5.2.3.5 Teilsicherheitsbeiwerte bewehrter, zentrisch gedrückter Querschnitte

Dieser Abschnitt befasst sich mit der Zuverlässigkeit von überwiegend zentrisch gedrückten, nicht stabilitätsgefährdeten Stahlbetonbauteilen. Somit wird hier nur reines Spannungsversagen behandelt.

Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt für die Lastverhältnisse g_k / q_k von 70 / 30 und 50 / 50 in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad der Bauteile. Dabei wird eine Differenzierung hinsichtlich der Streuung der Betondruckfestigkeit vorgenommen.

Die Streuung der Stahlstreckgrenze wird konstant mit $v_x =$ 0,06 angenommen, da in Bestandsbauteilen i. d. R. sehr geringe Längsbewehrungsgrade anzutreffen sind, und daher nur geringe Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit zu erwarten sind.

Desweiteren fällt die Streuung der Stahlstreckgrenze auch bei älteren Stählen sehr gering aus. Die nachfolgenden Untersuchungen können für alle Beton- und Stahlgüten als repräsentativ angesehen werden. Für die nachfolgend nicht explizit erwähnten Basisvariablen werden die statistischen Kenngrößen gemäß Tab. 6.6 [Fischer - 2010] unterstellt.

Zum Spannungsversagen von druckbeanspruchten Bauteilen wurden umfassende Parameterstudien durchgeführt, wobei in diesem Abschnitt nur eine Auswahl der signifikanten Darstellungen erfolgt.

Zur Festlegung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte wird aber auf alle durchgeführten Zuverlässigkeitsanalysen zurückgegriffen. Da sich die Gesamttragfähigkeit zentrisch gedrückter Stahlbetonquerschnitte aus dem Betontraganteil und dem Stahltraganteil zusammensetzt, wird eine Variation beider Materialsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s durchgeführt.

5.5.2.3.5.1 Variation des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c

Zuerst wird der Einfluss auf die Querschnittszuverlässigkeit bei Variation des Teilsicherheitsbeiwertes für Beton γ_c untersucht. Hierzu wird die Bauteilzuverlässigkeit über den Längsbewehrungsgrad bis zu einem maximalen Bewehrungsgehalt von 9 % analysiert.

Für das Lastverhältnis g_k / q_k von 70 / 30 ergeben sich unterschiedliche Kurvenverläufe des Sicherheitsindex´ β in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeitsstreuung (siehe z.B. Abb. 5-47 und Abb. 5-48).

Die Ursache hierfür liegt am überwiegenden Traganteil des Betons an der Gesamttragfähigkeit. Liegt ein geringer Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit vor, ist dessen Sensitivität für verschiedene Bewehrungsgehalte relativ gering.

Für große Variationskoeffizienten des Betons wird ein hoher Sensitivitätsfaktor für diese Basisvariable hervorgerufen. Dies gilt insbesondere für geringe Bewehrungsgehalte, denn hier bestimmt der Betontraganteil die Gesamttragfähigkeit maßgeblich.

Mit der Zunahme des Längsbewehrungsgrades ist eine Reduktion des Betontraganteils an der Gesamttragfähigkeit und somit eine Abnahme der Druckfestigkeitssensitivität ersichtlich (Tabelle 5-11).

Für große Bewehrungsgehalte ändern sich die Sensitivitätsfaktoren in Tabelle 5-11 nur noch geringfügig, da hier der Einfluss des Stahltraganteils in Erscheinung tritt.

Weiter kann festgestellt werden, dass sich für unterschiedliche Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit die Sensitivitätsfaktoren mit Ausnahme der Sensitivität des Betons kaum ändern und somit als repräsentativ für diese Versagensart angesehen werden können.

Die Sensitivität des Betons für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 ist bei einer Streuung von v_x = 40 % um etwa 0,10 größer und für geringere Streuungen entsprechend niedriger, wie z. B. bei v_x = 20 % um ca. 0,10 oder v_x = 10 % um etwa 0,25 bezogen auf Tabelle 5-11.

Die Änderung der Sensitivitäten der einzelnen Basisvariablen bei Variation der Teilsicherheitsbeiwerte für die jeweiligen Betondruckfestigkeitsstreuungen ist vernachlässigbar.

Tabelle 5-11: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i bei zentrischem Druck für eine Betonstreuung von v_x = 30 % und verschiedene Längsbewehrungsgrade ρ_l (Teilsicherheitsfaktoren nach [DIN 1045-1:2008], Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30, Nutzlast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
ρ_l	β	α_{fy}	α_{fc}	α_b	α_h	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{NG}	α_{NQ}	α_R	α_E
0,01	4,04	0,07	0,82	0,07	0,07	0,24	-0,23	-0,17	-0,41	0,86	-0,50
0,02	4,32	0,12	0,73	0,06	0,06	0,27	-0,25	-0,18	-0,53	0,79	-0,61
0,03	4,48	0,15	0,65	0,06	0,06	0,28	-0,26	-0,18	-0,61	0,73	-0,69
0,04	4,58	0,17	0,59	0,05	0,05	0,29	-0,27	-0,18	-0,66	0,68	-0,74
0,05	4,65	0,19	0,54	0,05	0,05	0,29	-0,27	-0,18	-0,69	0,65	-0,76
0,06	4,69	0,20	0,50	0,04	0,04	0,30	-0,28	-0,18	-0,71	0,62	-0,78
0,07	4,71	0,22	0,47	0,04	0,04	0,30	-0,28	-0,18	-0,73	0,60	-0,80
0,08	4,72	0,22	0,44	0,04	0,04	0,30	-0,28	-0,18	-0,74	0,58	-0,81
0,09	4,73	0,23	0,42	0,04	0,04	0,30	-0,28	-0,18	-0,75	0,57	-0,82

In Abb. 5-47 sind die Zuverlässigkeitskurven für eine geringe Streuung der Betondruckfestigkeit von 10 % über den Bewehrungsgehalt des Druckgliedes aufgetragen.

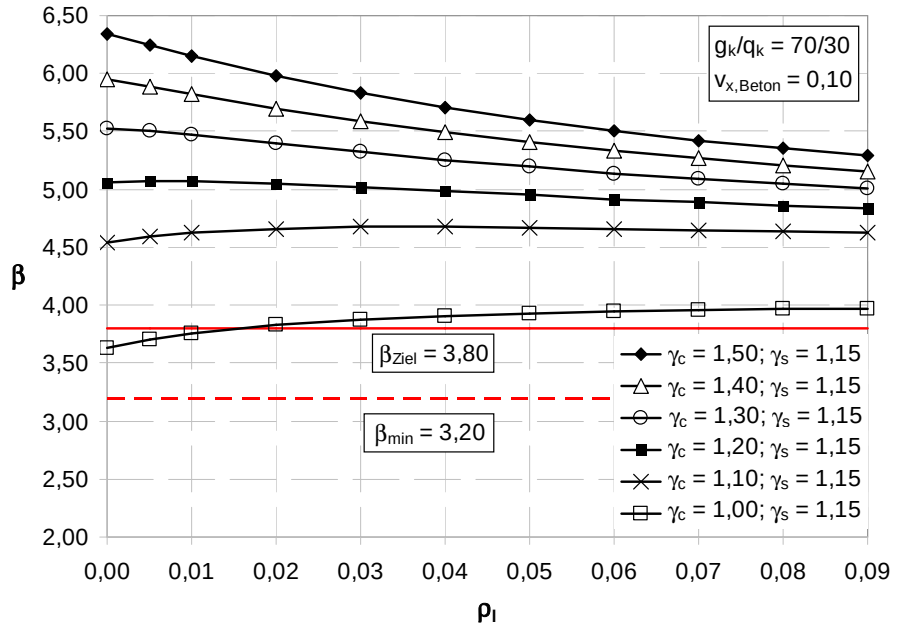


Abb. 5-47: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade und einer Betondruckfestigkeitsstreuung von v_x = 0,10 für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

Für Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_c > 1{,}20$ verlaufen die Kurven monoton fallend, während sie für z. B. $\gamma_c = 1{,}00$ bzw. 1,10 über den Bewehrungsgrad monoton steigend verlaufen. Als untere Grenze wird ein Sicherheitsbeiwert γ_c von 1,00 gewählt, womit die Zielzuverlässigkeit $\beta = 3{,}8$ für den Bezugszeitraum von 50 Jahren für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ gut getroffen wird.

In Abb. 5-48 sind die Zuverlässigkeitskurven für einen Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit von $v_x = 0{,}40$ dargestellt. Mit Abnahme des Betontraganteils bei gleichzeitiger Zunahme des Stahltraganteils an der Gesamttragfähigkeit steigt die Querschnittszuverlässigkeit an.

Dies kann durch den Rückgang des stark streuenden Betontraganteils bei gleichzeitiger Zunahme des gering streuenden Stahltraganteils an der Gesamttragfähigkeit begründet werden.

Für geringe Längsbewehrungsgrade ρ_l ist eine Anhebung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c zu empfehlen, wohingegen für hohe Bewehrungsgrade auch eine Absenkung des Sicherheitsbeiwertes zu vertreten ist. Die Darstellung der Zuverlässigkeitskurven über den Variationskoeffizienten sind in 5.5.2.3.5.3 ersichtlich.

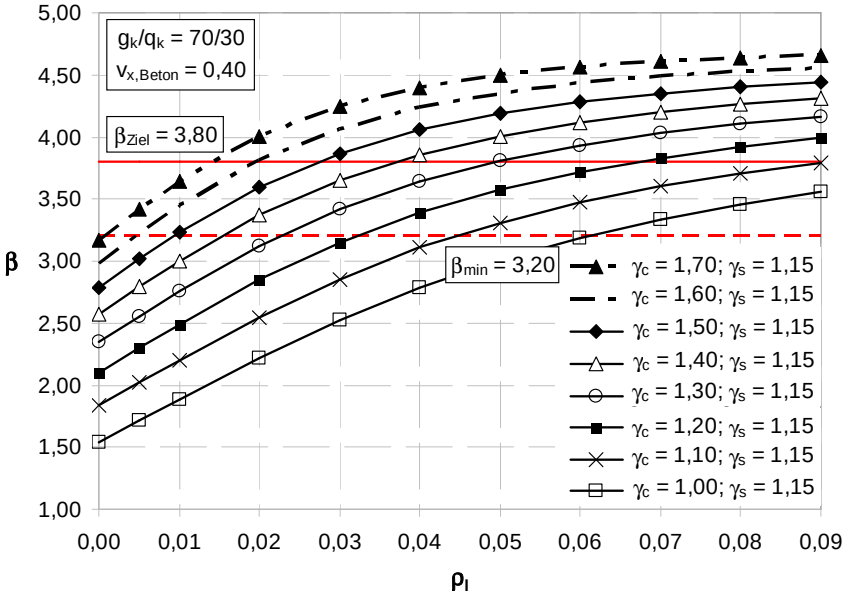


Abb. 5-48: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade und einer Betondruckfestigkeitsstreuung von $v_x = 0{,}40$ für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$

Die Sensitivitätsfaktoren für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ für verschiedene Betonstreuungen wurden für schwach bewehrte Querschnitte ($\rho_l = 0{,}01$) schon in Tab. 7.1 [Fischer - 2010] zusammengefasst.

Der Verlauf der resultierenden Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E ist für unterschiedliche Bewehrungsgehalte sowie Streuungen der Betondruckfestigkeit in Abb. 5-49 exemplarisch zusammengestellt. Ab einem Bewehrungsgehalt über $\rho_l = 4$ % ist hier keinerlei Einfluss auf die resultierenden Sensitivitäten zu erkennen. Für größere Druckfestigkeitsstreuungen ist eine Zunahme der Gewichtung der Widerstandsseite α_R ersichtlich.

Die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 50 / 50$ kann für Nutzlastbeanspruchung der Tabelle 5-12 entnommen werden. Diese gilt auch für die Variationen der Teilsicherheitsbeiwerte auf Widerstandsseite.

Ein Vergleich mit den Sensitivitätsfaktoren nach Tab. 7.1 [Fischer - 2010] zeigt nur geringe Veränderungen auf der Widerstandsseite. Auf Einwirkungsseite ist eine Verringerung der Sensitivität der ständigen Last α_{NG} zugunsten einer Vergrößerung der veränderlichen Last α_{NQ} zu erkennen. Bei den resultierenden Sensitivitäten ist in Tabelle 5-12 für α_R eine leichte Verringerung und dementsprechend für die Beanspruchung α_E eine Zunahme zu erkennen.

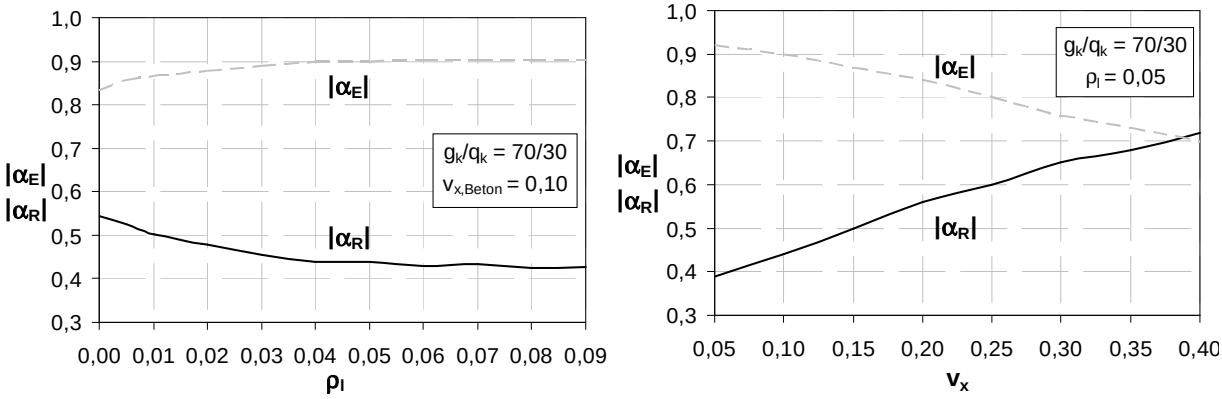


Abb. 5-49: Resultierende Sensitivitätsfaktoren zentrisch gedrückter Stahlbetonquerschnitte infolge Nutzlast für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade sowie diverse Betondruckfestigkeitsstreuungen

Tabelle 5-12: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i bei zentrischem Druck für den Längsbewehrungsgrad ρ_l = 0,01 und verschiedene Betonstreuungen (Teilsicherheitsfaktoren nach [DIN 1045-1:2008], Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50, Nutzlast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	β	α_{fy}	α_{fc}	α_b	α_h	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{NG}	α_{NQ}	α_R	α_E
0,05	5,28	0,04	0,17	0,08	0,08	0,25	-0,23	-0,07	-0,91	0,33	-0,94
0,10	5,07	0,04	0,32	0,08	0,08	0,24	-0,23	-0,07	-0,88	0,42	-0,91
0,15	4,77	0,05	0,44	0,08	0,08	0,23	-0,22	-0,08	-0,83	0,51	-0,86
0,20	4,43	0,05	0,55	0,07	0,07	0,22	-0,20	-0,09	-0,76	0,60	-0,79
0,25	4,07	0,05	0,64	0,07	0,07	0,21	-0,20	-0,09	-0,69	0,68	-0,72
0,30	3,72	0,05	0,72	0,06	0,06	0,20	-0,20	-0,09	-0,62	0,75	-0,66
0,35	3,40	0,06	0,78	0,06	0,06	0,20	-0,19	-0,09	-0,54	0,81	-0,58
0,40	3,10	0,06	0,83	0,05	0,05	0,19	-0,18	-0,09	-0,48	0,86	-0,52

Der Verlauf des Sicherheitsindex´ über den Längsbewehrungsgehalt zentrischer Druckglieder für g_k /q_k = 50 / 50 und unterschiedliche γ_c ist für eine Betonstreuung von 10 % in Abb. 5-50 dargestellt.

Im Vergleich mit dem Lastverhältnis g_k /q_k = 70 / 30 in Abb. 5-47 liegt der Sicherheitsindex β bei 50 % veränderlicher Nutzlast je nach Teilsicherheitsbeiwert γ_c um 0,7 bis 1,0 niedriger. Die Form der Zuverlässigkeitskurven der einzelnen γ_c - Werte beider Lastverhältnisse ist näherungsweise gleich.

Bei größeren Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit wie z. B. $v_x = 0{,}40$ nach Abb. 5-51 fällt der Sicherheitsindex β für geringe Bewehrungsgrade bei größeren veränderlichen Nutzlastanteilen kaum ab.

Jedoch für größere Bewehrungsgehalte ist ein flacherer Kurvenverlauf gegenüber Abb. 5-48 zu erkennen, was somit zu einer Verringerung der Querschnittszuverlässigkeit um ca. $\Delta\beta = 0{,}65$ führt.

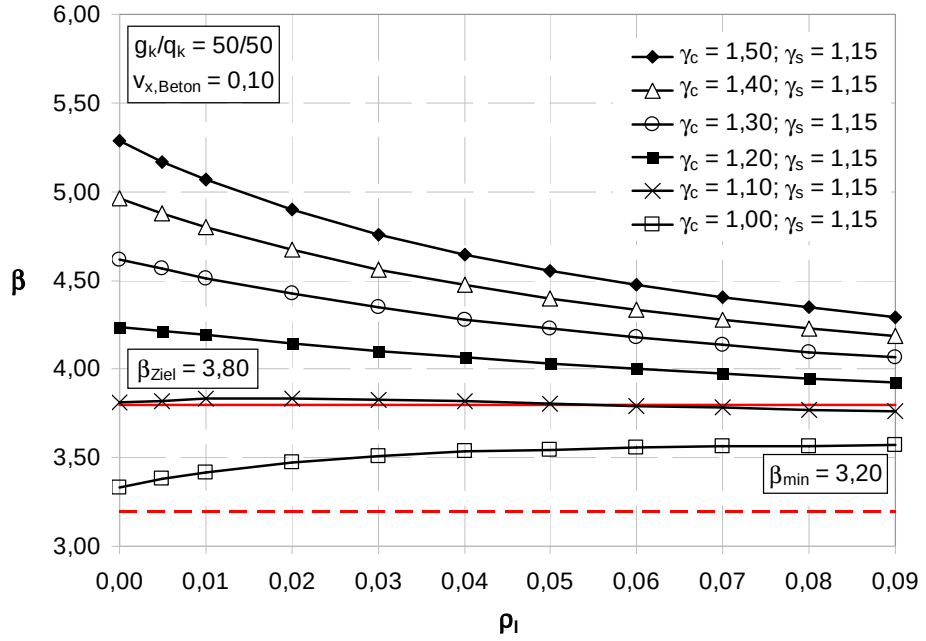


Abb. 5-50: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade und einer Betondruckfestigkeitsstreuung von v_x =0,10 für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

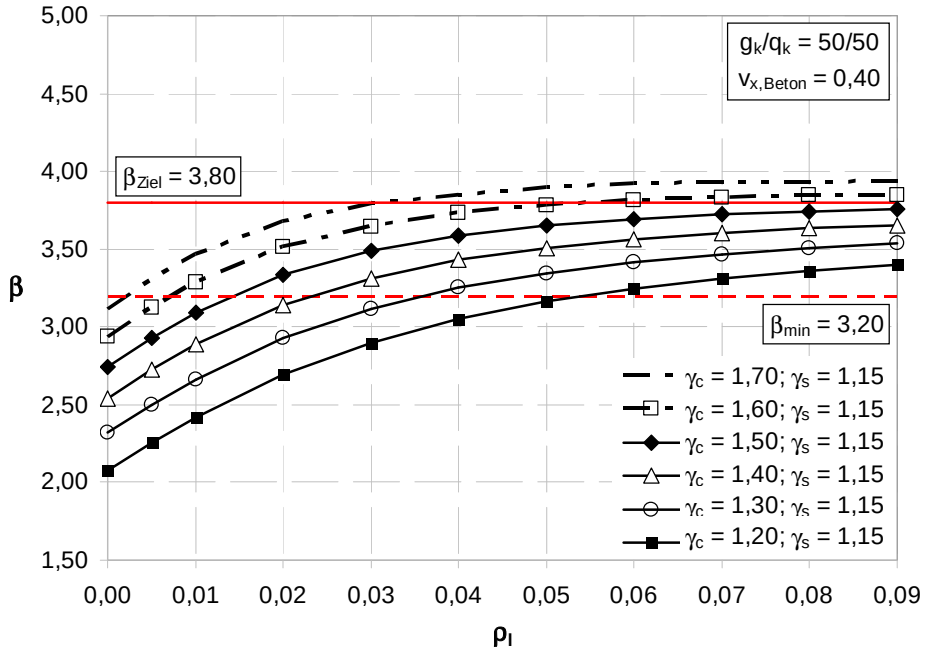


Abb. 5-51: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade bei einer Betondruckfestigkeits-streuung von v_x = 0,40 für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

In Abb. 5-52 ist exemplarisch der Verlauf der resultierenden Sensitivitätsfaktoren für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 ersichtlich. Generell ist für höhere veränderliche Lastanteile im Vergleich zu Abb. 5-49 ein größerer α_E-Wert und damit verbunden ein kleinerer Wert für α_R festzustellen.

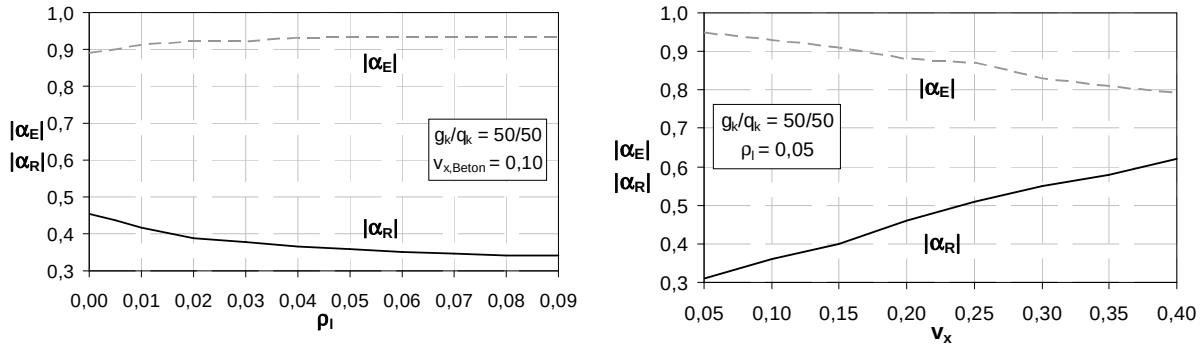


Abb. 5-52: Resultierende Sensitivitätsfaktoren zentrisch gedrückter Stahlbetonquerschnitte infolge Nutzlast bei einem Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade sowie diverse Betondruckfestigkeitsstreuungen

Die Zuverlässigkeitskurven für ständige Lasten bei gleichzeitiger Wirkung einer Schneelast verlaufen aufgrund der größeren Streuung der veränderlichen Last generell auf einem niedrigeren Niveau.

Die Größe der Absenkung des Sicherheitsindex´ ist abhängig von der Streuung der Betondruckfestigkeit, dem Lastverhältnis g_k / q_k und dem Längsbewehrungsgehalt, wie in Tabelle 5-13 abgelesen werden kann. Bei geringen Betondruckfestigkeitsstreuungen spielt der Bewehrungsgehalt keine Rolle, für große Streuungen hingegen schon. Die Form der Zuverlässigkeitskurven ändert sich für eine Schneelast im Vergleich zur Nutzlast nicht.

Tabelle 5-13: Änderung des Zuverlässigkeitsindex´ $\Delta\beta$ bei Schneebeanspruchung gegenüber einer Nutzlastbeanspruchung für zentrischen Druck (für andere Druckfestigkeitsstreuungen v_x kann $\Delta\beta$ näherungsweise interpoliert werden)

g_k / q_k	ρ_l	v_x = 10 %	v_x = 40 %
		$\Delta\beta$	$\Delta\beta$
70 / 30	0,005	-0,50	-0,05
	0,020	-0,50	-0,15
	0,050	-0,50	-0,29
	0,090	-0,50	-0,35
50 / 50	0,005	-0,50	-0,10
	0,020	-0,50	-0,24
	0,050	-0,50	-0,34
	0,090	-0,50	-0,40

In Abb. 5-53 und Abb. 5-54 sind exemplarisch die Zuverlässigkeitskurven der beiden Lastverhältnisse über den Längsbewehrungsgrad ρ_l für den Variationskoeffizienten v_x = 0,40 dargestellt. Insbesondere für geringe Bewehrungsgehalte ist bei Bauteilen unter Schneebelastung eine Anhebung des Teilsicherheitsbeiwerts γ_c anzustreben.

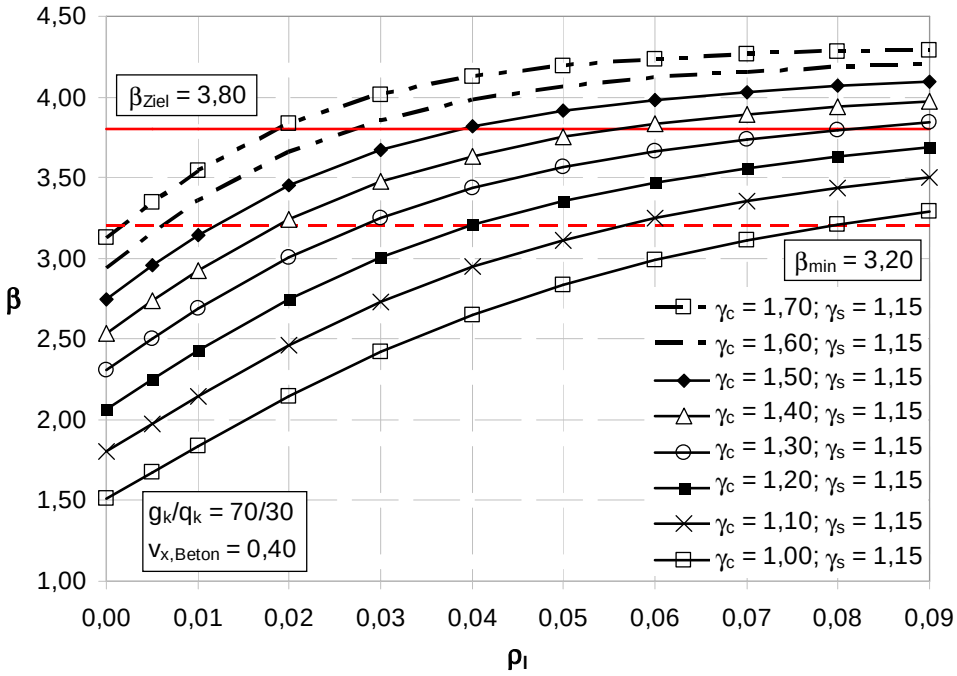


Abb. 5-53: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Schneelastbeanspruchung aufgetragen über den Längsbewehrungsgrad bei einer Betondruckfestigkeitsstreuung von v_x = 0,40 für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

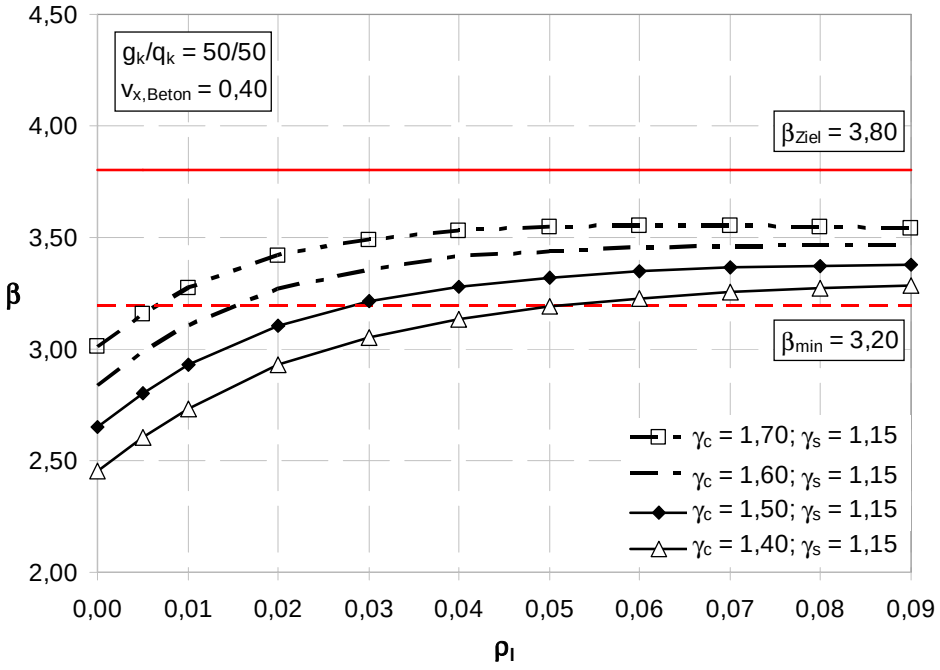


Abb. 5-54: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Schneebeanspruchung aufgetragen über den Längsbewehrungsgrad bei einer Betondruckfestigkeitsstreuung von v_x = 0,40 für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

5.5.2.3.5.2 Variation des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s

Auf eine explizite Darstellung der Variation des Teilsicherheitsbeiwertes γ_s wird verzichtet, da dieser aufgrund des geringen Stahltraganteils am Gesamttragwiderstand kaum Einfluss auf die Zuverlässigkeit des Bauteils hat.

Für Bestandsbauteile, die i. d. R. geringe Bewehrungsgehalte besitzen, wird daher für Wind- und Nutzlastbeanspruchung eine Abminderung auf $\gamma_s = 1{,}05$ vorgeschlagen. Die Zuverlässigkeitskurven für $\gamma_s = 1{,}05$ in Kombination mit einer Anpassung von γ_c werden in Abschnitt 5.5.2.3.5.3 aufgezeigt.

5.5.2.3.5.3 Kombinationen der Teilsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s

Der Abschnitt zeigt die Zuverlässigkeitsverläufe für verschiedene Kombinationen der Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstandsseite. Als Referenzkurve ist der Verlauf des Sicherheitsindex´ β für die Teilsicherheitsbeiwerte nach [DIN 1045-1:2008] angegeben.

Zuerst werden die Kurvenverläufe der Teilsicherheitskombinationen über den Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$ der gewählten Längsbewehrungsgrade $\rho_l = 0{,}01$, 0,05 und 0,09 dargestellt. Für Variationskoeffizienten $v_x \leq 15$ % ist mit steigendem Bewehrungsgehalt ein Zuverlässigkeitsabfall für $\gamma_c > 1{,}20$ festzustellen.

Liegt hingegen die Streuung der Betondruckfestigkeit $v_x \geq 20$ %, so ist mit steigendem Bewehrungsgehalt für alle Teilsicherheitsbeiwertkombinationen ein Zuverlässigkeitsanstieg zu erkennen. Der gerade beschriebene Sachverhalt lässt die Zuverlässigkeitskurven in Abb. 5-55 bis Abb. 5-57 mit zunehmenden Längsbewehrungsgrad immer mehr abflachen.

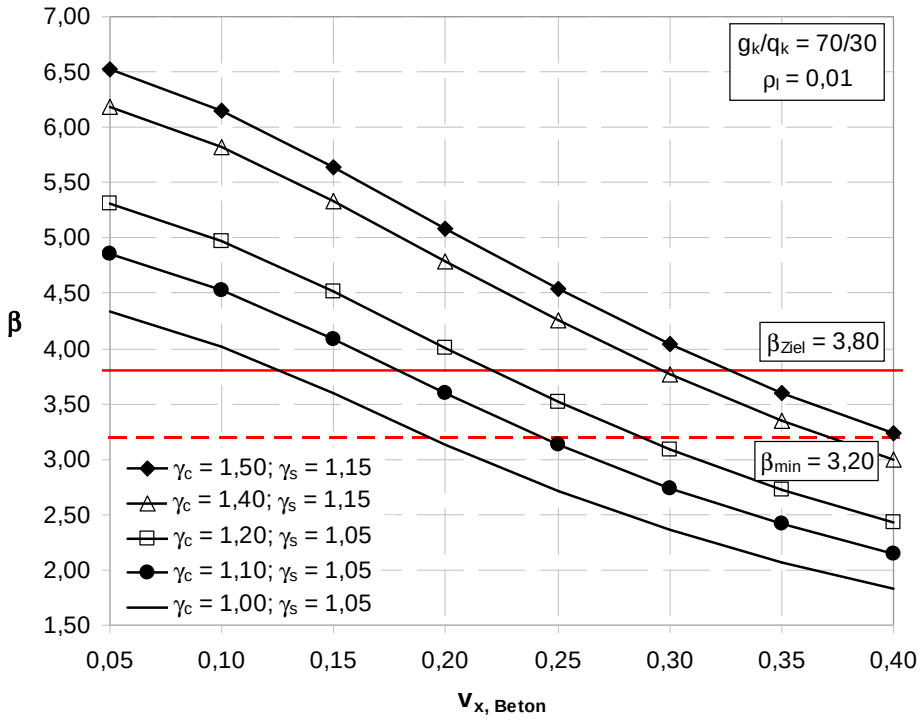


Abb. 5-55: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen und einem Längsbewehrungsgrad von ρ_l =0,01 für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 70 / 30$

Als untere Grenzlinie wird die Kombination der Materialsicherheitsbeiwerte γ_c = 1,00 und γ_s = 1,05 in die Diagramme eingezeichnet. Eine Absenkung der Teilsicherheitsbeiwerte ist für geringe Druckfestigkeitsstreuungen des Betons möglich.

Sind allerdings größere Betonfestigkeitsstreuungen vorhanden, kann auch eine Anhebung des Sicherheitsbeiwertes γ_c notwendig werden. Für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 ist keine Anhebung des Sicherheitsbeiwertes größer γ_c = 1,50 erforderlich.

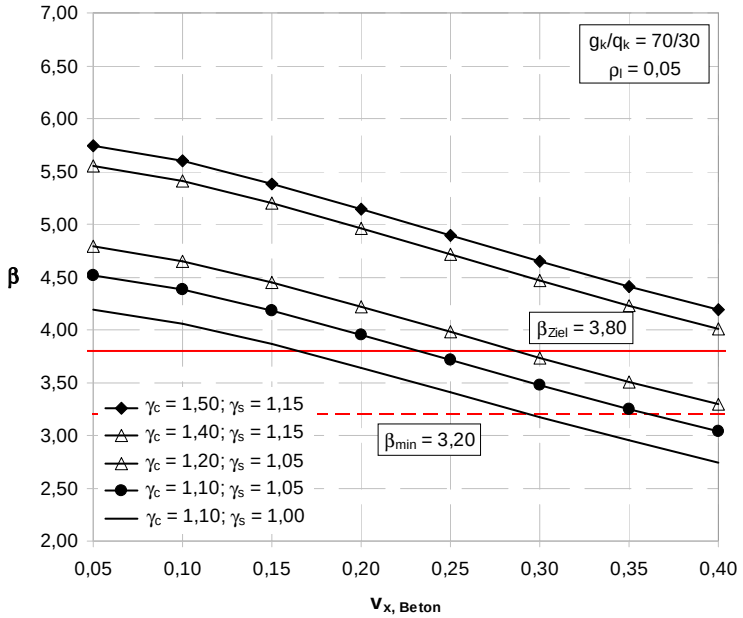


Abb. 5-56:
Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen und einem Längsbewehrungsgrad von ρ_l = 0,05 für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

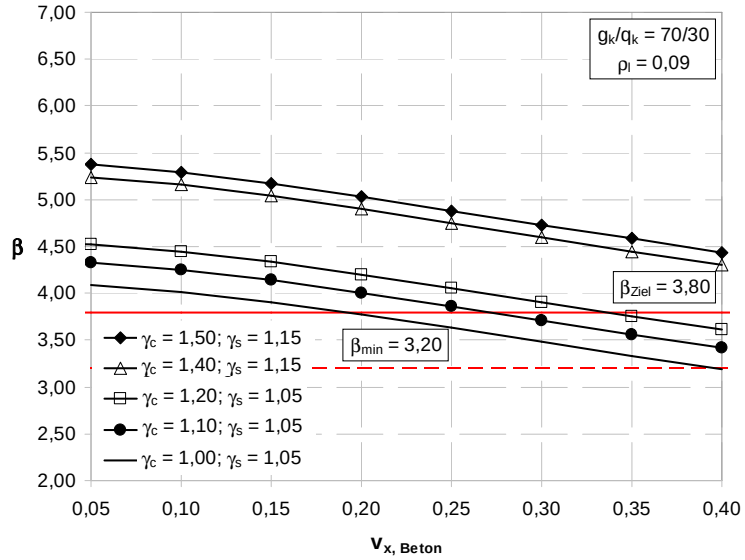


Abb. 5-57:
Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen und einem Längsbewehrungsgrad von ρ_l =0,09 für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

Die Diagramme in Abb. 5-58 bis Abb. 5-60 zeigen die Zuverlässigkeitsverläufe für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 bei Nutzlastbeanspruchung. Die zunehmende Verflachung der Kurven mit steigendem Längsbewehrungsgehalt ρ_l ist auch für höhere veränderliche Lastanteile zu beobachten.

Weiter greift hier der Effekt, dass die stark streuende veränderliche Last die negative Auswirkung der hohen Druckfestigkeitsstreuungen abfedert.

Somit ist nur bei geringen Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit ein enormer Zuverlässigkeitsabfall gegenüber dem Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 der Abb. 5-55 bis Abb. 5-57 zu verzeichnen.

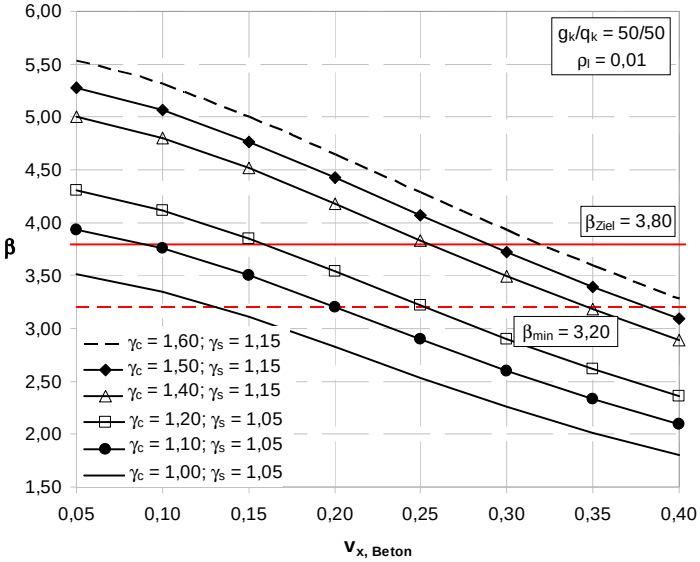


Abb. 5-58: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} zentrisch gedrückter Stahlbetonbauteile infolge Nutzlast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen v_x (Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50; ρ_l = 0,01)

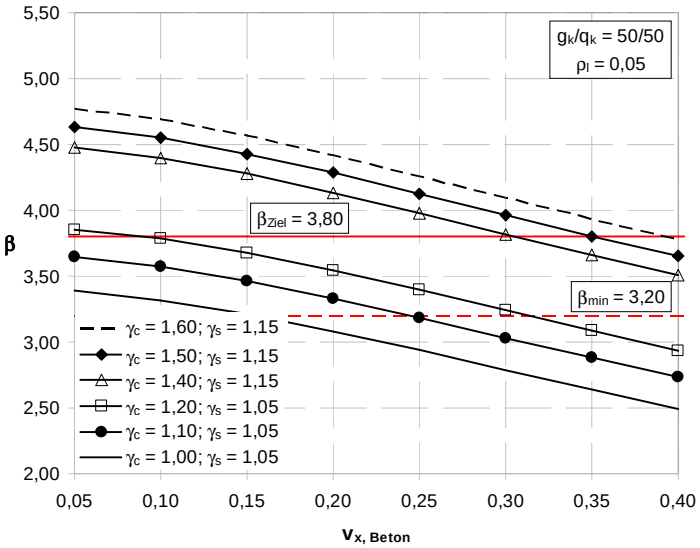


Abb. 5-59: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} zentrisch gedrückter Stahlbetonbauteile infolge Nutzlast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen v_x (Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50; ρ_l = 0,05)

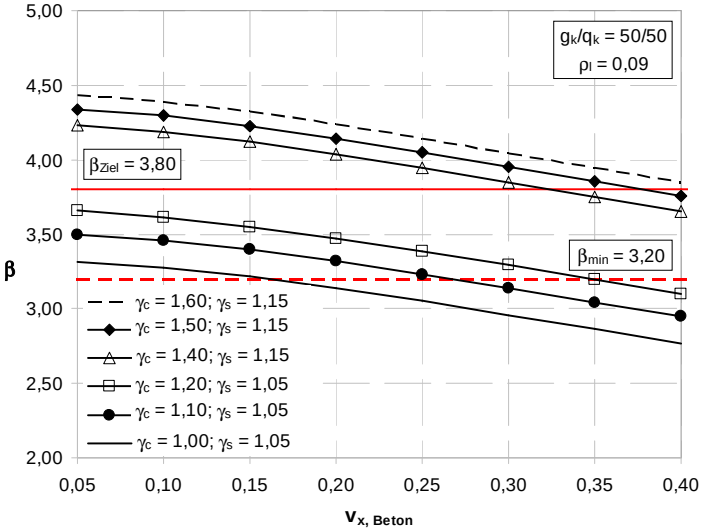


Abb. 5-60: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} zentrisch gedrückter Stahlbeton-bauteile infolge Nutzlast für unterschiedliche Betondruckfestigkeitsstreuungen v_x (Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50; ρ_l = 0,09)

Ein Blick auf Abb. 5-61 und Abb. 5-62, in denen die Zuverlässigkeitskurven über den Bewehrungsgrad ρ_l aufgetragen sind, zeigt wiederum für hohe Variationskoeffizienten des Betons einen Zuverlässigkeitsanstieg mit anwachsendem Bewehrungsgehalt.

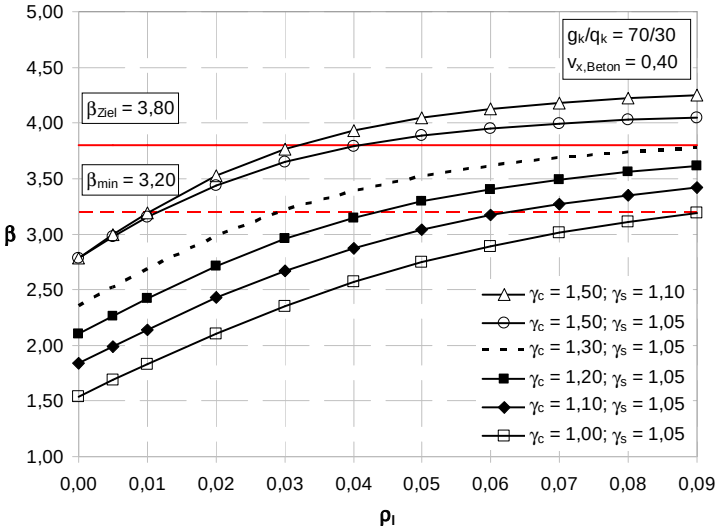


Abb. 5-61:
Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} zentrisch gedrückter Stahlbetonbauteile infolge Nutzlast aufgetragen über den Längsbewehrungsgrad (Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30; Betondruckfestigkeitsstreuung von v_x = 0,40)

Eine Variation des Sicherheitsbeiwertes γ_s hat für geringe Bewehrungsgehalte kleiner 2 % erwartungsgemäß kaum Auswirkungen. Die Variation von γ_s führt bei konstantem γ_c hier immer zu einem fächerförmigen Zuverlässigkeitskurvenverlauf.

Der Zuverlässigkeitsabfall infolge eines erhöhten veränderlichen Lastanteils ist auch hier deutlich zu erkennen. Für geringe Betondruckfestigkeitsstreuungen verlaufen die Kurven entsprechend der Abb. 5-47 und Abb. 5-50.

Für geringe Längsbewehrungsgehalte ändern sich die Zuverlässigkeiten auch hier wiederum nur sehr gering bis gar nicht, während hingegen bei Bewehrungsgehalten von 9 % bei einer Absenkung des Sicherheitsbeiwertes γ_s um jeweils 0,05 hierfür immer maximal ein Zuverlässigkeitsverlust von ca. $\Delta\beta = 0{,}2$ für alle Betonfestigkeitsstreuungen in den Parameterstudien und über alle Verhältnisse g_k / q_k festzustellen ist.

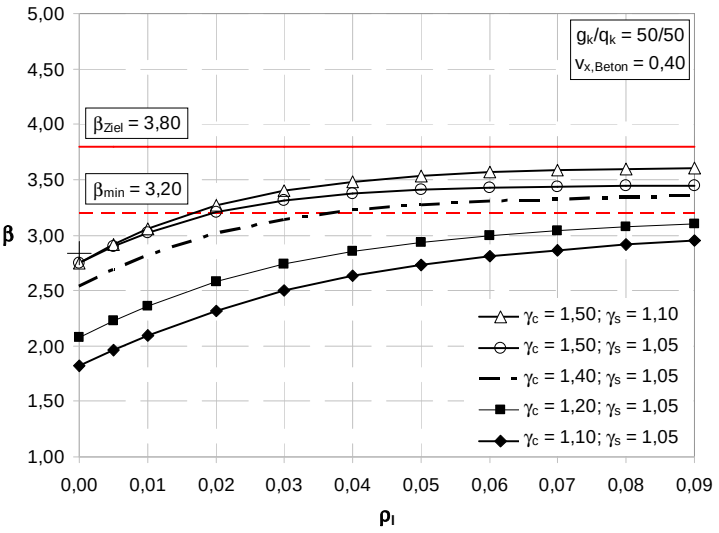


Abb. 5-62:
Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten Stahlbetonbauteilen infolge Nutzlast aufgetragen über den Längsbewehrungsgrad bei einer Betondruckfestigkeitsstreuung von v_x = 0,40 für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

5.5.2.3.5.4 Ergebnisse der Parameterstudien zentrisch gedrückter Querschnitte

Aus den Variationen der beiden Teilsicherheitsfaktoren γ_c für Beton und γ_s für Stahl bei Spannungsversagen von nicht stabilitätsgefährdeten Druckgliedern haben sich folgende Erkenntnisse herauskristallisiert:

- Bei Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach [DIN 1045-1:2008] kann bei Wind- und Nutzlastbeanspruchung für $g_k / q_k = 70 / 30$ und Längsbewehrungsgraden $\rho_l < 3$ % bei Betondruckfestigkeitsstreuungen $v_x \geq 0{,}20$ eine Unterschreitung von $\beta_{Ziel} = 3{,}8$ festgestellt werden. Für das Lastverhältnis $g_k = q_k$ wird mit den gerade genannten Randbedingungen sogar der festgesetzte Mindestwert für Bestandsbauten von $\beta_{min} = 3{,}2$ unterschritten.
- Die Zuverlässigkeitskurven mit größerem veränderlichen Lastanteil, aufgetragen über den Längsbewehrungsgrad ρ_l, verlaufen stets flacher als Kurven mit kleinerem veränderlichen Lastanteil.
- Für Variationskoeffizienten des Betons $v_x \geq 0{,}20$ ist mit steigendem Längsbewehrungsgehalt eine Zuverlässigkeitssteigerung für Wind- und Nutzlastbeanspruchung zu erkennen. Für eine Schneebelastung tritt dieser Effekt erst bei Variationskoeffizienten größer 30 % auf. Bei geringen Druckfestigkeitsstreuungen des Betons ist ein leichter Abfall der Querschnittszuverlässigkeit über den Längsbewehrungsgehalt zu verzeichnen.
- Steigt die Streuung der Betondruckfestigkeit an, so ist generell eine Abnahme der Zuverlässigkeit zu verzeichnen. Dies gilt insbesondere für geringe Längsbewehrungsgrade.
- Die Variation der Streckgrenzenstreuung des Betonstahls hat bei geringen Bewehrungsgehalten kaum einen Einfluss auf die Zuverlässigkeit der untersuchten Druckglieder. Mit wachsendem Bewehrungsgehalt nimmt die Zuverlässigkeit für größere Stahlstreuungen ab.
- Unterschiedliche Bauteilabmessungen rufen keine Veränderung der Zuverlässigkeit hervor.

Die aus den Untersuchungen für zentrisch gedrückte Querschnitte gewonnenen Erkenntnisse werden später für die Festlegung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte genutzt.

5.5.2.3.6 Teilsicherheitsbeiwerte für unbewehrte Bauteile

Bauteile ohne Bewehrung sind in Bestandsbauten häufig anzutreffen. Im Rahmen dieser Arbeit werden unter unbewehrten Bauteilen reine Betonbauteile ohne jegliche Bewehrung verstanden. Daher ist nur die Variation des Sicherheitsbeiwertes γ_c für Beton durchzuführen. Die statistische Modellierung der Basisvariablen erfolgt für die Parameterstudien gemäß Tab. 6.6 [Fischer - 2010].

Im Folgenden werden unbewehrte Bauteile unter zentrischem Druck, Biegung und Querkraftbeanspruchung auf ihre Zuverlässigkeit hin untersucht. Aufgrund des spröden Versagens unbewehrter Bauteile wird ein minimaler Sicherheitsindex $\beta = 3{,}80$ angestrebt.

5.5.2.3.6.1 Teilsicherheitsbeiwert γ_c für zentrisch gedrückte Bauteile

In Abb. 5-63 und Abb. 5-64 werden die Zuverlässigkeitskurven infolge Nutzlastbeanspruchung für unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte des Betons γ_c aufgezeigt. Die statistischen Kenngrößen der Modellunsicherheiten von Widerstands- und Einwirkungsseite werden dabei mit einem Mittelwert 1,0 und der Streuung von 5 % gewählt.

Die Zuverlässigkeitskurven fallen für beide untersuchten Lastverhältnisse g_k / q_k = 70 / 30 und g_k / q_k = 50 / 50 relativ schnell ab, wobei der Zuverlässigkeitsabfall bei g_k / q_k = 50 / 50 wieder bei großen Variationskoeffizienten des Betons abgemindert wird.

Eine Vergrößerung des veränderlichen Lastanteils führt bei geringen Betonstreuungen in Abb. 5-63 zu einem großen Zuverlässigkeitsabfall im Vergleich zu Abb. 5-64.

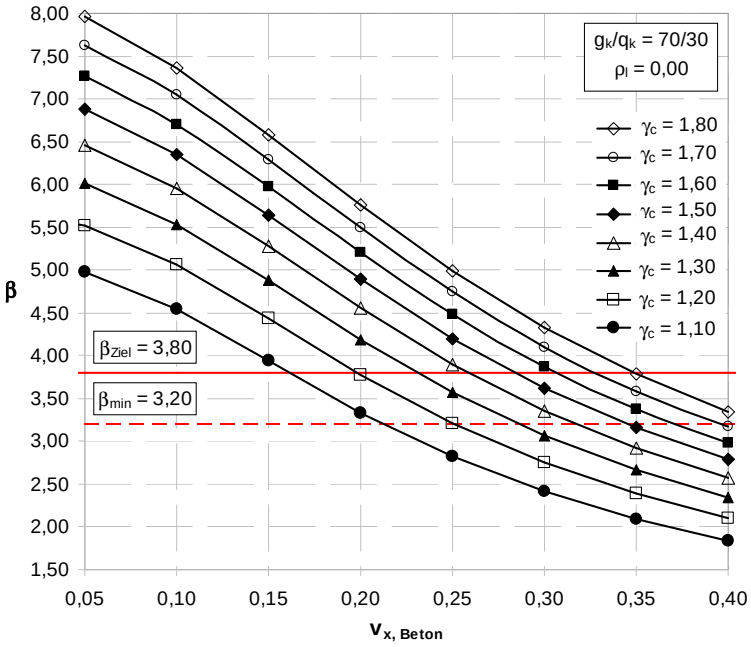


Abb. 5-63: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten, unbewehrten Betonbauteilen infolge Nutzlast aufgetragen über die Streuung der Betondruckfestigkeit v_x für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

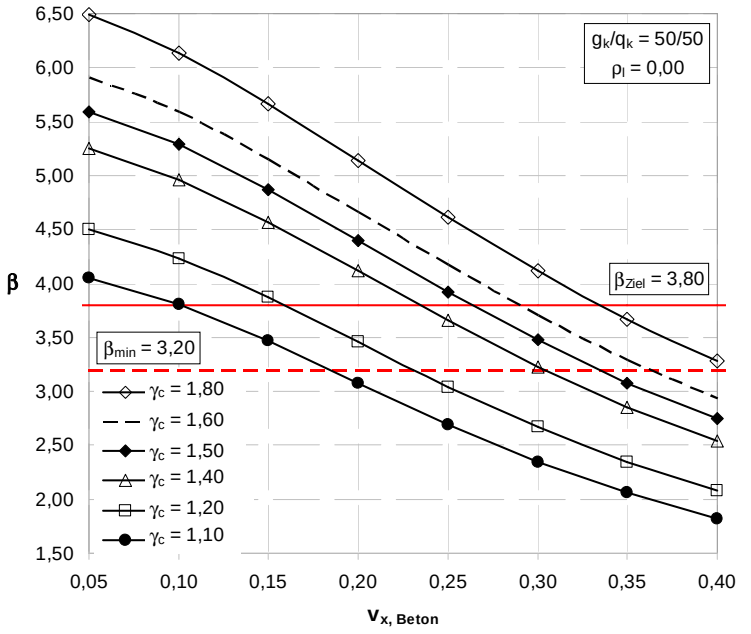


Abb. 5-64: Zuverlässigkeitskurven N_{Rd} von zentrisch gedrückten, unbewehrten Betonbauteilen infolge Nutzlast aufgetragen über die Streuung der Betondruckfestigkeit v_x für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

In Tabelle 5-14 erfolgt die Aufschlüsselung der Sensitivitätsfaktoren über die Streuung der Betondruckfestigkeit für 70 % ständige Last und 30 % Nutzlastanteil. Die Sensitivitätsfaktoren sind für alle Variationen von γ_c repräsentativ.

Tabelle 5-14: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i unbewehrter, zentrisch gedrückter Bauteile (Teilsicherheitsbeiwerte nach [DIN 1045-1:2008]; Lastverhältnis g_k / q_k = 70/30; Nutzlast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	β	α_{fct}	α_b	α_h	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{NG}	α_{NQ}	$\sqrt{\sum \alpha_i^2}$	α_R	α_E
0,05	7,96	0,24	0,12	0,12	0,30	-0,27	-0,11	-0,86	1,00	0,42	-0,91
0,10	7,36	0,44	0,11	0,11	0,28	-0,25	-0,12	-0,79	1,00	0,54	-0,84
0,15	6,58	0,60	0,10	0,10	0,25	-0,24	-0,13	-0,69	1,00	0,67	-0,74
0,20	5,77	0,74	0,10	0,10	0,24	-0,22	-0,14	-0,56	1,00	0,79	-0,62
0,25	4,99	0,84	0,09	0,09	0,22	-0,21	-0,15	-0,40	1,00	0,88	-0,48
0,30	4,32	0,90	0,08	0,08	0,19	-0,19	-0,14	-0,29	1,00	0,93	-0,37
0,35	3,78	0,93	0,07	0,07	0,17	-0,17	-0,13	-0,23	1,00	0,95	-0,31
0,40	3,35	0,95	0,06	0,06	0,15	-0,15	-0,12	-0,19	1,00	0,97	-0,27

Die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 bei Nutzlastbeanspruchung kann Tabelle 5-15 entnommen werden. Der hohe, stark streuende veränderliche Lastanteil mildert die Auswirkung großer Betondruckfestigkeitsstreuungen. Generell ist in Tabelle 5-15 wieder eine Verschiebung der Zuverlässigkeitsgewichtung hin zur Einwirkungsseite festzustellen.

Tabelle 5-15: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i unbewehrter, zentrisch gedrückter Bauteile (Teilsicherheitsbeiwerte nach [DIN 1045-1:2008]; Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50; Nutzlast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	β	α_{fct}	α_b	α_h	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{NG}	α_{NQ}	$\sqrt{\sum \alpha_i^2}$	α_R	α_E
0,05	6,49	0,20	0,10	0,10	0,25	-0,23	-0,06	-0,91	1,00	0,35	-0,94
0,10	6,14	0,37	0,09	0,09	0,23	-0,22	-0,06	-0,86	1,00	0,45	-0,89
0,15	5,66	0,51	0,09	0,09	0,22	-0,20	-0,07	-0,79	1,00	0,57	-0,82
0,20	5,14	0,63	0,08	0,08	0,20	-0,19	-0,07	-0,71	1,00	0,67	-0,74
0,25	4,62	0,73	0,08	0,08	0,19	-0,18	-0,08	-0,62	1,00	0,76	-0,65
0,30	4,12	0,82	0,07	0,07	0,17	-0,17	-0,08	-0,51	1,00	0,84	-0,54
0,35	3,67	0,87	0,06	0,06	0,16	-0,16	-0,08	-0,41	1,00	0,89	-0,45
0,40	3,28	0,91	0,06	0,06	0,15	-0,14	-0,08	-0,34	1,00	0,93	-0,38

Für die veränderliche Einwirkung Schneelast wurden nur einzelne Zuverlässigkeitsuntersuchungen angestellt. Die Zuverlässigkeit für zentrisch belastete Druckglieder bei Schneebelastung liegt auch hier niedriger als für Nutzlasten.

Die Abminderung gemäß Tabelle 5-16 kann mit hinreichender Genauigkeit auf die Zuverlässigkeitskurven in Abb. 5-63 und Abb. 5-64 angewendet werden. Mithilfe der Tabelle 5-16 können nun später die Teilsicherheitsbeiwerte γ_c unbewehrter, zentrisch gedrückter Bauteile für Schneelast bestimmt werden.

Tabelle 5-16: Änderung des Zuverlässigkeitsindex´ $\Delta\beta$ bei Schneebeanspruchung gegenüber einer Nutzlastbeanspruchung für unbewehrte, zentrisch gedrückter Bauteile

Streuung Betondruckfestigkeit v_x	**g_k / q_k = 50 / 50**	**g_k / q_k = 70 / 30**
	$\Delta\beta$	**$\Delta\beta$**
0,10	-0,50	-0,52
0,15	-0,43	-0,37
0,20	-0,33	-0,24
0,25	-0,25	-0,14
0,30	-0,18	-0,08
0,35	-0,13	-0,06
0,40	-0,10	-0,05

5.5.2.3.6.2 Teilsicherheitsbeiwert γ_c für unbewehrte Biegebauteile

Der Sicherheitsindex β wird in Abb. 5-65 und Abb. 5-66 über die Streuung der Betonzugfestigkeit aufgetragen. Für die beiden untersuchten Lastverhältnisse g_k / q_k = 70 / 30 und 50 / 50 wird der gewählte Zielwert der Zuverlässigkeit β = 3,8 für sehr große Betonstreuungen gerade noch erreicht.

Liegen geringere Zugfestigkeitsstreuungen vor, so ist mit höheren Zuverlässigkeiten zu rechnen. Deswegen werden geringere Teilsicherheitsbeiwerte für Nutz- und Windbeanspruchung in den Diagrammen untersucht.

Generell ist wiederum ein Absinken des Sicherheitsindex´ mit zunehmender Streuung der Betonzugfestigkeit festzustellen.

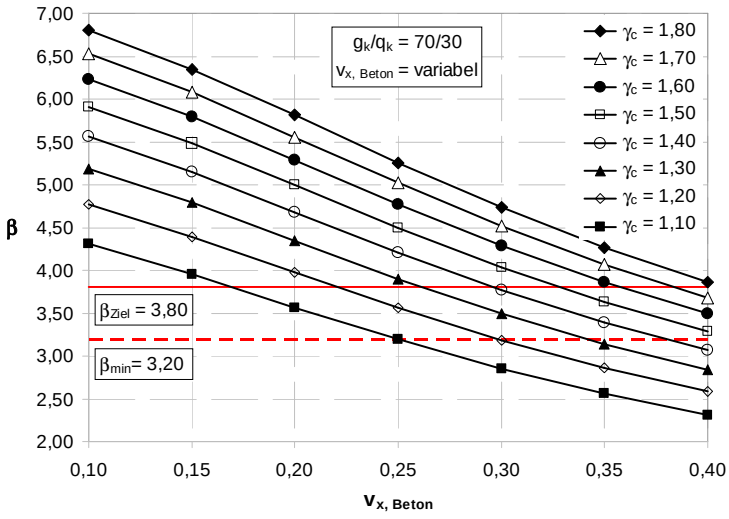


Abb. 5-65: Zuverlässigkeitskurven M_{Rd} von biegebeanspruchten, unbewehrten Betonbauteilen infolge Nutzlastbeanspruchung aufgetragen über die Betonzugfestigkeitsstreuung für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

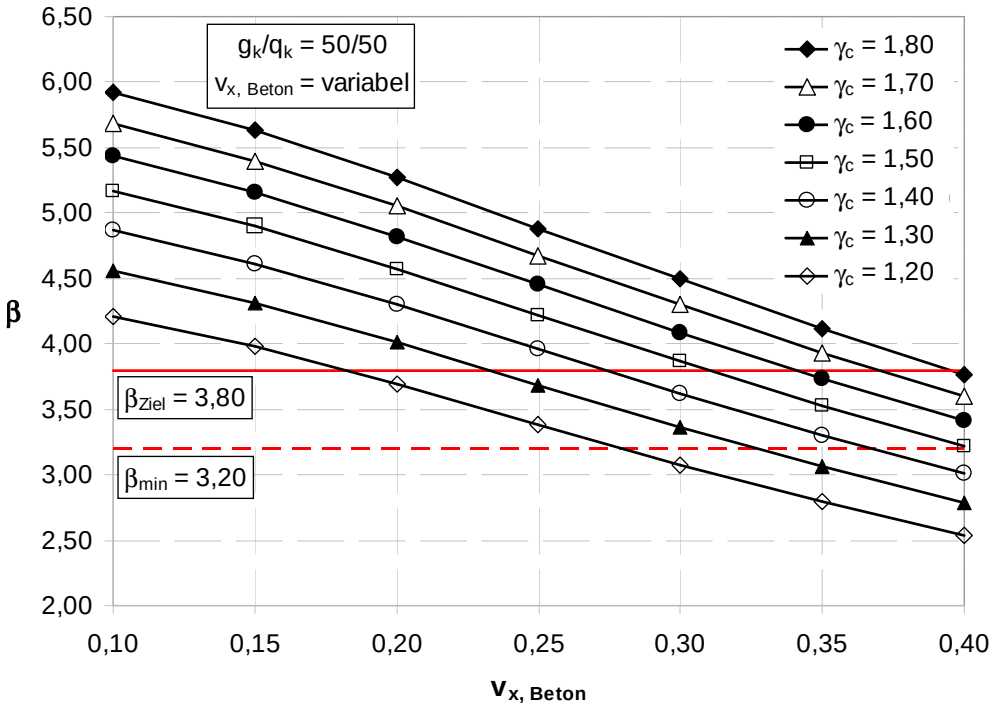


Abb. 5-66: Zuverlässigkeitskurven M_{Rd} von biegebeanspruchten, unbewehrten Betonbauteilen infolge Nutzlastbeanspruchung aufgetragen über die Betonzugfestigkeitsstreuung für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

Die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren wurde schon für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 in Tab. 7.6 [Fischer - 2010] niedergeschrieben. In Tabelle 5-17 wird die Aufschlüsselung der Wichtungsfaktoren für das Lastverhältnis $g_k = q_k$ aufgezeigt.

Für beide Lastverhältnisse ist jeweils eine starke Zunahme der Sensitivität der Betonzugfestigkeit mit Steigerung der Betonstreuungen zu erkennen. Im Gegenzug nehmen die Modellunsicherheiten leicht und die Sensitivität der veränderlichen Einwirkung stark ab.

Die resultierenden Wichtungsfaktoren sind somit stark von dem Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit abhängig. Die Sensitivitäten der einzelnen streuenden Basisvariablen ändern sich auch hier für unterschiedliche γ_c nicht.

Tabelle 5-17: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i unbewehrter Biegebauteile M_{Rd} (Lastverhältnis g_k / q_k = 50/50; Nutzlast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	β	α_{fct}	α_b	α_h	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{MG}	α_{MQ}	$\sqrt{\sum \alpha_i^2}$	α_R	α_E
0,10	5,93	0,29	0,08	0,17	0,42	-0,35	-0,06	-0,76	1,00	0,54	-0,84
0,15	5,63	0,41	0,08	0,16	0,40	-0,34	-0,06	-0,72	1,00	0,60	-0,80
0,20	5,27	0,52	0,08	0,15	0,38	-0,32	-0,07	-0,67	1,00	0,67	-0,75
0,25	4,88	0,62	0,07	0,15	0,36	-0,31	-0,07	-0,60	1,00	0,74	-0,68
0,30	4,49	0,70	0,07	0,14	0,34	-0,30	-0,07	-0,52	1,00	0,79	-0,60
0,35	4,12	0,77	0,06	0,13	0,32	-0,29	-0,08	-0,44	1,00	0,85	-0,53
0,40	3,77	0,82	0,06	0,12	0,30	-0,27	-0,07	-0,38	1,00	0,88	-0,47

Die Abb. 5-67 und Abb. 5-68 zeigen den Verlauf des Sicherheitsindex´ β unbewehrter Biegebauteile infolge Schneebeanspruchung. Im Vergleich zu den zuvor angefügten Abb. 5-65 und Abb. 5-66 ist insbesondere bei geringen Betonstreuungen eine Zuverlässigkeitsminderung zu erkennen.

Die Steigung der Zuverlässigkeitskurven nimmt ab, sodass eine mögliche Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes auf Materialseite für Schneebeanspruchung geringer als bei Nutzlastwirkung ausfällt.

Für geringe Betonstreuungen ist für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 die Ausweisung von γ_c = 1,10 und für g_k / q_k = 50 / 50 von γ_c = 1,20 möglich.

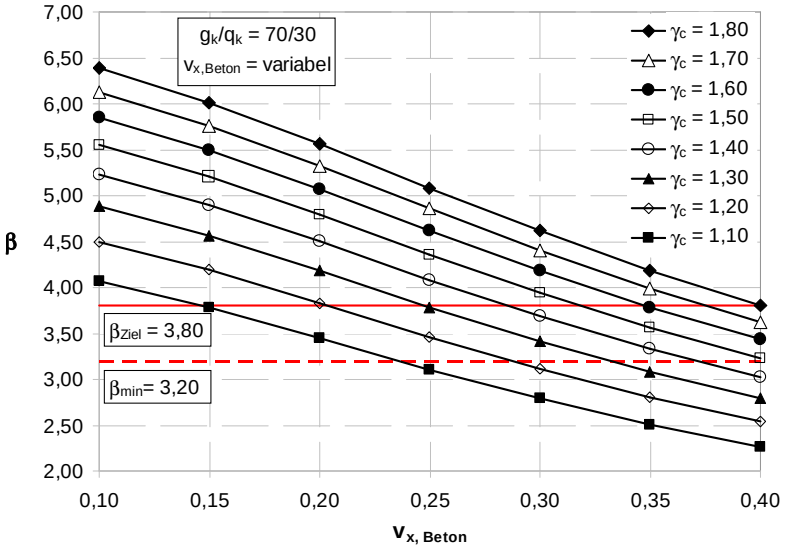


Abb. 5-67: Zuverlässigkeitskurven M_{Rd} von biegebeanspruchten, unbewehrten Betonbauteilen bei Schneebeanspruchung aufgetragen über die Betonzugfestigkeitsstreuung für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

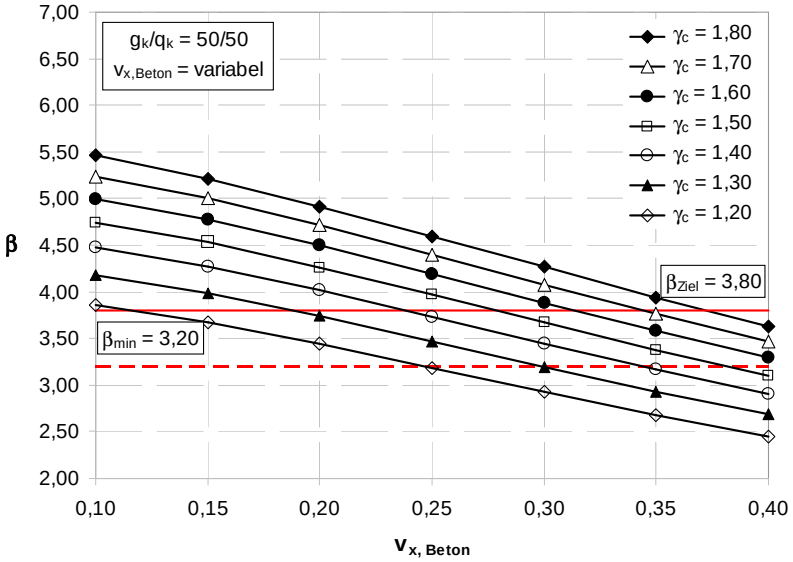


Abb. 5-68: Zuverlässigkeitskurven M_{Rd} von biegebeanspruchten, unbewehrten Betonbauteilen bei Schneebeanspruchung aufgetragen über die Betonzugfestigkeitsstreuung für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

Liegen Variationskoeffizienten von 40 % für die Betonzugfestigkeit vor, so erfüllt der Teilsicherheitsbeiwert nach [DIN 1045-1:2008] γ_c = 1,80 die angestrebte Zielzuverlässigkeit von β = 3,8 gerade noch.

5.5.2.3.6.3 Teilsicherheitsbeiwert γ_c für querkraftbeanspruchte unbewehrte Bauteile

Die Durchführung der Parameterstudien erfolgte für unbewehrte, querkraftbeanspruchte Bauteile gemäß der Grenzzustandsgleichung (6.102) [Fischer - 2010] allerdings ohne Längskraft, da sonst wiederum eine Iteration über die Dehnungsebene erfolgen müsste. Die Querkraft hat i.d.R. eine Momentenwirkung zur Folge, sodass die maßgebende Momenten-Querkraft-Konstellation zu ermitteln wäre.

Die Parameterstudien wurden auch hier für Nutzlast- und Schneelastbeanspruchung durchgeführt. Dabei wurden die statistischen Kenngrößen der Modellunsicherheiten für Widerstand und Beanspruchung mit einem Mittelwert von 1,0 und einer Streuung von 15 % gewählt.

Die Zuverlässigkeit fällt wieder mit dem Vorhandensein großer Materialstreuungen in den hier aufgezeigten Diagrammen ab. Durch Variation von γ_c erfolgt nahezu eine Parallelverschiebung der Zuverlässigkeitskurven. Geringe Materialstreuungen rufen für die Versagensart für den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1{,}80$ eine relativ hohe Zuverlässigkeit hervor.

Die Verteilung der Sensitivitäten der Basisvariablen für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 infolge Nutzlast ist in Tab. 7.7 [Fischer - 2010] nachzulesen. Die Aufschlüsselung der Sensitivitätsfaktoren für $g_k = q_k$ ist in Tabelle 5-18 zu sehen.

Für übliche Streuungen der maßgebenden Betonfestigkeit von $v_x = 20\,\%$ werden die resultierenden Wichtungsfaktoren von α_R = +0,8 und α_E = -0,7 gemäß [DIN 1055-100:2001] recht gut getroffen.

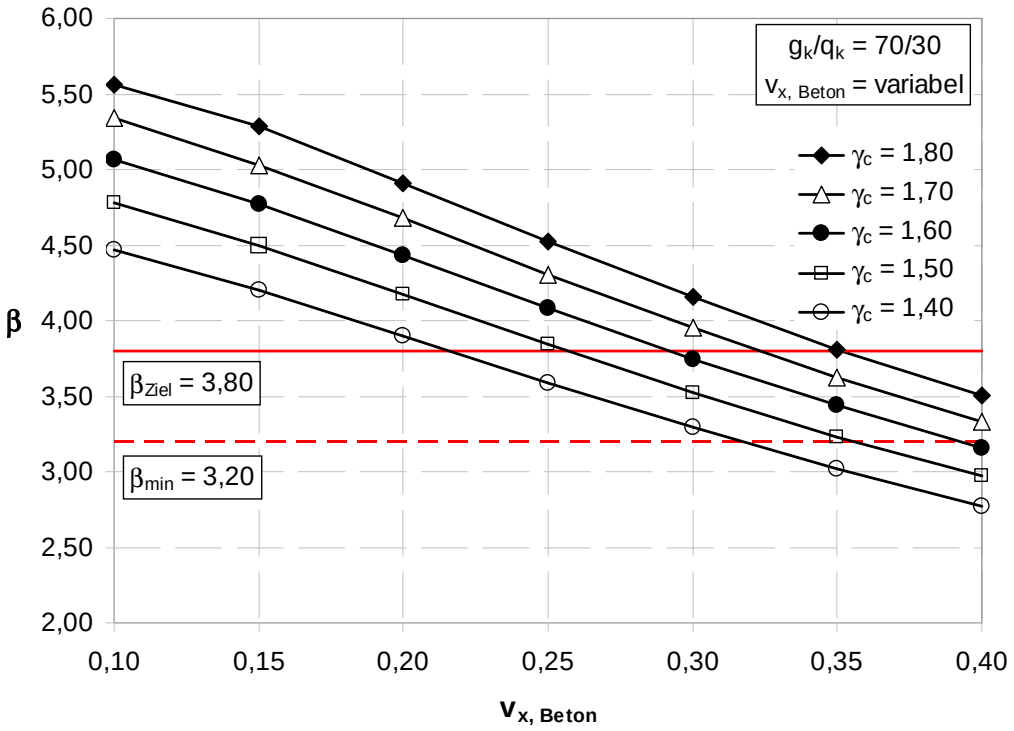


Abb. 5-69: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,ct}$ querkraftbeanspruchter, unbewehrter Bauteile infolge Nutzlast dargestellt über der Streuung der Betonfestigkeit (Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30)

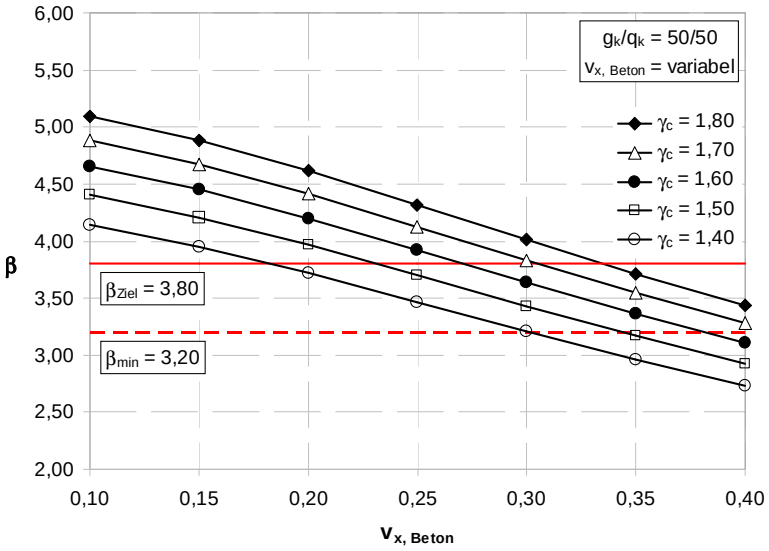


Abb. 5-70: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,ct}$ querkraftbeanspruchter, unbewehrter Bauteile infolge Nutzlast aufgetragen über der Streuung der Betonfestigkeit (Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50)

Die Parameterstudien für unbewehrte, querkraftbeanspruchte Betonbauteile unter Schneelast zeigen in Abb. 5-71 und Abb. 5-72 eine niedrigere Zuverlässigkeit als infolge Nutzlast. Zu beobachten ist, dass sich für niedrigere Variationskoeffizienten der maßgebenden Betonfestigkeit v_x eine höhere Zuverlässigkeitsminderung $\Delta\beta$ gegenüber Nutzlastbeanspruchung als für größere Betonstreuungen ergibt.

Beispielsweise tritt für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 bei v_x = 0,10 eine Abminderung von $\Delta\beta$ = 0,20, bei v_x = 0,20 um $\Delta\beta$ = 0,13 und für v_x = 0,40 von $\Delta\beta$ = 0,05 auf. Liegt ein Lastverhältnis von g_k / q_k = 50 / 50 vor, so fällt die Zuverlässigkeitsminderung für Schneebeanspruchung etwas größer aus.

Bei einer Streuung der maßgebenden Betonfestigkeit von 0,10 % ergibt sich ein Abschlag auf den Sicherheitsindex β von $\Delta\beta$ = 0,30, für die eine Streuung von v_x = 0,20 folgt $\Delta\beta$ = 0,24 und für v_x = 40 % ergibt eine Minderung von $\Delta\beta$ = 0,10 gegenüber einer Nutzlastwirkung.

Tabelle 5-18: Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i für unbewehrte, querkraftbeanspruchte Bauteile des Traganteils $V_{Rd,ct}$ (Lastverhältnis g_k / q_k = 50/50; Nutzlast)

	Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i										
v_x	β	α_{fct}	α_b	α_h	$\alpha_{\theta R}$	$\alpha_{\theta E}$	α_{VG}	α_{VQ}	$\sqrt{\sum \alpha_i^2}$	α_R	α_E
0,10	5,10	0,26	0,08	0,08	0,56	-0,43	-0,07	-0,65	1,00	0,63	-0,78
0,15	4,88	0,38	0,07	0,07	0,54	-0,42	-0,07	-0,61	1,00	0,67	-0,74
0,20	4,61	0,49	0,07	0,07	0,52	-0,41	-0,07	-0,55	1,00	0,72	-0,69
0,25	4,32	0,58	0,07	0,07	0,50	-0,40	-0,08	-0,49	1,00	0,77	-0,64
0,30	4,01	0,66	0,06	0,06	0,47	-0,39	-0,08	-0,43	1,00	0,81	-0,59
0,35	3,72	0,72	0,06	0,06	0,45	-0,37	-0,07	-0,37	1,00	0,85	-0,53
0,40	3,44	0,76	0,06	0,06	0,42	-0,35	-0,07	-0,33	1,00	0,87	-0,49

Die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren α_i bei Schneebeanspruchung entspricht näherungsweise derjenigen infolge Nutzlast, mit der Ausnahme, dass sich alle Sensitivitäten minimal verringern. Nur die der veränderlichen Schneelast erhöht sich um ca. $\Delta\alpha_{VQ}$ = 0,05. Auf eine explizite Darstellung der Sensitivitätsfaktoren wird daher verzichtet.

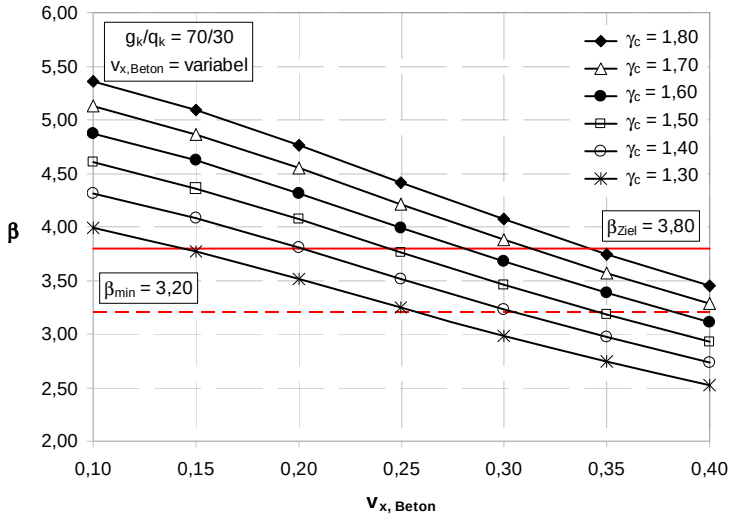


Abb. 5-71: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,ct}$ von querkraftbeanspruchten, unbewehrten Betonbauteilen infolge Schneelast aufgetragen über der Streuung der Betonfestigkeit für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30

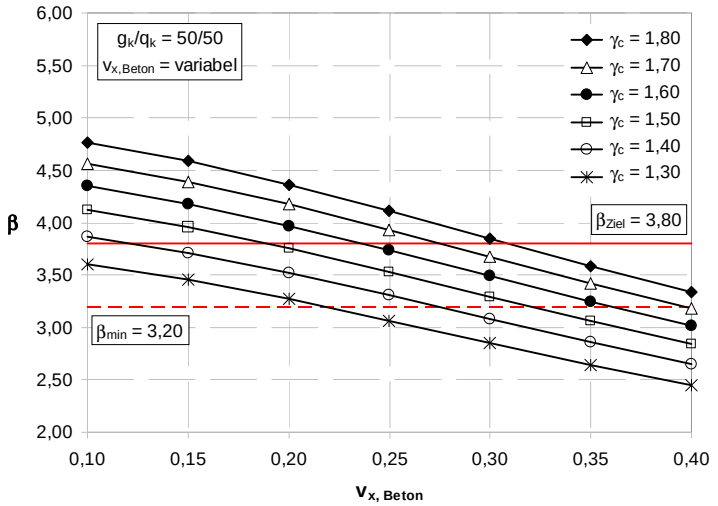


Abb. 5-72: Zuverlässigkeitskurven $V_{Rd,ct}$ von querkraftbeanspruchten, unbewehrten Betonbauteilen infolge Schneelast aufgetragen über der Streuung der Betonfestigkeit für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50

5.5.2.4 Berücksichtigung von Monitoringmaßnahmen

Im Allgemeinen wird die dauerhafte Überwachung von Objekten bzw. Gebäuden als Monitoring bezeichnet. Zur kontinuierlichen Beobachtung von Tragwerken über einen festgelegten Bezugszeitraum sind heute geeignete Techniken vorhanden.

Bevor Monitoringmaßnahmen angestrebt werden, muss eine klare Bestimmung der zu messenden Größen an den jeweils maßgebenden Stellen am Bauwerk mit dazu geeigneter Messtechnik erfolgen. Die erfassten Daten können heute mithilfe von Fernübertragung dem Speicherungssystem zugeführt werden, um eine Auswertung und Interpretation der Ergebnisse vornehmen zu können.

Durch Monitoring am Bauwerk sind unterschiedliche Größen, wie z. B. Verformungen, Verschiebungen und Verdrehungen, messbar. Unter Voraussetzung der Kenntnis der eingesetzten Baustoffe erlauben die gemessenen Größen, einen Rückschluss auf die auftretenden Schnittgrößen zu ziehen.

Werden die Tragwerksbelastungen analysiert, so lassen sich die auftretenden Maximalwerte sowie die Streuungen der Einwirkungen ermitteln. Diese Bestimmung der tatsächlich vorhandenen Einwirkungen kann zu einer geringeren Tragwerksbelastung bzw. einer höheren Tragwerkszuverlässigkeit führen, was zur Reduktion von Teilsicherheitsbeiwerten genutzt werden kann.

Da für fast alle Bauteilnachweise die veränderlichen Einwirkungen - infolge relativ großer Sensitivitätsfaktoren - einen entscheidenden Einfluss auf die Zuverlässigkeit des Tragwerks haben, hat eine Begrenzung der Streuung einen nicht zu unterschätzenden Einfluss.

In der Regel steht für eine Auswertung von veränderlichen Einwirkungen, wie z. B. für Nutzlasten, kein Datenmaterial aus Langzeitstudien für das betrachtete oder zumindest für ein vergleichbares Bestandsgebäude zur Verfügung. Derartige Beobachtungen sind aus wirtschaftlichen Gründen in vielen Fällen unverhältnismäßig.

Daher wird im Rahmen dieser Arbeit auf eine Zuschärfung der statistischen Kenngrößen der veränderlichen Einwirkungen verzichtet. Jedoch ist eine schärfere Eingrenzung der statistischen Kenngrößen der ständigen Lasten infolge einer Bestandsaufnahme in manchen Fällen möglich.

Diese Tatsache wird in den Parameterstudien zur Festlegung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte durch eine Reduktion der Laststreuungen berücksichtigt.

5.5.2.5 Berücksichtigung einer Restnutzungsdauer

In manchen Fällen ist es erforderlich, bestehende Bauwerke für eine begrenzte Nutzungszeit statisch zu bewerten. Für eine festgesetzte Restnutzungsdauer ist es angebracht, Überlegungen hinsichtlich der noch sicherzustellenden Zuverlässigkeit anzustellen.

Unter Restnutzungsdauer eines bestehenden Bauwerks wird diejenige Zeit verstanden, während der das Bauwerk gemäß aktualisiertem Nutzungsplan noch in Betrieb bleiben soll bzw. darf. Sie legt gegebenenfalls auch den Zeitpunkt fest, bei dem im Hinblick auf eine weitere Nutzung eine erneute Beurteilung der Tragsicherheit erfolgen muss (vgl. [SIA 462:1994]).

Sicherlich macht es wenig Sinn, die Versagenswahrscheinlichkeit von Neubauten zugrunde zu legen, da die Restnutzungsdauer in den meisten Fällen einen wesentlich geringeren Zeitraum umfasst als die für Neubauten anvisierten Nutzungszeiträume von 50 bzw. 100 Jahren.

Gemäß der Schweizer Norm [SIA 269 2007] wird eine ausreichende Tragsicherheit bzw. Gebrauchstauglichkeit für die vorgesehene Restnutzungsdauer erfüllt, wenn der vorhandene Zuverlässigkeitsindex β den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex´ β_0 mindestens erreicht,vgl. Abb 5-73:

$$\beta = \Phi^{-1}(p_f) \geq \beta_0 \qquad (8.6)$$

mit: Φ^{-1} Umkehrfunktion der Standardnormalverteilung

p_f Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauteils oder Bauwerks

β_0 Zielwert des Zuverlässigkeitsindex´

Neben der Festlegung eines akzeptablen Sicherheitsniveaus kann für die verringerte Nutzungszeit auch ein verminderter charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkungen gewählt werden.

Die Gumbelverteilung eignet sich sehr gut zur Modellierung von zeitlich veränderlichen Einwirkungen, wenn ein größeres Zeitintervall als die Lebensdauer eines Gebäudes betrachtet wird.

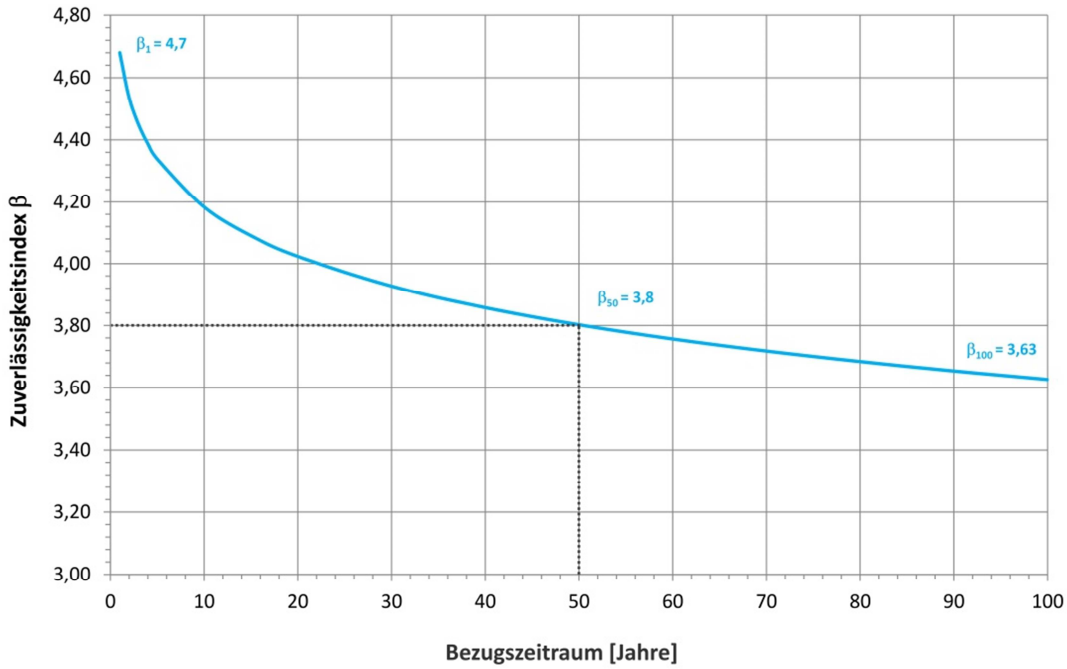


Abb. 5-73: Verlauf des Zielzuverlässigkeitsindex´ β_0 über die Zeit

Hinsichtlich der zeitlichen Variabilität besitzt die Gumbelverteilung die Besonderheit, dass mit wachsendem Betrachtungszeitraum auch der Mittelwert ansteigt, wobei die Standardabweichung konstant bleibt. Dementsprechend fällt der Mittelwert der Einwirkung für geringere Bezugszeiträume, was letztlich zu geringeren charakteristischen Werten der veränderlichen Einwirkung führt (siehe Abschnitt 5.2.2 [Fischer - 2010]).

Somit kann für jede beliebige Restnutzungsdauer eine Umrechnung der veränderlichen Einwirkungen vorgenommen werden. Die auf den betrachteten Zeitraum transformierten Einwirkungen können dann in die Parameterstudien zur Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte einfließen.

Auf eine explizite Ausweisung von Teilsicherheitsbeiwerten in Abhängigkeit der Restnutzungsdauer wird aufgrund der bisherigen umfassenden Auswertungen für den Bezugszeitraum von 50 Jahren verzichtet.

Vielmehr wird empfohlen einen verminderten charakteristischen Wert (s. Abschn. 3.12.1 [Fischer - 2010]) der veränderlichen Einwirkung mithilfe von Mittelwert und Standardabweichung nach Gleichungen (5.15) und (5.16) [Fischer - 2010] zu bestimmen und für diesen zu bemessen.

Als Sicherheitsniveau für Bestandsbauten bei Nutzungszeiten von 5 bis 25 Jahren wird empfohlen, einen β-Wert von etwa 3,8, bei weniger als 5 Jahren einen Wert von ca. 4,0 anzustreben, bei Unterstellung der Abminderung von β_1 gemäß [Diamantidis - 2007] um $\Delta\beta = 0{,}5$.

Für den Tragsicherheitsnachweis können modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte aus den Zuverlässigkeitskurven in Abschnitt 5.5.2 für die Versagensart und das gewählte Zuverlässigkeitsniveau abgelesen werden.

Diese Vorgehensweise liegt auf der sicheren Seite, da für geringere Bezugszeiträume die Zuverlässigkeitskurven aufgrund von geringeren Mittelwerten bzw. auch Streuungen der veränderlichen Einwirkungen i.d.R. auf einem höheren Niveau verlaufen.

5.5.2.6 Ausweisung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte

Die semiprobabilistische Nachweisführung von Bestandsbauten kann mithilfe modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für die einzelnen Versagensarten erfolgen. Durch genauere Erfassung der statistischen Kenngrößen der vorhandenen Basisvariablen kann eine exaktere Nachweisführung mit angepassten Teilsicherheitsbeiwerten auf Widerstandsseite für das gewünschte Zuverlässigkeitsniveau erfolgen.

Die Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte beschränkt sich ausschließlich auf den Teilsicherheitsbeiwert γ_c für den Baustoff Beton und γ_s für Bewehrungsstahl. Die Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen und veränderlichen Einwirkungen gemäß [DIN 1055-100:2001] bleiben unverändert.

In Abschnitt 5.5.2 wurden die aus den Parameterstudien gewonnenen Zuverlässigkeitskurven der verschiedenen Versagensarten für unterschiedliche Kombinationen der Materialsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s in Abhängigkeit der Materialstreuungen dokumentiert.

Die Zuverlässigkeitskurven werden hier im Hinblick auf die Materialstreuung, das Lastverhältnis g_k / q_k sowie die Lastart tabellarisch für die jeweilige Versagensart für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren ausgewertet.

Da es sich bei allen hier ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerten um näherungsweise aus Diagrammen abgelesene und nicht exakt bestimmte Werte handelt, werden die Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' und γ_s' nachfolgend mit einem Hochkomma versehen.

Da i.d.R. nur wenige Materialproben aus der Bestandsaufnahme vorliegen und somit eine Restunsicherheit bei der Bestimmung der charakteristischen Baustofffestigkeit verbleibt, wird für den modifizierten Teilsicherheitsbeiwert des Betons $\gamma_{c,mod}$ ein sogenannter Übertragungsfaktor γ_{TF} (s. Abschnitt 0) auf den in der Tabelle ausgewiesenen Sicherheitsbeiwert γ_c' bzw. γ_s' multipliziert.

Für den Teilsicherheitsbeiwert des Bewehrungsstahls wird der Übertragungsfaktor zu 1,0 gesetzt, da das Entnehmen von Stahlproben meistens mit einer massiven Schädigung des Bauteils verbunden ist.

Die Stahlstreuungen fallen auch für ältere Stähle erfahrungsgemäß sehr niedrig aus und können anhand der Errichtungszeit des Gebäudes sehr gut eingegrenzt werden. Um die verbleibenden Restrisiken aufgrund der geringen Probenanzahl und größeren Stahlstreuungen einzugrenzen, wird maximal eine Absenkung des Sicherheitsbeiwertes γ_s' auf 1,05 vorgenommen.

5.5.2.6.1 Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch beanspruchte Stahlbetondruckglieder

In Tabelle 5-19 werden die Teilsicherheitsbeiwerte für im Hochbau übliche Lastverhältnisse von $g_k / (g_k+q_k) \geq 0{,}7$ für zentrisch gedrückte, nicht stabilitätsgefährdete Bauteile unter Nutzlast- sowie Windlastbeanspruchung ausgewiesen.

In den hier aufgeführten Tabellen Tabelle 5-19 bis Tabelle 5-22 darf sowohl vertikal zwischen den Zeilen der Betondruckfestigkeitsstreuungen als auch horizontal zwischen den Spalten des Längsbewehrungsgrades ρ_l näherungsweise linear interpoliert werden.

Alle hier aufgeführten Tabellen gelten für sämtliche Betonstahlgüten und Betondruckfestigkeitsklassen bis C50/60.

In Tabelle 5-19 kann für Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit $v_x \leq 0{,}15$ einheitlich der Materialsicherheitsbeiwert für Beton zu $\gamma_c' = 1{,}00$ und für den Bewehrungsstahl zu $\gamma_s' = 1{,}05$ angenommen werden. Dies lässt darauf schließen, dass hier eigentlich noch geringere Teilsicherheitsbeiwerte auszuweisen wären.

Da in der Praxis Teilsicherheitsbeiwerte kleiner Eins nur schwer zu vermitteln sind, werden für Beton nur Werte $\gamma_c' \geq 1{,}00$ ausgewiesen. Für größere Streuungen der Betondruckfestigkeit muss weiter nach dem vorhandenen Längsbewehrungsgrad ρ_l differenziert werden.

Für Variationskoeffizienten $v_x \leq 0{,}35$ können Teilsicherheitsbeiwerte von γ_c und γ_s kleiner als in [DIN 1045-1:2008] ausgewiesen werden. Liegen Betonfestigkeitsstreuungen von $v_x \geq 40$ % vor, muss eine Anhebung der Teilsicherheitsbeiwerte über die in [DIN 1045-1:2008] angegebenen Werte erfolgen.

Tabelle 5-19: Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte, nicht stabilitätsgefährdete Bauteile in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrads ρ_l und Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 (q_k = Nutz- / Windlast)

Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte Querschnitte										
	Lastverhältnis g_k / $q_k \geq$ 70 / 30									
ρ_l	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
	Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor γ_{TF}									
v_x	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'
≤ 0,15	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,20	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,25	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,30	1,40 / 1,05	1,30 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,35	1,50 / 1,15	1,40 / 1,15	1,40 / 1,10	1,30 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,40	1,70 / 1,15	1,60 / 1,15	1,50 / 1,15	1,30 / 1,10	1,30 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}05$
- für Betongüten bis C50/60

Sind ständige und veränderliche Einwirkungen gleich groß, so sind die Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte, nicht stabilitätsgefährdete Bauteile unter Wind- und Nutzlastbeanspruchung Tabelle 5-20 zu entnehmen.

Tabelle 5-20: Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte, nicht stabilitätsgefährdete Bauteile in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrads ρ_l und Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x für das Lastverhältnis g_k / q_k = 50 / 50 (q_k = Nutz- / Windlast)

Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte Querschnitte										
	Lastverhältnis g_k / q_k ≥ 50 / 50									
ρ_l	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
v_x	Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor für γ_{TF}									
	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'
≤ 0,10	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,15	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05
0,20	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05	1,10 / 1,05
0,25	1,30 / 1,05	1,30 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,10 / 1,05
0,30	1,40 / 1,10	1,40 / 1,10	1,30 / 1,05	1,30 / 1,05	1,30 / 1,05	1,20 / 1,10	1,20 / 1,10	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05	1,20 / 1,05
0,35	1,60 / 1,15	1,60 / 1,15	1,40 / 1,15	1,40 / 1,10	1,30 / 1,10	1,30 / 1,05	1,30 / 1,05	1,30 / 1,05	1,30 / 1,05	1,30 / 1,05
0,40	1,70 / 1,15	1,60 / 1,15	1,50 / 1,15	1,50 / 1,10	1,50 / 1,05	1,50 / 1,05	1,40 / 1,10	1,40 / 1,10	1,40 / 1,05	1,30 / 1,05

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}05$
- für Betongüten bis C50/60

Für das charakteristische Lastverhältnis $g_k / (g_k+q_k) = 0{,}5$ können für Betonfestigkeitsstreuungen $v_x \leq 10$ % wieder Materialsicherheitsbeiwerte unabhängig vom Längsbewehrungsgrad von $\gamma_c' = 1{,}00$ für Beton und $\gamma_s' = 1{,}05$ für Bewehrungsstahl ausgewiesen werden.

Für eine Streuung des Betons von $v_x = 0{,}15$ kann für alle Bewehrungsgehalte die Teilsicherheitsbeiwertkombination von $\gamma_c' = 1{,}10$ und $\gamma_s' = 1{,}05$ angesetzt werden.

Für Variationskoeffizienten des Betons $v_x \geq 0{,}35$ müssen zumindest für geringe Bewehrungsgehalte Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_c' > 1{,}50$ zur Sicherstellung der gewünschten Bauteilzuverlässigkeit festgelegt werden.

Generell ist für einen größeren veränderlichen Lastanteil mit höheren Materialsicherheitsbeiwerten zu rechnen.

Die in Tabelle 5-19 und Tabelle 5-20 ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte sollen hier die Lastverhältnisse $g_k / (g_k+q_k)$= 0,7 bzw. 0,5 abdecken. Für Lastverhältnisse $g_k / (g_k+q_k)$ zwischen den gewählten Verhältnissen von 0,5 und 0,7 kann ebenfalls näherungsweise linear interpoliert werden.

Alle im Abschnitt 5.5.2.6 angeführten Tabellen sind natürlich auch für $g_k / (g_k+q_k) > 0,7$ anzuwenden, da die darin angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte auf der sicheren Seite liegen.

In Tabelle 5-21 und Tabelle 5-22 werden nun explizit für das Auftreten von ständigen Lasten und gleichzeitig wirkender Schneelast Materialsicherheitsbeiwerte für die Lastverhältnisse g_k / q_k = 70 / 30 und 50 / 50 ausgewiesen.

Die genannten Tabellen können auch abdeckend für die veränderlichen Einwirkungen Wind-, Schnee- und Nutzlast verwendet werden. Die Interpolation innerhalb der beiden Tabellen sowie zwischen den Lastverhältnissen ist auch hier erlaubt.

Tabelle 5-21: Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte, nicht stabilitätsgefährdete Bauteile in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrads ρ_l und Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x für das Lastverhältnis g_k / q_k = 70 / 30 (q_k = Schneelast)

Teilsicherheitsbeiwerte γ' für zentrisch gedrückte Querschnitte										
	Lastverhältnis $g_k / q_k \geq 70 / 30$									
ρ_l	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
v_x	Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor γ_{TF}									
	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'
≤ 0,15	1,00	1,00	1,00	1,00	γ_s'	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
0,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
0,25	1,30	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,00
	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
0,30	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10
	1,15	1,10	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
0,35	1,60	1,50	1,40	1,30	1,30	1,20	1,20	1,20	1,20	1,10
	1,15	1,15	1,15	1,10	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
0,40	1,70	1,60	1,40	1,40	1,40	1,30	1,30	1,30	1,30	1,20
	1,15	1,15	1,15	1,10	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0,06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0,05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0,05$
- für Betongüten bis C50/60

In Tabelle 5-21 kann wiederum für Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit $v_x \leq 0,15$ einheitlich die Kombination der Materialsicherheitsbeiwert für Beton und Bewehrungsstahl mit γ_c' = 1,00 und γ_s' = 1,05 unterstellt werden.

Für größere Streuungen der Betondruckfestigkeit muss wieder nach dem vorhandenen Längsbewehrungsgrad ρ_l unterschieden werden. Für Variationskoeffizienten $v_x \leq 0{,}30$ fallen die Materialteilsicherheitsbeiwerte kleiner als in [DIN 1045-1:2008] aus und für $v_x \geq 35$ % können die Teilsicherheitsbeiwerte auch größer werden.

Für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 50 / 50$ ist gemäß Tabelle 5-22 für die Materialsicherheitsbeiwerte stets nach dem Längsbewehrungsgrad ρ_l und der Betonstreuung zu differenzieren.

Tabelle 5-22: Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte, nicht stabilitätsgefährdete Bauteile in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrads ρ_l und Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x für das Lastverhältnis $g_k / q_k = 50 / 50$ (q_k = Schneelast)

Teilsicherheitsbeiwerte γ' für zentrisch gedrückte Querschnitte										
	Lastverhältnis $g_k / q_k \geq 50 / 50$									
ρ_l	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
	Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor für γ_{TF}									
v_x	γ_c' γ_s'	γ_c' γ_s'	γ_c' γ_s'	γ_c' γ_s'	γ_c' γ_s'	γ_c' γ_s'	γ_c' γ_s'	γ_c' γ_s'	γ_c' γ_s'	γ_c' γ_s'
0,05	1,10 1,05	1,10 1,05	1,10 1,05	1,10 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,10
0,10	1,10 1,05	1,10 1,05	1,10 1,05	1,10 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,10	1,30 1,05
0,15	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,20 1,05	1,30 1,05	1,30 1,05	1,20 1,10	1,30 1,05
0,20	1,20 1,10	1,20 1,10	1,30 1,05	1,30 1,05	1,30 1,05	1,30 1,05	1,30 1,05	1,30 1,05	1,30 1,10	1,30 1,10
0,25	1,40 1,15	1,40 1,15	1,30 1,15	1,30 1,15	1,30 1,10	1,30 1,10	1,30 1,10	1,30 1,15	1,30 1,15	1,30 1,15
0,30	1,50 1,15	1,40 1,15	1,40 1,15	1,40 1,15	1,30 1,15	1,30 1,15	1,30 1,15	1,30 1,15	1,30 1,15	1,30 1,15
0,35	1,60 1,15	1,60 1,15	1,50 1,15	1,50 1,15	1,40 1,15	1,40 1,15	1,40 1,15	1,40 1,15	1,40 1,15	1,40 1,15
0,40	1,80 1,15	1,70 1,15	1,60 1,15	1,60 1,15	1,50 1,15	1,50 1,15	1,50 1,15	1,50 1,15	1,40 1,15	1,40 1,15

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}05$
- für Betongüten bis C50/60

5.5.2.6.2 Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen

Die Ausweisung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis Biegezugversagen bei Tragwerken im Bestand erfolgt auch hier in tabellarischer Form für unterschiedliche Lastverhältnisse g_k / q_k sowie für verschiedene veränderliche Lastarten.

In den Parameterstudien wurde aufgrund der vernachlässigbaren Sensitivität der Betondruckfestigkeit kaum ein Zuverlässigkeitsabfall über die betrachteten Betonstreuungen im Bereich von $0{,}05 \leq v_x \leq 0{,}40$ festgestellt.

Daher erfolgt die Ausweisung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_s' und γ_c' unabhängig von der Streuung der Betondruckfestigkeit in Tabelle 5-23 und Tabelle 5-24.

Die Tabellen sind für sämtliche Betonstahlgüten und Betondruckfestigkeitsklassen bis C50/60 anwendbar.

Tabelle 5-23: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad ρ_l für Nutzlast- und Windbeanspruchung

Teilsicherheitsbeiwerte γ' für Biegezugversagen für Betonstreuungen v_x < 0,40				
Teilsicherheitsbeiwerte ohne Übertragungsfaktoren γ_{tF}				
ρ_l	*TSBW*	Lastverhältnis g_k / q_k		
		70 / 30	60 / 40	50 / 50
0,0010	γ_c'	1,00	1,00	1,30
	γ_s'	1,05	1,05	1,10
0,0050	γ_c'	1,00	1,00	1,30
	γ_s'	1,05	1,05	1,05
0,0075	γ_c'	1,00	1,00	1,20
	γ_s'	1,05	1,05	1,05
0,0100	γ_c'	1,00	1,00	1,10
	γ_s'	1,05	1,05	1,05
≥ 0,0125	γ_c'	1,00	1,00	1,00
≤ 0,030	γ_s'	1,05	1,05	1,05

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}03$
- Variationskoeffizient statische Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}02$
- für Betongüten bis C50/60

Tabelle 5-23 gilt für den Nachweis von Biegebauteilen bei einer Beanspruchung infolge Nutzlast aufgeschlüsselt für das vorherrschende Lastverhältnis g_k / q_k. Es ist festzustellen, dass für die beiden Lastverhältnisse g_k / q_k = 70 / 30 und 60 / 40 unabhängig vom vorhandenen Längsbewehrungsgrad ρ_l Teilsicherheitsbeiwerte von γ_c' = 1,00 und γ_s' = 1,05 ausgewiesen werden. Der Grund hierfür ist, dass eigentlich eine weitere Absenkung dieser Sicherheitsbeiwerte möglich gewesen wäre.

In Tabelle 5-24 muss eine stärkere Untergliederung der Teilsicherheitsbeiwerte für die stärker streuende Schneelast vorgenommen werden.

Grundsätzlich ist in Tabelle 5-23 und Tabelle 5-24 eine Interpolation zwischen den Lastverhältnissen g_k / q_k sowie den angegebenen Längsbewehrungsgraden erlaubt.

Liegen größere Stahlstreuungen vor, dann kann in Anlehnung an Abb. 7.6 [Fischer - 2010] näherungsweise der Teilsicherheitsbeiwert γ_s folgendermaßen angepasst werden: steigt die Streuung der Stahlstreckgrenze um $\Delta v_x = 2\ \%$, so ist jeweils eine Anhebung des Teilsicherheitsbeiwertes für Betonstahl um $\Delta\gamma_s' = 0{,}05$ vorzunehmen.

Liegen größere Streuungen der Bauteilhöhe vor, so ist der Nachweis mit einer geringeren Bauteilhöhe zu führen, die die in den Randbedingungen genannte Streubreite nach unten einhält.

Tabelle 5-24: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad ρ_l für Schneelastbeanspruchung

Teilsicherheitsbeiwerte γ' für Biegezugversagen für Betonstreuungen v_x < 0,40				
Teilsicherheitsbeiwerte ohne Übertragungsfaktoren γ_{rF}				
ρ_l	*TSBW*	Lastverhältnis g_k / q_k		
		70 / 30	60 / 40	50 / 50
0,0010	γ_c'	1,10	1,20	1,30
	γ_s'	1,10	1,15	1,20
0,0050	γ_c'	1,20	1,20	1,20
	γ_s'	1,05	1,10	1,15
0,0075	γ_c'	1,00	1,10	1,20
	γ_s'	1,05	1,05	1,10
0,0100	γ_c'	1,00	1,00	1,30
	γ_s'	1,05	1,05	1,05
0,0125	γ_c'	1,00	1,00	1,10
	γ_s'	1,05	1,05	1,05
≥ 0,015	γ_c'	1,00	1,00	1,00
≤ 0,030	γ_s'	1,05	1,05	1,05

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient von Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}03$
- Variationskoeffizient statische Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}02$
- für Betongüten bis C50/60

5.5.2.6.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Querkraftversagen nicht querkraftbewehrter Bauteile

In diesem Abschnitt werden modifizierte Materialsicherheitsbeiwerte von Beton γ_c für Querkraftversagen von nicht querkraftbewehrten Bauteilen ausgewiesen. Die Festlegung der Sicherheitsbeiwerte erfolgt unabhängig vom vorhandenen Längsbewehrungsgrad der Bauteile in Tabelle 5-25.

Aufgrund der hohen Zuverlässigkeit dieser Versagensart muss hier nicht nach der vorhandenen Betonfestigkeitsstreuung v_x differenziert werden, da das Zielzuverlässigkeitsniveau für $v_x \leq 40$ % immer überschritten wird. Ebenfalls kann auf eine Differenzierung hinsichtlich der veränderlichen Lastart entfallen. Die Auswertungen beziehen sich auf Bauteile ohne Längskraftbelastung.

Tabelle 5-25: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für Querkraftversagen nicht querkraftbewehrter Bauteile $V_{Rd,ct}$ für alle Längsbewehrungsgrade ρ_l ohne Längskraft

Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte γ' für Querkraftversagen nicht querkraftbewehrter Bauteile $V_{Rd,ct}$ für Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit v_x < 0,40 (ρ_l = variabel)				
Teilsicherheitsbeiwerte ohne Übertragungsfaktoren γ_{TF}				
Beanspruchung infolge	***TSBW***	**Lastverhältnis g_k / q_k**		
		70 / 30	60 / 40	50 / 50
Nutzlast	γ_c'	1,00	1,00	1,00
Wind	γ_c'	1,00	1,00	1,00
Schnee	γ_c'	1,00	1,00	1,00
Randbedingungen: • gilt für alle Betonstahlgüten • Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$ • Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}05$ • Variationskoeffizient statische Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}03$ • gilt für Betongüten bis C50/60				

5.5.2.6.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Querkraftversagen querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile

Für querkraftbewehrte Bauteile muss das Versagen der Zugstrebe sowie der Druckstrebe des nach [DIN 1045-1:2008] unterstellten Fachwerkmodells überprüft werden.

Für den Nachweis gegen Zugstrebenversagen $V_{Rd,sy}$ (Versagen der Querkraftbewehrung) sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_s' in Abhängigkeit des anzutreffenden Lastverhältnisses sowie der jeweiligen veränderlichen Einwirkung in Tabelle 5-26 ausgewiesen.

Mit steigendem veränderlichen Lastanteil ist eine Anhebung des Sicherheitsbeiwertes γ_s' erforderlich. Abdeckend können auch hier die Teilsicherheitsbeiwerte für Schneelast für alle untersuchten veränderlichen Lasten angewendet werden.

Für den Fall, dass größere Variationskoeffizienten der Betonstahlstreckgrenze als $v_x = 6$ % vorliegen, kann näherungsweise analog zur Versagensart Biegezugversagen gemäß Abschnitt 5.5.2.6.2 verfahren werden.

Neben dem Zugstrebennachweis muss immer auch das Versagen der Betondruckstrebe $V_{Rd,max}$ untersucht werden. Die modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für diese Versagensart sind in Tabelle 5-27 für die jeweils vorliegende Streuung der Betondruckfestigkeit v_x ausgewiesen.

Tabelle 5-26: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Querkraftversagen querkraftbewehrter Bauteile; Nachweis der Zugstrebe $V_{Rd,sy}$

Teilsicherheitsbeiwerte γ' für Querkraftversagen querkraftbewehrter Bauteile $V_{Rd,sy}$				
Beanspruchung infolge	***TSBW***	**Lastverhältnis g_k / q_k**		
		70 / 30	60 / 40	50 / 50
Nutzlast	γ_s'	1,05	1,10	1,15
Wind	γ_s'	1,05	1,10	1,15
Schnee	γ_s'	1,10	1,15	1,20

Randbedingungen:

- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient statische Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}03$
- gilt für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient von Stahl: $v_x \leq 0{,}06$

Weiter wird in der Tabelle nach der veränderlichen Lastart sowie dem charakteristischen Lastverhältnis g_k / q_k unterschieden. Das Nachweisformat $V_{Rd,max}$ wird stark von der Streuung der Betondruckfestigkeit beeinflusst, was die Veränderung der Teilsicherheitsbeiwerte erklärt.

Liegen nur wenige Betonproben (n < 30) zur Bestimmung der statistischen Kenngrößen der Betondruckfestigkeit vor, so ist auch hier für den Teilsicherheitsbeiwert des Betons ein Übertragungsfaktor γ_{TF} zu berücksichtigen.

Die ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte können für alle Betonstahlgüten sowie für Betone bis zur Druckfestigkeitsklasse C50/60 angewendet werden. Grundsätzlich ist auch hier eine lineare Interpolation zwischen den Lastverhältnissen g_k / q_k erlaubt.

Tabelle 5-27: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Querkraftversagen in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit; Nachweis der Druckstrebe $V_{Rd,max}$

Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für Querkraftversagen querkraftbewehrter Bauteile für den Druckstrebennachweis $V_{Rd,max}$						
Teilsicherheitsbeiwerte ohne Übertragungsfaktoren γ_{TF}						
Lastart	**Nutzlast / Windlast**			**Schneelast**		
Betonstreuung v_x	**Lastverhältnis g_k / q_k**			**Lastverhältnis g_k / q_k**		
	70 / 30	60 / 40	50 / 50	70 / 30	60 / 40	50 / 50
	γ_c'	γ_c'	γ_c'	γ_c'	γ_c'	γ_c'
0,05	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,20
0,10	1,10	1,10	1,20	1,10	1,20	1,20
0,15	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,30
0,20	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,40
0,25	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,50
0,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,60	1,60
0,35	1,70	1,70	1,70	1,70	1,80	1,80
0,40	1,80	1,80	1,90	1,90	1,90	1,90

Randbedingungen:

- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient statische Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}03$
- gilt für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient von Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- gilt für Betongüten bis C50/60

5.5.2.6.5 Teilsicherheitsbeiwerte für Durchstanzen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Der Nachweis der Betontragfähigkeit $v_{Rd,ct}$ bei Durchstanzen von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen kann mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Tabelle 5-25 geführt werden. Für die Anwendung dieser Sicherheitsbeiwerte γ_c' gelten die Randbedingungen, die in Abschnitt 5.5.2.6.3 niedergeschrieben sind.

5.5.2.6.6 Teilsicherheitsbeiwerte für Durchstanzen querkraftbewehrter Bauteile

Der Durchstanznachweis für querkraftbewehrte Stahlbetonbauteile gemäß [DIN 1045-1:2008] gliedert sich in zwei Schritte. Zuerst muss die maximale Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,max}$ im kritischen Rundschnitt überprüft werden.

Da die Zuverlässigkeitskurven der Versagensart $v_{Rd,max}$ identisch mit denen des Betontraganteils $v_{Rd,ct}$ sind, können die Teilsicherheitsbeiwerte in Tabelle 5-25 auch für den Nachweis von $v_{Rd,max}$ verwendet werden. Hier gelten wiederum die Randbedingungen für die Versagensart $V_{Rd,ct}$ gemäß Abschnitt 5.5.2.6.3.

Der Nachweis des vorhandenen Durchstanzwiderstands für den jeweiligen Nachweisschnitt setzt sich aus dem Betontraganteil $v_{Rd,ct}$ sowie dem Traganteil der vorhandenen Querkraftbewehrung zusammen.

Für sehr geringe Bewehrungsgehalte der Querkraftbewehrung von $\rho_w \leq 0{,}005$ (bei Längsbewehrungsgraden $\rho_l \geq 0{,}001$) und für Querkraftbewehrungsgrade von $\rho_w \leq 0{,}007$ (für $\rho_l \geq 0{,}004$) können auch hier die Teilsicherheitsbeiwerte gemäß Tabelle 5-25 für die veränderlichen Einwirkungen Wind, Schnee und Nutzlast verwendet werden.

Liegen allerdings größere Bewehrungsgehalte der Querkraftbewehrung ρ_w vor, so sind die Teilsicherheitsbeiwerte hinsichtlich der Streuung des Betons sowie nach dem vorhandenen Längsbewehrungsgrad zu differenzieren. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_s' und γ_c' sind für Wind- und Nutzlastbeanspruchung der Tabelle 5-28 zu entnehmen.

Treten in Bestandsbauteilen Querkraftbewehrungsgrade verschieden von $\rho_w = 0{,}007$ und $\rho_w = 0{,}01$ auf, so darf näherungsweise zwischen Tabelle 5-25 und der Tabelle 5-28 bzw. Tabelle 5-29 linear interpoliert werden.

Gleiches gilt auch für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade in den beiden Tabellen. Größere Bewehrungsgrade der Querkraftbewehrung als $\rho_w = 0{,}01$ wurden nicht untersucht, da diese bei Bestandsbauten eher untypisch sind.

Ist der Längsbewehrungsgrad sehr hoch, besitzen auch Bauteile mit hohen Querkraftbewehrungsgraden eine recht hohe Zuverlässigkeit. In der Regel wird aber aus baupraktischen Gründen auf die Anordnung einer Durchstanzbewehrung verzichtet und falls erforderlich die Bauteildicke bzw. der Längsbewehrungsgehalt erhöht, was ebenfalls zu einer höheren Zuverlässigkeit führt.

Die Kombination aus geringem Längsbewehrungsgehalt und einer hohen Querkraftbewehrung liefert geringe Zuverlässigkeiten und ist baupraktisch nicht sinnvoll.

Tabelle 5-28: Teilsicherheitsbeiwerte für Durchstanznachweise $v_{Rd,sy}$, für querkraftbewehrte Bauteile in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrads ρ_l und Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit v_x für Wind- und Nutzlast

Teilsicherheitsbeiwerte γ' für den Durchstanznachweis $v_{Rd,sy}$ querkraftbewehrter Bauteile mit einem Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung von ρ_w = 0,01 (Wind- und Nutzlast)							
Last-verhältnis	**g_k / q_k ≥ 70 / 30**			**g_k / q_k ≥ 50 / 50**			
ρ_l	**0,004**	**0,006**	**≥ 0,008**	**0,004**	**0,006**	**0,008**	**≥ 0,010**
Beton-streuung v_x	Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor für γ_{TF}						
	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'
≤ 0,15	1,00 1,15	1,00 1,05	1,00 1,05	1,00 1,15	1,00 1,10	1,00 1,05	1,00 1,05
0,20	1,00 1,15	1,00 1,05	1,00 1,05	1,10 1,15	1,00 1,10	1,00 1,05	1,00 1,05
0,25	1,10 1,15	1,10 1,05	1,00 1,05	1,10 1,15	1,00 1,15	1,00 1,10	1,00 1,05
0,30	1,10 1,15	1,00 1,10	1,00 1,05	1,20 1,15	1,00 1,15	1,00 1,10	1,00 1,05
0,35	1,20 1,15	1,10 1,10	1,00 1,05	1,30 1,15	1,00 1,15	1,00 1,10	1,00 1,05
0,40	1,20 1,15	1,10 1,10	1,00 1,05	1,50 1,15	1,10 1,15	1,00 1,10	1,00 1,05

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe bzw. der statischen Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}04$
- für Betongüten bis C50/60

Gleiches gilt auch für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade in den beiden Tabellen. Größere Bewehrungsgrade der Querkraftbewehrung als ρ_w = 0,01 wurden nicht untersucht, da diese bei Bestandsbauten eher untypisch sind.

Ist der Längsbewehrungsgrad sehr hoch, besitzen auch Bauteile mit hohen Querkraftbewehrungsgraden eine recht hohe Zuverlässigkeit. In der Regel wird aber aus baupraktischen Gründen auf die Anordnung einer Durchstanzbewehrung verzichtet und falls erforderlich die Bauteildicke bzw. der Längsbewehrungsgehalt erhöht, was ebenfalls zu einer höheren Zuverlässigkeit führt.

Die Kombination aus geringem Längsbewehrungsgehalt und einer hohen Querkraftbewehrung liefert geringe Zuverlässigkeiten und ist baupraktisch nicht sinnvoll.

Tabelle 5-29: Teilsicherheitsbeiwerte für Durchstanznachweise $v_{Rd,sy}$, für querkraftbewehrte Bauteile in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrads ρ_l und Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit v_x für Schneelast

Teilsicherheitsbeiwerte γ' für den Durchstanznachweis $v_{Rd,sy}$ querkraftbewehrter Bauteile mit einem Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung von ρ_w = 0,01 (Schneelast)									
Last-verhältnis	**g_k / q_k ≥ 70 / 30**				**g_k / q_k ≥ 50 / 50**				
ρ_l	**0,004**	**0,006**	**0,008**	**≥ 0,010**	**0,004**	**0,006**	**0,008**	**0,010**	**≥ 0,012**
Beton-streuung v_x	Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor für γ_{TF}								
	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'
≤ 0,15	1,10 / 1,15	1,10 / 1,10	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05	1,50 / 1,15	1,20 / 1,15	1,00 / 1,10	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,20	1,10 / 1,15	1,00 / 1,15	1,00 / 1,10	1,00 / 1,05	1,40 / 1,15	1,20 / 1,15	1,00 / 1,15	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,25	1,10 / 1,15	1,00 / 1,15	1,00 / 1,10	1,00 / 1,05	1,40 / 1,15	1,30 / 1,15	1,10 / 1,15	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05
0,30	1,20 / 1,15	1,00 / 1,15	1,00 / 1,10	1,00 / 1,05	1,50 / 1,15	1,30 / 1,15	1,10 / 1,15	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05
0,35	1,30 / 1,15	1,10 / 1,15	1,00 / 1,10	1,00 / 1,05	1,60 / 1,15	1,40 / 1,15	1,10 / 1,15	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05
0,40	1,50 / 1,15	1,10 / 1,15	1,00 / 1,10	1,00 / 1,05	2,00 / 1,15	1,40 / 1,15	1,10 / 1,15	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05
Randbedingungen: • für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0{,}06$ • Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$ • Variationskoeffizient Bauteilhöhe bzw. der statischen Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}04$ • für Betongüten bis C50/60									

Die hier ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte sind für alle Betonstahlgüten sowie für Betone bis zur Druckfestigkeitsklasse C50/60 gültig. Der Übertragungsfaktor γ_{TF} (siehe Abschnitt 0) ist insbesondere für den Materialsicherheitsbeiwert des Betons γ_c' auch hier zu berücksichtigen.

5.5.2.6.7 Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für unbewehrte Biegebauteile

Aufgrund des spröden Versagens wird ein minimaler Sicherheitsindex von $\beta = 3{,}8$ angestrebt, d. h. im Gegensatz zu bewehrten Bauteilen im Bestand wird das Sicherheitsniveau um $\Delta\beta = 0{,}6$ angehoben.

In den Zuverlässigkeitsanalysen wurde für heute übliche Betonstreuungen festgestellt, dass für den nach [DIN 1045-1:2008] anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1{,}80$ ebenfalls ein großer Sicherheitsabstand vorhanden ist.

In Tabelle 5-30 werden Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für den Nachweis unbewehrter Biegebauteile für unterschiedliche Lastverhältnisse, Betonstreuungen sowie für die Beanspruchungsarten Schnee, Wind und Nutzlast ausgewiesen. Die Sicherheitsbeiwerte hängen bei unbewehrten Bauteilen sehr stark von der Streuung der Betonfestigkeit ab.

Tabelle 5-30: Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für unbewehrte Biegebauteile in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit v_x

Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für unbewehrte Biegebauteile				
Lastart	**Nutzlast / Windlast**		**Schneelast**	
Lastverhältnis	**g_k / q_k ≥ 70 / 30**	**g_k / q_k ≥ 50 / 50**	**g_k / q_k ≥ 70 / 30**	**g_k / q_k ≥ 50 / 50**
Betonstreuung v_x	Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor für γ_{TF}			
	γ_c'	γ_c'	γ_c'	γ_c'
≤ 0,10	1,00	1,10	1,10	1,20
0,15	1,10	1,20	1,20	1,30
0,20	1,20	1,30	1,20	1,40
0,25	1,30	1,40	1,40	1,50
0,30	1,40	1,50	1,50	1,60
0,35	1,60	1,70	1,70	1,80
0,40	1,80	1,80	1,80	1,90

Randbedingungen für die in den Nachweis eingehenden Parameter:

- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}03$
- für Betongüten bis C50/60

Für dieses Nachweisformat können abdeckend die beiden linken Spalten der Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' der Schneelast für alle behandelten veränderlichen Lasten herangezogen werden. Aufgrund der im Vergleich zur Nutzlast größeren Streuung der Schneelast resultieren hierfür auch größere Teilsicherheitsbeiwerte. Eine lineare Interpolation zwischen den Lastverhältnissen g_k / q_k in Tabelle 5-30 ist grundsätzlich erlaubt.

5.5.2.6.8 Teilsicherheitsbeiwerte unbewehrter, querkraftbeanspruchter Bauteile

Für den Nachweis von querkraftbeanspruchten, unbewehrten Bauteilen wird ebenfalls das Sicherheitsniveau $\beta = 3{,}8$ für den Bezugszeitraum 50 Jahre angestrebt.

Die in Tabelle 5-31 angegebenen Sicherheitsbeiwerte γ_c' sind für den Querkraftnachweis ohne Wirkung einer Längskraft gültig. Die Ausweisung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgt wieder in Abhängigkeit der Streuung der Betonzugfestigkeit.

Für sehr große Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit sind Teilsicherheitsbeiwerte bis $\gamma_c' = 2{,}20$ erforderlich.

Liegen andere Lastverhältnisse g_k / q_k vor, kann für die angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte in Tabelle 5-31 eine lineare Interpolation zwischen den einzelnen Lastverhältnissen g_k / q_k erfolgen.

Tabelle 5-31: Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für querkraftbeanspruchte, unbewehrte Bauteile mit vernachlässigbarer Längsdruckkraft in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit v_x

Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für unbewehrte, querkraftbeanspruchte Bauteile				
Lastart	**Nutzlast / Windlast**		**Schneelast**	
Lastverhältnis	**g_k / q_k ≥ 70 / 30**	**g_k / q_k ≥ 50 / 50**	**g_k / q_k ≥ 70 / 30**	**g_k / q_k ≥ 50 / 50**
Betonstreuung v_x	Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor für γ_{TF}			
	γ_c	γ_c	γ_c	γ_c
≤ 0,10	1,20	1,30	1,30	1,40
0,15	1,30	1,40	1,30	1,50
0,20	1,40	1,50	1,40	1,60
0,25	1,50	1,60	1,60	1,70
0,30	1,70	1,70	1,70	1,80
0,35	1,80	1,90	1,90	2,00
0,40	2,00	2,10	2,10	2,20

Randbedingungen für die in den Nachweis eingehenden Parameter:

- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}04$
- für Betongüten bis C50/60

5.5.2.6.9 Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte, unbewehrte Bauteile

Die Bemessung von zentrisch gedrückten, unbewehrten Bestandsbauteilen kann mithilfe der in Tabelle 5-32 ausgewiesenen Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' erfolgen.

Tabelle 5-32: Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für zentrisch gedrückte, nicht stabilitätsgefährdete Betonbauteile in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x

Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für unbewehrte, zentrisch gedrückte Bauteile				
Lastart	**Nutzlast / Windlast**		**Schneelast**	
Lastverhältnis	**g_k / q_k ≥ 70 / 30**	**g_k / q_k ≥ 50 / 50**	**g_k / q_k ≥ 70 / 30**	**g_k / q_k ≥ 50 / 50**
Betonstreuung v_x	Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor für γ_{TF}			
	γ_c	γ_c	γ_c	γ_c
≤ 0,05	1,00	1,10	1,10	1,20
0,10	1,00	1,10	1,10	1,30
0,15	1,10	1,20	1,20	1,40
0,20	1,30	1,40	1,30	1,50
0,25	1,40	1,50	1,50	1,60
0,30	1,60	1,70	1,70	1,70
0,35	1,90	1,90	1,90	1,90
0,40	2,10	2,20	2,10	2,10

Randbedingungen für die in den Nachweis eingehenden Parametern:

- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}05$
- Für Betongüten bis C50/60

Die Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte in Tabelle 5-32 erfolgte ebenfalls für das Sicherheitsniveau von $\beta = 3{,}8$. Zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte für weitere Lastverhältnisse ist eine lineare Interpolation der Werte in Tabelle 5-32 erlaubt.

5.5.2.7 Bestimmung des Übertragungsfaktors γ_{TF}

Für die semiprobabilistische Nachweisführung von Bestandsbauten sind die Bemessungswerte der Festigkeiten von Beton und Betonstahl erforderlich. Zur Bestimmung der Bemessungswerte werden u. a. die charakteristischen Festigkeiten der Materialien als auch die Teilsicherheitsbeiwerte der Baustoffe benötigt.

Aus den im Zuge der Bestandsaufnahme am Bauwerk entnommenen Materialproben können die statistischen Kenngrößen der Baustofffestigkeiten - wie Mittelwerte und Standardabweichungen - z. B. nach Abschnitt 3.6 [Fischer - 2010] bestimmt werden.

Die Ermittlung der charakteristischen Baustofffestigkeit kann mithilfe von [Fischer – 1995] bzw. [Fischer – 2001] und [Fischer – 2003] in Abhängigkeit der vorhandenen Stichprobenanzahl *n* für das gewünschte Konfidenzniveau $P = 1 - \alpha = 0{,}75$ bestimmt werden.

Im Rahmen der Bestandsaufnahme kann nur eine begrenzte Anzahl an Materialproben an Bauteilen entnommen werden, da sonst das Tragwerk zu stark beschädigt wird und dies auch wirtschaftlich nicht sinnvoll ist. Somit verbleibt aufgrund der stichprobenartigen Bestandsaufnahme hinsichtlich der tatsächlich vorhandenen Baustofffestigkeit im Bauwerk ein gewisses Restrisiko.

Die aus den probabilistischen Parameterstudien gewonnenen Teilsicherheitsfaktoren γ_c' und γ_s' wurden unter Zugrundelegung einer logarithmischen Normalverteilung der Baustoffe ermittelt.

Ergibt sich für die entnommenen Materialproben eine andere Verteilungsfunktion, wie z. B. eine Normalverteilung für die Betondruckfestigkeit, so entsteht für Materialstreuungen größer als $v_x = 10\ \%$ ein nicht vernachlässigbarer Fehler.

Aufgrund einer fehlerhaften Annahme der Verteilungsfunktion resultieren für größere Variationskoeffizienten des Materials andere Zuverlässigkeiten als in Abschnitt 5.5.2 ausgewiesen. Der Variationskoeffizient v_x der untersuchten Baustofffestigkeit bestimmt sich nach Gleichung (3.45) [Fischer - 2010] aus dem Quotienten von Standardabweichung und Mittelwert der Baustofffestigkeit.

Zu berücksichtigen ist hierbei auch, dass je nach Versagensart unterschiedliche Zuverlässigkeitsänderungen $\Delta\beta$ die Folge sind. Beispielsweise ergibt sich als Verteilungsfunktion der am Bauwerk entnommenen Bohrkerne für die Betondruckfestigkeit eine Normalverteilung anstelle der bei der Teilsicherheitsbeiwertermittlung unterstellten Lognormalverteilung.

Das Ergebnis der probabilistischen Analyse der verschiedenen Versagensarten liefert bei einer Normalverteilungsannahme in der Regel eine um ca. $\Delta\beta \approx 0{,}30$ (bei $v_{x,Beton} = 20\ \%$) bzw. $\Delta\beta \approx 0{,}50$ (bei $30\ \% \leq v_{x,Beton} \leq 40\ \%$) niedrigere Zuverlässigkeit gegenüber der für die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte unterstellten Lognormalverteilung.

Weiter wurde festgestellt, dass je nach Versagensart eine Abweichung von $\Delta\gamma_c = 0{,}1$ eine Auswirkung auf die Änderung des Zuverlässigkeitsindex´ zwischen $\Delta\beta = 0{,}10$ und $\Delta\beta = 0{,}30$ hervorruft.

Ebenso ist zu bedenken, dass durch die Probenentnahme an repräsentativen Stellen eines Bauteils bzw. an mehreren Bauteilen unterschiedliche Festigkeiten auftreten können und auch evtl. Fehlstellen nicht getroffen bzw. nicht erkannt werden können. Somit handelt es sich bei den entnommen Proben um eine Stichprobe mit sehr kleinem Stichprobenumfang und nicht um die Grundgesamtheit.

Da erst ab einer Stichprobenanzahl n von mehr als $n = 30$ für die zu untersuchende Materialeigenschaft davon ausgegangen werden kann, dass die Verteilungsfunktion und die statistischen Kenngrößen der Grundgesamtheit der Betonfestigkeit ausreichend genau erfasst wurden, ist zumindest für den Beton für $n < 30$ die Ausweisung eines sogenannten Übertragungsfaktors $\gamma_{TF,c}$ nach Tabelle 5-33 erforderlich.

Tabelle 5-33: Ausweisung eines Übertragungsfaktors $\gamma_{TF,c}$ für den Teilsicherheitsbeiwert des Betons γ_c' in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x

Übertragungsfaktor γ_{TF} für den Teilsicherheitsbeiwert γ_c'			
Betonfestigkeitsstreuung	**v_x <15 %**	**15 %< v_x < 30 %**	**v_x >30 %**
$\gamma_{TF,c}$	1,05	1,10	1,15

Durch die in Abschnitt 5.5.2.3 getroffene Definition der unteren Grenze für den Teilsicherheitsbeiwert des Betonstahls $\gamma_s' = 1{,}05$ sind evtl. vorhandene Abweichungen von den tatsächlich vorhandenen statistischen Kenngrößen der Materialfestigkeit ausreichend abgedeckt. Der Übertragungsfaktor $\gamma_{TF,s}$ für den Teilsicherheitsbeiwert des Betonstahls γ_s' beträgt demnach 1,0.

5.5.2.8 Nachweisführung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten

Zur semiprobabilistischen Nachweisführung von Bestandsbauten müssen die in Abschnitt 5.5.2.6 ausgewiesenen, probabilistisch fundierten Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' und γ_s' mit dem Übertragungsfaktor γ_{TF} versehen werden. Die modifizierten Teilsicherheitsfaktoren zur Bestimmung der Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten bestimmen sich nach Gleichung (5.1) für Beton und nach Gleichung (5.2) für Betonstahl.

$$\gamma_{c,mod} = \gamma_c' \cdot \gamma_{TF} \qquad (5.1)$$

$$\gamma_{s,mod} = \gamma_s' \cdot \gamma_{TF,s} = \gamma_s' \cdot 1{,}0 = \gamma_s' \qquad (5.2)$$

Die Bemessungswerte der Betondruckfestigkeit f_{cd} bzw. der Stahlzugfestigkeit f_{yk} berechnen sich somit wie folgt:

$$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_{c,mod} \quad \text{bzw.} \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s,mod} \qquad (5.3)$$

Für die charakteristische Betonfestigkeit ist der direkt aus der Stichprobe ermittelte 5 %-Quantilwert zu verwenden, da die Bauwerksfestigkeit mit der an den entnommenen Bohrkernen ermittelten Festigkeit übereinstimmt.

Angemerkt sei, dass für den Tragsicherheitsnachweis von Beton- und Stahlbeton-bauteilen im Bestand die Teilsicherheitsfaktoren der Einwirkungen gemäß [DIN 1055-100:2001] unverändert anzuwenden sind.

Die Anwendung der hier ausgewiesenen modifizierten Teilsicherheitsfaktoren $\gamma_{c,mod}$ bzw. $\gamma_{s,mod}$ ermöglicht die Nachweisführung für verschiedene Versagensarten, Lastverhältnisse, Lastarten und Materialstreuungen mit einem einheitlichen Zuverlässigkeitsniveau.

Für geringe Materialstreuungen ergeben sich in der Regel je nach Lastverhältnis g_k / q_k geringere Materialsicherheitsbeiwerte während hingegen für große Materialstreuungen größere Teilsicherheitsbeiwerte als in [DIN 1045-1:2008] ausgewiesen zu erwarten sind.

5.5.2.9 Optimierte Sensitivitätsfaktoren

In allen durchgeführten Zuverlässigkeitsanalysen wurden jeweils die Versagenswahrscheinlichkeit P_F bzw. der Sicherheitsindex β sowie die Verteilung der Sensitivitätsfaktoren α_i bestimmt.

Da unterschiedliche Bauteilzuverlässigkeiten hinsichtlich der Versagensart, dem Lastverhältnis und der Streuung der Baustoffkennwerte sowie der Einwirkungen in den durchgeführten Analysen festgestellt wurden, folgen somit je nach vorliegenden Randbedingungen verschiedene Verteilungen der Sensitivitätsfaktoren.

Eine Zusammenstellung der Sensitivitäten differenziert nach Versagensart und Lastverhältnis $\eta = G_k / (G_k + Q_k)$ findet sich für bewehrte Stahlbetonbauteile in Tabelle 5-34 für Variationskoeffizienten von Beton von v_x = 15 % und v_x = 40 % für einen Sicherheitsindex von β = 3,2. Für unbewehrte Betonbauteile erfolgt die Zusammenstellung der Sensitivitätsfaktoren in Tabelle 5-35 für das Zuverlässigkeitsniveau β = 3,8.

Tabelle 5-34: Resultierende Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E für Stahlbetonbauteile im Bestand in Abhängigkeit von der Versagensart und der Streuung des Betons v_x

Resultierende Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E für Stahlbetonbauteile im Bestand								
Variationskoeffizient Beton	**v_x = 15 %**				**v_x = 40 %**			
Lastverhältnis $\eta = G_k / (G_k + Q_k)$	**η = 0,7**		**η = 0,5**		**η = 0,7**		**η = 0,5**	
Res. Sensitivitätsfaktoren	α_R	α_E	α_R	α_E	α_R	α_E	α_R	α_E
zentrischer Druck N_{Rd}	0,62[1)]	-0,80[1)]	0,51[1)]	-0,86[1)]	0,90[1)]	-0,40[1)]	0,86[1)]	-0,52[1)]
	0,47[2)]	-0,89[2)]	0,39[2)]	-0,92[2)]	0,60[2)]	-0,80[2)]	0,53[2)]	-0,84[2)]
Biegezugversagen M_{Rd}	0,59	-0,81	0,50	-0,88	0,59	-0,81	0,50	-0,88
Querkraft $V_{Rd,ct}$	0,74	-0,64	0,70	-0,73	0,81	-0,60	0,73	0,69
Querkraft $V_{Rd,sy}$	0,63	-0,82	0,51	-0,88	0,63	-0,82	0,51	-0,88
Querkraft $V_{Rd,max}$	0,76	-0,65	0,69	-0,73	0,90	-0,41	0,89	-0,47
Durchstanzen $v_{Rd,ct}$	0,74	-0,64	0,70	-0,73	0,81	-0,60	0,73	0,69
Durchstanzen $v_{Rd,sy}$	0,70[3)]	-0,71[3)]	0,61[3)]	-0,79[3)]	0,75[3)]	-0,66[3)]	0,66[3)]	-0,74[3)]
	0,78[4)]	-0,64[4)]	0,64[4)]	-0,77[4)]	0,82[4)]	-0,58[4)]	0,69[4)]	-0,73[4)]
Durchstanzen $v_{Rd,max}$	0,74	-0,64	0,70	-0,73	0,81	-0,60	0,73	0,69
DIN 1055-100 Anhang B	0,80	-0,70	0,80	-0,70	0,80	-0,70	0,80	-0,70

Anmerkungen:
1) schwach bewehrte Querschnitte ρ_l = 0,01
2) stark bewehrte Querschnitte ρ_l = 0,09
3) schwach querkraftbewehrte Querschnitte $\rho_w \leq$ 0,007
4) stark querkraftbewehrte Querschnitte $\rho_w >$ 0,007

Zum Vergleich werden die festen Wichtungsfaktoren α_R =+0,8 und α_E = -0,7 nach *Anhang B* der [DIN 1055-100:2001] angegeben. Diese gelten übergreifend für alle Nachweisarten und Lastverhältnisse des Zuverlässigkeitsniveaus β = 3,8.

In den Tabelle 5-34 und Tabelle 5-35 wird ersichtlich, dass gerade für unterschiedliche Lastverhältnisse g_k / q_k sowie für verschiedene Streuungen des Betons große Unterschiede der resultierenden Wichtungsfaktoren auftreten.

Tabelle 5-35: Resultierende Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E unbewehrter Betonbauteile im Bestand in Abhängigkeit von der Streuung des Betons v_x

Resultierende Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E für Betonbauteile im Bestand								
Variationskoeffizient Beton	**v_x = 15 %**				**v_x = 40 %**			
Lastverhältnis $\eta = G_k / (Q_k + G_k)$	**η = 0,7**		**η = 0,5**		**η = 0,7**		**η = 0,5**	
Res. Sensitivitätsfaktoren	**α_R**	**α_E**	**α_R**	**α_E**	**α_R**	**α_E**	**α_R**	**α_E**
zentrischer Druck N_{Rd}	0,67	-0,74	0,57	-0,82	0,95	-0,31	0,90	-0,45
Biegezugversagen M_{Rd}	0,70	-0,71	0,60	-0,80	0,93	-0,37	0,87	-0,50
Querkraft $V_{Rd,ct}$	0,78	-0,63	0,67	-0,74	0,90	-0,43	0,87	-0,50
DIN 1055-100 Anhang B	0,80	-0,70	0,80	-0,70	0,80	-0,70	0,80	-0,70

Neue feste Wichtungsfaktoren haben einen Einfluss auf die Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte gemäß Abschnitt 3.11.3 [Fischer - 2010]. Für die Widerstandsseite liefern größere Wichtungsfaktoren α_R kleinere Bemessungswerte und somit einen höheren Teilsicherheitsbeiwert.

Ein größerer Sensitivitätsfaktor α_E liefert einen größeren Bemessungswert der Einwirkung und daher ebenfalls einen größeren Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung. Liegen geringere resultierende Sensitivitäten vor, so errechnen sich niedrigere Teilsicherheitsbeiwerte.

Auf eine Empfehlung für einen neuen resultierenden Wichtungsfaktor auf Einwirkungsseite wird zumindest für niedrige Materialstreuungen verzichtet, da im Rahmen dieser Arbeit nur die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite angepasst werden. Der in [DIN 1055-100:2001] angegebene Wert α_E = -0,7 passt eigentlich sehr gut. Zu überlegen ist, ob nicht bei sehr großen Materialstreuungen eine Modifikation auf α_E = -0,75 sinnvoll wäre.

Für den resultierenden Sensitivitätsfaktor auf Widerstandsseite wird für alle Lastverhältnisse ein α_R = +0,75 bei geringen Materialstreuungen $v_x \leq 15$ % für bewehrte und unbewehrte Betonbauteilen vorgeschlagen. Liegen hingegen Materialstreuungen von 15 % bis zu 40 % vor, so wird für Stahlbetonbauteile eine Anhebung auf α_R = +0,85 empfohlen. Dies gilt insbesondere dann, wenn ein niedrigeres Sicherheitsniveau als β = 3,8 bei Bestandsbauten angestrebt wird.

Die nachfolgenden Gleichungen zeigen Teilsicherheitsbeiwerte für Beton unterschiedlicher Streuungen für den Sicherheitsindex β = 3,2:

$$\gamma_{c,mod} = \exp\left(\left(\alpha_R \cdot \beta - 1{,}645\right) \cdot v_x\right) = \exp\left(\left(0{,}75 \cdot 3{,}2 - 1{,}645\right) \cdot 0{,}15\right) = 1{,}12 \qquad (5.4)$$

$$\gamma_{c,mod} = \exp\left(\left(\alpha_R \cdot \beta - 1{,}645\right) \cdot v_x\right) = \exp\left(\left(0{,}85 \cdot 3{,}2 - 1{,}645\right) \cdot 0{,}4\right) = 1{,}54 \qquad (5.5)$$

Für unbewehrte Bauteile mit sehr großen Materialstreuungen bis v_x = 40 % sollte der resultierende Sensitivitätsfaktor auf Materialseite auf α_R = +0,95 angehoben werden. Exemplarisch wird der Teilsicherheitsbeiwert für Beton (v_x = 0,40) für den Sicherheitsindex β = 3,8 berechnet:

$$\gamma_{c,mod} = \exp\left(\left(\alpha_R \cdot \beta - 1{,}645\right) \cdot v_x\right) = \exp\left(\left(0{,}95 \cdot 3{,}8 - 1{,}645\right) \cdot 0{,}4\right) = 2{,}20 \qquad (5.6)$$

$$\gamma_{c,mod} = \exp\left(\left(\alpha_R \cdot \beta - 1{,}645\right) \cdot v_x\right) = \exp\left(\left(0{,}95 \cdot 3{,}2 - 1{,}645\right) \cdot 0{,}4\right) = 1{,}75 \qquad (5.7)$$

Die Ergebnisse der Gleichungen (5.4) bis (5.6) zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Sicherheitsbeiwerten, die aus den probabilistischen Parameterstudien in Abschnitt 5.5.2 hergeleitet wurden.

Für unbewehrte Bauteile sollte keine Absenkung des Sicherheitsindex´ auf β = 3,2 vorgenommen werden, da der Teilsicherheitsbeiwert gegenüber der probabilistischen Kalibrierung sonst zu gering ausfällt (vgl. Gleichungen (5.6) und (5.7)).

Angemerkt sei, dass in den ausgewiesenen resultierenden Sensitivitätsfaktoren in Tabelle 5-34 und Tabelle 5-35 die Modellunsicherheiten der jeweiligen Versagensart bereits berücksichtigt sind.

5.5.2.10 Zusammenfassung

Die in Abschnitt 5.5.2.2 kalibrierten Teilsicherheitsbeiwerte auf der Basis von Bemessungswerten zeigen Mithilfe der festen Wichtungsfaktoren von Einwirkung α_E und Widerstand α_R unabhängig von der Versagensart die Tendenz für die evtl. Größenordnung der probabilistisch zu bestimmenden Teilsicherheitsbeiwerte auf.

Die Durchführung der Parameterstudien gemäß der in Abschnitt 5.5.2.3 vorgestellten Vorgehensweise erfolgt für verschiedene Versagensarten wie z. B. Biegezugversagen, Querkraft, Durchstanzen sowie Spannungsversagen zentrisch gedrückter, nicht stabilitätsgefährdeter Bauteile.

Die Parameterstudien erfolgen auf Basis der statistischen Kenngrößen der Basisvariablen in Tab. 6.6 [Fischer – 2010) für unterschiedliche Lastverhältnisse g_k / q_k und Lastkombinationen von ständigen Lasten und veränderlicher Einwirkung wie Nutz- und Schneelast.

Zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_c und γ_s auf Materialseite für bewehrte und unbewehrte Betonbauteile muss die Zuverlässigkeit hinsichtlich der jeweiligen Versagensart für verschiedene Materialstreuungen untersucht werden.

Auf Basis umfangreicher Parameterstudien für verschiedene Beton- und Stahlstreuungen sowie den exemplarisch aufgezeigten Ergebnissen in Abschnitt 5.5.2 wurden Teilsicherheitsbeiwerte für Bestandsbauten nach Materialstreuung, Versagensart, Lastverhältnis g_k / q_k, Bewehrungsgehalt und veränderlicher Lastart in Tabelle 5-19 bis Tabelle 5-32 von Abschnitt 5.5.2.6 ausgewiesen. Diese detailliert untergliederten Tabellen für mögliche Teilsicherheitsbeiwertkombinationen von γ_c´ und γ_s´ werden nun in diesem Abschnitt zusammengefasst.

Es wird nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen, dass alle hier angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte γ_c´ und γ_s´ nur nach Durchführung einer qualifizierten Bestands-aufnahme, welche die in den probabilistischen Analysen unterstellten Randbedingungen bestätigen, angewendet werden dürfen.

Tabelle 5-36 zeigt die Teilsicherheitsbeiwerte zur Nachweisführung für die verschiedenen Versagensarten von unbewehrten Bauteilen für alle Lastfallkombinationen sowie alle Lastverhältnisse $G_k / (G_k + Q_k) \geq 0{,}5$ in Abhängigkeit der am Bauwerk festgestellten Betonfestigkeitsstreuungen.

Tabelle 5-36: Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' unbewehrter Betonbauteile in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x (Nutz-, Wind-, Schneelast)

Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis unbewehrter Bauteile ohne Übertragungsfaktor γ_{TF}								
v_x	**0,05**	**0,10**	**0,15**	**0,20**	**0,25**	**0,30**	**0,35**	**0,40**
γ_c'	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	2,00	2,20

Randbedingungen für die in den Nachweis eingehenden Parameter:

- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}03$
- für Betongüten bis C50/60

Beim Nachweis unbewehrter Bauteile sowie bei Nachweisen bewehrter Bauteile, bei denen die Betonzugfestigkeit direkt oder indirekt in das Nachweisformat eingeht, müssen auch deren Streuungen explizit berücksichtigt werden. In Tab. 4.4 [Fischer - 2010] werden die aus [DIN 1045-1:2008] zurückgerechneten Variationskoeffizienten der Druck- und Zugfestigkeit miteinander verglichen.

Auf Basis dieser Auswertung wird nachfolgende vereinfachte Vorgehensweise zur Gewinnung des Variationskoeffizienten der Zugfestigkeit empfohlen: ab einer mittleren Betonzugfestigkeit von $f_{cm} = 25$ bis 35 N/mm² sollte eine Erhöhung um $\Delta v_x = 0{,}05$ und ab einer mittleren Druckfestigkeit von $f_{cm} \geq 35$ N/mm² eine Anhebung des Variationskoeffizienten der Druckfestigkeit um $\Delta v_x = 0{,}10$ vorgenommen werden.

Bei bewehrten Bauteilen gilt dies für den Querkraftnachweis $V_{Rd,ct}$ sowie für die Durchstanznachweise $v_{Rd,ct}$ und $v_{Rd,sy}$, da hier immer die Betonzugfestigkeit in den Nachweis eingeht.

Tabelle 5-37 zeigt mögliche Kombinationen der Materialsicherheitsbeiwerte von γ_s' und γ_c' zur Nachweisführung zentrisch belasteter, nicht stabilitätsgefährdeter Bauteile in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit.

Tabelle 5-37: Teilsicherheitsbeiwerte γ_c für den Nachweis zentrisch belasteter nicht stabilitätsgefährdeter Druckglieder in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x (Nutz-, Wind-, Schneelast; $g_k/q_k \geq 50 / 50$)

Teilsicherheitsbeiwerte für zentrisch gedrückte Querschnitte ohne Übertragungsfaktor γ_{TF}								
v_x	**0,05**	**0,10**	**0,15**	**0,20**	**0,25**	**0,30**	**0,35**	**0,40**
γ_c'	1,20	1,30	1,30	1,30	1,40	1,50	1,60	1,80
γ_s'	1,05	1,05	1,05	1,10	1,15	1,15	1,15	1,15

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe: $v_x \leq 0{,}05$
- für Betongüten bis C50/60
- $\rho_l \leq 0{,}090$

Schwach bewehrte Biegebauteile versagen in der Regel infolge Biegezugversagen. Diese Bestandsbauteile können mit den Sicherheitsbeiwerten in Tabelle 5-38 differenziert nach Lastart und Lastverhältnis nachgewiesen werden.

Tabelle 5-38: Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen für Betonstreuungen $v_x < 0{,}40$

Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen ohne Übertragungsfaktor γ_{tF}						
Lastart	**Nutzlast / Windlast**			**Schneelast**		
Lastverhältnis g_k / q_k	**70 / 30**	**60 / 40**	**50 / 50**	**70 / 30**	**60 / 40**	**50 / 50**
γ_c'	1,00	1,00	1,10	1,10	1,20	1,50
γ_s'	1,05	1,05	1,05	1,10	1,15	1,15

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe und statische Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}03$
- für Betongüten bis C50/60
- $\rho_l \leq 0{,}030$

Der Nachweis des Betontraganteils $V_{Rd,ct}$ für Querkaftversagen bzw. $v_{Rd,ct}$ und $v_{Rd,max}$ für Durchstanzen kann unabhängig vom vorhandenen Längsbewehrungsgrad sowie von den Materialstreuungen der Baustoffe einheitlich mit $\gamma_c' = 1{,}00$ festgelegt werden, da hier eine ausreichende Zuverlässigkeit festgestellt wurde.

Der Zugstrebennachweis $V_{Rd,sy}$ von querkraftbeanspruchten Bauteilen kann mit den ermittelten Sicherheitsbeiwerten γ_s' gemäß Tabelle 5-39 geführt werden. Hierbei ist allerdings eine Differenzierung hinsichtlich des Lastverhältnisses g_k / q_k sinnvoll.

Tabelle 5-39: Teilsicherheitsbeiwerte γ_s' für Querkraftversagen $V_{Rd,sy}$ (Nutz-, Wind-, Schneelast)

Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für den Querkraftnachweis der Zugstrebe $V_{Rd,sy}$			
Lastverhältnis g_k / q_k	**70 / 30**	**60 / 40**	**50 / 50**
γ_s'	1,10	1,15	1,20

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: $v_x \leq 0{,}06$
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe und statische Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}03$

Für den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ ist die Materialstreuung des Betons von großer Bedeutung und daher erfolgt die Definition des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c' in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit in Tabelle 5-40.

Für den Durchstanznachweis $v_{Rd,sy}$ von stark schubbewehrten Bauteilen mit Querkraftbewehrungsgraden von $\rho_w = 0{,}007$ bis $\rho_w = 0{,}01$ können die Sicherheitsbeiwerte in Tabelle 5-41 für alle untersuchten Lastfallkombinationen und veränderlichen Lastarten abdeckend angewendet werden.

Da sich die Durchstanztragfähigkeit aus dem Beton- und Stahltraganteil zusammensetzt, muss für den Betontraganteil eine Differenzierung nach Längsbewehrungsgrad ρ_l und Betonstreuung v_x erfolgen.

Tabelle 5-40: Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für den Druckstrebennachweis $V_{Rd,max}$ bei querkraftbeanspruchten Bauteilen in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit v_x (Nutz-, Wind-, Schneelast)

Teilsicherheitsbeiwerte γ_c' für Querkraftversagen querkraftbewehrter Bauteile für den Druckstrebennachweis $V_{Rd,max}$			
Teilsicherheitsbeiwerte ohne Übertragungsfaktoren γ_{tF}			
Betonstreuung v_x	**Lastverhältnis g_k / q_k**		
	70 / 30	**60 / 40**	**50 / 50**
	γ_c'	γ_c'	γ_c'
0,05	1,10	1,10	1,20
0,10	1,10	1,20	1,20
0,15	1,20	1,20	1,30
0,20	1,30	1,30	1,40
0,25	1,40	1,40	1,50
0,30	1,50	1,60	1,60
0,35	1,70	1,80	1,80
0,40	1,90	1,90	1,90

Randbedingungen:

- Variationskoeffizient Bauteilbreite: $v_x \leq 0{,}05$
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe und statische Nutzhöhe: $v_x \leq 0{,}03$
- gilt für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient von Stahl: $v_x \leq 0{,}06$

Die hier in den Tabelle 5-36 bis Tabelle 5-41 abdeckend zusammengefassten Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis von Bestandsbauten müssen zur Eingrenzung von Restrisiken und aufgrund evtl. begrenzter Stichprobenentnahme bei der Bestandsaufnahme mit einem Übertragungsfaktor γ_{tF} nach Abschnitt 0 versehen werden.

Somit kann ein modifizierter Teilsicherheitsbeiwert für Beton $\gamma_{c,mod}$ nach Gleichung (5.1) zur semiprobabilistischen Nachweisführung verwendet werden. Für den Materialsicherheitsbeiwert des Betonstahls ergibt sich der für die Nachweisführung erforderliche Teilsicherheitsbeiwert zu $\gamma_{s,mod} = \gamma_s'$.

Angemerkt sei, dass in Abschnitt 5.5.2.4 die Zuschärfung der statistischen Kenngrößen der Einwirkungen mithilfe der Installation eines Monitoringsystems zur Bauwerksüberwachung aufskizziert wird.

In Abschnitt 5.5.2.5 wird eine einfache Lösungsmöglichkeit zum Umgang mit variablen Restnutzungsdauern für Bestandsbauten aufgezeigt, während in Abschnitt 5.5.2.9 optimierte, resultierende Sensitivitätsfaktoren α_R und α_E zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten mit dem Verfahren der Bemessungswerte nach Abschnitt 3.11.3 [Fischer – 2010] getrennt nach bewehrten und unbewehrten Betonbauteilen ausgewiesen werden.

Die Werte der optimierten Sensitivitätsfaktoren resultieren aus den umfangreichen Parameterstudien zur Kalibrierung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte. Es konnte festgestellt werden, dass diese Sensitivitätsfaktoren neben dem Lastverhältnis $\eta = G_k / (G_k + Q_k)$ auch stark von der vorherrschenden Betonstreuung v_x sowie von der Versagensart abhängig sind.

Tabelle 5-41: Teilsicherheitsbeiwerte für den Durchstanznachweis $v_{Rd,sy}$, für querkraftbewehrte Bauteile in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrads ρ_l und Variationskoeffizienten der Betonzugfestigkeit v_x (Nutz-, Wind-, Schneelast)

Teilsicherheitsbeiwerte γ' für den Durchstanznachweis $v_{Rd,sy}$ querkraftbewehrter Bauteile mit einem Querkraftbewehrungsgrad von 0,007 ≤ ρ_w ≤ 0,01					
Lastverhältnis	**G_k / (G_k + Q_k) ≥ 0,5**				
ρ_l	**0,004**	**0,006**	**0,008**	**0,010**	**≥ 0,012**
Betonstreuung v_x	**Teilsicherheitsfaktoren ohne Übertragungsfaktor für γ_{TF}**				
	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'	γ_c' / γ_s'
≤ 0,15	1,50 / 1,15	1,20 / 1,15	1,00 / 1,10	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,20	1,40 / 1,15	1,20 / 1,15	1,00 / 1,15	1,00 / 1,05	1,00 / 1,05
0,25	1,40 / 1,15	1,30 / 1,15	1,10 / 1,15	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05
0,30	1,50 / 1,15	1,30 / 1,15	1,10 / 1,15	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05
0,35	1,60 / 1,15	1,40 / 1,15	1,10 / 1,15	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05
0,40	2,00 / 1,15	1,40 / 1,15	1,10 / 1,15	1,10 / 1,05	1,00 / 1,05

Randbedingungen:

- für alle Betonstahlgüten mit Variationskoeffizient Stahl: v_x ≤ 0,06
- Variationskoeffizient Bauteilbreite: v_x ≤ 0,05
- Variationskoeffizient Bauteilhöhe und statische Nutzhöhe: v_x ≤ 0,05
- für Betongüten bis C50/60

Die in Anhang B der [DIN 1055-100:2001] abdeckend angegebenen festen Wichtungsfaktoren α_R = +0,8 und α_E = -0,7 können nicht immer bestätigt werden. Liegen geringere resultierende Sensitivitätsfaktoren vor, so errechnen sich hierfür auch geringere Teilsicherheitsbeiwerte.

6 Hintergründe der Bewehrungs- und Konstruktionsregeln

6.1 Historische Entwicklung der zentralen Bemessungsnorm DIN 1045

Im Jahr 1925 erschien die erste Auflage der DIN 1045 [DIN 1045:1925], welche auf den kgl. Preußischen Bestimmungen von 1904, 1908 und 1916 basierte. Sieben Jahre später wurden 1932 die Konstruktionsregeln für die Ausbildung ausgewählter Bauteile erweitert.

1972 erfolgte die Abkehr von der „n-gebundenen Bemessung“ und der Übergang zu den nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Gesetzen für Beton und Betonstahl [DIN 1045:1972]. Diese Fassung beinhaltete im Vergleich zur Vorgängernorm [DIN 1045:1959] ein grundsätzlich neues Konzept in den Bereichen der Grundlagen der Berechnung und der Bemessung. Es erfolgten wesentliche Änderungen der Biege- und Schubbemessung und beim Nachweis der Knicksicherheit. Bei der Biegebemessung wurde das Konzept des elastischen Verhaltens von Beton und Stahl verlassen und die klassische Fachwerkanalogie wurde für kleine und mittlere Schubbeanspruchungen erweitert. Außerdem wurden in [DIN 1045:1972] Abs. 20.2 Stahlsteindecken nach [§ 22 und § 23 DIN 1046] integriert.

1978 wurde die Norm [DIN 1045:1978] erneut novelliert, um auf das 1969 verbindlich eingeführte SI-Einheitensystem und die in DIN 1080-1 neu eingeführten Formelzeichen umstellen zu können. Zusätzlich wurde bei dieser Überarbeitung der Norm die Einarbeitung wissenschaftlich und praktisch neu gewonnener Erkenntnisse – insbesondere im Fertigteilbau – vorgenommen und es sollte die Lesbarkeit verbessert werden. Die folgenden Regelungen wurden in der Hauptsache verändert:

- Bewehrungsrichtlinien in Abschnitt 18
- Vereinheitlichung der Regeln für die Verankerung von Bewehrungsstäben
- Einführung von Schubzulagen als neuartiges Bewehrungselement
- Aufnahme von Regeln für das Bewehren von Rahmenecken
- Bewehren mit Stabbündeln

Ende der achtziger Jahre (1988) wurden unter Beibehaltung des grundlegenden Konzeptes der Norm von 1972 bzw. 1978 die folgenden Änderungen vollzogen:

- Erhöhte Mindestbetondeckungen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit
- Rissbreitenbeschränkung
- Aufnahme des Betonstahls BSt 500/550
- Anpassung an die Neuausgaben anderer Normen und Richtlinien des Betonbaues

Eine weitere wesentlich überarbeitete Neufassung wurde im Jahr 2001 eingeführt [DIN 1045:2001]. Hintergrund war die Vorbereitung der Einführung europäisch harmonisierter Normen (Eurocodes). In diesem Zusammenhang wurde das semi-probabilistische Sicherheitskonzept implementiert.

Alle Ausgaben der DIN 1045 von 1904 bis 1988 zzgl. der zeitweise in der ehemaligen DDR geltenden *Technische Normen, Gütevorschriften und Lieferbedingungen (TGL)* sind im Wortlaut in [Fingerloos - 2009] enthalten.

Einen Überblick über die wichtigsten Entwicklungsstufen der Stahlbetonnormung in Deutschland und die zugehörigen Kommentare kann nachfolgender Aufstellung entnommen werden. Mit der Fortschreibung der Norm hat sich auch deren Umfang vervielfacht, und zusätzliche Anwendungsgebiete für den Betonbau führten zu einem weiteren Regelungsbedarf. Von ursprünglich knapp 50 Seiten hat sich mit Einführung des Eurocode 2 das den Stahlbetonbau betreffende Regelwerk auf über 550 Seiten mehr als verzehnfacht [Fingerloos - 2010].

Regelwerk	Veröffentlichung	zugehöriger Kommentar
Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten [4]	1904	(Beispiele enthalten)
Bestimmungen des Kgl. Preußischen Ministeriums der öffentl. Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten [9]	1907	(Beispiele enthalten)
Bestimmungen für – Ausführung von Bauwerken aus Beton [5] – Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton [6]	1916	GEHLER, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1916 mit Beispielen [10]
DIN 1045 – Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton [11]	1925	GEHLER, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1925 mit Beispielen [12]
DIN 1045 – A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton [13]	1932	GEHLER, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1932 mit Beispielen [15]
DIN 1045 – A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton [14]	1937	GEHLER, W.: Erläuterungen zu den Eisenbeton-Bestimmungen 1932 mit Beispielen [15]
DIN 1045 - A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton [16]	1943	GEHLER, W., PALEN, C.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen 1943 mit Beispielen [18]
DIN 1045 – A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton [17]	1959	GEHLER, W., PALEN, C.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen 1943 mit Beispielen [18]
DIN 1045 – Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung [19]	1972	BONZEL, J.: Erläuterungen zu den Stahlbeton bestimmungen [20]
DIN 1045 - Beton- und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung [21]	1978	BERTRAM, D. et al.: Hinweise zu DIN 1045, Ausgabe 12/78. DAfStb-Heft 300 [22]
DIN 1045 - Beton- und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung [23]	1988	BERTRAM, D. et al.: Erläuterungen zu DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07/88. DAfStb-Heft 400 [24]
DIN 1045-1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion [25]	2001	Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525 [26]
DIN 1045-1 – Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion [27]	2008	Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb-Heft 525 2. überarbeitete Auflage [28]
Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1 [3]	2011	HEGGER et al.: Erläuterungen zu EC 2-1-1. DAfStb-Heft 600 (in Erstellung) [29]

6.2 Betondeckung

Die Hauptaufgaben der Betondeckung sind Korrosionsschutz, Verbundsicherung und Brandschutz der Bewehrung in Stahlbetonbauteilen. Bei Arbeiten an Bestandsbauwerken ist die Bewehrung hinsichtlich ihres Korrosionszustandes projektbezogen zu bewerten und es sind Prognosen für eine etwaig zu erwartende Korrosionsentwicklung vorzunehmen.

Empfehlung für die Betondeckung:

Innenbauteile:

Die Betondeckung ist besonders im Hinblick auf den Brandschutz zu überprüfen. Bei zu geringer Betondeckung sind geeignete Maßnahmen zu ergreifen (z.B. Brandschutzputze und -verkleidungen) um den geforderten Brandschutz zu erfüllen.

Außenbauteile und wechselhaft befeuchtete Innenbauteile:

Der Grad der Depassivierung bzw. Karbonatisierung ist zu überprüfen und der Fortschritt ist bis zum geplanten Nutzungsende abzuschätzen (z.B. mit dem Wurzel-t-Gesetz - die Karbonatisierungstiefe ist proportional zu dem Faktor Wurzel-t). Hieraus müssen gegebenenfalls geeignete Maßnahme zur Sicherstellung der Passivierung des Betonstahls ergriffen werden. Zusätzlich ist gegebenenfalls, wie bei Innenbauteilen, die Brandschutzanforderung zu überprüfen.

6.3 Biegerollendurchmesser

Ein Mindestbiegerollendurchmesser ist notwendig, „um Eigenspannungen im Stab und Beanspruchungen des Betons innerhalb zulässiger Grenzen zu halten, da an allen Krümmungen von Stählen Spannungen zwischen Beton und Stahl entstehen, die umso größer werden, je kleiner die Krümmungsdurchmesser sind“. [Leonhardt - 1971]

Der Biegerollendurchmesser wird seit 1916 nach den Bestimmungen des DAfEb folgendermaßen geregelt:

Der lichte Krümmungsdurchmesser d_{br} muss mindestens 10 - 15 d_s betragen, da „beim Kaltbiegen der Stäbe plastische Verformungen auftreten, die einen Eigenspannungszustand hinterlassen. Dieser überlagert sich mit den Lastspannungen, wodurch schon bei verhältnismäßig geringen Belastungen örtlich Spannungen bis zur Fließgrenze auftreten können. (…) Um Anrisse und Sprödbrüche unter Belastung auszuschließen, müssen die Biegedurchmesser mindestens 10 d_s (d_s = Stabdurchmesser) betragen.“

[Franz – 1966] verweist dabei auf eine Untersuchung an Rahmen, die „alle bereits beim Ausrüsten grobe Eckrisse aufwiesen. Die Untersuchung ergab, dass ein großer Teil der Stäbe Ø 28 mm mit D = 6 – 8 cm, also etwa D = 2 – 3d, gebogen wurden und verformungslos gebrochen waren.“ Haken müssen wenigstens mit 2,5 d_s abgebogen werden.

Bei einem Biegerollendurchmesser von 10 d_s muss die seitliche Betondeckung mindestens das 2-fache des Stabdurchmessers zzgl. 2 cm betragen. Ansonsten ist ein Krümmungsdurchmesser von 15 d_s einzuhalten. Bei d_s > 40 mm ist dieser immer einzuhalten.

1943 wurde der Biegerollendurchmesser für die Abbiegestellen der Hauptbewehrung auf d_{br} = 10 d_s festgelegt, wenn die Betondeckung c_{nom} > 2 d_s + 2 cm beträgt. Ansonsten ist ein Biegerollenradius d_{br} > 15 d_s zu wählen. Für Stäbe mit einem größeren Querschnitt als A_s > 12,56 cm² (Durchmesser 40 mm) ist ein d_{br} von mindestens 15 d_s einzuhalten.

Durch die Einführung von neuen Biegemaschinen war die Herstellung von Durchmessern 10 - 15 d_s problemlos möglich. Außerdem erkannte man, dass eine ausreichende seitliche Betondeckung erforderlich ist, um Abplatzungen zu vermeiden. Wenn der Biegerollendurchmesser und damit die Länge der Fläche, auf der der Leibungsdruck übertragen wird, größer ist, ist nach [Gehler – 1952] eine bessere Verteilung des Leibungsdruckes gewährleistet.

Für die in den 1950er Jahren per bauaufsichtlicher Zulassung eingeführten Betonrippenstähle (Zulassung bis d ≤ 26 mm) galten für den Biegerollendurchmesser bis ca. 1960 die Regeln nach Tabelle 6-1.

Zusammenfassend sind die Anforderungen an die Biegerollendurchmesser der einzelnen Normausgaben in Tabelle 6-1 aufgelistet. Wie dort abgelesen werden kann, bestehen nur bei älteren Bauwerken Defizite im Vergleich zum Eurocode 2.

Tabelle 6-1: Biegerollendurchmesser in Abhängigkeit der Normausgabe

		Mindestwert der Biegerollendurchmesser								
		Haken, Schlaufen und Bügel					Schrägstäbe oder andere gebogene Stäbe			
Richtlinie - Norm	Stabdurchmesser Ø [mm]	I - 220/340 - **glatt**	I - 220/340 - **gerippt**	II	III[1] - 420/500	IV[1] - BSt500/550 - B500	Betondeckung rechtwinklig zur Biegeebene [cm]	I - 220/340	III - 420/500 IV - BSt500/550 - B500
1904 (Preußen)		[2]							
1907 (Preußen)		[3]							
1916 (DAfEb)		2,5Ø[4]						20Ø - 30Ø	
1925 (DIN 1045)		2,5Ø[4]		2,5Ø[5]				20Ø - 30Ø	
1932 (DIN 1045)		2,5Ø[4]		2,5Ø[6]				10Ø	
1937 (DIN 1045)		2,5Ø[4]		2,5Ø[4]				10Ø	
1943 (DIN 1045) 1959 (DIN 1045)		2,5Ø		5Ø[7]	5Ø[7]	5Ø[7]	≥ 2Ø + 2 cm < 2Ø + 2 cm	10Ø 15Ø 15Ø[8]	10Ø 15Ø 15Ø[8]
Betonrippenstahl[11]			4Ø	6Ø	7Ø	8Ø		DIN 1045	DIN 1045
Betonrippenstahl[12]	Ø ≤ 10 Ø > 10		4Ø 4Ø	5Ø 6Ø	5Ø 7Ø	5Ø 8Ø		DIN 1045	DIN 1045
1972 (DIN 1045)	Ø < 20 20 bis 28 Ø > 28	2,5Ø 5Ø	4Ø 7Ø 10Ø		5Ø 7Ø	4Ø	> 5 cm und > 3Ø ≤ 5 cm und ≤ 3Ø	10Ø 15Ø	15Ø 20Ø
1978 (DIN 1045)	Ø < 20 20 bis 28	2,5Ø 5Ø			4Ø 7Ø	4Ø 7Ø	> 5 cm und > 3Ø ≤ 5 cm und ≤ 3Ø	10Ø 15Ø	15Ø[9] 20Ø
1988 (DIN 1045)	Ø < 20 Ø ≥ 20				4Ø 7Ø	4Ø 7Ø	> 5 cm und > 3Ø ≤ 5 cm oder ≤ 3Ø		15Ø[10] 20Ø
2001 (DIN 1045-1) bis 2012 (EC2)	Ø < 20 Ø ≥ 20					4Ø 7Ø	> 10 cm und > 7Ø > 5 cm und > 3Ø ≤ 5 cm oder ≤ 3Ø		10Ø 15Ø 20Ø

[1] Die zulässigen Spannungen der Stahlgruppen III und IV sind in den Anfangsjahren nicht direkt mit den heutigen vergleichbar (niedriger).
[2] "Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, dass die Verschiebung gegen den Beton schon durch die Form verhindert wird. Soweit dies nicht geschieht, ist die Haftspannung rechnerisch nachzuweisen."
[3] "Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, dass die Verschiebung gegen den Beton schon durch ihre Form verhindert wird. Die Haftspannung ist stets nachzuweisen."
[4] Anhand der Streckgrenze dem Betonstahl I bzw. II zugeordnet [5] St 48 [6] St 52
[7] Bei geeigneten Betonformstählen bis Ø26 (mit allgemein bauaufsichtlicher Zulassung) sind Zugeinlagen von Platten ohne Endhaken möglich und der Endhaken darf bei Balken und Plattenbalken mit 2,5Ø gebogen werden.
[8] Für Stabdurchmesser > 40 mm
[9] Der Biegerollendurchmesser darf auf d_{br} = 10Ø vermindert werden, wenn die Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene und der Achsabstand der Stäbe mindestens 10 cm und mindestens 7Ø betragen.
[10] Der Biegerollendurchmesser darf bei vorwiegend ruhender Beanspruchung auf d_{br} = 10Ø vermindert werden, wenn die Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene und der Achsabstand der Stäbe mindestens 10 cm und mindestens 7Ø betragen.
[11] Betonrippenstahl (Quergerippter Betonformstahl) - Vorläufige Richtlinie für Zulassung und Anwendung von Stäben mit Nenndurchmessern bis zu 26 mm (Fassung Oktober 1954)
[12] Betonrippenstahl (Quergerippter Betonformstahl) - Vorläufige Richtlinie für Zulassung und Anwendung von Stäben mit Nenndurchmessern bis zu 26 mm (Fassung März 1960)

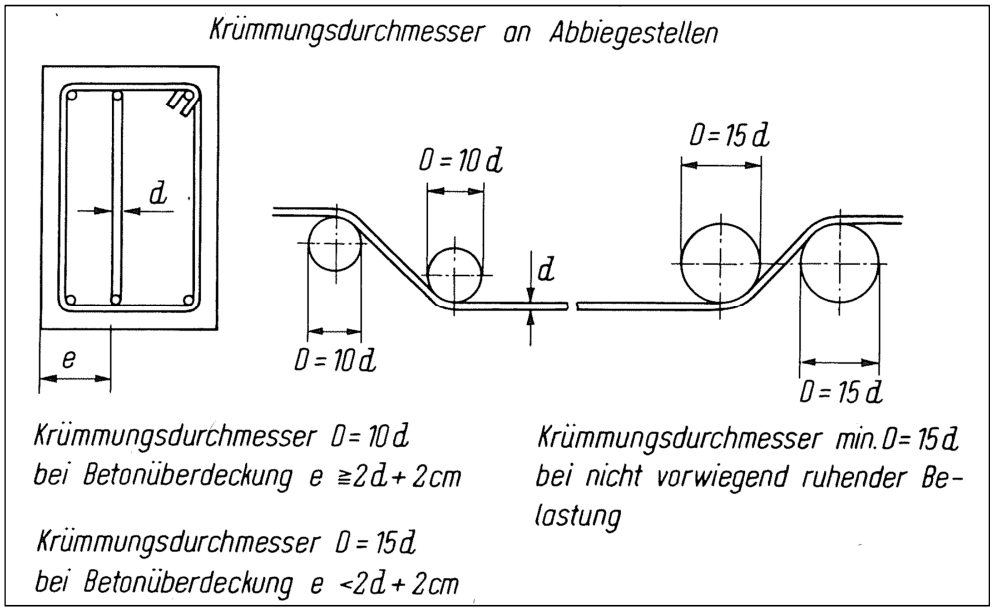


Abb. 6-1: Biegerollendurchmesser für Betonrippenstahl I und IIIa, b nach Zulassung. [Betonkalender – 1970]

Die Zulassung entsprach hinsichtlich der Biegerollenradien der DIN 1045. Die Zulassung für Betonrippenstähle war erweitert um Radien bei nicht ruhender Belastung. Für den Biegerollendurchmesser für Bügel und Aufbiegungen an Verankerungsstellen galt Spalte 7, Tabelle 6-2.

Tabelle 6-2: Festigkeitseigenschaften von naturharten Betonrippenstählen
[Betonkalender – 1957]

Gr.	Bezeichnung	Nenndurchmesser d mm	Mind.-bruchdehn. %	Kaltbiegeversuch nach DIN 1045 § 6, Ziffer 4		Rückbiegeversuch		
				Dorndurchm.	Biegewinkel	Rollendurchmesser	Biegewinkel	Rückbiegewinkel
1	2	3	4	5	6	7	8	9
I	Betonrippenstahl I	≦ 26*)	18	2 d	180°	4 d	45°	22° 30′
IIa	Betonrippenstahl IIa		18	3 d		6 d		
IIIa	Betonrippenstahl IIIa		10	3,5 d		7 d		
IVa	Betonrippenstahl IVa		10	4 d		8 d		

Bis ca. 1960 waren ausschließliche naturharte Stähle zugelassen. Mit einem Ergänzungserlass wurden sowohl die kaltverformten Stähle (IIb-IVb) als auch eine Differenzierung des Rollendurchmessers nach dem Stabdurchmesser eingeführt. Für den Biegerollendurchmesser für Bügel und Aufbiegungen an Verankerungsstellen galten die Spalten 7a und 7b, Tabelle 6-3.

Tabelle 6-3: Festigkeitseigenschaften von naturharten Betonrippenstählen
[Betonkalender – 1961]

Gruppe	Bezeichnung	Nenndurchmesser d mm	Mindestbruchdehn. %	Kaltbiegeversuch n. DIN 1045 § 6, Ziff. 4		Rückbiegeversuch			
				Dorndurchm.	Biegewinkel	Rollendurchmesser für Nenndurchm. d ≦ 10mm	Rollendurchmesser für Nenndurchm. d > 10mm	Biegewinkel	Rückbiegewinkel
1	2	3	4	5	6	7a	7b	8	9
I	Betonrippenstahl I	≦ 26	18	2 d	180°	4 d	4 d	45°	22° 30′
II (a u. b†)	Betonrippenstahl IIa		18	3 d		5 d	6 d		
III (a u. b)	Betonrippenstahl IIIa		10	3,5 d		5 d	7 d		
IV (a u. b†)	Betonrippenstahl IVa		10	4 d		5 d	8 d		

Da Betonstahl IV als Stabstahl keine Verbreitung fand, wurde er 1968 nicht wieder zugelassen. Nach dem Wegfall von Betonstahl II und IV wurden die Biegeradien bei Bügeln und Haken noch nach der Art der Belastung erweitert.

Tabelle 6-4: Biegerollendurchmesser, Stahl III. [Betonkalender – 1970]

Lichter Krümmungsdurchmesser D von Biegestellen

	Stab-durchmesser d mm	Rand-abstand e mm	Belastung vorwiegend ruhend	Belastung nicht vorwiegend ruhend
Bügel und Haken von Längsstäben	$\leqq 10$	ohne Einfluß	$5\,d$	$5\,d$
	12 und 14		$7\,d$	$7\,d$
	> 14		$7\,d$	$10\,d$
Abbiegungen von Längsstäben	sämtliche	$< 2\,d + 20$	$15\,d$	$15\,d$
		$\geqq 2\,d + 20$	$10\,d$	$15\,d$

Die noch zugelassenen Betonstähle wurden in die nun stark erweiterte [DIN 488:1972] überführt.

In Tabelle 6-5 [DIN 1045:1972] werden die Biegerollendurchmesser für Haken, Winkelhaken, Schlaufen und Bügel in Abhängigkeit der Betonstahlsorte und dem Stabdurchmesser d_s (hier noch d_e) dargestellt.

1972 wurde der Biegerollendurchmesser für Stäbe mit hoher Streckgrenze und Zugfestigkeit im Vergleich zu Vorgängernorm vergrößert. Die Regelungen für die seitliche Betonüberdeckung wurden ebenso umformuliert.

Es wurden Regelungen für gerippte Betonstähle eingeführt und die Mindestwerte für Biegerollendurchmesser für Haken, Winkelhaken und Schlaufen wurden anhand von Rückbiegeversuchen an Betonrippenstählen nach [DIN 488:1972] Blatt 3 festgelegt.

Tabelle 6-5: Mindestwerte der Biegerollendurchmesser d_{br} - Tabelle 19 [DIN 1045:1972]

	1	2	3	4	5	6
	Betonstahlsorte:	BSt 22/34 GU (I G)	BSt 22/34 RU (I R)	BSt 42/50 RU, RK (III U, III K)	BSt 50/55 RK (IV R)	BSt 50/55 GK, PK (IV G, IV P)
1	Stabdurchmesser d_e mm	Haken, Schlaufen	Haken, Winkelhaken, Schlaufen (siehe auch Gleichung (28))			Haken, Schlaufen
2	< 20	$2{,}5\,d_e$	$4\,d_e$	$5\,d_e$	$4\,d_e$	$4\,d_e$
3	20 bis 28	$5\,d_e$	$7\,d_e$	$7\,d_e$	–	–
4	> 28	–	$10\,d_e$	–	–	–
5	seitliche Betondeckung	Aufbiegungen und andere Krümmungen von Stäben (z. B. in Rahmenecken)				
6	> 5 cm und $> 3\,d_e$	$10\,d_e$	$10\,d_e$	$15\,d_e$	$15\,d_e$	$15\,d_e$
7	$\leqq 5$ cm und $\leqq 3\,d_e$	$15\,d_e$	$15\,d_e$	$20\,d_e$	$20\,d_e$	$20\,d_e$

Die Rückbiegeprobe soll nachweisen, dass die infolge der aufgewalzten Rippen vorhandene Kerbwirkung auch unter Berücksichtigung einer Alterung die Zähigkeit nicht unzulässig vermindert. Die Rückbiegeprobe wird nur für Betonrippenstähle gefordert. Der zu prüfende Stab wird um einen Dorn von vorgeschriebenem Durchmesser um 90° (früher 45°) gebogen.

Danach wird der Stab durch 1/2-stündiges Erwärmen auf 250°C künstlich gealtert und nach langsamer Abkühlung um 30°C (früher 22,5°C) zurückgebogen. Dabei dürfen weder ein Bruch noch Anrisse entstehen“. [Rüsch – 1972]

1978 wurde die Tabelle zur Bestimmung von Mindestbiegerollendurchmesser weiter vereinfacht. Die Werte der Betonstahlsorten BSt 420/500 RU, RK und BSt 500/550 RU, RK wurden in einer Spalte zusammengefasst und BSt 220/340 GU wurde mit einem niedrigeren Biegerollendurchmesser versehen.

Die in Tabelle 18 [DIN 1045:1978] aufgeführten Biegerollendurchmesser beruhen ausschließlich auf der Beanspruchbarkeit des Betons „Da die Biegefähigkeit durch die moderneren Herstellungsverfahren verbessert wurde, dürfen Rippenstäbe der Güte BSt 420/500 und BSt 500/550 mit d_s < 20 mm generell mit $d_{br} \geq 4\ d_s$ gebogen werden“. [Rehm - 1979]

Biegerollendurchmesser für Aufbiegungen und andere Krümmungen der Stähle wurden im Vergleich zur Vorgängernorm nicht verändert. Hinzu kommt jedoch eine Fußnote, die besagt, dass der Biegerollendurchmesser „auf $d_{br} = 10\ d_s$ vermindert werden (darf), wenn die Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene und der Achsabstand der Stäbe mindestens 10 cm und mindestens 7 d_s betragen“ [DIN 1045:1978]. Nach [Rehm - 1979] wurde diese Regelung aufgrund von Versuchen und entsprechendem Wunsch der Praxis eingeführt.

Damit einer ungünstigen Überlagerung der Spaltzugkräfte Rechnung getragen wird [Rehm - 1979], sind bei Stäben mehrerer Bewehrungslagen, die an einer Stelle abgebogen werden, die Werte mit einem Faktor von 1,5 zu vergrößern.

Tabelle 6-6: Mindestwerte der Biegerollendurchmesser d_{br} - Tabelle 18 [DIN 1045:1978]

	1	2	3	4
		BSt 220/340 GU	BSt 420/500 RU, RK 500/550 RU, RK	BSt 500/550 GK, PK
1	Stabdurchmesser d_s mm	Haken, Schlaufen, Bügel	Haken, Winkelhaken, Schlaufen, Bügel	Haken, Schlaufen, Bügel
2	< 20	2,5 d_s	4 d_s	
3	20 bis 23	5 d_s	7 d_s	
4	Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene	Aufbiegungen und andere Krümmungen von Stäben (z. B. in Rahmenecken) [31]		
5	> 5 cm und > 3 d_s	10 d_s	15 d_s [32]	
6	≦ 5 cm oder ≦ 3 d_s	15 d_s	20 d_s	

[31] Werden die Stäbe mehrerer Bewehrungslagen an einer Stelle abgebogen, sind für die Stäbe der inneren Lagen die Werte der Zeilen 5 und 6 mit dem Faktor 1,5 zu vergrößern.

[32] Der Biegerollendurchmesser darf auf $d_{br} = 10\ d_s$ vermindert werden, wenn die Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene und der Achsabstand der Stäbe mindestens 10 cm und mindestens 7 d_s betragen.

In [DIN 1045:1988] werden keine wesentlichen Veränderungen der Mindestwerte der Biegerollendurchmesser vorgenommen, es wird lediglich die Regelung für BSt 220/340 aufgrund der Anpassung der [DIN 488:1984] gestrichen.

In [DIN 1045-1:2001] und [DIN 1045-1:2008] wurden keine Änderungen der Mindestwerte der Biegerollendurchmesser vorgenommen.

Tabelle 6-7: Mindestwerte der Biegerollendurchmesser $d_{br,}$ - Tabelle 23 [DIN 1045-1:2001]

Tabelle 23 — Mindestwerte der Biegerollendurchmesser d_{br}

Spalte		1	2	3	4	5
		Haken, Winkelhaken, Schlaufen, Bügel		**Schrägstäbe oder andere gebogene Stäbe**		
		Stabdurchmesser		**Mindestwerte der Betondeckung rechtwinklig zur Biegeebene**		
Zeile		d_s < 20 mm	$d_s \geq$ 20 mm	> 100 mm und > 7 d_s	> 50 mm und > 3 d_s	$\leq$ 50 mm oder $\leq$ 3 d_s
1	Mindestwerte der Biegerollendurchmesser d_{br}	4 d_s	7 d_s	10 d_s	15 d_s	20 d_s

In [DIN EN 1992-1-1:2011-01] sind in Verbindung mit [DIN EN 1992-1-1:2011-01 / NA] die gleichen Biegerollendurchmesser wie in [DIN 1045-1:2008] maßgebend. Die Einsatzmöglichkeiten für Schrägstäbe und andere gebogene Stäbe sind seit 1972 von der Betondeckung abhängig und damit nicht direkt mit Regelungen in Vorgängernormen vergleichbar. Ansonsten sind die Regelungen von 1972 bis 2001 als sicher zu beurteilen.

Empfehlung für den Biegerollendurchmesser:

Zusammenfassend sind die Anforderungen an die Biegerollendurchmesser der einzelnen Normausgaben in Tabelle 4-1 aufgelistet. Wie dort abgelesen werden kann, bestehen nur bei älteren Bauteilen Defizite im Vergleich zu einer Auslegung nach Eurocode 2.

Bei einer Literaturrecherche in historischen Normen muss der teilweisen Verwendung von unterschiedlichen Bezeichnungen wie „Krümmungsdurchmesser“ und „Krümmungshalbmesser“ in Bezug auf die Biegerollendurchmesser Beachtung geschenkt werden.

6.4 Hin- und Zurückbiegen

Regelungen für das Hin- und Zurückbiegen für Betonstahl wurden erst in [DIN 1045:1988] aufgenommen, da „das Hin- und Zurückbiegen von Betonstählen für den Betonstahl und den umgebenden Beton eine zusätzliche Beanspruchung darstellt“.

Durch jede Biegung werden plastische Verformungen erzeugt, die mit abnehmendem Biegeradius zunehmen. Bei einem Biegerollendurchmesser $d_{br} = 4 \cdot d_s$ betragen die Dehnungen in der äußersten Faser nach [Bertram – 1989]:

$$\varepsilon = \frac{100}{d_{br}/d_s + 1} = 20\ \%$$

Die Festigkeit des Betonstahls nimmt mit jeder Biegung zwar zu, gleichzeitig nimmt jedoch die Dehnfähigkeit ab, wodurch der Stahl spröder wird. „Wird der Biegevorgang in gegensätzlicher Richtung mehrmals wiederholt, kommt es zu einer zunehmenden Versprödung des Materials, bis schließlich ein spröder Bruch eintritt“. [Bertram – 1989]

1982 wurden im Rahmen von Versuchen die „Auswirkungen des Hin- und Zurückbiegens von Betonstählen auf deren Materialeigenschaften und deren Verhalten als Bewehrung im Beton untersucht“ [Bertram – 1989]. Es ergaben sich folgende Ergebnisse:

- Die statischen Festigkeiten des Betonstahls nehmen durch Hin- und Zurückbiegen zu, die Dehnfähigkeit nimmt jedoch ab.
- Bei der ersten Biegung von geripptem Betonstahl sollte der Biegerollendurchmesser mindestens 6 d_s betragen, da bei engen Biegeradien Sprödbrüche oder Anrisse im Bereich der Rippenfüße auftreten können.
- Wenn durch Hin- und Rückbiegen feine Risse an den Rippenfüßen aufgetreten sind, kann die Dauerschwingfestigkeit drastisch abfallen.
- Verbleibende Krümmungen können in Betonierfugen zu Abplatzungen und zu einer Zunahme der Rissbreiten führen.

Bei den Versuchen wurden die damals üblichen Betonstahltypen einbezogen, unter anderem auch ein BSt 220/340 GU (Betonstahl I, glatt). Dieser ist für ein Rückbiegen im kalten Zustand nicht geeignet, was auch für BSt 420/500 RU und BSt 500/500 RU gilt. Bei den genannten Stählen handelt es sich um unbehandelte Stähle.

Beim Bauen im Bestand werden oftmals solche Betonstähle angetroffen, die ggf. teilweise freigelegt, erhalten und wieder angeschlossen werden müssen, was z. T. auch durch Biegen und Rückbiegen bewerkstelligt wird.

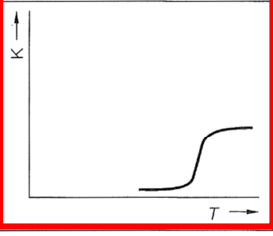
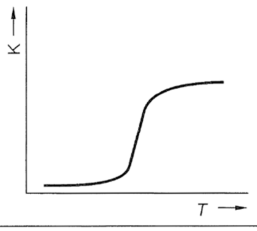
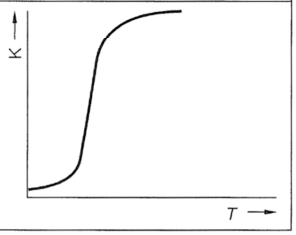
[Leonhardt – 1984] schreibt zum Biegen von Betonstahl folgendes:

„Die Verformungsfähigkeit der Stähle beim Biegen lässt sich nicht aus Angaben über Gleichmaßdehnung oder Bruchdehnungswerten herleiten. Aus diesem Grund erfolgt ein spezieller Rückbiegeversuch. Dieser berücksichtigt die Tatsache, dass nach dem Biegen bei Auslagerung bei Raumtemperatur eine Reckalterung des Werkstoffes erfolgt, die zu einer Verformungsabminderung im gebogenen Stahl führen kann. Der Rückbiegeversuch stellt aber nicht sicher, dass die Stäbe generell zurückgebogen werden können.“

Da das Biegen mit relativ unkontrollierten Geschwindigkeiten und zum Teil „ruckartig“ auf der Baustelle bewerkstelligt wird, ist auch die Zähigkeit von entscheidender Bedeutung. Die Vergießungsart hat einen großen Einfluss auf das Kerbschlagsarbeitsvermögen. Früher wurden Stähle auch teils unberuhigt vergossen.

Tabelle 6-8: Wirkung der Vergießungsart nach [Bargel/Schulze - 2008]

Gegenüberstellung wichtiger Eigenschaften unberuhigter (FU), beruhigter (R) und besonders beruhigter Stähle (FF)

Merkmale	Vergießungsart		
	FU	**R (nach DIN 17006)**	**FF**
chemische Zusammensetzung	Si: Spuren Mn: 0,2 ... 0,4 % C_{max}: 0,25 %	Si: 0,1 ... 0,4 % Mn: 0,2 ... 0,6 %	Si: 0,1 ... 0,4 % Mn: 0,2 ... 0,6 % $Al_{metallisch}$: > 0,02 %
wichtige Reaktionen	$FeO + C \rightarrow CO + Fe$ $FeS + Mn \rightarrow MnS + Fe$ $FeO + Mn \rightarrow MnO + Fe$	$FeS + Mn \rightarrow MnS + Fe$ $2FeO + Si \rightarrow SiO_2 + 2Fe$	$FeS + Mn \rightarrow MnS + Fe$ $2FeO + Si \rightarrow SiO_2 + 2Fe$ $3FeO + 2Al \rightarrow Al_2O_3 + 3Fe$ $FeN + Al \rightarrow AlN + Fe$
Ausmaß der Blockseigerung	stark	gering	gering
Lunkerbildung	keine	ausgeprägt	ausgeprägt
Oberflächengüte	besser	schlechter	schlechter
Verformungs-eigenschaften	Speckschicht: gut Kern: schlechter und ungleichmäßig	besser und gleichmäßiger	am besten und gleichmäßig
Alterungsanfälligkeit	groß	geringer	am geringsten
Schweißeignung	Speckschicht: gut Kern: sehr schlecht	besser	am besten
Kerbschlagarbeit K			

Wie man erkennt, führt das unberuhigte Vergießen zu einem geringen Kerbschlagsarbeitsvermögen, bei relativ hohen Temperaturen!

Für unbehandelte Stähle legt [DIN 488 – 1972] keine Höchstgrenzen für die wichtigsten Stahlbegleiter fest. Eine große Menge wurde bis in die 1960er Jahre mit dem Thomas-verfahren erschmolzen, das zu einem hohen Phosphor- und Stickstoffgehalt führt.

Phosphor ist hauptverantwortlich für eine Abminderung der Zähigkeit des Materials. 0,6 % Phosphor erhöht die Übergangstemperatur der Kerbschlagzähigkeit um 300 °C.

Stickstoff erhöht mit einigen hundertstel Prozent zwar die Streckgrenze aber vermindert sehr stark das Verformungsvermögen, insbesondere die Kerbschlagzähigkeit.

Das Hauptproblem, das durch den Stickstoff ausgelöst wird, ist jedoch die Reckalterung. Diese Erscheinung tritt hauptsächlich bei kaltverformten Stählen und somit auch an Biegestellen auf. Die Zahl der Versetzungen nimmt bei einer Kaltverformung stark zu.

Der im Stahl gelöste Stickstoff diffundiert bevorzugt in Versetzungsbereiche. Die Versetzungen werden durch den Stickstoff blockiert, die Verformungsfähigkeit des Stahls fällt stark ab, der Stahl versprödet. Bei Raumtemperatur dauert der Vorgang der Diffusion Wochen bis Jahre, der Zähigkeitsverlust ist somit nicht direkt feststellbar (vgl. [Bargel/ Schulze – 2008]).

Tabelle 6-9: Anforderungen an Baustähle nach [DIN 488:1972]

Tabelle 1. **Sorteneinteilung und Eigenschaften der Betonstähle**

Betonstahlsorten			1	2	3	4	5	6	7	8
	Verarbeitungsform		Betonstabstahl [1]				Betonstahlmatte [1] geschweißt			nicht geschweißt
	Oberflächengestaltung		glatt G	gerippt R Querrippen	gerippt R Schrägrippen		glatt G	profiliert P	gerippt R Schrägrippen	
	Stahlherstellung		unbehandelt U			kalt verformt K				
	Kurzname		BSt 22/34 GU	BSt 22/34 RU	BSt 42/50 RU	BSt 42/50 RK	BSt 50/55 GK	BSt 50/55 PK	BSt 50/55 RK	BSt 50/55 RK
	Werkstoff-Nummer		1.0003	1.0005	1.0433	1.0431	1.0464	1.0465	1.0466	1.0466
	Kurzzeichen [2]		I G	I R	III U	III K	IV G [3]	IV P [3]	IV R [3]	IV RK
1	Bereich der zulässigen Nenndurchmesser d_s in mm		5 bis 28	6 bis 40	6 bis 28	6 bis 28	4 bis 12	4 bis 12	4 bis 12	6 bis 12
2	Streckgrenze β_S bzw. $\beta_{0,2}$ in kp/cm² (N/mm²)	mindestens	2200 [4] (220)	2200 (220)	4200 (420)	4200 (420)	5000 (500)	5000 (500)	5000 (500)	5000 (500)
3	Zugfestigkeit β_Z in kp/cm² (N/mm²)	mindestens [5]	3400 (340)	3400 (340)	5000 (500)	5000 (500)	5500 (550)	5500 (550)	5500 (550)	5500 (550)
4	Dauerschwingfestigkeit bei einer Schwingbreite $2\sigma_{A/2\cdot10^6} = \sigma_o - \sigma_u$ [7] in kp/cm² (N/mm²)	gerade Stäbe	1800 (180)	—	2300 (230)	2300 (230)	1200 (120)	1200 (120)	1200 (120)	2300 (230)
5		gekrümmte Stäbe $D = 15 \cdot d_s$	1800 (180)	—	2000 (200)	2000 (200)	1200 [6] (120)	1200 [6] (120)	1200 [6] (120)	2000 (200)
6	Schweißeignung [8] gewährleistet für Nenndurchmesser d_s in mm siehe auch DIN 4099 Blatt 1	≤ 12	RA	RA	RA	RA, RP [10]	RA, RP [9]	RA, RP [9]	RA, RP [9]	RA, RP [10]
7		≥ 14		RA, E		RA, E, RP [10]			—	—
8	Bruchdehnung δ_{10} in %	mindestens	18	18	10	10	8	8	8	8
9	Knotenscherfestigkeit S geschweißter Betonstahlmatten in kp (kN) [11]		—	—	—	—	0,35 $F_s \cdot \beta_S$	0,30 $F_s \cdot \beta_S$		—
10	Dorndurchmesser für Faltversuch; Biegewinkel 180°		$2\,d_s$	—	—	—	$3\,d_s$	—	—	—
11	Biegerollendurchmesser beim Rückbiegeversuch für Nenndurchmesser d_s in mm	≤ 12	—	$4\,d_s$	$5\,d_s$	$5\,d_s$	—	$4\,d_s$	$4\,d_s$	$4\,d_s$
12		13 bis 18	—	$5\,d_s$	$6\,d_s$	$6\,d_s$	—	—	—	—
13		20 bis 28	—	$7\,d_s$	$8\,d_s$	$8\,d_s$	—	—	—	—
14		30 bis 40	—	$10\,d_s$	—	—	—	—	—	—
15	Chemische Zusammensetzung [12] (Schmelzenanalyse) höchstens in Gew.-% (Richtwerte für die obere Grenze)	C	—	—	—	0,20	0,18	0,18	0,18	0,18
16		P	—	—	—	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
17		S	—	—	—	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
18		N [13]	—	—	—	0,007	0,010	0,010	0,010	0,010
19		Si	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60

[1] Schutzrechtfrage prüfen.

[2] Für Zeichnungen und statische Berechnungen.

[3] Für Ring- und Längsbewehrung in geschweißten Bewehrungskörben von Stahlbetonrohren und Stahlbetondruckrohren nach DIN 4035 und DIN 4036 auch als Betonstabstahl und in Ringen anwendbar.

[4] Gilt für Toleranzen von F_s nach DIN 488 Blatt 2, Tabelle 1, bis – 5 %; bei Toleranzen von mehr als – 5 % bis – 12 % muß die Streckgrenze entsprechend erhöht werden.

[5] $\beta_Z \geq 1{,}05 \times \beta_S$ bzw. $\beta_Z \geq 1{,}05 \times \beta_{0,2}$, wobei die bei den Prüfungen ermittelten Werte einzusetzen sind.

[6] Nur erforderlich bei geschweißten Betonstahlmatten, die nach DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, Abschnitt 17.8, bei nicht vorwiegend ruhender Belastung angewendet werden; für den Nachweis gelten besondere bauaufsichtliche Regelungen.

[7] Ermittelt als Mittelwert nach DIN 488 Blatt 6 (Vornorm) in Verbindung mit DIN 488 Blatt 3 bzw. Blatt 5.

[8] RA = Widerstands-Abbrennstumpfschweißen, E = Metall-Lichtbogenschweißen, RP = Widerstands-Punktschweißen.

[9] Das Widerstands-Punktschweißen darf für die Herstellung der Betonstahlmatten nicht auf der Baustelle, sondern nur in überwachten Werken durchgeführt werden.

[10] Das Widerstands-Punktschweißen darf für die Herstellung von Einzelpunktschweißungen nur in überwachten Werken durchgeführt werden.

[11] Hierin bedeutet β_S = 5000 kp/cm² (500 N/mm²) die für BSt 50/55 geforderte Mindeststreckgrenze. Wegen F_s siehe DIN 488 Blatt 5, Abschnitt 3.1.2.

[12] Für die zulässigen Abweichungen einer Stückanalyse von den für die Schmelzenanalysen angegebenen Werten gilt DIN 17 100.

[13] Ein Stickstoffgehalt bis 0,012 Gew.-% in der Schmelzenanalyse ist zulässig, wenn der Phosphorgehalt nicht mehr als 0,050 Gew.-% beträgt.

Der [Betonkalender – 1988] nimmt zur Rückbiegeproblematik wie folgt Stellung: „Die im Ausland zum Teil noch verwendeten Betonstähle RU nach DIN 488, Ausgabe 1972, bzw. nach inzwischen abgelaufenen Zulassungen sind zum Kaltrückbiegen ungeeignet.“

Des Weiteren sind alle Stähle, die in [DIN 488 - 1984] enthalten sind, zum Rückbiegen geeignet, vgl. [Betonkalender – 1988]. Diese Erkenntnisse mündeten in das Merkblatt „Rückbiegen von Betonstahl“ des Deutschen Beton Vereins.

	1	2	3	4
	Kurzzeichen Kurzname			
	nach DIN 488 Ausgabe 1972 bzw. Zulassung	nach DIN 488 Teil 1, Ausgabe 1984	Rippenanordnung	zum Kaltrückbiegen geeignet
1	IG BSt 220/340 GU	– 2)		nein
2	–	St 37–2 3)		ja
3	III U BSt 420/500 RU	– 2)	4)	nein
4	IV U BSt 500/550 RU 1)	– 2)	4)	
5	III K BSt 420/500 RK	III S BSt 420 S		ja
6	III K 5) BSt 420/500 RK		4)	
7	III S 1) BSt 420/500 RTS			
8	III S 1) BSt 420/500 RUS			
9	IV K 1) BSt 500/550 RK	IV S BSt 500 S		
10	IV K 1) BSt 500/550 RK		4)	
11	IV S 1) BSt 500/550 RTS			
12	IV S 1) BSt 500/550 RUS			
13	IV R 6) BSt 500/550 RK	IV M 6) BSt 500 M		

Legende zu Tabelle 2

1) Nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung
2) In DIN 488 Teil 1, Ausg. 1984, nicht mehr enthalten
3) Siehe DIN 488 Teil 1, Ausg. 1984, Erläuterung und DIN 1045
4) Mit und ohne Längsrippen, Ansichten von drei Seiten
5) Nach DIN 488, Ausgabe 1972, jedoch mit davon abweichender Oberflächengestalt gemäß Werkkennzeichenbescheid
6) Betonstahlmatten

Bedeutung der Buchstaben in

Spalte 1		Spalte 2	
G:	glatt	S:	Stabstahl
R:	gerippt	M:	Matten
U:	unbehandelt		
K:	kaltverformt		
TS:	tempcorisiert		
US:	mikrolegiert		

Abb. 6-2: Anhalt für die Eignung von Betonstählen zum Kaltrückbiegen [Betonkalender – 1986]

Aus den oben genannten Gründen wurden in [DIN 1045:1988] die folgenden Regelungen zum Kalt- und Warmbiegen von Betonstählen eingeführt:

Beim Hin- und Zurückbiegen im kalten Zustand darf der Stabdurchmesser „nicht größer als 14 mm sein“, „da dickere Stäbe mit den baustellenüblichen Verfahren nicht mehr ohne Gefahr für den Beton und den Stahl gebogen werden können“. [Bertram – 1989] Außerdem ist ein „Mehrfachbiegen, bei dem das Hin- und Zurückbiegen an derselben Stelle wiederholt wird, … nicht zulässig“.

[Bertram – 1989] empfiehlt, sich auf Stabdurchmesser von max. 12 mm zu beschränken, vor allem wenn nicht durch „besondere Vorrichtungen sichergestellt wird, dass ein Zurückbiegen ordnungsgemäß, das heißt, ohne der Gefahr von Beschädigungen des Betons bzw. unsachgemäßer Stabgeometrie, möglich ist“.

Bei vorwiegend ruhender Beanspruchung muss nach [DIN 1045:1988] der Biegerollendurchmesser mindestens das 1,5 fache der Werte aus Tabelle 18, Zeile 2, [DIN 1045:1988] betragen.

Daraus folgt $d_{br} > 6\, d_s$ und eine maximale Ausnutzung der Bewehrung auf 80 %, da dadurch die verminderten Dehnungsreserven des Betonstahls berücksichtigt und die Gefahr unzulässig breiter Risse und des Abplatzens der Betondeckung durch verbleibende Stabkrümmungen abgemindert werden.

	1	2
1	Stabdurchmesser d_s mm	Haken, Winkelhaken Schlaufen, Bügel
2	< 20	$4\ d_s$
3	20 bis 28	$7\ d_s$
4	Betondeckung (Mindestmaß) rechtwinklig zur Krümmungsebene	Aufbiegungen und andere Krümmungen von Stäben (z. B. in Rahmenecken) [27]
5	> 5 cm und $> 3\ d_s$	$15\ d_s$ [28]
6	≤ 5 cm oder $\leq 3\ d_s$	$20\ d_s$

[27] Werden die Stäbe mehrerer Bewehrungslagen an einer Stelle abgebogen, sind für die Stäbe der inneren Lagen die Werte der Zeilen 5 und 6 mit dem Faktor 1,5 zu vergrößern.

[28] Der Biegerollendurchmesser darf bei vorwiegend ruhender Beanspruchung auf $d_{br} = 10\ d_s$ vermindert werden, wenn das Mindestmaß der Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene und der Achsabstand der Stäbe mindestens 10 cm und mindestens $7\ d_s$ betragen.

Tabelle 6-10:

Mindestwerte der Biegerollendurchmesser - Tabelle 18 [DIN 1045:1988]

Bei vorwiegend nicht ruhender Belastung ist nach der o.g. Norm ein Mindestbiegerollendurchmesser von 15 d_s einzuhalten und die Schwingbreite der Stahlspannung darf 50 N/mm² nicht überschreiten [DAfStb – H400:1989], da die vorliegenden Versuchsergebnisse bei nicht vorwiegend ruhender Belastung keine gesicherten Beurteilungskriterien liefern. [Bertram – 1989]

Nach Warmbiegen ≥ 500°C oder Rotglut von Betonstahl schreibt [DIN 1045:1988] vor, dass nur eine rechnerischen Streckgrenze von 220 N/mm² in Rechnung gestellt werden darf.

In [DIN 1045-1:2001] wurde „aufgrund neuerer Versuchsergebnisse“ [DAfStb – H525:2003] der charakteristische Wert der Streckgrenze von 220 N/mm² auf 250 N/mm² erhöht.

Außerdem wird die zusätzliche Regel eingeführt, wonach im Bereich der Rückbiegestelle die Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Winkels der Querkraftbewehrung auf $0{,}3 \cdot V_{Rd,max}$ (bei Querkraftbewehrung senkrecht zur Bauteilachse), bzw. $0{,}2 \cdot V_{Rd,max}$ (bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung in einem Winkel kleiner 90° zur Bauteilachse) zu begrenzen ist. „Dies entspricht etwa der maximalen Auslastung im bisherigen Erfahrungsbereich von DIN 1045 - 1988“. [DAfStb – H525:2003]

In [DIN 1045-1:2008] gibt es keine Änderungen im Vergleich zur Fassung von 2001 und in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] haben sich in Verbindung mit [DIN EN 1992-1-1:2011-01 / NA] ebenfalls keine Änderungen bzgl. der Regelungen nach [DIN 1045-1:2008] ergeben.

Inwieweit Betonstahl während der Bauzeit auf der Baustelle gebogen wurde, lässt sich in aller Regel nicht rekonstruieren, sofern diesbezüglich in erhaltenen Planunterlagen keine eindeutigen Angaben verzeichnet sind. Bei kritischen Bauteilen ist die Möglichkeit, dass Betonstahl hin- und rückgebogen wurde, im Einzelfall abzuwägen.

Empfehlung für das Hin- und Zurückbiegen:

Betonstahlsorten, die nicht durch das DBV-Merkblatt abgedeckt sind, sollten möglichst nicht hin- und zurückgebogen werden. Lässt sich dies nicht vermeiden, so sind stets Proben zur Durchführung eines Rückbiegeversuches zu nehmen. Die Biegebedingungen müssen denen auf der Baustelle entsprechen. Anschließend sollte ein Zugversuch durchgeführt werden.

Bis die Reckalterung bei Stählen eintritt, können Monate vergehen. Daher muss der Stahl nach dem Biegen ausgelagert werden, um die Reckalterung zu beschleunigen.

Es können in einem Gebäude in unterschiedlichen Bauteilen unterschiedliche Stähle verbaut worden sein.

6.5 Mindeststababstände von Betonstählen

1916 wurden in der „Bestimmung für Beton und Eisenbeton“ schon Mindestabstände für Eiseneinlagen vorgeschrieben. Bei Balken soll der lichte Abstand der Eiseneinlagen mindestens gleich dem Eisendurchmesser aber nicht kleiner als 2 cm sein. Falls dieses Maß unbedingt unterschritten werden muss, sind die Eisen durch einen „fetten und feinen“ Beton zu umhüllen.

In den nachfolgenden DIN-Normen blieben die 2 cm für Balken erhalten. Bei einer Unterschreitung ist der Stahl durch einen „fetten und feinen“ Beton zu umhüllen.

In [DIN 1045:1972] wurde der Mindeststababstand mit:

$d \geq$ 2 cm und

$d \geq$ max. d_s

(d_s = Stabdurchmesser) vorgegeben. Diese Mindeststababstände wurden vorgeschrieben, „damit die für das gemeinsame Wirken von Beton und Betonstahl (Verbundwirkung) erforderliche gute Umhüllung mit Beton möglich ist“ [Bonzel - 1972] und Kiesnester vermieden werden [Leonhardt - 1971].

Grundsätzlich wird beim Mindeststababstand zwischen Einzel- und Doppelstäben unterschieden. Die Regelungen für Einzelstäbe wurden in [DIN 1045:1978] beibehalten, da „der lichte Abstand gleichlaufender Bewehrungsstäbe … so groß sein (soll), dass alle Stäbe dicht mit Beton umhüllt werden und eine ausreichende Betonfläche zur Überleitung der Kräfte aus dem Beton in den Stahl, bzw. umgekehrt zur Verfügung steht. Es bestand keine Veranlassung den Mindestabstand gegenüber bisher zu verändern“. [Rehm - 1979]

Doppelstäbe dürfen nach [Bonzel - 1972] „ebenso dicht an dicht liegen, wie zu stoßende Einzelstäbe im Stoßbereich, wenn diese mit dünnem Draht zusammengebunden sind.“

Nach [DIN 1045:1972] muss bei Stabpaaren der lichte Abstand mindestens 2 cm und darf nicht mehr als ($5 – d_S$) betragen.

Die Regelungen zu den 1972 eingeführten Stabpaaren sind in der Norm von 1978 entfallen, da diese in der Praxis nicht angewandt wurden [Rehm - 1979]. In die Norm von 1978 wurden weiterhin folgende Regelungen eingeführt:

Die Abstände „zwischen einem Einzelstab und einem an die Querbewehrung (z.B. an einen Bügelschenkel) angeschweißten Längsstab mit $d_s \leq 12$ mm “ dürfen beliebig klein sein und müssen nicht die zuvor geregelten Mindestabstände einhalten.

[Rehm - 1979] erläutert hierzu, dass in diesem Fall „die Stabanhäufung … nicht als ein Stabbündel angesehen (wird), da bei dünnen Einzelstäben etwa die gleichen Verhältnisse wie bei Doppelstabmatten vorliegen und bei dicken Einzelstäben der Einfluss des angeschweißten Längsstabes auf den Vergleichsdurchmesser d_{sV} vergleichsweise gering ist.

Das Verlegen ohne Abstand ist natürlich auch zulässig, wenn der Durchmesser des angeschweißten Längsstabes mehr als 12 mm beträgt, allerdings sind dann die Regeln für Stabbündel einzuhalten“. [Rehm - 1979] Stabbündel bestehen aus zwei oder drei Einzelstäben mit $d_s \leq 28$ mm, die sich berühren und für die Montage und das Betonieren durch geeignete Maßnahmen zusammen gehalten werden. Bei allen Nachweisen ist bei Stabbündeln im Vergleich zu Einzelstäben nicht der Stabdurchmesser d_s, sondern ein Vergleichsdurchmesser d_{sV} einzusetzen.

Der Vergleichsdurchmesser ist der Durchmesser eines mit dem Bündel flächengleichen Einzelstabes und ergibt sich für ein Bündel aus n Einzelstäben gleichen Durchmessers wie folgt:

$$d_{sV} = d_s \cdot \sqrt{n}$$

Der Vergleichsdurchmesser darf bei Bauteilen mit überwiegend Zug ($e/d \leq 0{,}5$ mit der größten planmäßigen Ausmitte $e = M/N$) in Knickrichtung den Wert $d_{sV} = 36$ mm nicht überschreiten.

In [DIN 1045:1988] wurden in Bezug auf die Stababstände keine Änderungen vorgenommen. Ab [DIN 1045-1:2001] wird der lichte Abstand zwischen Stäben auch abhängig von der Gesteinskörnung definiert: „bei einem Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung $d_g > 16$ mm dürfen die Stababstände nicht kleiner als $d_s + 5$ mm“ sein, sofern „keine besonderen Maßnahmen getroffen werden“.

In der Norm von 2008 wurden die seit 2001 geltenden Regelungen der Stababstände beibehalten. [DIN EN 1992-1-1:2011-01] ist in Verbindung mit dem Nationalen Anhang identisch zur [DIN 1045-1:2008].

Empfehlungen für die Mindeststabstände von Betonstählen:

Vor allem an vor 1972 errichteten Bestandstragwerken zeigt sich jedoch, dass den normativen Vorgaben in vielen Fällen offensichtlich nicht die notwendige Beachtung geschenkt wurde. Hierdurch werden Fehlstellen im Betongefüge begünstigt, die bei einem entsprechenden Feuchtezutritt insbesondere bei Außenbauteilen Korrosionserscheinungen nach sich ziehen können.

Es ist zu überprüfen, ob der Beton die Bewehrung gut umhüllt und keine Hohlstellen zwischen dem Stahl und der Bauteilaußenkante vorhanden sind. Bei Außenbauteilen oder wechselhaft befeuchteten Innenbauteilen (z.B. Waschküchen) ist zusätzlich der Korrosionszustand der Bewehrung zu überprüfen. Insbesondere bei Stahlbetonrippendecken ist eine Unterschreitung der Mindeststababstände zu erwarten.

6.6 Verankerung der Längsbewehrung

6.6.1 Verankerungsarten

Seit man die ersten Modelle zum Tragverhalten von Stahlbeton erstellte, war man sich der Bedeutung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton bewusst. Dabei bestehen prinzipiell unterschiedliche Möglichkeiten, um die Tragfähigkeit des Stahls in einem Betonkörper bei äußeren Lasten zu aktivieren, vgl. Abb. 6-3.

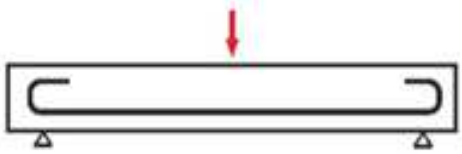
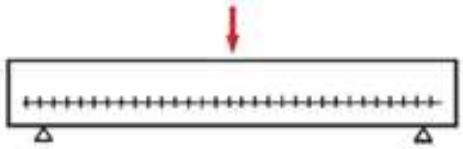
Glattstahl:	Endverankerung durch Haken, Schlaufen	
Rippenstahl:	kontinuierliche Verankerung durch Rippen auf der Betonstahloberfläche	

Abb. 6-3: Möglichkeiten zur Kraftübertragung „Beton-Stahl“, [Rußwurm - 2010]

Die dargestellten, unterschiedlichen Konzepte zur Kraftübertragung von Beton zu Stahl sind allgemein gültig und wurden in der Vergangenheit parallel angewandt. Hinsichtlich der Bezeichnung werden Glattstähle von Formstählen unterschieden. Formstähle sind weiterhin in gerippte und profilierte Stähle untergliedert.

Der Verankerung der in der Anfangszeit des Stahlbetonbaus glatten Rundstähle wurde von Anfang an Aufmerksamkeit gewidmet. Seit 1916 sind Verankerungen durch Haken mit halbkreisförmigen oder spitzwinkligen Enden vorgeschrieben.

Bach und Graf [Graf – 1911] führten in den Jahren 1910 und 1911 an der TH Stuttgart Versuche zur „Bestimmung des Einflusses der Hakenform der Eiseneinlagen“ durch. Verwendet wurden hierfür balkenartige Versuchskörper.

Es wurden rechtwinklige, spitzwinklige und Einlagen mit U-Haken untersucht. Zum Vergleich wurden zusätzlich Versuche mit geraden Stabenden durchgeführt. Des Weiteren wurde der Stahl entweder „abgeschmirgelt“ und 5 Stunden vorher in Öl eingelegt oder „unbehandelt“, mit Walzhaut einbetoniert.

Die Eiseneinlagen mit einem Haken und Walzhaut erreichten mit einer für die heutige Zeit äußerst kurze Verankerungslänge von ca. 7 cm die Streckgrenze oder waren dieser sehr nahe, was beachtenswert ist.

Der verwendete Betonstahl besaß eine Streckgrenze von 3110 kg/qcm (≙ 310 N/mm²) und eine Zugfestigkeit von 4916 kg/qcm (≙ 490 N/mm²).Der Beton hatte ein Druckfestigkeit von 250 kg/qcm (≙ 25 N/mm²). Die Würfel mit einer Kantenlänge von 30 cm und die Versuchskörper wurden bis zur Prüfung feucht gelagert.

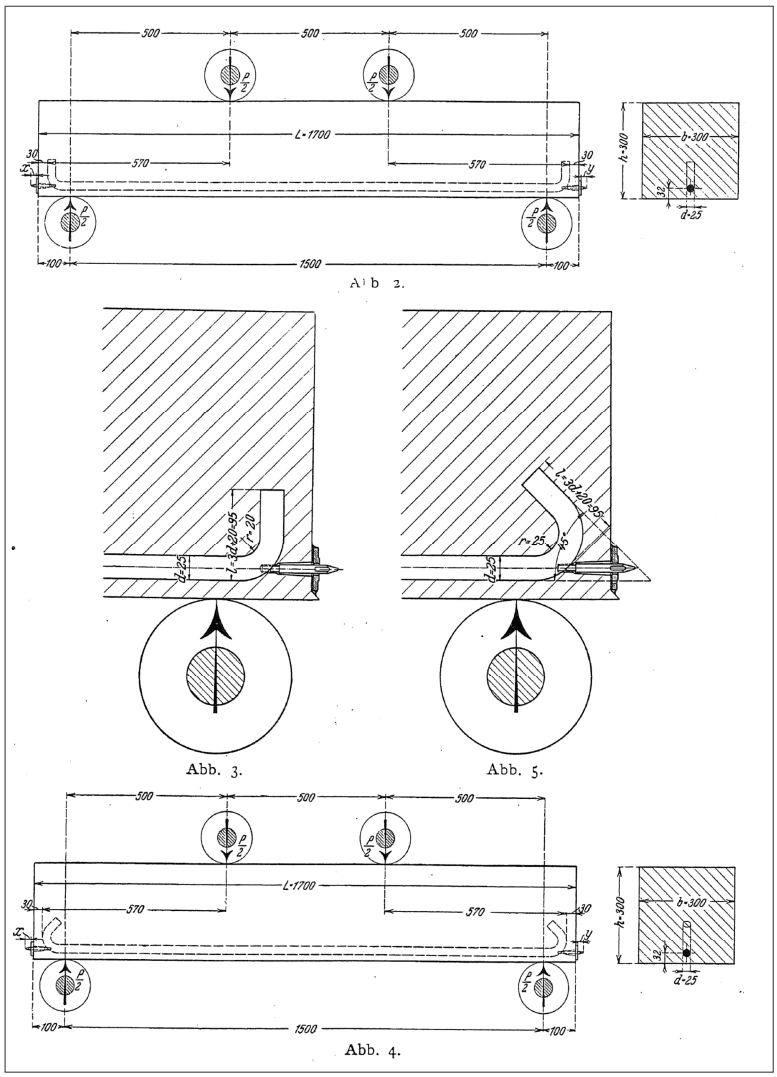


Abb. 6-4: Versuchskörper von Bach und Graf für die Bestimmung des Einflusses der Hakenform (Längsbewehrung mit recht- und spitzwinkligem Haken) [Bach -1911]

Die Ergebnisse dienten direkt als Normengrundlage für die Regelung der Verankerung von Glattstählen bis Ø 25 mm bzw. Ø 26 mm. Diese Stahldurchmesser durften ohne einen weiteren Nachweis der Verbundspannung, mit einem Endhaken verankert werden, wobei die Hakenform bei den Versuchen -Stahl mit Walzhaut- kaum einen Einfluss auf die Tragfähigkeit besaß.

glatte Einlage, ohne Haken	$P = 6500$ kg	1
„ „ rechtwinklige Haken	$P = 11000$ kg	1,69
„ „ spitzwinklige „	$P = 11700$ kg	1,80
„ „ U-Haken	$P = 12733$ kg	1,96
Einlage mit Walzhaut, ohne Haken	$P = 10500$ kg	1,62
„ „ „ rechtwinklige Haken .	$P = 16600$ kg	2,55
„ „ „ „ „ .	$P = 15967$ kg	2,46
„ „ „ „ „ .	$P = 15600$ kg	2,40
„ „ „ spitzwinklige „ .	$P = 15667$ kg	2,41
„ „ „ „ „ .	$P = 16133$ kg	2,48
„ „ „ U-Haken	$P = 16033$ kg	2,47
„ „ „ „ mit Quereisen	$P = 16800$ kg	2,58

Abb. 6-5: Höchstlasten der Versuche von Bach und Graf [Bach -1911]

Mörsch weist in seinem Buch „Der Eisenbetonbau“ explizit darauf hin, dass die Ergebnisse nur ihre Gültigkeit beim verwendeten Beton und dessen Festigkeit haben [Mörsch – 1920] was aber in der Normung so nicht berücksichtigt wurde.

Es stellte sich heraus, dass unter diesen Bedingungen (Haftlänge 50 cm, Walzhaut und Haken), eine Ausnutzung des Eisens bis hin zur Streckgrenze möglich ist. Somit war es aus damaliger Sicht der Fachwelt „entbehrlich“, für Eisen bis Ø 25 mm, die einen runden oder spitzwinkligen Haken besitzen, die Haftspannungen nachzuweisen. Dies wurde in der Bemessungsnorm DIN 1045 berücksichtigt und hatte für Glattstähle (bis Ø 25 mm) Gültigkeit bis 1972.

Die Norm von 1925 enthält hierzu eine widersprüchliche Aussage: „Die Zugeisen sind an ihren Enden mit halbkreisförmigen oder spitzwinkligen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser mindestens gleich dem 2,5 fachen des Eisendurchmessers ist“.

Laut [Gehler - 1925] bedeutet das jedoch nicht, dass zwingend Haken vorzusehen sind: „Durch die Bestimmung soll lediglich die Form der Haken festgelegt werden. In §18 Ziff. 4. ist die Möglichkeit offen gelassen, dass Zugeisen auch ohne Endhaken ausgeführt werden dürfen, falls die zulässige Haftspannung nicht überschritten wird. Die mechanische Verankerung durch Endhaken ist aber stets dringend zu empfehlen.“

Mit [DIN 1045:1932] wird die Forderung nach Endhaken konkretisiert: „Die Zugeisen müssen an ihren Enden halbkreisförmige oder spitzwinklige Haken erhalten…“.

Falls Gehler mit der 2. Auflage seiner DIN Erläuterungen recht hat, können im Bestand zwischen 1925 und 1932 Bauteile mit geraden Stabenden auftauchen, die aus heutiger Sicht keine ausreichende Verankerung aufweisen.

1937 werden für die Verankerung von Längseisen bei Säulen kurze rechtwinklige Haken empfohlen. Aufgrund von Stuttgarter Versuchen müssen alle Stahleinlagen seit 1943 zur zuverlässigen Verankerung von Längseisen im Beton Endhaken aufweisen.

In [DIN 1045:1943] ist die Verankerung von Stäben durch die Anordnung von halbkreisförmigen Haken und rechtwinkligen Haken möglich. Gerade Stabenden sind bei Rundstäben bis 26 mm seit [DIN 1045:1943] in Platten erlaubt.

Hierfür wird eine Zulassung des Reichsarbeitsministers benötigt. Die Zugeinlagen ohne Endhaken sind um das Maß a_1 über die Auflagermitte bzw. hinter den rechnerischen Endpunkt zu führen.

$$a_1 = \frac{\sigma_{szul} \cdot F_{e1}}{3 \cdot \tau_1 \cdot u}$$

mit:

σ_{szul} $zulässige\ Stahlspannung$

τ_1 $zulässige\ Haftspannung\ (= Verbundspannung)$

F_{e1} $Querschnitt\ und\ u\ der\ Umfang\ des\ Einzelstabes$

Zugeinlagen sind generell mit halbkreisförmigen Haken zu versehen, da so ein besserer Widerstand gegen Herausziehen sichergestellt wird. Die Haken müssen bei Betonstahl I einen Mindestdurchmesser von 2,5 d_s aufweisen. Bei Betonstahl II und III muss dieser mindestens den 5-fachen Stabdurchmesser betragen.

Bei der Verwendung von geeigneten Betonformstählen mit einem Höchstdurchmesser von 26 mm ist auch für Betonstahl II und III ein Durchmesser von 2,5 d_s erlaubt.

1959 wurden keine Änderungen vorgenommen.

In den 1950 Jahren wurden immer häufiger Betonrippenstähle eingesetzt. Diese wurden durch Zulassungen, außerhalb der DIN 1045 und DIN 488, geregelt. Mit diesen Stählen war auch eine Verankerung mit geraden Stabenden erlaubt.

In [DIN 1045:1972] kommen zu den üblichen Verankerungsarten auch noch zusätzlich Schlaufen, Ankerkörper und aufgeschweißte Querstäbe hinzu. Schlaufen sind so definiert, dass an beiden Stabenden die gleiche Zugkraft angreift. Winkelhaken und gerade Stabenden dürfen nur noch in Verbindung mit geripptem Stahl verwendet werden.

Schlaufen und Haken dürfen jedoch glatte, profilierte und gerippte Betonstähle verankern. „Bei Schalen […] mit dünnen glatten oder profilierten Bewehrungsstäben ist ausnahmsweise auch eine Verankerung nur mit geraden Stabenden zulässig.

Die Verankerung mit geraden Stabenden führt jedoch zu sehr großen Verankerungslängen, die bei sonstigen stab- oder flächenförmigen Bauteilen zu konstruktiv ungünstigen und unwirtschaftlichen Lösungen führen“. [Bonzel – 1972]

Die in der Fassung von 1978 angegebenen Konstruktionsregeln „gewährleisten im Gebrauchszustand ein befriedigendes Riss- bzw. Verschiebungsverhalten im Verankerungsbereich sowie eine ausreichend hohe Bruchsicherheit ($\gamma \geq 2{,}1$) gegenüber Versagen des Verbundes infolge Ausziehens der Stäbe oder durch Abplatzen der Betondeckung“. [Rehm – 1968]

Deshalb ist grundsätzlich eine Abminderung von Übergreifungslängen bei Bewehrungslagen, die allein der Rissbreitenbeschränkung dienen und die deshalb nur einfache Sicherheit verlangen, nicht zielführend. Bei Bestandsbauten kann allerdings eine etwaige Rissbildung am Tragwerk beurteilt werden.

Die Verankerungsarten entsprechen der Beschreibung in [DIN 1045:1972]. Es werden jedoch einheitliche Regelungen für Zug und Druckstäbe formuliert, damit die Norm besser verständlich wird.

Bei glatten und profilierten Stäben ist, wie zuvor auch, keine alleinige Verankerung mit geraden Stabenden zulässig, da gerade Stabenden ihre Verankerungswirkung nur durch den Haftverbund erzielen. [Rehm – 1968]

Bei Rippenstählen können zur Verkürzung der Verankerungslänge Winkelhaken angeordnet werden. Bei Rippenstählen in Verbindung mit Winkelhaken erfolgt die günstige Wirkung der Krümmung durch die Rippung des Stahls schon bei einer 90°-Aufbiegung. [Rehm – 1968]

Bei der Verankerung mittels angeschweißter Querstäbe wird in der Norm von 1978 auf DIN 488-4 und DIN 4099-1 verwiesen, in denen eine Mindestscherfestigkeit und eine Mindestaufstandsfläche der Schweißknoten gefordert werden.

In der DIN Fassung von 1988 bleiben die grundsätzlichen Verankerungsarten und -bedingungen bestehen, es entfallen jedoch alle Zusätze für glatte und profilierte Betonstähle.

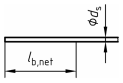
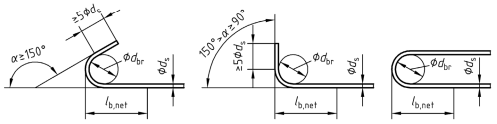
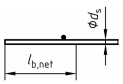
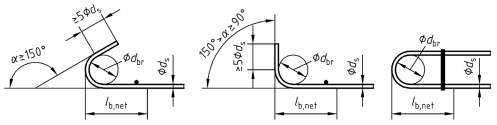
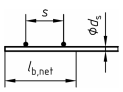
Als glatter Betonstahl darf nur Rundstahl nach DIN 1013-1 aus St 37-2 nach DIN 17100 eingesetzt werden. Die Durchmesser sind abschließend auf d_s = 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25 und 28 mm beschränkt. Für Rechenwerte und Bewehrungsrichtlinien wird auf die DAfStb-Hefte 220 und 400 hingewiesen. Profilierte Stähle, welche jedoch nicht mit gerippten Stählen zu verwechseln sind, lässt die Norm nicht mehr zu,.

Auch in [DIN 1045-1:2001] bleiben die grundsätzlichen Verankerungsarten und –regeln bestehen. Allerdings wird nun festgeschrieben, dass Druckbewehrung nicht mit Haken, Winkelhaken oder Schlaufen verankert werden darf. Bei Bestandsbauten sind Haken etc. bei der Verankerung von Druckbewehrung hinsichtlich einer Abplatzgefahr kritisch zu beurteilen. Dies gilt insbesondere, wenn im Rahmen einer Baumaßnahme eine Laststeigerung erfolgen soll.

Des Weiteren ist eine Verankerung für Stäbe mit $d_s \geq 32$ mm nur mit geraden Stabenden oder mit Ankerkörpern erlaubt. In [DIN 1045-1:2008] bleiben die Regelungen von 2001 erhalten.

Da glatte und profilierte Stäbe seit [DIN 1045:1988] nicht mehr zugelassen bzw. beschrieben sind, kann zur Beurteilung von Bauteilen im Bestand [DIN 1045:1978] als Orientierungsgrundlage verwendet werden.

Tabelle 26 — Zulässige Verankerungsarten von Betonstahl

	1	2	3
	Art und Ausbildung der Verankerung	Beiwert α_a [c]	
		Zugstäbe [a]	Druckstäbe
1	a) Gerade Stabenden 	1,0	1,0
2	b) Haken c) Winkelhaken d) Schlaufen 	0,7 [b] (1,0)	–
3	e) Gerade Stabenden mit mindestens einem angeschweißten Stab innerhalb $l_{b,net}$ 	0,7	0,7
4	f) Haken g) Winkelhaken h) Schlaufen (Draufsicht)  mit jeweils mindestens einem angeschweißten Stab innerhalb $l_{b,net}$ vor dem Krümmungsbeginn	0,5 (0,7)	–
5	i) Gerade Stabenden mit mindestens zwei angeschweißten Stäben innerhalb $l_{b,net}$ (Stababstand s < 100 mm und ≥ 5 d_s und ≥ 50 mm) nur zulässig bei Einzelstäben mit $d_s \leq 16$ mm und bei Doppelstäben mit $d_s \leq 12$ mm 	0,5	0,5

[a] Die in Spalte 2 in Klammern angegebenen Werte gelten, wenn im Krummungsbereich rechtwinklig zur Krümmungsebene die Betondeckung weniger als 3 d_s beträgt oder kein Querdruck oder keine enge Verbügelung vorhanden ist.

[b] Bei Schlaufenverankerungen mit Biegerollendurchmesser $d_{br} \geq 15\, d_s$ darf der Wert α_a auf 0,5 reduziert werden.

[c] Für aufgeschweißte Querstäbe mit $d_{s,quer}/d_{s,l} \geq 0,7$ sind die Verbindungen als tragende Verbindungen auszuführen.

Abb. 6-6:
Zulässige Verankerungsarten von Betonstahl. Tabelle 26 [DIN 1045-1:2001]

6.6.2 Verankerungslänge

Mit der Einführung von Betonrippenstählen in den 1950er Jahren wurden zum ersten Mal Verankerungslängen definiert. Diese waren für verschiedene Bereiche geregelt.

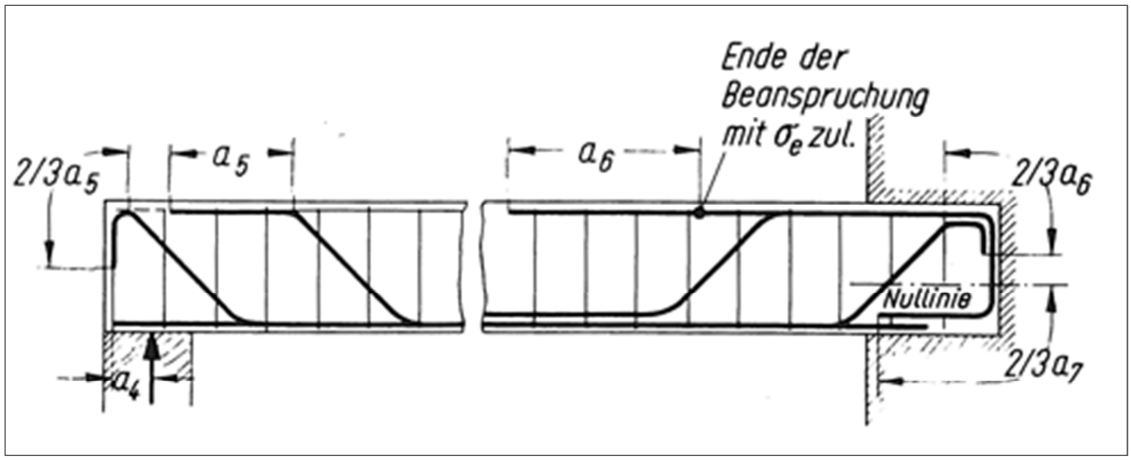


Abb. 6-7: Verankerungslängen nach Zulassung. [Betonkalender – 1971]

Die folgenden Angaben beziehen sich auf ein gerades Stabende, ohne Endhaken. Für den Auflagerbereich galt das Maß a_4.

guter Verbund: $a_4 = 6\ d_s$

schlechter Verbund: $a_4 = 12\ d_s$

In der Regel mussten $^1/_3$ der Feldbewehrung über das Auflager geführt werden. War das nicht der Fall, mussten die Verbundspannungen nachgewiesen werden.

Anmerkung: In den folgenden Abbildungen 6-8 und 6-9 bedeuten Abschnitt 5.61 guter Verbund und Abschnitt 5.62 schlechter Verbund.

Stahl-gruppe	zul σ_e kp/cm²	Lage der Stäbe beim Betonieren nach	B 160	B 225	B 300	B 450	B 600
St. I	1400	Abschnitt 5.61	12 d	10 d	10 d	10 d	10 d
		Abschnitt 5.62	24 d	16 d	12 d	10 d	10 d
St. II	2000	Abschnitt 5.61	16 d	12 d	10 d	10 d	10 d
		Abschnitt 5.62	32 d	24 d	16 d	12 d	10 d
St. III u. IV	2400	Abschnitt 5.61	18 d	12 d	10 d	10 d	10 d
		Abschnitt 5.62	36 d	24 d	20 d	12 d	10 d
St. IV (vgl. Abschn. 5.1)	2800	Abschnitt 5.61	—	16 d	12 d	10 d	10 d
		Abschnitt 5.62	—	32 d	24 d	16 d	12 d

Abb. 6-8: Verankerungslänge für Schubaufbiegungen von Betonrippenstählen gemäß Zulassung. [Betonkalender – 1966]

Stahl-gruppe	zul σ_e	Lage der Stäbe beim Betonieren nach	B 160	B 225	B 300	B 450	B 600
St. I	1400	Abschnitt 5.61	30 *d*	25 *d*	15 *d*	10 *d*	10 *d*
		Abschnitt 5.62	60 *d*	50 *d*	30 *d*	20 *d*	16 *d*
St. II	2000	Abschnitt 5.61	45 *d*	30 *d*	25 *d*	15 *d*	12 *d*
		Abschnitt 5.62	90 *d*	60 *d*	50 *d*	30 *d*	25 *d*
St. III u. IV	2400	Abschnitt 5.61	55 *d*	35 *d*	30 *d*	20 *d*	15 *d*
		Abschnitt 5.62	110 *d*	70 *d*	60 *d*	40 *d*	30 *d*
St. IV (vgl. Abschn. 5.1)	2800	Abschnitt 5.61	—	45 *d*	35 *d*	25 *d*	17 *d*
		Abschnitt 5.62	—	90 *d*	70 *d*	50 *d*	35 *d*

Abb. 6-9: Verankerungslänge von Betonrippenstählen für die Aufnahme der Stützmomente gemäß Zulassung. [Betonkalender – 1966]

Bis [DIN 1045:1972] gibt es (mit einer Ausnahme) keine Regelung in der DIN 1045 für eine Verankerungslänge von geraden Stäben. Die im Feld endende Bewehrung muss in den Zugbereich hochgebogen oder bis auf das Auflager geführt werden. Dort ist sie konstruktiv, mit Haken oder ähnlichem zu verankern.

Gerade Stabenden sind bei Rundstäben bis 26 mm in Platten seit [DIN 1045:1943] erlaubt. Hierfür wird eine Zulassung benötigt. Die Zugeinlagen ohne Endhaken sind um das Maß a_1 über die Auflagermitte bzw. hinter den rechnerischen Endpunkt zu führen.

$$a_1 = \frac{\sigma_{szul} \cdot F_{e1}}{3 \cdot \tau_1 \cdot u}$$

mit

σ_{szul} *zulässige Stahlspannung*

τ_1 *zulässige Haftspannung* (= *Verbundspannung*)

F_{e1} *Querschnitt und u der Umfang des Einzelstabes*

In der nächsten Normenfassung [DIN 1045:1972] wird von dem Grundmaß a_0 als der erforderlichen Verankerungslänge für einen geraden, mit voller zul. Stahlspannung ausgenutzten Bewehrungsstab ausgegangen:

$$a_0 = \frac{Z_S}{\gamma \cdot u \cdot zul\tau_2} = \frac{d_e \cdot \beta_S}{4 \cdot zul\tau_2 \cdot \gamma}$$

Damit ist das Grundmaß abhängig von der Streckgrenze des Stahles β_s, dem Stabdurchmesser d_s, der zulässigen Verbundspannung *zul* τ_1 und dem Sicherheitsbeiwert γ. Der Sicherheitsbeiwert γ darf unabhängig von der Belastungsart mit 1,75 angesetzt werden, da es sich um einen Verankerungsbruch (Bruch mit Vorankündigung) handelt. [Bonzel – 1972]

Das Grundmaß a_0 der Verankerungslänge darf seit [DIN 1045:1972] abgemindert werden, wenn die vorhandene Bewehrung größer als die rechnerisch erforderliche ist. Allerdings ist nur eine Abminderung auf $^1/_3$ des Grundmaßes bzw. auf den 10-fachen Stabdurchmesser zulässig.

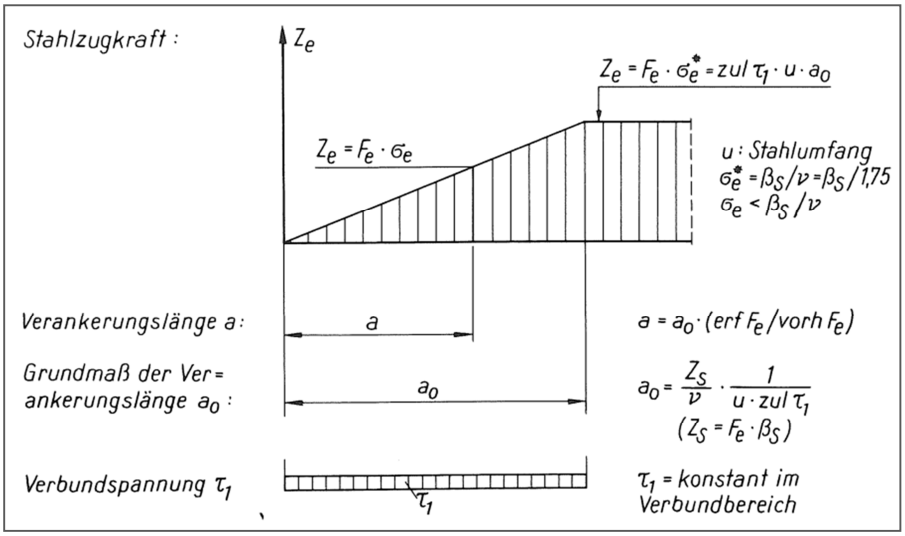


Abb. 6-10: Verankerungslängen *a* und a_0 aus [Wommelsdorff – 1974]

Die Werte zur Verankerung von geschweißten Betonstahlmatten sind aus Abb. 6-11 zu entnehmen und gelten nur für vorwiegend ruhende Belastung.

Bei direktem Vergleich der Verankerungslänge a_1 von 1959 mit a_0 von 1972 stellt man fest, dass sich die Verankerungslängen bei vergleichbaren Randbedingungen um $^1/_3$ erhöht haben. Die Verankerung mit geraden Stabenden war jedoch in den Normen [DIN 1045:1943] und [DIN 1045:1959] nur bei Platten erlaubt und der Stahl musste ein Betonformstahl sein. Zuvor waren auch hier Haken vorgeschrieben.

Tabelle 21. **Grundmaß a_0 der Verankerungslänge für geschweißte Betonstahlmatten bei vorwiegend ruhender Belastung**

	1	2	3	4	5
	Stabdurchmesser		Lage [26]	a_0 bei Betonstahlmatten aus	
	Einzelstäbe mm	Doppelstäbe und Stabpaare mm		Rippenstäben BSt 50/55 RK (IV R)	glatten oder profilierten Stäben BSt 50/55 GK bzw. BSt 50/55 PK (IV G bzw. IV P)
1	≦ 12,0	≦ 8,5	A	≧ 35 cm mit mindestens 3 Querstäben (2 Maschen)	≧ 35 cm mit mindestens 3 Querstäben (2 Maschen)
2			B	≧ 25 cm mit mindestens 2 Querstäben (1 Masche)	≧ 25 cm mit mindestens 3 Querstäben (2 Maschen)
3	–	> 8,5	A	≧ 45 cm mit mindestens 4 Querstäben (3 Maschen)	≧ 45 cm mit mindestens 5 Querstäben (4 Maschen)
4	–	≦ 12,0	B	≧ 35 cm mit mindestens 3 Querstäben (2 Maschen)	≧ 35 cm mit mindestens 4 Querstäben (3 Maschen)

[26]) Siehe Erläuterungen zu Tabelle 20.

Abb. 6-11: Verankerungslänge für geschweißte Betonstahlmatten - Tab. 21 [DIN 1045:1972]

Bei der Verankerung druckbeanspruchter Stäbe wird von der Verankerungslänge a_0 ausgegangen und an die Verankerungsart angepasst.

Da die Verankerung mit geraden Stabenden ausschließlich durch den Verbund zwischen Beton und Stahl sichergestellt wird, ist bei dieser Verankerungsart unbedingt gerippter Betonstahl zu verwenden. Die Verankerungslänge entspricht dem Maß *a*, was dem Grundmaß a_0 multipliziert mit dem Verhältnis erforderlicher zu vorhandener Bewehrung ($a = a_0 \cdot erf\ F_e / vorh\ F_e$) entspricht.

Mit Haken dürfen sowohl gerippte, profilierte als auch glatte Stäbe verankert werden. Die ergänzende Verankerungslänge für Haken und Winkelhaken ergibt sich zu:

$$a_1 = a - a'_0 \geq d_{br} / 2 + d_s$$

mit dem so genannten Hakenabzug a'_0, für glatte und profilierte Stäbe: $a'_0 = 30\ d_s$ und für gerippte Stäbe $a'_0 = 20\ d_s$.

Trotz Hakenabzug a'_0 ist eine Vorlänge erforderlich, da „Haken oder Winkelhaken … im Gebrauchszustand nur einen Teil der für den Bewehrungsstab zulässigen Zugkraft durch Seilreibung einwandfrei im Beton verankern“ können. [Bonzel – 1972]

Bei glatten oder profilierten Stäben wirkt der Haken in erster Linie auf Seilreibung und bei gerippten Stäben tritt dagegen eine Spannungskonzentration am Beginn der Krümmung auf, woraus sich unterschiedliche Hakenabzüge ergeben.

Bei Schlaufen ist eine ergänzende Verankerungslänge $a_1 \geq d_{br} / 2 + 3\ d_s$ erforderlich, da die Krümmung einer Schlaufe alleine nicht ausreicht.

Der Biegerollendurchmesser von Schlaufen berechnet sich zu

$$d_{br} = (1{,}40 + 2{,}80 \cdot d_s / e)\ \sigma_e \cdot d_s / \beta_{wN},$$

da „bei Schlaufen an beiden Stabenden eine Zugkraft vorhanden ist, die verankert werden muss, ergeben sich innerhalb der Krümmung größere Lochleibungsdrücke auf den Beton als bei Haken“. [Bonzel – 1972]

Hierbei sind:

ds Stabdurchmesser

e Abstand von Schlaufenebenen oder Achsabstand der äußeren Schlaufenebene zur Betonoberfläche

σ_e vorhandene Stahlspannung am Beginn der Krümmung

$$\sigma_e = \frac{1}{F_e}\left(\frac{M_e}{z} + N\right)$$

mit *N* als Druckkraft mit negativem Vorzeichen, M_e auf die Zugbewehrung bezogene Moment und *z* aus

β_{wN} Nennfestigkeit des Betons

Für geschweißte Betonstahlmatten ergibt sich die endgültige Verankerungslänge aus:

$$a = a_0 \bullet erf\ F_e / vorh\ F_e \geq 1/3\ a_0$$

Dabei ist die Anzahl der Querstäbe auf ganze Werte aufzurunden. In [DIN 1045:1978] gilt als Grundmaß für die Verankerungslänge:

$$l_0 = \frac{F_s \cdot u \cdot zul\tau_2}{\gamma} = \frac{d_S \cdot \beta_S}{4zul\tau_2 \cdot \gamma} = \frac{d_S \cdot \beta_S}{7zul\tau_1 \cdot d_S}$$

Diese Regelung ist gegenüber der Norm von 1972 unverändert geblieben. Bei Doppelstabmatten ist in die Formel der Durchmesser des querschnittsgleichen Einzelstabes

$$d_{sV} = \sqrt{2} \cdot d_s$$

einzusetzen, da „dieser ein Maßstab für die eingeleitete Zugkraft und damit für die im Verankerungsbereich auftretende Verbund- und insbesondere Sprengkraft ist“. [Rehm – 1968]

Die Verankerungslänge $l_1 = \alpha_1 \bullet$ erf A_s / vorh A_s ergibt sich aus dem Grundmaß, welches durch den Beiwert α_1 abgemindert wird. Damit kann die Art der Verankerung berücksichtigt werden, was in Tabelle 20 [DIN 1045:1978] geregelt ist.

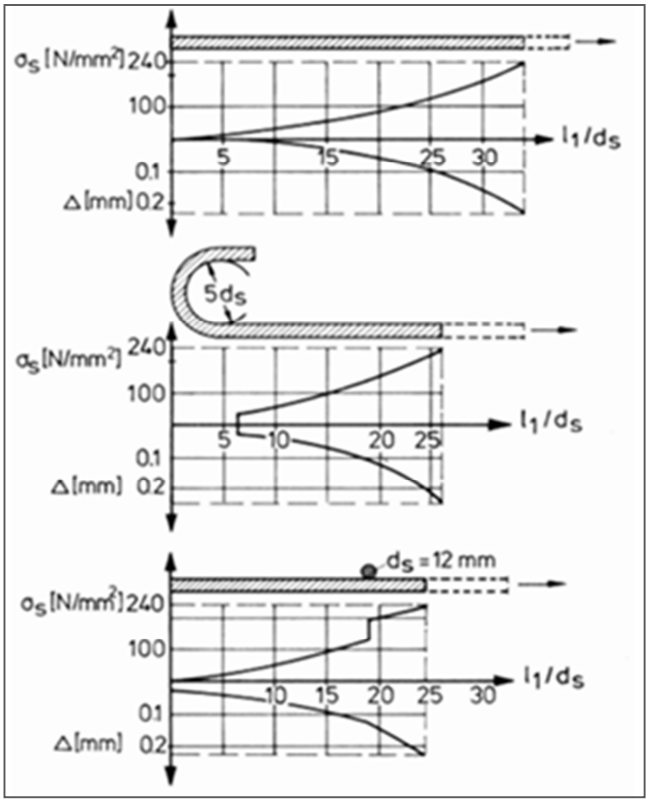


Abb. 6-12: Verlauf der Stahlspannung σ_S und der Verschiebung entlang der Verankerungslänge l_1, für einen B 25, d_s = 16 mm und verschiedene Verankerungen [Rehm – 1968]

Bei der Verankerung von geschweißten Betonstahlmatten aus glatten oder profilierten Stäben ist l_0 diejenige Länge, die sich aufgrund von 4 angeschweißten Querstäben ergibt, deren Achsabstand mindestens 5 cm oder 5 d_s betragen. Außerdem darf die Verankerungslänge von gerippten Stäben nicht unterschritten werden.

Da die Verbundwirkung glatter und profilierter Stäbe gering ist, hängt die Verankerungslänge „zunächst von der Zahl n der zur Einleitung der Kraft in den Beton erforderlichen Querstäbe ($n = 4 \cdot erf\ A_s / vorh\ A_s$) und deren Abstand ab“. [Rehm – 1968]

Diese Formulierung der Verankerungslänge wurde nach [Rehm – 1968] eingeführt, um den unbefriedigenden Zustand der unterschiedlichen Formeln für verschiedene Verankerungsarten zu beseitigen. Es wird nun gefordert „dass die Verschiebung am Verankerungsbeginn im Gebrauchs- und Bruchzustand bei allen Ausführungsformen der Rippenstahlverankerung mit derjenigen von geraden Stabenden in etwa übereinstimmen muss.“

Die Verankerungslänge bei geraden Stabenden ergibt sich zu $l_1 \geq 10\ d_s$, für Haken, Winkelhaken und Schlaufen gilt: $l_1 \geq d_{br} / 2 + d_s$.

Hier wird bewusst auf einen auf das Grundmaß bezogenen Mindestwert verzichtet, da bei geraden Stabenden dieser Wert durchschlagen und bei Haken der Wert ohne Not zu groß werden würde. [Rehm – 1968] Der Mindestwert von 10 d_s soll dabei mögliche Verlegeungenauigkeiten ausgleichen.

Vergleicht man nun die Verankerungslängen aus der Norm von 1972 mit denen der Norm von 1978, vgl. Abb. 6-13 bis Abb. 6-15, stellt man folgendes fest:

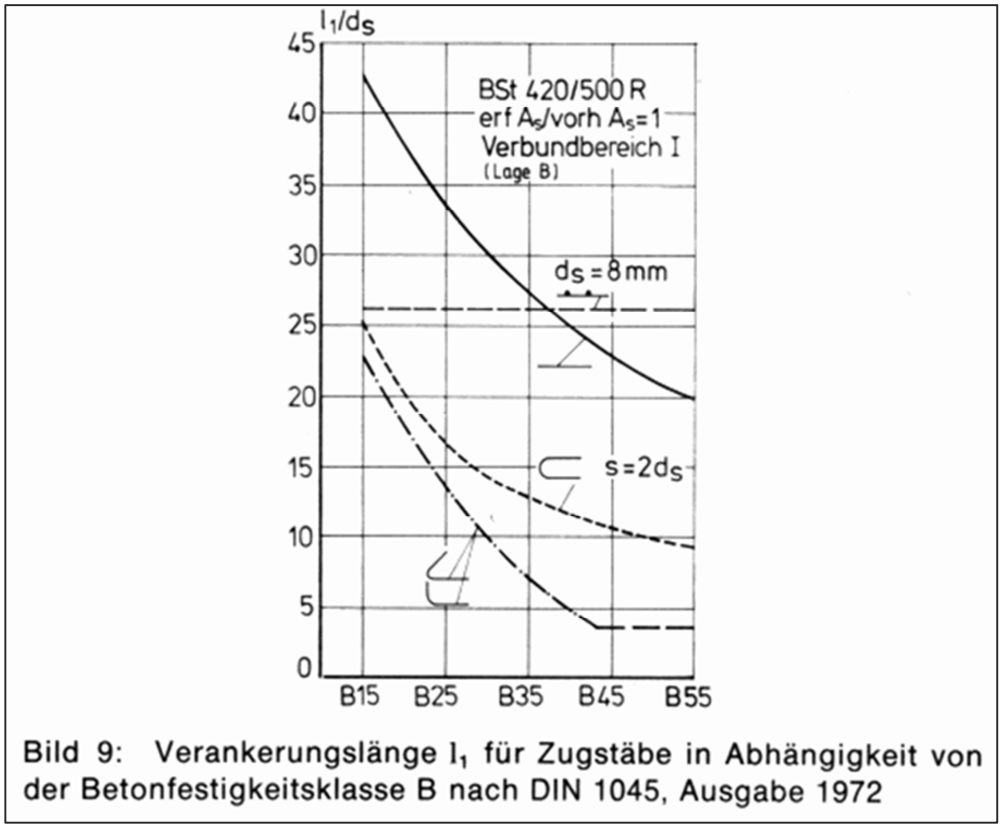


Bild 9: Verankerungslänge l_1 für Zugstäbe in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse B nach DIN 1045, Ausgabe 1972

Abb. 6-13: Verankerungslänge l_1 nach DIN 1045, Ausgabe 1972

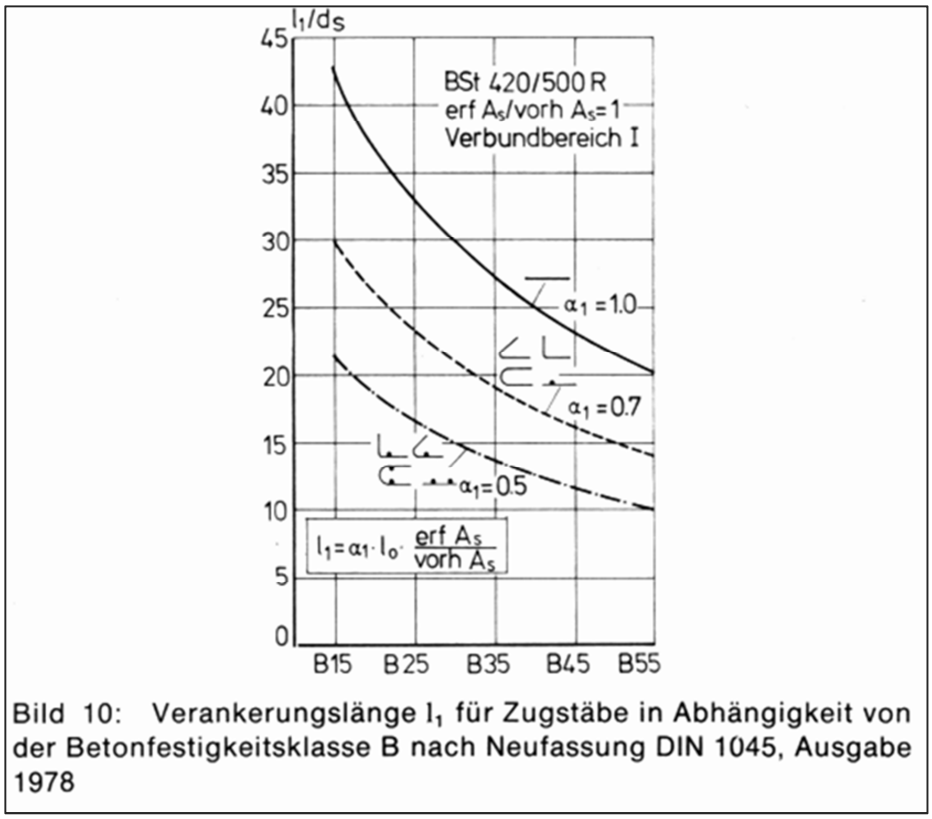


Bild 10: Verankerungslänge l_1 für Zugstäbe in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse B nach Neufassung DIN 1045, Ausgabe 1978

Abb. 6-14: Verankerungslänge l_1 nach DIN 1045, Ausgabe 1978

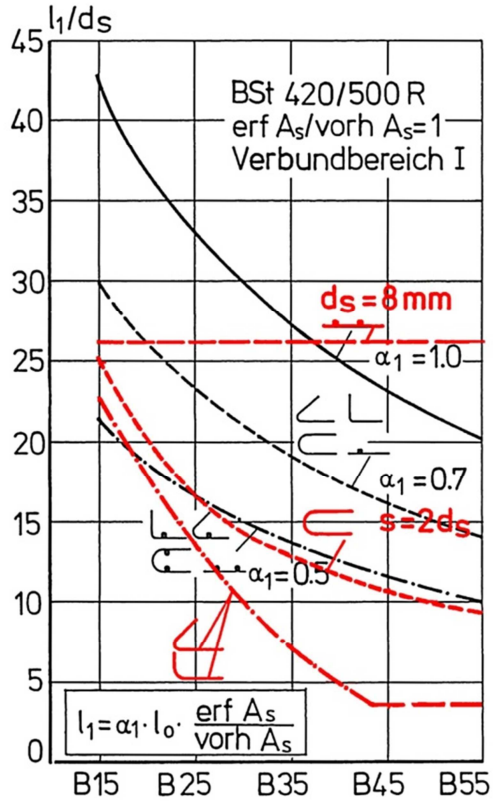


Abb. 6-15: Erforderliche Verankerungslängen für verschiedene Verankerungselemente nach DIN 1045:1972 (rot) und DIN 1045:1978 (schwarz)

Bei geraden Stabenden ergibt sich keine Veränderung zwischen den beiden Normen. Bei gekrümmten Stabenden hingegen wird der Einfluss geringer eingeschätzt, was durch zahlreiche Versuche untersucht und nachgewiesen worden ist.

Verankerung der Längsbewehrung			
	Verankerungselement	**gerades Stabende**	**Nachweis der Verankerungslänge**
1904	Umbiegen der freien Enden	nicht zulässig	Nachweis Haftzuspannungen
1909	Form soll Verscheibung verhindern	nicht zulässig	Nachweis Haftzuspannungen
1916 – 1937	Haken, halbkreisförmig / spitz	nicht zulässig	nur für d_s > 26 mm
1943	Haken, halbkreisförmig	Bei Platten, geeigneter Stahl, Zulassung, Verankerung ist nachzuweisen	nur für d_s > 26 mm
1959	Haken, halbkreisförmig	Bei Platten, geeigneter Stahl, Zulassung, Verankerung ist nachzuweisen	nur für d_s > 26 mm
1972 / 1978	Haken, Schlaufen, etc.	Nur zulässig bei Betonrippenstahl, für Schalen und Faltwerke auch glatter Stahl	ja

Abb. 6-16: Zulässiger Verankerungsarten nach DIN 1045

In der Fassung von 1988 wurde das Grundmaß der Verankerungslänge daraufhin etwas vereinfacht:

$$l_0 = \alpha_0 \cdot d_s \qquad \text{mit} \qquad \alpha_0 = \frac{\beta_S}{7 \cdot zul\tau_2}$$

Der Wert α_0 ist abhängig von der Betonstahlsorte, der Betonfestigkeitsklasse und der Lage der Bewehrung. Die Regelungen sind gegenüber [DIN 1045:1978] ansonsten unverändert.

In [DIN 1045-1:2001] ist das Grundmaß der Verankerungslänge l_b für gerade Stabenden mit der Stabkraft $F_{sd} = A_s \cdot f_{yd}$ unter der Annahme einer über die Verankerungslänge und den Stabumfang konstanten Verbundspannung f_{bd} folgendermaßen definiert:

$$l_b = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

Für gute Verankerungsbedingungen erhöht sich das Grundmaß der Verankerungslänge, für mäßige Verbundspannungen vermindert es sich im Vergleich zur Vorgängernorm – jeweils in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse.

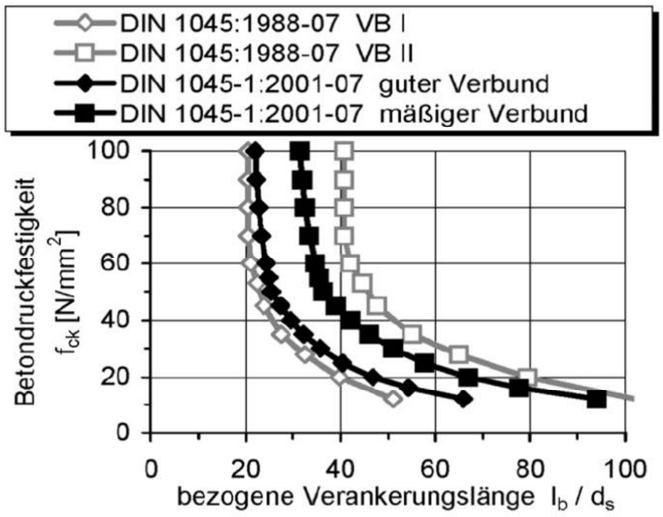


Abb. 6-17 Grundmaß der bezogenen Verankerungslänge l_b/d_s, [Burkhardt – 2004]

Für Abb. 6-17 wurden die zulässigen Verbundspannungen in charakteristische Werte umgerechnet. In der Norm von 2008 ergibt sich keine Veränderung gegenüber der Fassung von 2001.

Die Verankerungslänge $l_{b,net} = \alpha_A \cdot l_b \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh} \geq l_{b,min}$ ist weiterhin abhängig von der Art der Verankerung, dem Grundmaß der Verankerungslänge und dem Verhältnis der erforderlichen zur vorhandenen Bewehrung. Die Mindestverankerungslänge $l_{b,min}$ wurde 2001 neu eingeführt. Sie wird je nachdem, ob es sich um einen Zug- oder Druckstab handelt, unterschiedlich berechnet.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass Bauteile, die bis 1959 hergestellt wurden, eine geringere Verankerungslänge besitzen und in Bezug auf die heutige Norm grundsätzlich als kritisch zu beurteilen sind.

Empfehlung für die Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Verankerungen die nach den DIN Normen bis 1972 ausgeführt wurden, können mit den aktuellen Normen nicht nachgewiesen werden. Daraus resultieren jedoch nicht zwangsläufig unsichere Bemessungszustände, da diese Verankerungen durch Versuche abgesichert wurden.

Um Lasten in einen Glattstahl einzuleiten, ist ein gewisser Schlupf unumgänglich. Ursächlich hierfür ist, dass die Tragwirkung eines Glattstahls mit Endhaken maßgeblich der Seilreibung in einer Umlenkstelle entspricht. Im Gegensatz zu den seit 1978 üblichen 0,1 mm, war bei den Versuchen zuvor ein größerer Schlupf zulässig.

Bei einer Lasterhöhung ist dieser Zusammenhang insbesondere hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit im besonderen Maße zu beachten.

6.7 Verbundbedingungen für Betonstähle

Bis zur Einführung von [DIN 1045:1972] waren Betonrippenstähle durch Zulassungen geregelt. Vor 1954 und für glatte Betonstähle, die bis 1972 durch DIN 1045 geregelt waren, gab es nur einen Verbundbereich.

Für Betonrippenstähle nach Zulassung waren zwischen 1952 und 1972 zwei Verbundbereiche geregelt. Im guten Verbund liegend galten alle Stäbe, die zwischen 45° und 90° gegen die Waagrechte geneigt sind oder einen Abstand von 25 cm von der Bauteilunterkante aufweisen. Alle anderen, hier wird explizit auf obenliegende Stäbe hingewiesen, sind dem schlechten Verbund zuzuordnen.

Es galten für alle Betonrippenstähle die gleichen Haftspannungen.

Die Unterscheidung von „guten“ und „schlechten“ Verbundbedingungen wurde erstmals in [DIN 1045:1972] aufgenommen. „Die zulässigen Rechenwerte der Verbundspannungen sind abhängig von der Lage der Bewehrungsstäbe im Querschnitt beim Betonieren.“

Gute Verbundbedingungen (Lage B), und damit höhere ansetzbare Verbundspannungen gelten sowohl für Stäbe, „die beim Betonieren zwischen 45° und 90° gegen die Waagrechte geneigt sind“, als auch für „flacher geneigte und waagrechte Stäbe, wenn sie beim Betonieren in der unteren Querschnittshälfte des Bauteils oder mindestens 30 cm unter der freien Oberseite des Querschnittsteils oder eines Betonierabschnitts liegen“ [DIN 1045:1972]. Für alle anderen Stäbe (Lage A) gelten die halben Rechenwerte der Verbundspannungen der Lage B.

Aufgrund unterschiedlicher Voraussetzungen nach bzw. beim Betonieren und der Möglichkeit der Verdichtung des Betons werden unterschiedliche Verbundbereiche eingeführt. [Bonzel - 1972]

Wenn Stäbe flacher als 45° geneigt sind, kann „in einem Bereich von etwa 30 cm unter der Oberkante eines Bauteils oder aber auch eines Betonierabschnittes … nicht mit dem besonders guten Verbund der Lage B gerechnet werden“, da „bei dünnen Bauteilen … eine einwandfreie Verdichtung i. A. nicht sichergestellt ist. Außerdem ist die Betonfestigkeit in der obersten Randzone nicht immer so hoch, wie dies der Betonfestigkeitsklasse entspricht. Bei höheren Bauteilen ist damit zu rechnen, dass noch nach dem Rütteln ein gewisses Absetzen des Betons stattfindet, sodass an der Unterseite der Stäbe der Verbund nicht ganz so gut ist“. [Bonzel - 1972]

Zu Stäben nach Lage B zählen auch solche, die weniger als 30 cm unter einer Oberseite liegen, wenn der Beton in diesem Bereich durch seitlich eingeführte Rüttler einwandfrei verdichtet werden kann. [Bonzel - 1972]

In der Norm von 1978 wird eine geänderte Definition der Verbundbereiche eingeführt. Der Einfluss der Lage der Bewehrungsstäbe beim Betonieren wird durch zwei Verbundbereiche berücksichtigt.

Flacher als 45° geneigt Stäbe gehören nun auch zum Bereich für gute Verbundbedingungen (Verbundbereich I), wenn sie höchstens 25 cm über der Unterkante des Frischbetons liegen. „Diese Erweiterung erschien zulässig, weil die Rechenwerte der Verbundspannungen des Bereichs I aus Ausziehversuchen mit dicken, mittig in 20 cm hohen Körpern liegenden Stäben abgeleitet wurden“. [Rehm – 1979]

Die Regelung, dass Stäbe, die flacher als 45° geneigt sind und in der unteren Querschnittshälfte liegen, zum Verbundbereich I gehören, kann entfallen, „da sie nur in einem sehr kleinen Bereich maßgebend gewesen wäre“. [Rehm – 1979]

Abb. 6-18 zeigt den Unterschied zwischen den Verbundbereichen der Normen von 1972 und 1978. Das Diagramm verdeutlicht den Zusammenhang zwischen dem maximal zulässigen Abstand der Bewehrung von der Frischbetonunterkante und der Querschnittsdicke des Bauteils.

Insgesamt ist auffällig, dass der gestrichelte Bereich seit der Norm 1978 zum Bereich mit gutem Verbund zählt. Außerdem kann man einen kleinen Bereich erkennen, der nun zum Verbundbereich II zählt, bei dem die Norm von 1972 günstiger gewesen wäre. Zusätzlich kommen zum Verbundbereich II auch noch die horizontalen Stäbe in Bauteilen, die im Gleitbauverfahren hergestellt werden [DIN 1045:1978], da „hier eine Störung des Verbundes während des Erhärtens des Betons auch bei sorgfältiger Bauausführung nicht ausgeschlossen werden kann“. [Rehm – 1979]

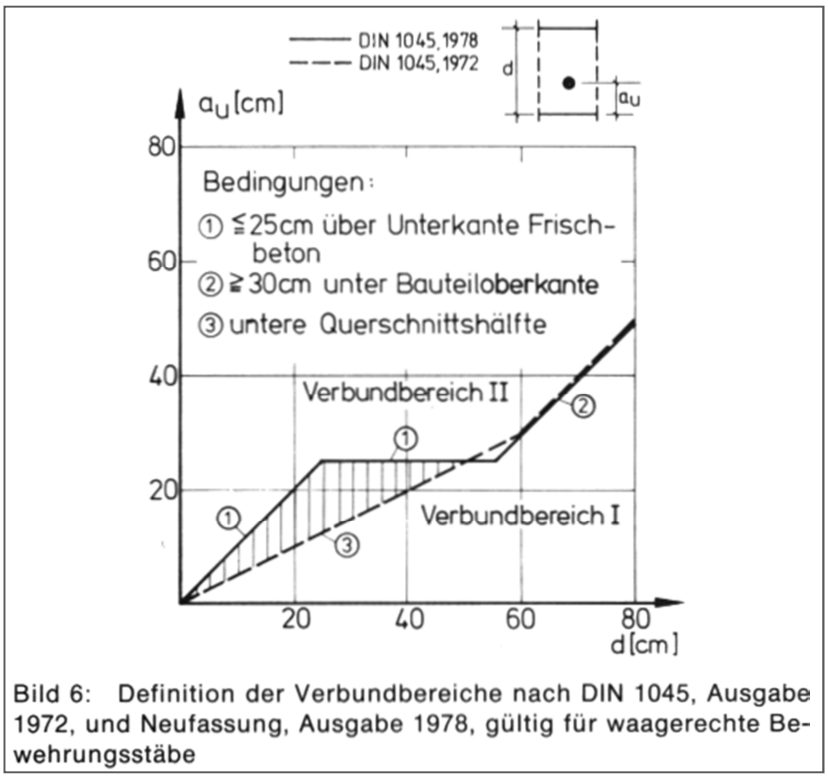


Bild 6: Definition der Verbundbereiche nach DIN 1045, Ausgabe 1972, und Neufassung, Ausgabe 1978, gültig für waagerechte Bewehrungsstäbe

Abb. 6-18: Bild aus [Rehm – 1979]

Seit 1988 gilt aufgrund von Versuchsergebnissen von [Schmidt-Thrö/Stöckl – 1986] und [Kluge et al. – 1986] Verbundbereich II „auch für die lotrechten Stäbe, da auch bei diesen Stäben eine Störung des Verbundes während des Erhärtens des Betons selbst bei sorgfältiger Bauausführung nicht ausgeschlossen werden kann“. [Bertram – 1989]

Außerdem darf für innerhalb der horizontalen Bewehrung angeordnete lotrechte Stäbe die Verbundspannung des Bereichs II um 30 % erhöht werden, da dort Störungen infolge des Gleitbauverfahrens nicht so stark ausgeprägt sind.

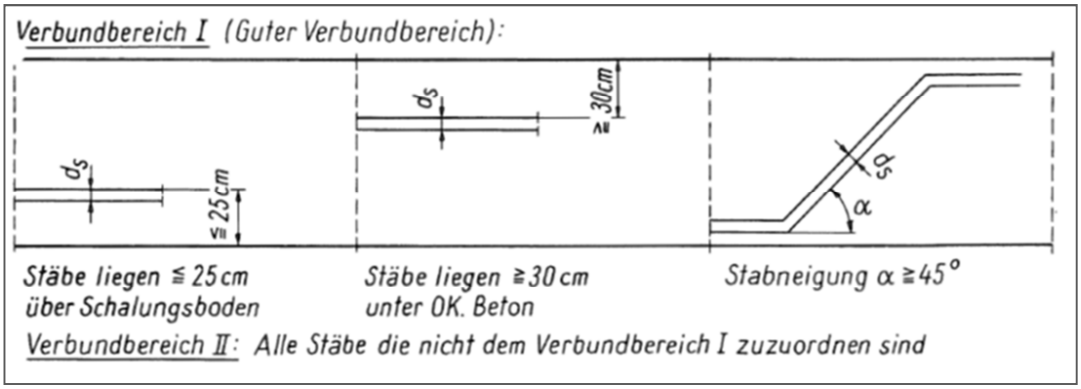
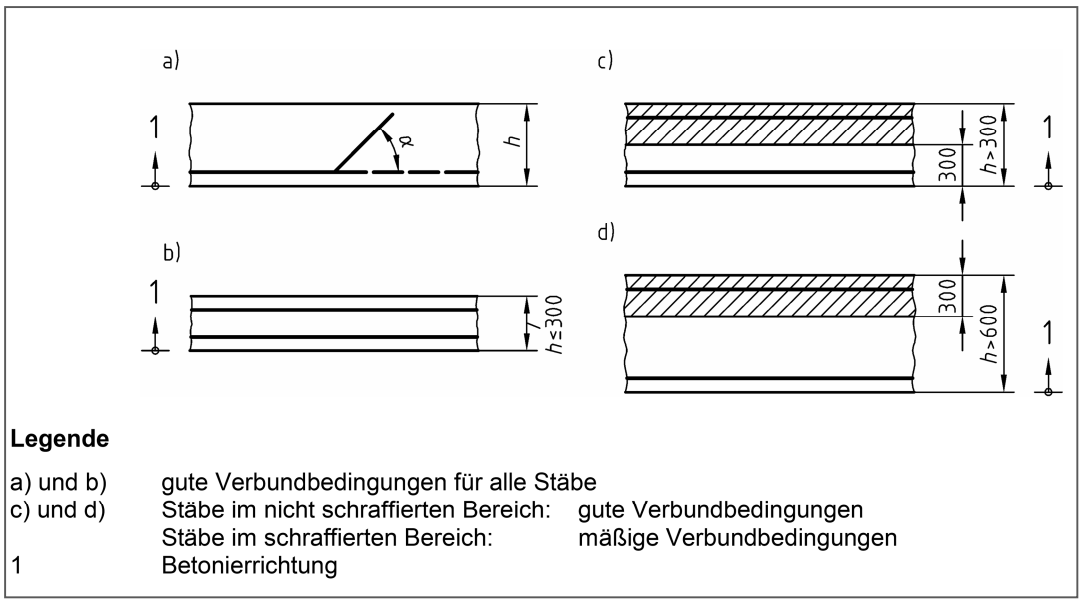


Abb. 6-19: Verbundbereich I [DIN 1045:88], Abb. aus [Wommelsdorff – 1989]

2001 wurden folgende Änderungen vollzogen: Bei Stäben mit einer Neigung von 0° bis 45° kommen nun alle Stäbe in Bauteilen hinzu, deren Dicke 30 cm nicht überschreitet. Bei Bauteilen über 30 cm Dicke darf für gute Verbundbedingungen der Abstand höchstens 30 cm (statt 1988: 25 cm) über der Unterkante des Frischbetons oder mindestens 30 cm (wie bisher) unter der Oberseite des Bauteils oder eines Betonierabschnittes nach [DIN 1045-1:2001] liegen.

Diese Erhöhung (von 25 cm auf 30 cm) fand nach [DAfStb - H525:2003] statt, da für dieses Maß auch die Verbundbedingungen für die obere Bewehrung, wie bisher, als gut anzusehen sind.



Legende

a) und b)	gute Verbundbedingungen für alle Stäbe	
c) und d)	Stäbe im nicht schraffierten Bereich:	gute Verbundbedingungen
	Stäbe im schraffierten Bereich:	mäßige Verbundbedingungen
1	Betonierrichtung	

Abb. 6-20: Verbundbedingungen – Bild 54 [DIN 1045-1:2001]

Des Weiteren wurde die Regelung, dass liegend gefertigte Bauteile, die mit einem Außenrüttler verdichtet werden und deren äußeren Querschnittsabmessungen 500 mm nicht überschreiten, zum guten Verbundbereich gerechnet werden dürfen, da bei ihnen eine besonders gute Verdichtung nach [DAfStb - H525:2003] erzielt wird.

Alle im Gleitbauverfahren hergestellten Bauteile fallen seit 2001 unter die mäßigen Verbundbedingungen. Eine Erhöhung für senkrechte Stäbe ist nicht mehr zulässig, weil die Werte für mäßigen Verbund im Vergleich zur Vorgängernorm erhöht wurden.

Per nationalem Anhang werden die Regeln der [DIN EN 1992-1-1:2011-01] übernommen. Bei Bestandsbauten sind die Verankerungslängen grundsätzlich nach aktuellem Regelwerk zu überprüfen.

6.8 Verbundspannung

In [DIN 1045:1943] sind zulässige Haftspannungen τ_1 in Abhängigkeit der Güteklasse des Betons in Tafel V, Zeile 32 erstmals tabelliert worden. Zuvor galten für die Haftspannungen, unabhängig von der Betongüte, feste Werte. 1959 wurde die Tabelle aus der Vorgängernorm übernommen.

Tabelle 6-11: Zulässige Haftspannung der Stahleinlagen [kg/cm² ≈ 0,1 N/mm²] - Tafel V [DIN 1045:1959]

Fortsetzung Tafel V

1	2	3	4	5	6	7	8
Bauteile und Beanspruchungsart	Baustoff und Anwendungsbereich	Zulässige Spannungen	Güteklasse des Betons				Zeile
			B 120 [50])	B 160 [51])	B 225 [51])	B 300 [51])	
D Schub infolge Biegung	Ohne Nachweis der Schubsicherung: in Platten	τ_0	6	8	9	10	25
	in anderen Bauteilen	τ_0	4	6	7	8	26
	Höchstwerte ohne Einrechnung der Schubbewehrung	max τ_0	14	16	18	20	27
E Verdrehung in Rechteckquerschnitten	Ohne Nachweis der Verdrehungsbewehrung	τ_0	4	5	6	7	28
	Höchstwerte ohne Einrechnung der Verdrehungsbewehrung	max τ_0	14	16	18	20	29
F Verdrehung und Schub aus Biegung bei Rechteckquerschnitten	Ohne Nachweis der Verdrehungsbewehrung	τ_0	6	8	9	10	30
	Höchstwerte ohne Einrechnung der Schub- und Verdrehungsbewehrung	max τ_0	17	20	23	26	31
G Haftung der Stahleinlagen in Bauteilen, die auf Biegung beansprucht werden	Haftspannung	τ_1	4	5	6	8	32

Diese Haftspannungen dürfen von den tatsächlich vorhandenen Werten nicht überschritten werden. Die Haftsicherheit bei Druckeinlagen und bei Stäben, die nicht dicker als 26 mm sind, brauchen nicht nachgewiesen zu werden. Die vorhandene Haftspannung darf bei geraden Einlagen durch folgende Formel berechnet werden:

$$\tau_1 = \frac{Q}{u \cdot z}$$

Dabei ist *u* der Umfang der geraden, in der Zugzone verbleibenden Bewehrungsstäbe und *z* der Abstand des Schwerpunktes der Zugeinlagen zum Druckmittelpunkt.

„Überschreitet die errechnete Haftspannung die Werte nach Tafel V (Tabelle 6-11), so sind die Trageinlagen besser aufzuteilen oder die Stabenden durch besondere Maßnahmen (Ankerplatten, Querstäbe o.dgl.) zu sichern“ [DIN 1045:1959].

Die Ergebnisse der Versuche, die der Norm von 1959 zugrunde liegen (z.B. nach [Rehm – 1968], [Djabry – 1952] und [Peattie/Pope – 1956]) werden von [Franz - 1966] wie folgt erläutert:

„Die Komponenten, die den Verbund zwischen Stahl und Beton maßgeblich beeinflussen, sind die Haftfestigkeit τ_h, die Reibung zwischen Beton und Stahl und der Formverbund“.

Insgesamt erklären vor allem die schwankenden Versuchsergebnisse und die nicht sicher ansetzbaren Effekte der Reibung und des Formverbundes die „vorsichtig gewählten Werte der zulässigen Haftspannung τ_1 der DIN 1045. [Franz - 1966]

In den 1950er Jahren wurden immer häufiger Betonrippenstähle verwendet, die durch Zulassungen geregelt waren. Sie erlaubten eine Verankerung mit dem geraden Stabende.

Die zulässigen Verbundspannungen, dem entsprechenden Verbundbereich zugeordnet, können Tabelle 6-12 entnommen werden. Die Spannungen galten analog auch für andere Rippenstähle.

Tabelle 6-12: Zulässige Haftspannung für Stahl I und Stahl III, [Betonkalender – 1971]

5.4.1. Zeile 1 gilt für Stäbe, die beim Betonieren lotrecht stehen bzw. mindestens 45° gegen die Waagerechte geneigt sind oder waagerecht, höchstens 25 cm über dem Schalungsboden liegen.
5.4.2. Zeile 2 für alle übrigen Stäbe, namentlich für obenliegende Stäbe bei dicken Bauteilen.

Tafel 3: Zulässige Haftspannung τ_1 für Betonrippenstähle I in kp/cm²

Zeile	Lage der Stäbe beim Betonieren nach	bei Betongüte B 160	B 225	B 300	B 450	B 600
1	Abschn. 5.4.1.	11	16	21	32	42
2	Abschn. 5.4.2.	6	8	11	16	21

Die Haftspannungen sind nur nachzuweisen, soweit dies in Abschn. 7.1 verlangt ist.

In [DIN 1045:1972] werden die zulässigen Rechenwerte *zul* τ_1 in nachstehender Tabelle aufgelistet. Sie sind abhängig von der Festigkeitsklasse des Betons, der Betonstahloberflächenstruktur (glatt, profiliert oder gerippt) und der Lage des Bewehrungsstabes im Bauteilquerschnitt.

Vergleicht man Tabelle 6-12 und Tabelle 6-13, so ist die Verankerung abhängig von ihrer Lage, der Stahlgüte und der Stahlart. Mit der Lage der Verankerung werden erstmalig die Verbundbedingungen berücksichtigt.

Je nach Lage der Bewehrung kann aufgrund von Luftblasen und/oder einem Absacken des Betons beim Verdichten der Verbund gestört werden. Dieser Tatsache wird seit 1972 mit zwei verschiedenen Verbundbereichen Rechnung getragen. Diese Werte sind mit der Vorgängernorm nicht direkt vergleichbar, da 1972 neue Betonsorten eingeführt wurden.

Tabelle 20. Zulässige Rechenwerte der Verbundspannung (zul τ_1 in kp/cm²) unter vorwiegend ruhender Belastung

	1	2	3	4	5	6	7
	Stabform	Lage der Verankerung	Festigkeitsklasse des Betons Bn				
			150	250	350	450	550
1	glatte Rundstäbe BSt 22/34 GU (I G) und glatte Stäbe BSt 50/55 GK (IV G) für Betonstahlmatten	A	3	3,5	4	4,5	5
2		B	6	7	8	9	10
3	profilierte Stäbe BSt 50/55 PK (IV P) für Betonstahlmatten (nach DIN 488 Blatt 4)	A	4	5	6	7	8
4		B	8	10	12	14	16
5	Rippenstäbe aus BSt 22/34 RU (I R), BSt 42/50 RU, RK (III U, III K) und BSt 50/55 RK (IV R) für Betonstahlmatten	A	7	9	11	13	15
6		B	14	18	22	26	30

Tabelle 6-13:

Rechenwerte der Verbundspannung [kp/cm²]

- Tab. 20 [DIN 1045:1972]

Fehlstellen im Betonquerschnitt, z.B. Kiesnester werden durch diese Tabelle nicht berücksichtigt, worauf besonders bei der Bewehrungsführung im Verankerungsbereich zu achten ist.

Diese in der Norm tabellierten Werte stammen laut [Bonzel - 1972] aus Versuchen, die gezeigt haben, dass die Rechenwerte der Verbundspannungen näherungsweise als diejenigen Werte angenommen werden können, die sich bei Annahme einer konstanten Verteilung der Verbundspannung über die Verankerungslänge ergeben.

Tatsächlich fällt die Verbundspannung vom Stabende (größte Verbundspannung) entlang der Stabachse ab. Näherungsweise kann aber mit ausreichender Genauigkeit für die Ermittlung der Verankerungslänge mit einer konstanten Verteilung gerechnet werden. [Bonzel - 1972]

Die Werte aus Tabelle 6-13 dürfen bei nicht vorwiegend ruhender Belastung nur mit ihren 0,85-fachen Werten angenommen werden. Ab 1978 sind die zulässigen Verbundspannungen in Tabelle 19 [DIN 1045:1978] zu finden, wobei keine Änderungen zur Vorfassung zu verzeichnen sind.

Weiterhin wird auch eine konstante Spannungsverteilung entlang der Stabachse angenommen, da bei Kurzzeitbelastungen im Bereich der Verankerungslänge die maximalen Werte auftreten.

„Dauer- oder Schwelllasten bewirken einen Abbau der Spitzenwerte und eine Annäherung an eine gleichmäßige Verteilung der Verbundspannungen. Im Bruchzustand schließlich verlagern sich die maximalen Verbundspannungen in Richtung Verankerungsende“. [Rehm – 1968]

In den Werten der Tabelle 19 ist auch die Einhaltung der zulässigen Rissbreiten im Gebrauchszustand, als auch eine 2,1 fache Sicherheit gegenüber dem Erreichen der kritischen Gleitfuge enthalten.

Außerdem treten bei Rippenstählen Querzugspannungen im Verankerungsbereich auf. Die zwischen den Rippen liegenden Betonkonsolen werden auf Biegung beansprucht und können bei hoher örtlicher Belastung Risse aufweisen.

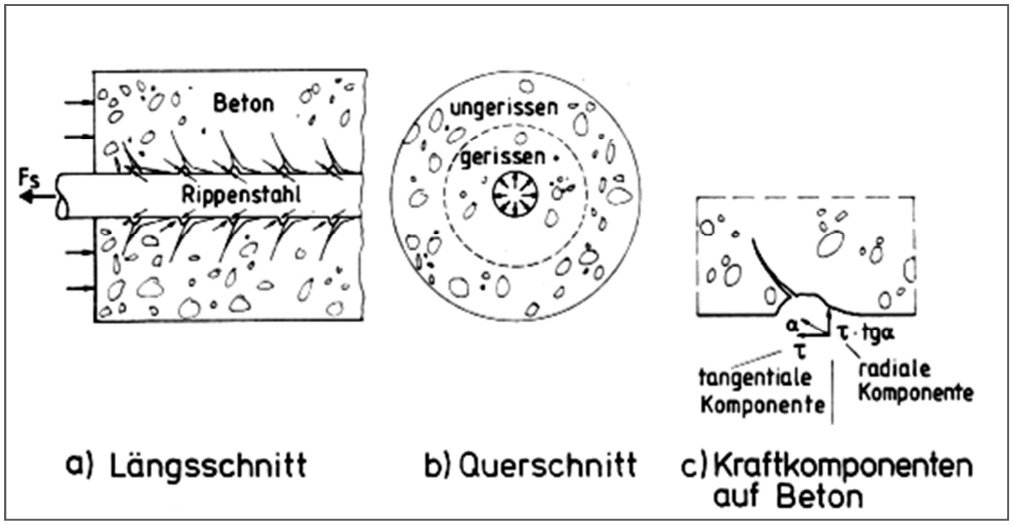


Abb. 6-21: Kräfte zwischen Rippenstahl und Beton aus [Rehm – 1968]

Die entstehenden Spaltzugkräfte betragen nach [Rehm – 1968] und Martin etwa das 0,15 bis 0,20-fache der eingeleiteten Stabkraft. Durch diese Spaltzugkräfte entstehen einzelne radial verlaufende Risse. Bei mehreren in engen Abständen nebeneinander liegenden Stäben kann die Betondeckung durch die Spaltzugkräfte abgesprengt werden. [Rehm – 1968]

Außerdem wurde in der Norm von 1978 erstmals darauf hingewiesen, dass die Werte nach Tabelle 19 unter der Voraussetzung gelten, dass „der Verbund während des Erhärtens des Betons nicht ungünstig beeinflusst wird (z. B. durch Bewegen der Bewehrung)“. [DIN 1045:1978]

Zusätzlich entfällt die 1972 festgelegte Abminderung (1972: 0,85-facher Wert der in Tabelle 6-13 dargestellten Verbundspannung), wenn eine nicht vorwiegend ruhende Belastung vorliegt.

Auch wurde der bei Hakenverankerungen befürchtete Ermüdungsbruch, der durch die hohe Kraft und die relativ geringe Ermüdungsfestigkeit im Bereich der Krümmung entstehen kann, durch die Verringerung des Hakenabzugs und Vergrößerung der geraden Vorlänge berücksichtigt.

Wenn entweder allseits Querdruck gegeben oder eine allseitige, durch Bewehrung gesicherte, Betondeckung von mindestens 10 d_s vorhanden ist, darf seit 1978 die aufnehmbare Verbundspannung um 50 % erhöht werden, da sich bei Versuchen von [Rehm – 1968] gezeigt hat, dass sich die Verbundwirkung bei Querdruck erhöht.

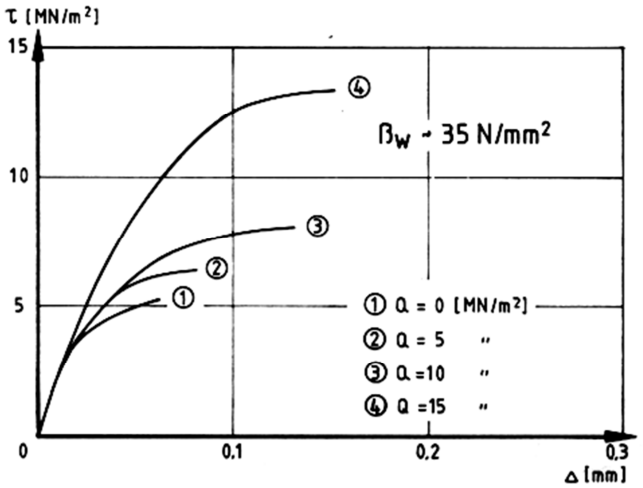


Abb. 6-22:
Einfluss von Querdruck auf das Verbundverhalten von Rippenstäben aus [Rehm – 1968]

Dieser Einfluss wird in der Tabelle pauschal berücksichtigt, da es wenig sinnvoll erschien, die Werte für *zul* τ_1 in Abhängigkeit des Querdruckes zu variieren.

In [DIN 1045:1988] haben sich in Bezug auf die Betonverbundspannungen keine Änderungen ergeben.

Tabelle 6-14: Zulässige Grundwerte der Verbundspannung - Tabelle 19 [DIN 1045:1988]

	1	2	3	4	5	6
	Verbund-bereich	Zulässige Grundwerte der Verbund-spannung zul τ_1 in N/mm² für Festigkeits-klassen des Betons				
		B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
1	I	1,4	1,8	2,2	2,6	3,0
2	II	0,7	0,9	1,1	1,3	1,5

Tabelle 6-15: Bemessungswerte der Verbundspannung für Betonstahl bei guten Verbundbedingungen – Tabelle 25 [DIN 1045-1:2001]

Zeile	Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
		Charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} in N/mm²														
		12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
1	f_{bd} in N/mm²	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3	4,4	4,5	4,7	4,8	4,9	4,9

2001 erfolgte die Umstellung auf charakteristische Werte f_{bd} für Stäbe bis $d_s \leq 32$ mm.

Die Bemessungswerte f_{bd} nach Tabelle 25 ergeben Grundmaße der Verankerungslängen, die bei guten Verbundbedingungen bis zu ca. 20 % größer sind als zuvor. Diese Änderung erfolgte in Anpassung an [DIN V ENV 1992-1-1 -1991].

Die Übergreifungslängen wurden jedoch gegenüber der bisherigen Festlegung nicht erhöht. [DAfStb – H525:2003] Der Unterschied zwischen den erforderlichen Verankerungslängen bei Übergreifungsstößen und Verankerungen wird daher geringer als zuvor.

Aufgrund von Untersuchungen von [Sozen/Moehle – 1990] haben sich die Werte für mäßige Verbundbedingungen von 50 % auf 70 % der Werte für guten Verbund erhöht. Der Unterschied zwischen den Verbundbereichen wird also geringer als in der Vorgängernorm.

Seit 2001 ist - anders als zuvor - eine einheitliche Erhöhung der Verbundlänge für Verankerungen und Übergreifungsstöße im mäßigen Verbundbereich vorgesehen, weil für beide das Spalten des Betons als maßgebende Versagensart angesehen wird. [DAfStb – H525:2003]

Außerdem wurde die Ermittlung der Verbundspannungen für Leichtbeton in [DIN 1045-1:2001] aufgenommen. Tabelle 25 gilt nur noch für Stäbe mit $d_s \leq 32$ mm; für Stäbe $d_s > 32$ mm ist der Wert der zulässigen Verbundspannung f_{bd} aus Tabelle 25 mit dem Faktor $(132 - d_s) / 100$ zu multiplizieren, da der Widerstand des Betons gegen Spalten mit zunehmendem Stabdurchmesser abnimmt.

Diese Regelung ist in den bisherigen bauaufsichtlichen Zulassungen für dicke Stäbe enthalten und wurde [DIN V ENV 1992-1-1 – 1991] entnommen. Leichtbeton weist einen geringeren Widerstand als Normalbeton gegen Spalten des Betons auf.

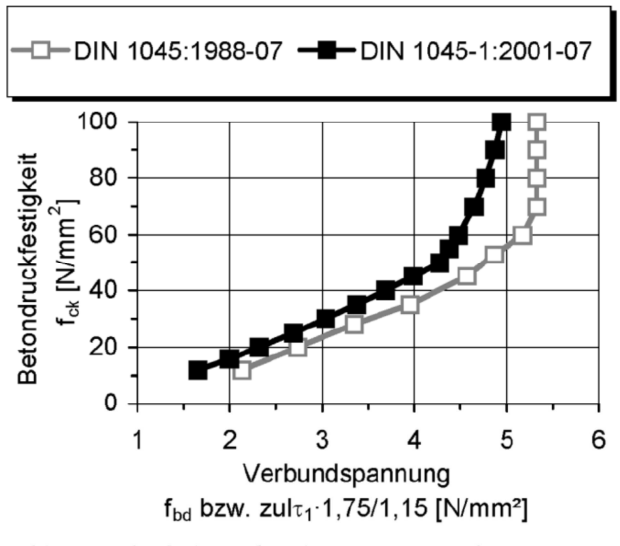


Abb. 6-23: Vergleich der erbundspannungen (gute Verbundbedingung) nach DIN 1045, Ausgaben 1988 und 2001 [Burkhardt – 2004]

Die Erhöhung der Tragfähigkeit einer Verankerung oder eines Übergreifungsstoßes wird nur noch bei einachsiger Querpressung zur Spaltfläche berücksichtigt. Die Verbundspannungen dürfen dabei um den nachfolgend aufgeführten Faktor erhöht werden:

$$\frac{1}{1 - 0{,}04n} \leq 1{,}5$$

Bei allseitig durch Bewehrung gesicherter Betondeckung von mindestens 10 d_s bleibt die Regelung einer Erhöhung um 50 % bestehen. Die in der Tabelle angegebenen zulässigen Verbundspannungen sind bei Querzug rechtwinklig zur Bewehrungsebene um $^1/_3$ abzumindern (Beispiele sind Endauflager von indirekt gelagerten Unterzügen).

Die Verbundfestigkeit nimmt bei der Versagensart „Herausziehen“ von Rippenstäben um ca. $^1/_3$ ab, wenn diese in einem Längsriss parallel zur Stabachse verankert sind.

[DAfStb – H525:2003] Betonstahlmatten mit angeschweißten Querstäben verhalten sich mutmaßlich günstiger, allerdings liegen hierzu keine Versuchsergebnisse vor.

In der Fassung von 2008 werden wiederum für alle Stäbe in Bauteilen, die im Gleitbauverfahren hergestellt werden, grundsätzlich mäßige Verbundbedingungen vorgegeben. Damit entfällt wieder die 1988 eingeführte Erhöhung für senkrechte Stäbe innerhalb der horizontalen Bewehrung, da die Abminderung im mäßigen Bereich insgesamt vermindert wurde.

6.9 Biegebeanspruchte Bauteile

6.9.1 Bemessungsgrundlagen

Bis [DIN 1045:1972] wurde in Deutschland mit dem *n*-Verfahren bemessen. n ist der Koeffizient des E-Modul von Stahl zum E-Modul des Betons, wobei die Dehnungen proportional zu den Spannungen sind. Es handelt sich hierbei um ein deterministisch abgesichertes Gebrauchslastverfahren. Voraussetzung ist die Annahme eines linearen Zusammenhangs aller mechanischen Größen. Es wird nur ein globaler Sicherheitsbeiwert auf der Materialseite berücksichtig (zulässige Spannungen).

Bereits um 1900 war aus Versuchen das nichtlineare Verhalten von Beton und Betonstahl bekannt. Das Verhältnis der E-Module wurde in Versuchen auf $n = 8$ bis 13 bestimmt.

Veröffentlicht wurde das *n*-Verfahren in der Ingenieurzeitschrift „Annales des Travaux Publics de Belgique“ im Dezember 1899 mit dem Titel „Le Beton arme et ses applications“ von Christoph in Brüssel.

In Deutschland wurde das *n*-Verfahren, anfangs mit $n = 10$, von Mörsch etabliert. Es findet sich in allen Regelwerken und Normen von 1904 bis 1972 wieder. Das *n* wurde jedoch auf 15 abgeändert, da so eher das Verhalten des gerissenen Querschnitts in Bruchnähe abgebildet wird, was bis einschließlich [DIN 1045:1959] beibehalten wurde.

Der große Vorteil des *n*-Verfahrens ist, dass die Lage der Spannungsnulllinie nur von den Abmessungen, den zulässigen Spannungen und von n abhängt. Es war somit ein einfach zu handhabendes Verfahren, bei dem keine Variationen der Betondehnung und oder der Stahlspannung notwendig waren. Es folgten über die Jahrzehnte zahlreiche Untersuchungen zum n-Verfahren, die alle zu dem Schluss kamen, dass die lineare Beschreibung des n-Verfahrens die Wirklichkeit sehr schlecht abbildet. 1949 wird von Gehler und Friedrich im Heft 100 des DAfStb ein n-freies Berechnungsverfahren vorgestellt, das im Ansatz an das Bemessungskonzept der [DIN 1045:1972] erinnert.

Die widersprüchlichen Ergebnisse, die das *n*-Verfahren im Vergleich zu Versuchen lieferte, regte die Wissenschaft an, nach Alternativen zu suchen. Das Traglastverfahren wurde seit den 1930 Jahren entwickelt.

Die entscheidende Frage, welche Traglast Stahlbeton erreichen kann, ist die Spannungsverteilung in der Betondruckzone. Hierdurch wird maßgeblich der Hebelarm der inneren Kräfte festgelegt.

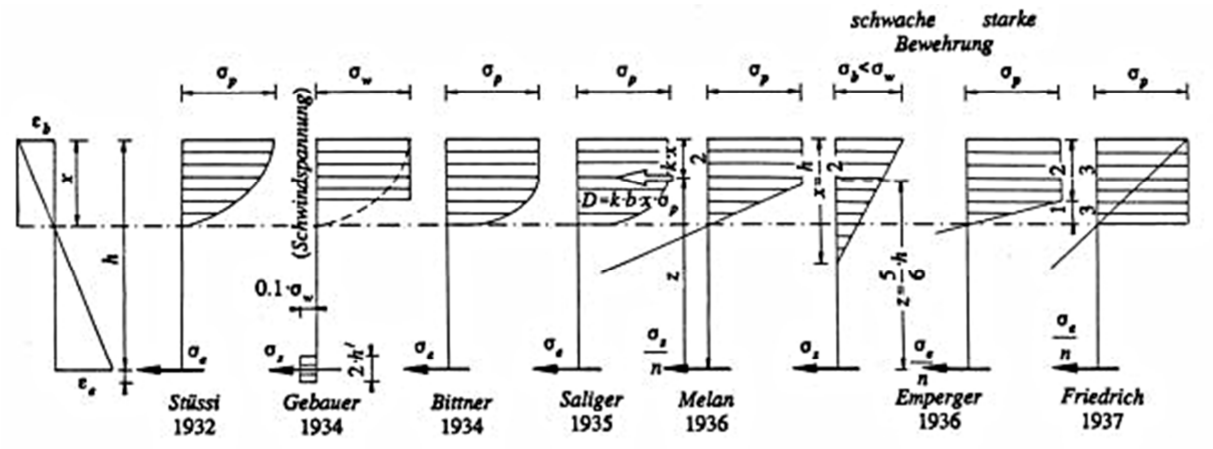


Abb. 6-24: Unterschiedliche Ansätze der Betondruckzone [Pauser - 1994]

Das Traglastverfahren, mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm als Grundlage, ist in Deutschland mit [DIN 1045:1972] eingeführt worden. Durch eine bessere Ausnutzung der Biegedruckzone und einem damit verbundenen Anstieg des Hebelarms der inneren Kräfte, konnten die Querschnitte rechnerisch wesentlich mehr Last ertragen.

Ziel der in Abschnitt 17.1 und 17.2 [DIN 1045:1972] angegebenen Grundlagen ist die Sicherstellung eines ausreichenden Sicherheitsabstandes zwischen rechnerischer Bruchlast und Gebrauchslast. Die zulässigen Schnittgrößen im Gebrauchszustand werden nach der Normgeneration von 1972 durch die Anwendung der Spannungs-Dehnungslinien für Beton und Stahl, geteilt durch den dazugehörigen Sicherheitsbeiwert, erhalten.

6.9.2 Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

Eine Rissbreitenbeschränkung wurde erstmals in [DIN 1045:1972] aufgenommen, um den Korrosionsschutz der Bewehrung und ästhetischen Gesichtspunkten Rechnung zu tragen. Die zulässige Rissbreite wurde in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen definiert, da man von einem Zusammenhang zwischen Rissbreite und Korrosionsgefahr ausging.

In [DIN 1045:1978] wurde eine stärkere Abstufung der kritischen Rissbreiten gewählt, vgl. [DAfStb – H400:1989].

Alle folgenden Formeln zur Rissbreitenbeschränkung wurden seit 1972 rein empirisch gewonnen. [Franz - 1966]

So wurde die Gleichung zur Ermittlung des Rissbreitennachweises in [DIN 1045:1972] für $\sigma_e \leq 2{,}8$ Mp/cm² auch empirisch ermittelt und gilt nur für die in der Norm aufgeführten Fälle mit ausreichender Genauigkeit.

Die Gleichung zur Ermittlung des Stabdurchmessers der Längsbewehrung lautet wie folgt:

$$d_s \leq r \cdot (\mu_z / \sigma^2_{ed})$$

mit:

μ_z auf die Zugzone bezogener Bewehrungsgehalt

d_s. Stabdurchmesser

Diese Gleichung gibt nur einen Anhaltswert für die Größe des maximalen Bewehrungsdurchmessers wieder. Sie ist auch keine Sicherheit dafür, dass die der Rechnung zu Grunde gelegten Rissbreiten eintreten bzw. nicht überschritten werden.

Die oben aufgeführte Gleichung geht von Stahlspannungen im Zustand II aus. Manche Bauwerke verlieren jedoch ihre Gebrauchstauglichkeit bereits im Übergang von Zustand I zu Zustand II. Wenn ein Bauteil im Zustand I bleiben soll, ist die Zugspannung wie folgt zu beschränken:

Tabelle 206: Vergleichszugspannungen σ_V [kp/cm²]

Bn		150	250	350	450	550
1,0	$\sqrt[3]{\beta_{wN}^2}$	28	40	50	59	67
0,75		21	30	37	44	50

Der Beiwert f zur Berechnung der Vergleichszugspannung ist in Tabelle 17 angegeben. Für seine Ermittlung ist von einer ideellen Bauteildicke auszugehen, die wiederum abhängig ist von dem Verhältnis σ_N/σ_M.

Bild 2.75 gestattet es, abhängig von der tatsächlichen Bauteildicke und dem o. a. Spannungsverhältnis sofort den Beiwert f abzulesen.

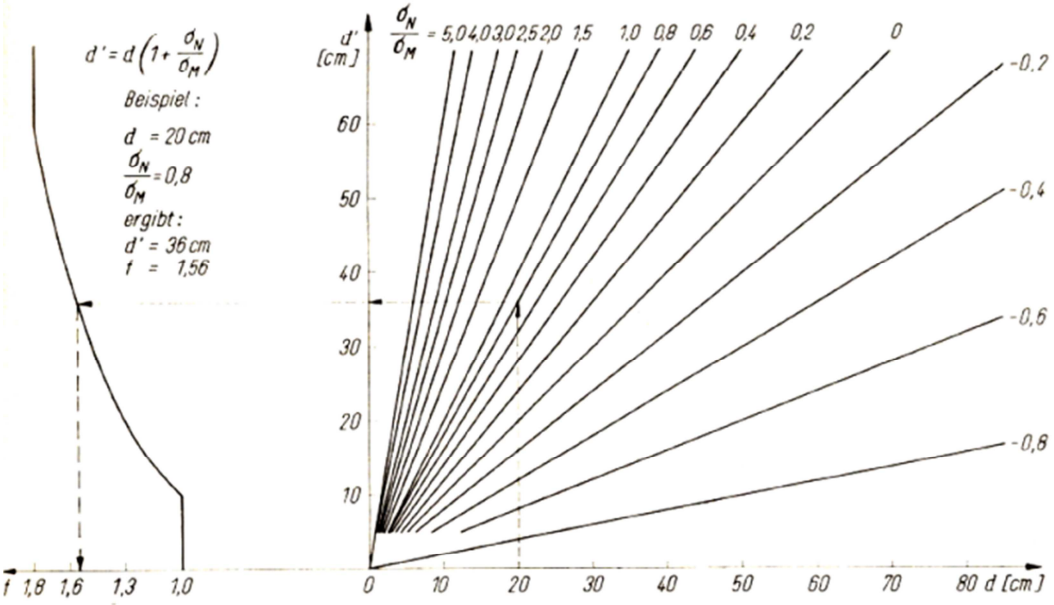


Bild 2.75 Ermittlung der ideellen Dicke d' und des Beiwertes f

Abb. 6-25: Diagramm nach [Bonzel – 1972]

Die max. zulässige Vergleichszugspannung wird wie folgt nach [DIN 1045:1972] berechnet:

$\sigma_v < \sqrt[3]{\beta_{wN}^2}$ (hohe Anforderungen an Dichtigkeit)

$\sigma_v < 0{,}75 \cdot \sqrt[3]{\beta_{wN}^2}$ (Besonders hohe Anforderungen)

$\sigma_v = f(\sigma_N + \sigma_M)$ wobei: σ_N Spannungsanteil aus Normalkräften und

σ_M Spannungsanteil aus Biegemomenten

f von ideeller Dicke $d_i = d\left(1 + \frac{\sigma_N}{\sigma_M}\right)$ abhängiger Wert

	1	2
	Ideelle Dicke des Bauteils d_i in cm	Beiwert f
1	≦ 10	1,0
2	20	1,3
3	40	1,6
4	≧ 60	1,8

Abb. 6-26: Beiwert für die Berechnung der Vergleichszugspannung, [DIN 1045:1972]

Die Regelungen der [DIN 1045:1972] sind aus heutiger Sicht unzutreffend und führen zu falschen Ergebnissen. Die Dimensionierung eines Bauteils mit dem Ziel der Rissfreiheit durch große Bauteildicken ist kontraproduktiv.

Als Grundlage der [DIN 1045:1988] dienten vorliegende Kenntnisse zum Zusammenhang von Rissbreiten, Stahlspannung und Stabdurchmesser. Grundsätzlich ist die Bildung von Rissen im Beton bei vorgegebener Bewehrungsführung von den nachfolgend aufgeführten Faktoren abhängig:

- Zugfestigkeit des Betons,
- Verbundcharakteristik,
- Bauteilgeometrie.

Rissformeln können aufgrund der Streuung von Zug- und Verbundfestigkeit nur eine beschränkte Aussagegenauigkeit aufweisen, weshalb eine genaue Vorausberechnung von Rissbreiten nicht möglich ist.

Im Allgemeinen ist nach [DIN 1045:1988] eine Mindestbewehrung einzulegen, wenn Betonzugspannungen entstehen können. Auf eine Mindestbewehrung darf verzichtet werden bei:

- Innenbauteilen des üblichen Hochbaus,
- Bauteilen ohne Zwang,
- Bauteilen, bei denen die Zwangschnittgröße die Rissschnittgröße nicht erreichen kann. Hier ist eine Mindestbewehrung nach statisch erforderlicher Bewehrung einzulegen.
- wenn Risse unbedenklich sind.

Die Gleichung für die Mindestbewehrung lautet:

$$\mu_z = \frac{k_0 \cdot \beta_{bZ}}{\sigma_s}$$

Mit der mittleren Betonfestigkeit β_{bZ}, der Stahlspannung σ_s im Rissquerschnitt (Zustand II) in N/mm² und k_0 (Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Zug (k_0 = 1) und Biegung (k_0 = 0,2)).

Gleichung zur Beschränkung der Rissbreite:

$$w_{k,cal} = k_4(50 + 0{,}25 k_2 k_3 \frac{d_s}{\mu_{Zw}}) \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left[\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right]^2 \right)$$

mit:

k_4 Streuungsfaktor ursprünglich: 2,1; Abminderung auf 1,7, da Überschreitung mit hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen.

k_3 Faktor zur Beschreibung der Zugspannungsverteilung nach Bild 3a [DAfStb - H400:1989]

μ_{Zw} für die Beschränkung der Rissbreite wirksamer Bewehrungsgrad $\mu_{Zw} = (A_s / b\, h_w)$

σ_s Stahlspannung im Rissquerschnitt (Zustand II) in N/mm²

E_s Elastizitätsmodul der Bewehrung in N/mm²

β_1 Faktor zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften

1,0 für Betonrippenstahl

0,5 für glatte Betonstähle

β_2: Faktor zur Berücksichtigung der Lastdauer

1,0 für Kurzzeitbelastung

0,5 für Dauerlast und wiederholte Belastung

σ_{sr}: Anrissspannung, d.h. zur Rissschnittgröße gehörende Stahlspannung in N/mm²

Zusätzlich muss die folgende Bedingung gelten:

$$\beta_1 \beta_2 \left[\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right]^2 \leq 0{,}6$$

unter Ansatz für Biegung, Betonrippenstähle und Dauerlast ergibt sich:

$$d_s = 10\mu \left[\frac{w_{k,cal} E_s}{1{,}7\sigma_s \left\{ 1 - 0{,}5 \left(\frac{0{,}5}{\mu\sigma_s} \right)^2 \right\}} - 50 \right] \frac{d}{2{,}5(d-h)}$$

Auf Grundlage dieser Gleichung wurden in [DIN 1045:1988] Tab. 14 die Grenzdurchmesser für einen Schwerpunktabstand der Bewehrung von der gezogenen Bauteilkante von (d-h) = 4 cm und einer Bauteildicke von d = 40 cm ermittelt.

Tabelle 14. **Grenzdurchmesser** d_s (Grenzen für den Vergleichsdurchmesser d_{sV}) **in mm.** Nur einzuhalten, wenn die Werte der Tabelle 15 nicht eingehalten sind und stets einzuhalten bei Ermittlung der Mindestbewehrung nach Abschnitt 17.6.2

	1		2	3	4	5	6	7
1	Betonstahlspannung σ_s in N/mm²		160	200	240	280	350	400[26)]
2	Grenzdurchmesser in mm bei Umweltbedingungen nach Tabelle 10,	Zeile 1	36	36	28	25	16	10
3		Zeilen 2 bis 4	28	20	16	12	8	5

Die Grenzdurchmesser dürfen im Verhältnis

$$\frac{d}{10\,(d-h)} \geq 1 \text{ vergrößert werden.}$$

d Bauteildicke
h statische Nutzhöhe } jeweils rechtwinklig zur betrachteten Bewehrung

Bei Verwendung von Stabbündeln mit $d_{sV} > 36$ mm ist immer eine Hautbewehrung nach Abschnitt 18.11.3 erforderlich. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

[26)] Hinsichtlich der Größe der Betonstahlspannung σ_s siehe Erläuterung zu Gleichung (18).

Abb. 6-27: Tabelle 14 [DIN 1045:1988]

In [DIN 1045-1:2001] ist die Ermittlung der Rissbreite prinzipiell auf zwei verschiedene Weisen möglich: mit direkter Berechnung und ohne direkte Berechnung anhand von Tabellen, die auf den Formeln und bereits getroffenen Annahmen (wirksame Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ = 3,0 MN/m² und E_s = 200 000 MN/m²) aufbauen.

Die Zugfestigkeit von 3,0 MN/m² wurde gewählt, da sie für Betone bis zu einer Festigkeitsklasse C30/37 in der Regel bemessungsrelevant ist. Die Gleichung zur Berechnung des Mindestbewehrungsquerschnittes lautet:

$$k_c = 0{,}4\left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff}}\right] \leq 1$$

mit:

k_c Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone

h Höhe des Querschnitts oder des Teilquerschnitts

k_1 = 1,5 h / h' für Drucknormalkraft

= 2/3 für Zugnormalkraft

h' = h für h < 1m

= 1. für $h \geq$ 1m

k Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen

bei selbst hervorgerufenem Zwang:

k = 0,8 für $h \leq$ 300mm

k = 0,5 für $h \leq$ 800mm

bei Zugspannungen infolge außerhalb des Bauteils hervorgerufenem Zwang:

k = 1,0

Die Begrenzung der Rissbreite erfolgt nun durch folgende Gleichung:

$$d_s = d_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_t}{4(h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,o}} \geq d_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}}$$

Dabei ist d_s* der modifizierte Grenzdurchmesser nach Tabelle 20 [DIN 1045-1:2001].

Tabelle 6-16: Tabelle 20 aus [DIN 1045-1:2001]

Tabelle 20 — Grenzdurchmesser d_s^* bei Betonstählen

Zeile	Spalte	1	2	3
	Stahlspannung σ_s N/mm^2	Grenzdurchmesser der Stäbe in mm in Abhängigkeit vom Rechenwert der Rissbreite w_k		
		$w_k = 0{,}4$ mm	$w_k = 0{,}3$ mm	$w_k = 0{,}2$ mm
1	160	56	42	28
2	200	36	28	18
3	240	25	19	13
4	280	18	14	9
5	320	14	11	7
6	360	11	8	6
7	400	9	7	5
8	450	7	5	4

In [DIN 1045-1:2008] wurden nun die Formeln zur Berechnung des Beiwertes k_c in der direkten Berechnung wie folgt modifiziert:

— *rechteckige Querschnitte und Stege von Plattenbalken und Hohlkästen*:

$$k_c = 0{,}4\left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff}}\right] \leq 1$$

— *Zuggurte von Plattenbalken und Hohlkästen*:

$$k_c = 0{,}9\frac{F_{cr,Gurt}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0{,}5$$

Abb. 6-28: Gleichungen aus [DIN 1045-1:2008]

Die Höhe der Zugzone im Querschnitt vor Beginn der Rissbildung wird wie folgt angegeben: $h_t = 0{,}5\ h$ bei beidseitiger Bewehrungslage, zentrischem Zwang und $h_t = h$ bei einseitiger Bewehrungslage.

Auch wurde ein Abschnitt zur Berechnung von dicken Bauteilen (nennenswerte Bewehrungsreduzierung sind ab $h_{eff} = 5\ d_1$ zu erwarten) neu eingeführt, der folgendes definiert:

$$A_s = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} / \sigma_S \leq k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / f_{yk}$$

mit: $A_{c,eff} = h_{eff} \cdot b$, bzw. $A_{ct} = 0{,}5\ h \cdot b$ für zentrischen Zwang

Dem entsprechend muss auch der Grenzdurchmesser wie folgt modifiziert werden:

$$d_s = d_s^* \cdot f_{ct,eff} / f_{ct,\alpha}$$

Bei der Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung wurde folgende Anmerkung aufgenommen: Die Beziehung für die Grenzdurchmesser nach Tab. 20 [DIN 1045-1:2001] ist:

$$d_s^* = 3{,}6 \cdot 10^6 \cdot w_k / \sigma_s^2$$

Da k_c bei Zuggurten für Plattenbalken mind. 0,5 ergeben muss und dadurch eine höhere Bewehrung einzulegen ist, wird die Sicherheit vergrößert. Außerdem wurde auch die Wirtschaftlichkeit erhöht, da mit dieser Norm die Regelung zur Berechnung für A_s für dicke Bauteile vereinfacht wurde.

6.10 Balken und Plattenbalken

6.10.1 Mindestanforderungen

In den Bestimmungen für Eisenbeton von 1904 wird die Stützweite definiert als die Spannweite, vergrößert um eine Auflagerlänge. Die Mindestplattenstärke beträgt seit 1907 8 cm.

In der Erstausgabe [DIN 1045:1925] entspricht die Stützweite der Entfernung der Auflagermitten (vgl. 1904). Falls die Mindestlänge des Auflagers kleiner als 5 % der lichten Weite ist, so ist das Auflager nachzuweisen.

Seit 1943, §25.1 [DIN 1045:1937] berechnet sich die Stützweite der Balken aus der lichten Weite w zuzüglich den Abständen e_1 und e_2. Im Allgemeinen ist e_1 bzw. e_2 die halbe Auflagerbreite. Bei außergewöhnlich großen Auflagerlängen kann diese jedoch auf $e_1 = e_2 = 0{,}025 \cdot w$ abgemindert werden.

1932 [DIN 1045:1932] wird eine Mindestplattendicke von 7 cm eingeführt (Abminderung von 1925: 8 cm). Der Schlankheitsgrad von $h \geq 1/20 \cdot l$ (1925 eingeführt) ist 1932 weggefallen, da die Bestimmungen für die zulässigen Schub- und Normalspannungen bereits ausreichende Abmessungen ergaben.

Zusätzlich wird eine Abminderung der erforderlichen Bewehrungseisen bei Platten, die nur bei Wartungsarbeiten belastet werden, eingeführt. Bei biegebeanspruchten Bauteilen ist die Bewehrung in der Regel nur in einer Lage auszuführen.

Auch in der Fassung von 1988 [DIN 1045:1988] wurden die Mindestanforderungen an Plattenbalken nicht weiter verändert. 7 cm Plattendicke gelten allgemein als Grundwert, je nach Beanspruchung kann sich diese bis auf 12 cm (Befahren von schweren Fahrzeugen) erhöhen. Mit [DIN 1045-1:2001] und [DIN 1045-1:2008] bleibt die Mindestplattendicke von 7 cm erhalten.

6.10.2 Anschluss der Plattengurte

Schon 1916 wurde in den Bestimmungen des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton zum Anschluss der Plattengurte mindestens „8 Eisen von 7 mm Durchmesser auf 1 m Balkenlänge“ gefordert, jedoch nur wenn die Bewehrung in der Platte parallel zu der des Steges läuft. Prinzipiell stellt dies die „Abreißbewehrung“ dar.

Diese „besonderen Eisen“ sind orthogonal zur Längsbewehrung auf die angenommene Breite des Plattenbalkens anzuordnen, um die im Plattenanschnitt auftretenden Schubkräfte zu übertragen.

Mit [DIN 1045:1932] müssen die Eisen (analog zur Vorgängernorm) grundsätzlich eingelegt werden, es sei denn, die „Zahl und Dicke dieser Eisen“ werden besonders ermittelt.

Eine Änderung dieser Regel gab es mit [DIN 1045:1943]. Die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung war nach wie vor zugelassen. Es sind nun 60 % der Hauptbewehrung der Platte in Feldmitte, mindestens aber „8 Rundstäbe von 7 mm Durchmesser“ für Stahl I, für Stahl II und III sind mindestens 8 Ø 6 und für Stahl IV mindestens 8 Ø 5 einzulegen.

In den Normen [DIN 1045:1972] und [DIN 1045:1978] wird in bestimmten Fällen gänzlich auf eine Berechnung verzichtet. „Bei Bauteilen des üblichen Hochbaus … aus Ortbeton darf auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden, wenn ihr Querschnitt mindestens gleich der Hälfte des Gesamtquerschnitts der Bügelbewehrung des Steges und der Stababstand dieser Querbewehrung gleich dem der Bügel ist.“

Für alle anderen Fälle ist ein rechnerischer Nachweis des Anschlusses mit voller Schubdeckung zu führen.

Mit [DIN 1045:1988] wird die erforderliche Anschlussbewehrung im Plattenanschnitt berechnet:

$$\text{erf } a_{sa} = \tau_a \cdot d_a / \sigma_{sa}$$

mit:

a_{sa} = Anschlussbewehrung je Längeneinheit

σ_{sa} = Stahlspannung der Anschlussbewehrung unter Gebrauchsladt

$\sigma_{sa} = \beta_S / 1{,}75$

Die Bewehrung ist gleichmäßig auf die Ober- und Unterseite in der Platte zu verteilen. Bei vorhandener Querbiegung darf die Plattenbewehrung zur Übertragung der Schubspannungen herangezogen werden, dabei muss lediglich $a_{sa} / 2$ auf der Plattenoberseite angeordnet werden.

Für Plattenbalken des „üblichen Hochbaus“, an denen an beiden Seiten eine Deckenplatte anschließt, darf auf einen Nachweis der Anschlussbewehrung verzichtet werden, falls die vorhandene Plattenbewehrung mindestens so groß ist, wie die im Balkensteg erforderliche Schubbewehrung. [DIN 1045-1:2001] enthält für die Berechnung der Gurtanschlüsse ein Fachwerkmodell.

Es wird eine Betonkraftdifferenz ΔF_{cd}, die sich über einen Bereich a_v bildet, berechnet. Dem Bereich a_v wird eine konstante Querkraft und somit ein linear veränderliches Biegemoment unterstellt. Die Länge darf höchstens der halbe Abstand zwischen Momentennullpunkt und Höchstwert betragen.

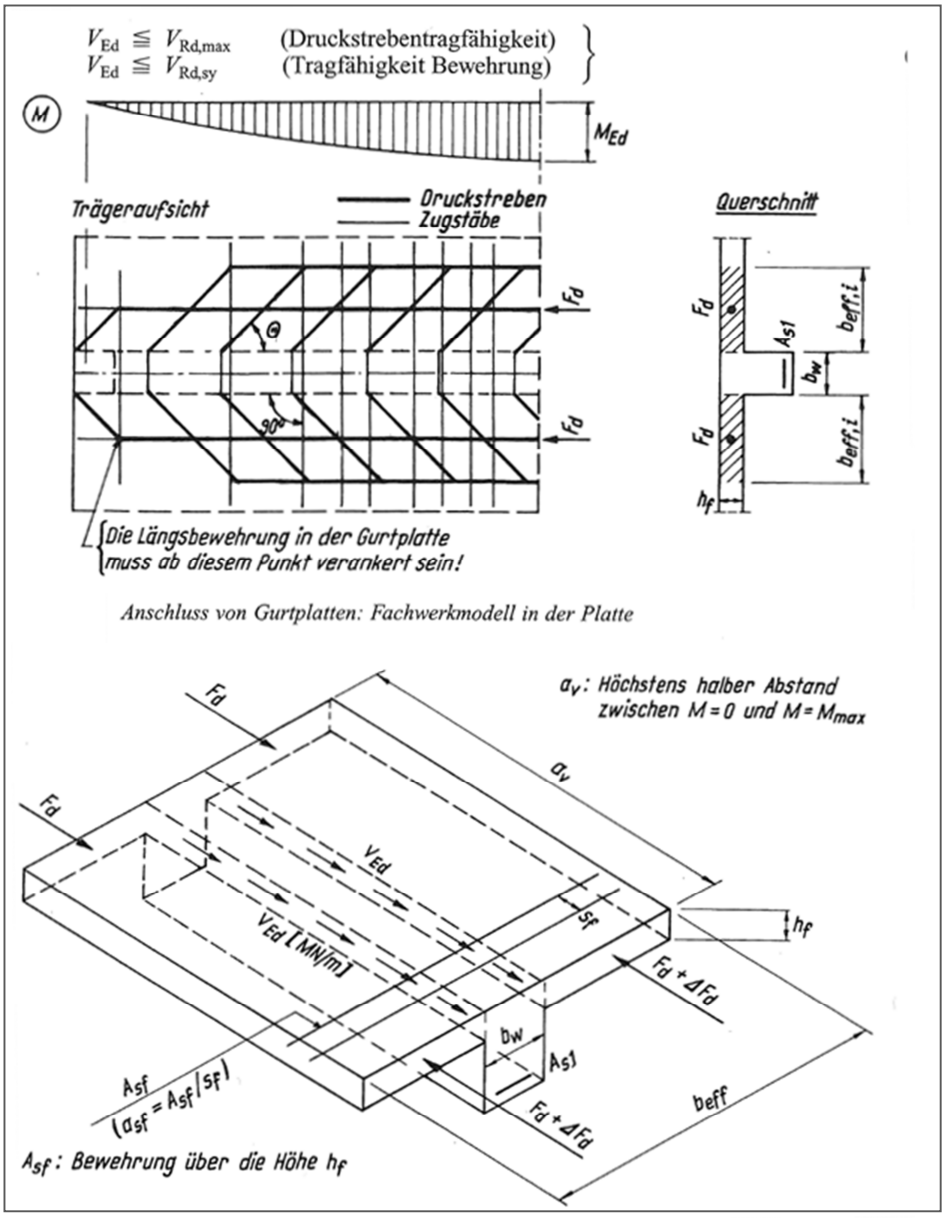


Abb. 6-29: Fachwerkmodell für den Gurtanschluss [Wommelsdorff - 2008]

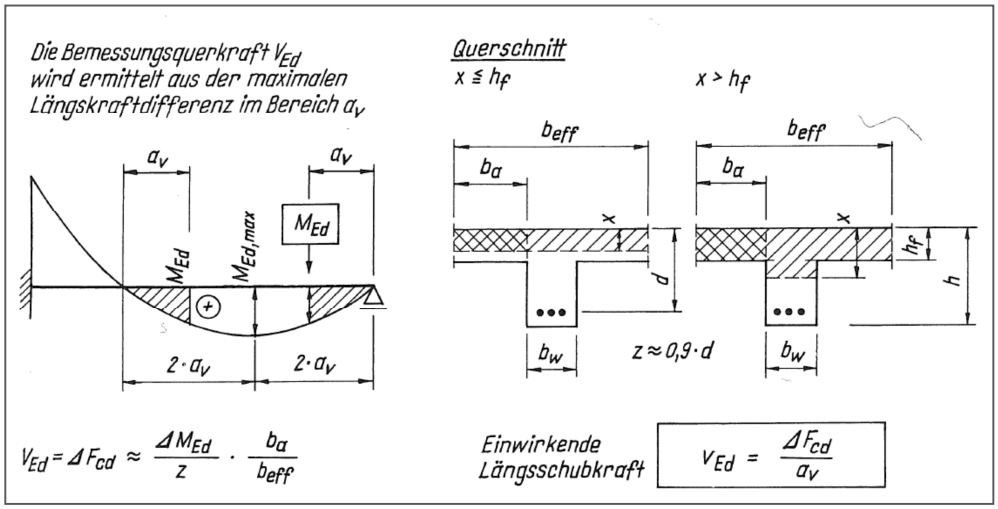


Abb. 6-30: Bereich a_v und Einwirkende Längsschubkraft [Wommelsdorff - 2008]

Mit der so gefundenen Kraft ΔF_{cd} ist der Querkraftnachweis zu führen.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{tan\theta + cot\theta}$$

abweichend mit:

$$b_w = h_f = Höhe\ Platte$$

$$z = a_v$$

$$cot\theta = 1{,}2\ (vereinfacht\ für\ Druckgurt)$$

Die erforderliche Anschlussbewehrung ergibt sich zu:

$$a_{sf} = \frac{\Delta F_d}{f_{yd} \cdot a_v}$$

Der Anschluss des Zuggurts erfolgt analog, jedoch mit cot θ = 1,0 (vereinfacht).

Der Nachweis in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] folgt [DIN 1045 -1:2008]. Zusätzlich ist ein Nachweis der Tragfähigkeit ohne Bewehrung vorgesehen. Falls die Zugfestigkeit des Betons ausreichend ist, um alle auftretenden Spannungen aufzunehmen, ist keine zusätzliche Bewehrung erforderlich.

6.10.3 Zugkraftdeckung

Von 1925 bis 1972 diente zur Berechnung der Länge der Zugeinlagen die Momentenlinie.

Zur Überprüfung, ob die Stäbe bereits hochgebogen werden dürfen, werden die Momente der inneren Kräfte M_i, die vom Balken aufgenommen werden können, wie folgt berechnet:

$$M_i = F_e \cdot \sigma_{zul} \cdot z$$

Die so gefundene, abgetreppte *M*-Linie darf von der Momentenlinie nicht geschnitten werden (Momentendeckung). Zusätzlich ist nachzuweisen, dass die zulässige Druckspannung nicht überschritten wird. [Gehler – 1952]

In umfangreichen Versuchsreihen, die Leonhardt und Walther in den 1960er Jahren durchgeführt haben, hat sich jedoch gezeigt, dass die Zugkraftlinie eines Stahlbetonträgers u. U. wesentlich von der *M*/*z* -Linie der klassischen Balkentheorie abweicht.

Nur an den Stellen *Q* = 0 stellt sich immer der Wert *M*/*z* als Stahlzugkraft ein. Alle anderen Querschnitte weisen infolge der Überlagerung von Biegebalkenwirkung mit der Fachwerkabtragung bzw. dem Bogen z.T. wesentlich größere Stahlzugkräfte auf.

Somit ist in diesen Bereichen die Stahlzugkraft aus der Balkentheorie um einen Betrag zu vergrößern. Dieser ist von folgenden Faktoren abhängig:

- Neigung der Druckstrebe,
- Neigung der Querkraftbewehrung.

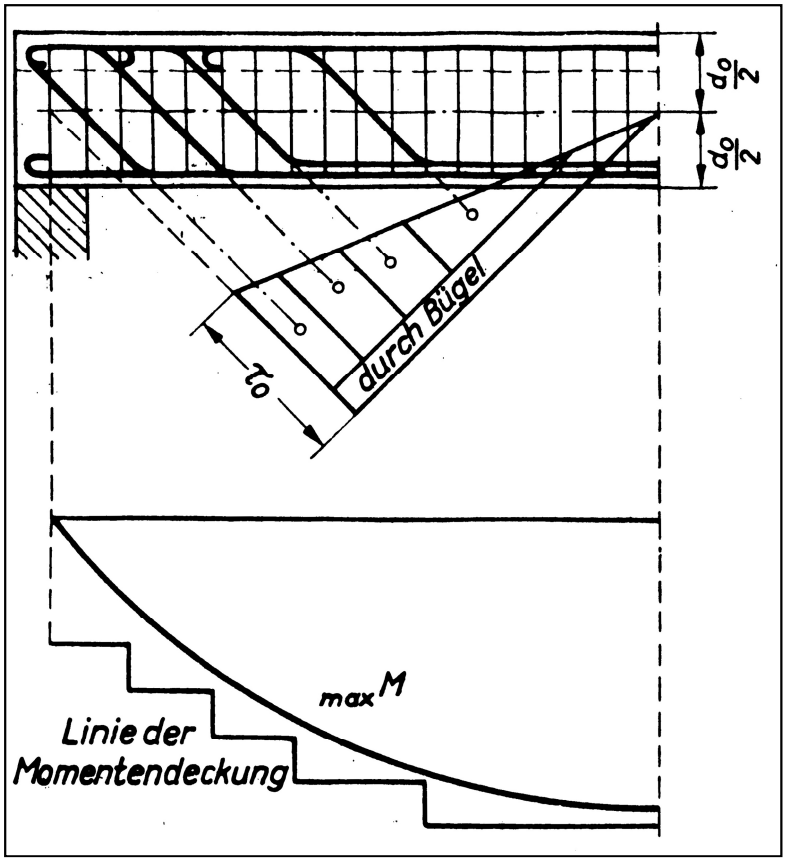


Abb. 6-31: Beispiel für eine Momentendeckungslinie - Bild 7 aus [DIN 1045:1959]

Deshalb schreibt [Franz – 1966]: *„Um ausreichend Bewehrung am Auflager zu erhalten, wird neuerdings vorgeschlagen, die M-Fläche um den Betrag h über die Stütze hinaus zu verschieben".*

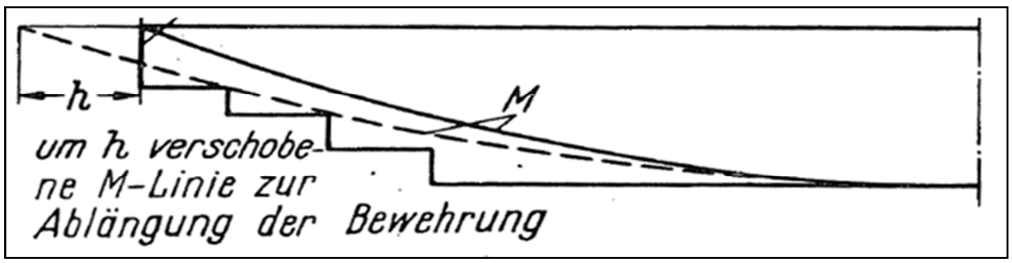


Abb. 6-32: Beispiel für eine Momentendeckungslinie – Abb. 2.2/74b [Franz – 1966]

[Franz - 1966] bezieht sich auf die Empfehlungen des C.E.B. In den „Empfehlungen zur Berechnung und Ausführung von Stahlbetonbauwerken" (1965) des Europäischen Beton-Komitees" (C.E.B.), wird bereits das Versatzmaß gewürdigt.

Allen Anschein nach ist man sich zu dieser Zeit über die tatsächliche Größe des Versatzmaßes nicht ganz sicher: „Vorsichtshalber empfehlen die Richtlinien den Wert, h (heute d), der dem Fehlen jeglicher Querbewehrung entspricht. Die derzeitigen Erkenntnisse scheinen noch nicht so weit fortgeschritten zu sein, dass man genauere Angaben machen kann." Die Bewehrung ist von der verschobenen Momentenkurve aus zu verankern.

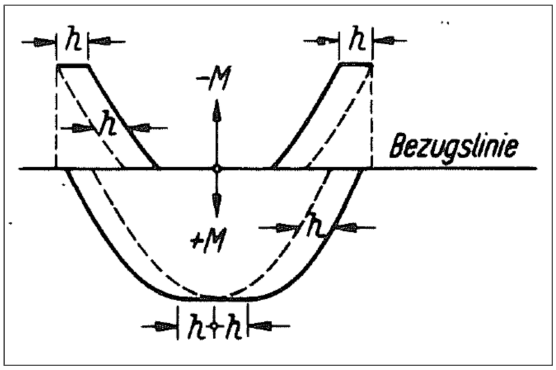


Abb. 6-33: Versatzmaß nach dem Europäischen Beton-Komitee (1965)

Emil Grasser schreibt beispielsweise in seinem Beitrag zur [DIN 1045:1972] im [Betonkalender – 1971]: „Bekanntlich ist die Zugkraft nach der Fachwerkanalogie in einem betrachteten Querschnitt größer als nach der Balkentheorie… An dieser Stelle darf erwähnt werden, dass die Schubbemessung nach der alten DIN 1045 (1959) ebenfalls auf Grundlage der Fachwerkanalogie (stets mit der Druckstrebenneigung α = 45 °) erfolgte. Im Hinblick auf die Momentendeckung war man jedoch insofern nicht konsequent, als das Versatzmaß vielfach nicht oder doch nur konstruktiv beachtet wurde."

Grasser macht jedoch keine Angaben, wie lange dies in der Fachwelt schon bekannt war.

- **DIN 1045 – 1972**

Bezeichnungen:

- v $Versatzmaß$
- α $Neigung\ der\ Betondruckstrebe$
- β $Neigung\ der\ Querkraftbewehrung$
- s_D $Länge\ eines\ Fachwerkfelds$
- h $Abstand\ Oberkante\ Druckzone\ zu\ A_{s1}$
- z $Hebelarm\ der\ inneren\ Kräfte$
- Z_a $Zugkraft\ am\ Endauflager$

Mit [DIN 1045:1972] wurde der notwendige Schritt von der Momentendeckung zur Zugkraftdeckung vollzogen. Es wird eine Umhüllende für $F_S = M/z + N$ gebildet. Diese wird um das Versatzmaß (ungünstig) verschoben.

„Die Zugkraftlinie entspricht der in Richtung der Stabachse um das Versatzmaß *v* verschobenen *M*/*z*-Linie". [DIN 1045:1972] Dabei sind Längszugkräfte immer zu berücksichtigen; Längsdruckkräfte dürfen berücksichtigt werden. Die Zugkraftlinie ist prinzipiell so aufzutragen, dass eine Vergrößerung der *M*/*z* -Fläche entsteht.

Die Neigung der Betondruckstrebe darf nicht frei gewählt werden. Sie verbirgt sich hinter den Regeln zur verminderten Schubdeckung. Die Zuordnung zu den Schubbereichen ist abhängig von der Höhe der Schubspannung.

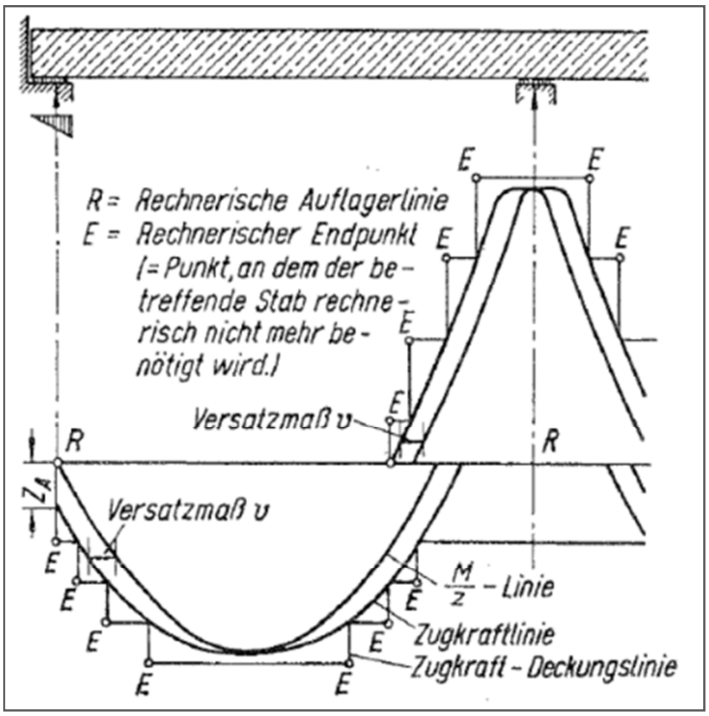


Abb. 6-34: Beispiel für eine Zugkraft-Deckungslinie bei reiner Biegung, Bild 34a. [DIN 1045:1972]

Anmerkung:

Wenn alle Zugkräfte, die im Steg aus der Fachwerkanalogie nach Mörsch entstehen, durch Stahleinlagen abgedeckt werden, spricht man von voller Schubdeckung. Mörsch ging von einer auf 45° festgeschriebenen Betondruckstrebe aus. Wenn die Betondruckstrebe flacher eingestellt wird, verringert sich die erforderliche Querkraftbewehrung. Man spricht von einer verminderten Schubdeckung.

Schubbereich 1 (max $\tau_0 < \tau_{01}$):

Im Allgemeinen ist keine Schubsicherung erforderlich, da unter Gebrauchslast die kleinen Hauptzugspannungen vom Beton aufgenommen werden. Im bruchnahen Bereich stellt sich eine Bogen- Zugband- Tragwirkung ein. Bei Balken ist jedoch immer eine konstruktive Schubbewehrung anzuordnen. (In dieser Normengeneration wird noch von Bügel zuzüglich Schrägeisen gesprochen.)

Schubbereich 2 ($\tau_{01} < \max \tau_0 \leq \tau_{02}$):

Hinter den Regeln verbirgt sich der Einfluss einer reduzierten Druckstrebenneigung.

Schubbereich 3 ($\tau_{02} < \max \tau_0 \leq \tau_{03}$):

Es ist mit voller Schubdeckung zu rechnen. Die Betondruckstrebe α ist somit zu 45° anzunehmen.

Die Annahmen in den drei Schubbereichen wirken sich direkt auf die Größe des Versatzmaßes aus. Schubbereich 3 hat aufgrund einer 45°- Druckstrebe die geringste zusätzliche Kraft aus dem Fachwerkmodell und somit auch das kleinste Versatzmaß.

Tabelle 6-17: Versatzmaße *v*, [DIN 1045-1972]

Schubsicherung durch	Versatzmaß v bei Balken im Schubbereich 1	2	3	Platten im Schubbereich 1	2
Schrägbügel allein	0,75 h	0,50 h	0,25 h	keine Schub-sicherung erforderlich	Praktisch nicht durchführbar
aufgebogene Stabe mit vertikalen Bügeln	0,75 h	0,75 h	0,50 h		0,75 h
lotrechte Bügel allein	0,75 h	1,00 h	0,75 h		1,00 h
kein Nachweis der Schubsicherung	0,75 h	nicht zulässig !		0,75 h	nicht zulässig !
Bauteile ohne Schubbewehrung	i.allg. nicht zugelassen !			1,50 h	

Im Schubbereich 1 und 2 dürfen jetzt Bewehrungsstäbe in der Zugzone gerade enden, was in allen Normengenerationen zuvor unzulässig war. Die Bewehrung darf also gestaffelt werden. Dies ist jedoch nur mit Rippenstählen zulässig. Glatte und profilierte Stähle dürfen nicht gerade enden (DIN 1045:1972, 18.3.3.1.). Die Verankerung muss unter Berücksichtigung des Versatzmaßes nachgewiesen werden.

Die Verankerung am Endauflager ergibt sich zu $Z_A = A_v \; v \; / \; h$, woraus sich die nötige „Überlänge“ des Balkens ergibt.

[DIN 1045:1972] empfiehlt, 25 % der eingelegten Feldbewehrung auch über ein Zwischenauflager durchlaufen zu lassen, da die theoretische Druckzone durch Stützensenkung oder Brandeinwirkung abgebaut werden kann.

Die Deckung der Zugkraftlinie ist bei gestaffelter Bewehrung mindestens genähert, z.B. durch Zeichnen, nachzuweisen. Da es aufgrund der vorhergehenden Formulierung in [DIN1045:1972]: „Schätzungen der Zugkraftdeckungslinie sind zulässig, wenn der Grundwert der Schubspannunngen $\tau_0 \leq \tau_{02}$ ist und die zur Deckung nicht mehr benötigten Stäbe zur Schubsicherung aufgebogen werden“ zu Fragen an den Auslegungsausschuss kam, wurde dies in [DIN 1045:1978] zu „Die Deckung der Zugkraftlinie ist bei gestaffelter Bewehrung oder im Schubbereich 3 mindestens genähert nachzuweisen.“ geändert.

	1	2	3
	Anordnung der Schubbewehrung [39]	Versatzmaß v bei voller Schub-deckung [40]	Versatzmaß v bei verminderter Schub-deckung [40]
1	schräg Abstand $\leqq 0{,}25\ h$	$0{,}25\ h$	$0{,}5\ h$
2	schräg Abstand $> 0{,}25\ h$	$0{,}5\ h$	$0{,}75\ h$
3	schräg und annähernd rechtwinklig zur Bauteilachse		
4	annähernd rechtwinklig zur Bauteilachse	$0{,}75\ h$	$1{,}0\ h$

[39] „schräg" bedeutet: Neigungswinkel zwischen Bauteilachse und Schubbewehrung 45° bis 60°; „annähernd rechtwinklig" bedeutet: Neigungswinkel zwischen Bauteilachse und Schubbewehrung > 60°.

[40] Siehe Abschnitte 17.5.4 und 17.5.5.

Tabelle 6-18: Versatzmaß *v* nach Tab. 25 [DIN 1045:1978]

1978 werden Schubzulagen als neuartige Bewehrungselemente in die Norm aufgenommen. Die Versatzmaße für Bauteile mit Querkraftbewehrung bleiben unverändert.

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung wird das Versatzmaß, aufgrund neuer Erkenntnisse [Aster/Koch – 1974] von bisher 1,5 *h* auf 1,0 *h,* reduziert. Bei Platten und Balken kann das Versatzmaß nach Tabelle 25 der DIN oder wie bisher zu v = 0,75 *h* angenommen werden. Das Versatzmaß wird bis zum Erscheinen der [DIN 1045-1:2001] nicht mehr geändert.

- **DIN 1045-1:2001**

Bezeichnungen:

a_l $Versatzmaß$

θ $Neigung\ der\ Betondruckstrebe$

α $Neigung\ der\ Querkraftbewehrung$

c $Länge\ eines\ Fachwerkfelds$

d $Abstand\ Oberkante\ Druckzone\ zu\ A_{s1}$

z $Hebelarm\ der\ inneren\ Kräfte$

F_{sd} $Zugkraft\ am\ Endauflager$

In [DIN 1045-1:2001] wird das Versatzmaß a_l an die jetzt zulässigen, variablen Druckstrebenneigungswinkel angepasst.

Die Weiterleitung der Querkraft zum Auflager durch unterschiedlich geneigte Druck- und Zugstreben im Steg sorgt für einen Versatz zwischen Druckgurt- und Zuggurtkräften. Daher sind diese im vertikalen Schnitt im Allgemeinen nicht gleich groß. Das anzusetzende Versatzmaß a_l entspricht dem Abstand zwischen einem Fachwerkknoten und dem Mittelpunkt der gegenüberliegenden Gurtstrebe in der Projektion parallel zur Schwerachse.

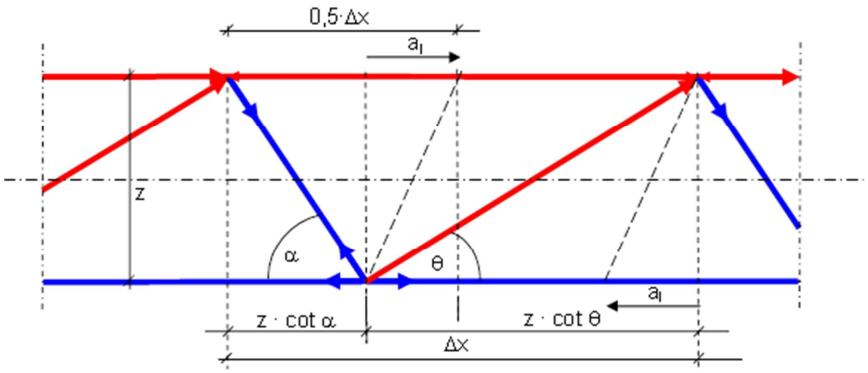
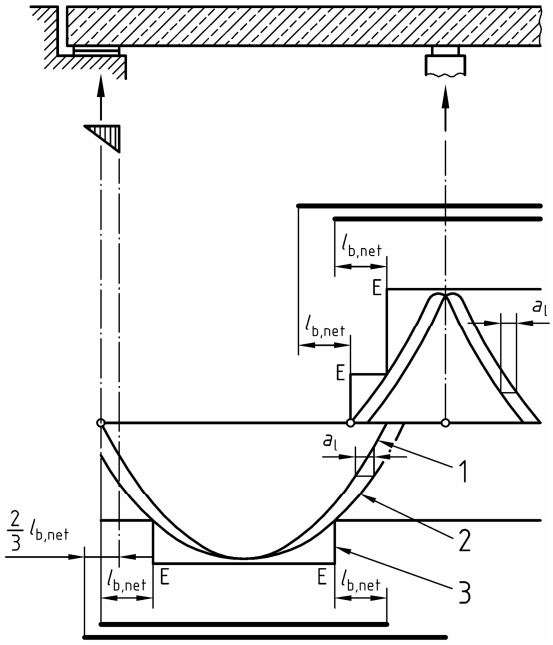


Abb. 6-35: Versatzmaß a_l am diskreten Fachwerk mit variabler Druck- und Zugstrebenneigung

Mit der in Abb. 6-35 gezeigten Geometrie gilt:

$$a_l = 0{,}5 \cdot \Delta x - z \cdot \cot\alpha = \frac{z}{2} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha)$$

Der innere Hebelarm für Bauteile ohne Längsdruckkraft darf vereinfachend zu $z = 0{,}9\,d$ angenommen werden.



1 Umhüllende für $F_{sd} = M_{Eds}/z + N_{ed}$
Dabei ist M_{Eds} der auf die Schwerachse der Bewehrung bezogene Bemessungswert des einwirkenden Moments.

2 um a_l verschobene Umhüllende

3 Zugkraftdeckungslinie

Abb. 6-36: Zugkraftdeckungslinie und Verankerungslängen bei biegebeanspruchten Bauteilen [DIN 1045-1:2008]

Die Größe des Versatzmaßes a_l von parallelgurtigen Bauteilen hängt bei konstantem inneren Hebelarm rechnerisch nur von den Neigungswinkeln der Zug- und Druckstreben im Steg ab. Werden die Winkel θ und α gleich groß gewählt, so nimmt a_l den Wert Null an.

Wie in Abb. 6-36 leicht ablesbar, wird das Versatzmaß bei abnehmender Druckstreben- sowie bei zunehmender Zugstrebenneigung größer. Dieser Zusammenhang ist in Abb. 6-37 dargestellt.

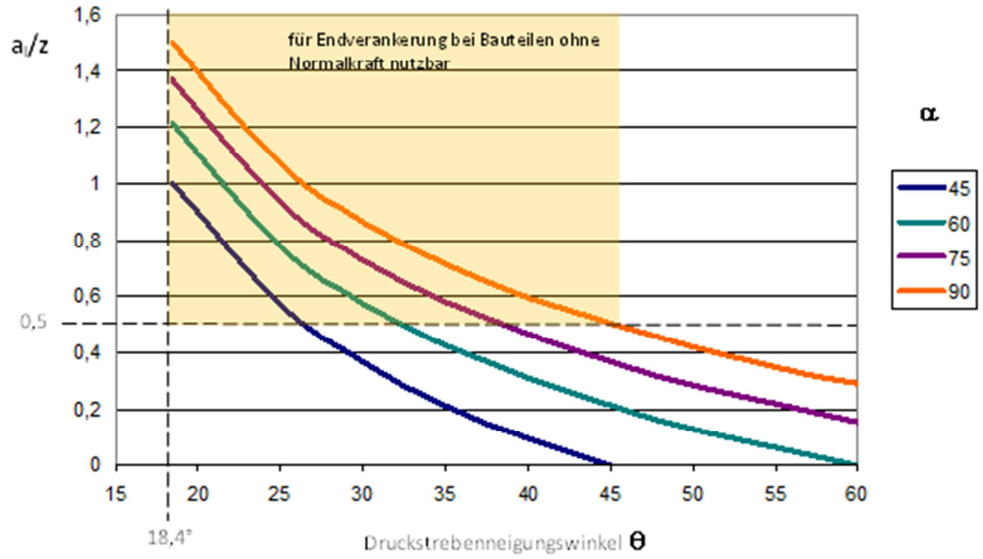


Abb. 6-37: Einfluss des Druck- und Zugstrebenneigungswinkels auf das Versatzmaß

Infolge des Versatzmaßes ist das Moment M_A noch im Abstand a_l in Richtung des abnehmenden Momentes für die Bemessung maßgebend. Auf der Druckseite dürfte das Moment im Abstand a_l in Richtung zunehmender Momente angesetzte werden. Hierauf wird in der Praxis aber in aller Regel verzichtet.

Für Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung gilt weiterhin stets $a_l = 1{,}0 \cdot d$.

Die Zugkraftlinie für den Zuggurt geht aus der *M*/*z* -Linie durch Parallelverschiebung um das Versatzmaß a_l hervor. Die durch Längsbewehrung abzudeckende Zugkraft wird hierdurch in jedem Fall vergrößert.

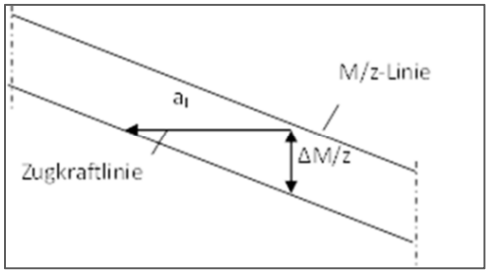
Die Zugkraftlinie muss von der aufnehmbaren Zugkraft F_s der vorhandenen Bewehrung ohne Einschnitte abgedeckt werden.

Da die Querkraft V_{Ed} die Steigung der Momentenlinie darstellt, kann die am Endauflager A ($M = 0$) zu verankernde Zugkraft wie folgt berechnet werden:

$$F_{sd} = \frac{\Delta M_{Ed}}{z};$$

$$V_{Ed} = \frac{\Delta M_{Ed}}{a_l};$$

$$F_{sd,A} = \frac{V_{Ed} \cdot a_l}{z}$$



Die Zugkraftdeckung ist grundsätzlich im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) nachzuweisen. Die Überprüfung im Gebrauchszustand wird aber nur dann erforderlich, wenn im GZT eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung zu erheblichen Verschiebungen der Momentennullpunkte im Vergleich zum GZG führt.

Bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung darf der Nachweis im GZG entfallen, wenn nicht mehr als 15 % der Biegemomente umgelagert werden.

Das Versatzmaß darf nie kleiner als mit dem Wert Null angesetzt werden.

Der Nachweis der erforderlichen Biegezugbewehrung von Stahlbetonbauteilen erfolgt in der Regel nur in den höchstbeanspruchten Querschnitten. Eine Staffelung der Bewehrung ist zulässig und es ist im Einzelfall zu prüfen, ob dies unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten sinnvoll ist.

Verankerung am Endauflager

[DIN 1045-1:2008] bezieht die am Endauflager erforderliche Bewehrung direkt auf die Kraft:

$$\Delta F_{sd}$$

Mit dem Versatzmaß $a_l = \frac{z}{2} \cdot (cot\theta - cot\alpha)$ ergänzt, ergibt dies Gl. 148 [DIN 1045-1:2008]:

$$F_{sd} = V_{ed} \cdot \frac{a_l}{z} + N_{Ed} \geq \frac{V_{ed}}{2}$$

Bei großen Zugkräften ist zu beachten, dass dabei das Versatzmoment, das aus dem Abstand von Querschnittsachse und Zugbewehrung entsteht, auf der unsicheren Seite liegend vernachlässigt wird.

Die Grenze ν_{ed} / 2 bedeutet in der Rückrechnung des Versatzmaßes, dass der Neigungswinkel θ der Betondruckstrebe nicht steiler eingestellt werden darf als 45°.

Bei der Untersuchung des Auflagerbereichs mit Hilfe eines Stabwerkmodells ergibt sich jedoch $F_{sd} = V_{ed}$ bei einem Druckstrebenneigungswinkel von 45°.

Die Differenz erklärt sich daraus, dass das parallelgurtige Fachwerk im diskontinuierlichen Auflagerbereich unzutreffende Ergebnisse liefert und in Wirklichkeit eine steilere Druckstrebe auftritt („fächerförmig“).

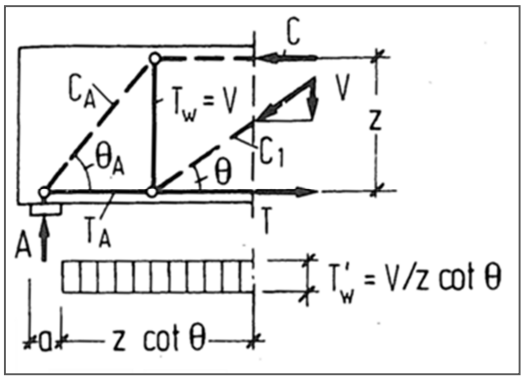


Abb. 6-38: Stabwerkmodell für das Endauflager [Schlaich - 2001]

Nach [Schlaich - 2001] kann gewählt werden:

$$cot\theta_A \approx \frac{cot\theta}{2}$$

Die minimale Stahlzugkraft F_{sd} ergibt sich dann zu:

$$F_{sd} = A \cdot cot\theta_A = A \cdot \frac{cot\theta}{2} = \frac{V_{Ed}}{2}$$

Es wird der Bemessung also tatsächlich maximal cot θ_A = 0,5 zugrunde gelegt, was einem mittleren Druckstrebenneigungswinkel im Auflagerbereich von 63,4° entspricht.

- **DIN EN 1992-1-1:2011-01 (Eurocode 2)**

Bezeichnungen:

a_l $Versatzmaß$

θ $Neigung\ der\ Betondruckstrebe$

α $Neigung\ der\ Querkraftbewehrung$

s $Länge\ eines\ Fachwerkfelds$

d $Abstand\ Oberkante\ Druckzone\ zu\ A_{s1}$

z $Hebelarm\ der\ inneren\ Kräfte$

F_{td} $Zugkraft\ am\ Endauflager$

Anders als in [DIN 1045-1:2008] darf die Tragfähigkeit der Stäbe nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] auch innerhalb ihrer Verankerungslänge berücksichtigt werden, indem dort ein linearer Kraftverlauf von der vollen Stabkraft am Beginn der Verankerungslänge bis auf den Wert Null am Stabende angenommen wird. Diese Regelung stellt erhöhte Anforderungen an die Verlegegenauigkeit auf der Baustelle.

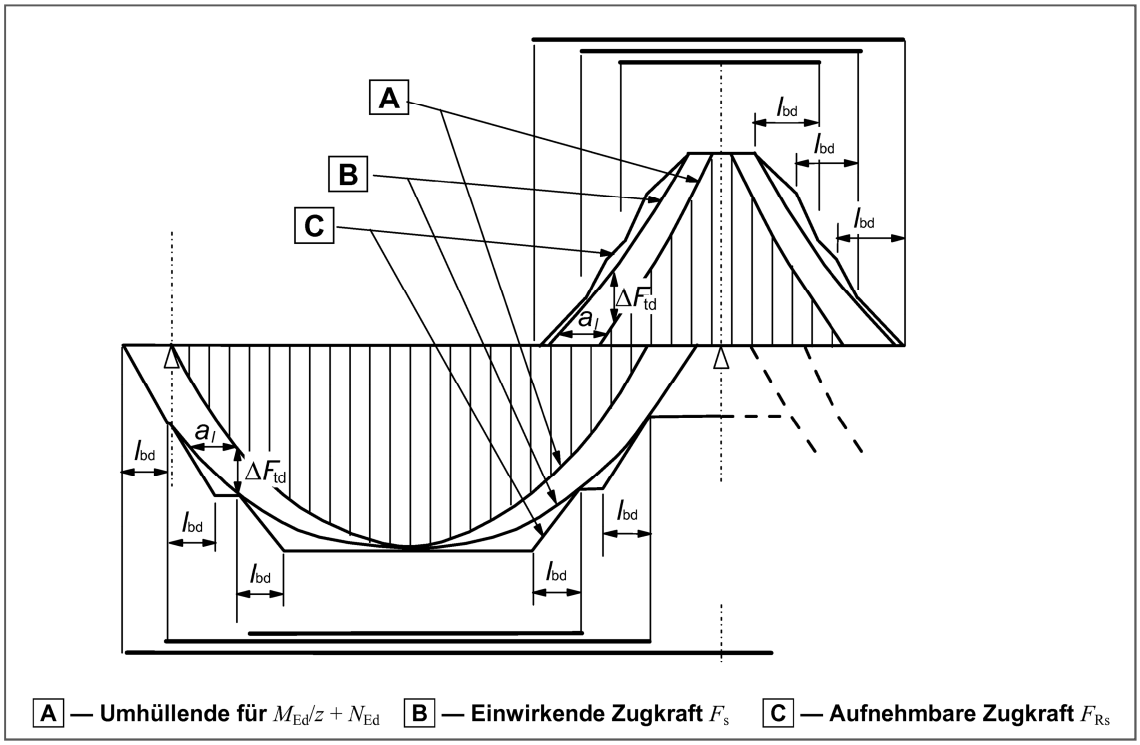


Abb. 6-39: Zugkraftdeckung nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01]

Nach [DIN EN 1992-1-1:2011-01] Abschnitt 9.2.1.3 (4) muss in der Zugzone die Verankerungslänge von aufgebogener Querkraftbewehrung mindestens 1,3 l_{bd} und in der Druckzone mindestens 0,7 l_{bd} betragen. Sie wird vom Schnittpunkt zwischen den Achsen des aufgebogenen Stabes und der Längsbewehrung aus gemessen.

Wird bei Plattenbalken ein Teil der Biegezugbewehrung in die Platte ausgelagert, so muss das Versatzmaß a_l der einzelnen Stäbe jeweils um ihren Abstand Δx vom Steganschnitt erhöht werden.

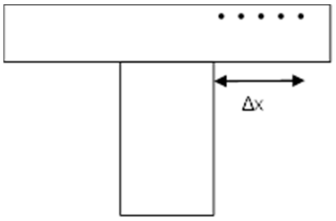


Abb. 6-40: Plattenbalken mit ausgelagerter Biegezugbewehrung

Am Endauflager gilt im GZT für Bauteile ohne Längskraft nach EC 2:

$$F_{td} = \frac{V_{Ed} \cdot a_l}{z} \geq \frac{V_{Ed}}{2}$$

Die Festlegung des Mindestwertes $F_{td} \geq V_{Ed} / 2$, findet sich nur im Nationalen Anhang. Ein Ansatz des Bemessungswertes V_{Ed} im Abstand d vom Auflagerrand für die zu verankernde Längskraft F_{td} ist unbegründet.

bis 1972

In Bestandsbauten aus den Jahren vor 1972 muss damit gerechnet werden, dass keine ausreichend große Stahlzugkraft am Auflager verankert wurde. Bei Stabdurchmesser ≤ 26 mm waren keine Haftspannungen nachzuweisen.

Es fand somit am Endauflager oft keine Kontrolle für die Stahlspannung statt, lediglich die Momentendeckung wurde gewahrt.

Der Hauptanteil der Querkraftbewehrung wurde aus der Zugbewehrung gewonnen und ein kleiner Teil durch Bügel abgedeckt. Die Eisen wurden auf 45° abgebogen. Durch diese entsteht somit keine zusätzliche Zugkraft, durch die Bügel allerdings schon.

Seit 1925 sind Bügel konstruktiv zwingend vorgeschrieben. Sie können bei der Querkraftbemessung in Ansatz gebracht werden. Somit waren weniger Abbiegungen nötig.

Wie viel Schubkraft der Tragwerksplaner den Bügeln zuweist war ihm überlassen. Es lässt sich folglich nur eine sehr vage Aussage über die Zugkraftdeckung treffen.

Für die Abdeckung aller Schubspannung durch Abbiegungen unter 45° genügen für den einfachen Balken unter Gleichlast $1/\sqrt{2} \cdot A_{S,Feld}$, vgl. [Mörsch - 1950]. Es kann davon ausgegangen werden, dass bei Balken mindestens ca. 30 % der Feldbewehrung zum Auflager geführt und dort mit einem vorgeschriebenen Haken verankert wurde.

In der Norm ist keine verbindliche Größe für die auf das Auflager zu führende Bewehrung gegeben. In der Literatur finden sich jedoch Hinweise:

[Kersten - 1941] schreibt z.B., dass bei Balken höchstens so viele Stäbe abgebogen werden sollten, dass noch zwei zum Auflager durchgeführt werden können.

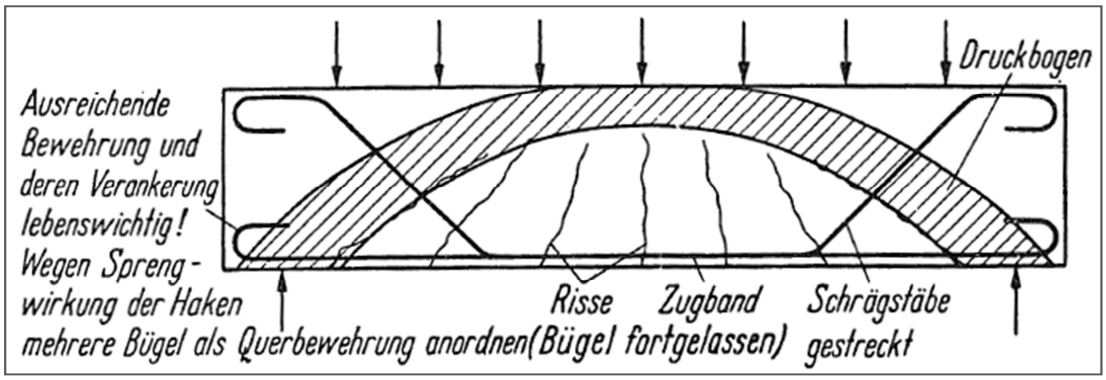


Abb. 6-41: Bogenbildung im Bruchzustand bei glatter Bewehrung [Franz – 1966]

Empfehlung für die Zugkraftdeckung:

Bei Bauteilen, die mit einer Normengeneration vor 1972 bemessen wurden, ist die Zugkraftdeckung nicht unbedingt sichergestellt. Es wurden die Stäbe nach der Momentenlinie abgebogen.

Bei Aufbiegungen unter 45 Grad entsteht allerdings kein Versatzmaß (volle Schubdeckung) und somit auch keine zusätzlich zu verankernde Kraft. Bei Anrechnung der Bügel entsteht ein Versatzmaß, das aber klein ausfällt.

Da der Nachweis der Verankerung vor 1972 nicht gefordert war, können Probleme mit dem Nachweis der Verankerung am Endauflager nach DIN bzw. Eurocode auftreten. Aufgrund der sich am Auflager fächerartig einstellenden Druckstrebe ist eine Mindestkraft von $V_{ed}/2$ zu verankern.

6.10.4 Querkraftbewehrung

Die Art und Weise, wie ein Stahlbetonbalken die Last zum Auflager hin abträgt, ist bereits in ihren Grundzügen seit dem Ende des 19. Jahrhundert bekannt. Erstmalig hat der Schweizer Ritter das Fachwerkmodell veröffentlicht, vgl. Abb. 6-42.

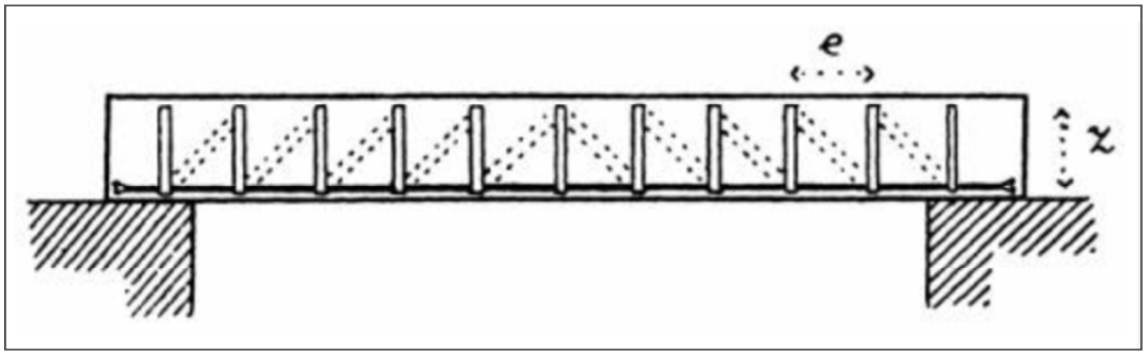


Abb. 6-42: Fachwerkmodell nach Ritter 1899

In den vorläufigen Leitsätzen von 1904 wird auf die Schubproblematik eingegangen. Der Wert für die zulässige Schubspannung des Betons wird pauschal auf 4,5 kg/cm² festgelegt. Nur die darüber hinausgehende Spannung ist durch Aufbiegungen abzudecken und in der Druckzone zu verankern. Die Betondruckstrebe ist unter 45° anzunehmen und die Aufbiegungen sind unter eben diesem Winkel herzustellen.

Da bei Überschreitung der Zugfestigkeit der Betontraganteil tatsächlich vollständig ausfällt, ist bei diesem Bemessungsmodell viel zu wenig Schubbewehrung vorhanden. Dieses Problem wird erst 1916 mit den Bestimmungen des DAfEb beseitigt.

Es wird nun gefordert, dass in den Bereichen, in denen die Betonzugfestigkeit überschritten wird, die „Schubspannung vollkommen“ mit Stahleinlagen abzudecken ist. Für Plattenbalken wird seit diesen Bestimmungen auch zwingend Bügelbewehrung vorgeschrieben. Als Schubbewehrung dürfen Bügel oder Aufbiegungen oder eine Kombination eingesetzt werden. Die Obergrenze für die Schubspannung wird auf 14 kg/cm² festgelegt.

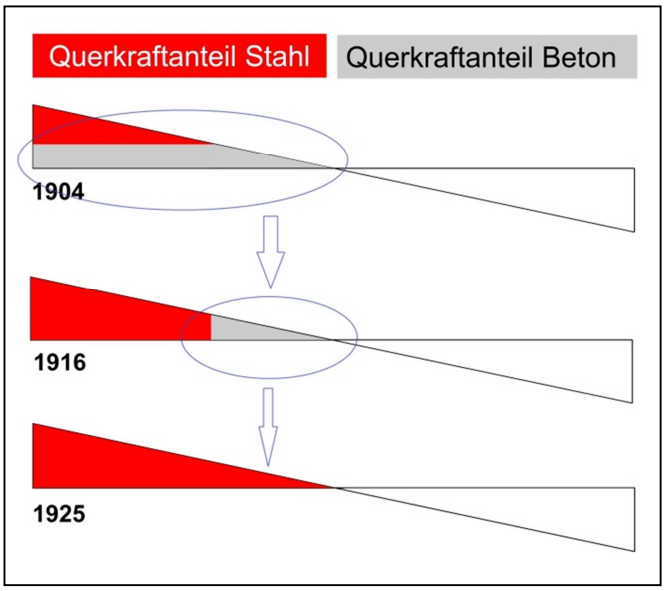


Abb. 6-43: Normentwicklung der vom Stahl aufzunehmenden Querkraftanteile in Balken

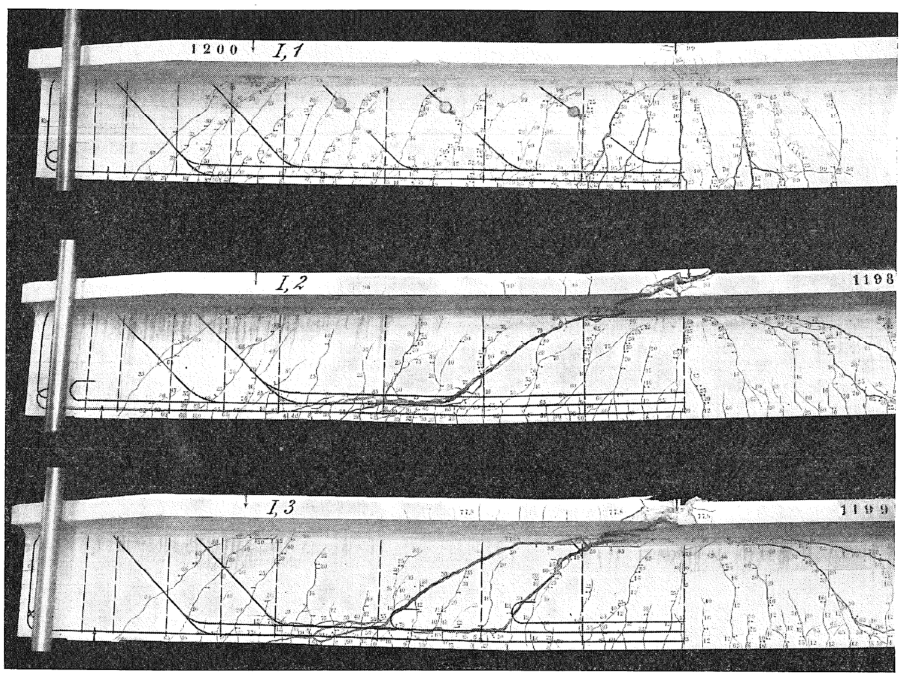
Seit [DIN 1045:1925] sind auch bei Balken grundsätzlich Bügel anzuordnen, um den Zusammenhang zwischen Zug- und Druckgurt sicherzustellen. Zusätzlich darf die Schubfestigkeit des Betons nicht mehr herangezogen werden und es muss die komplette Schubkraft durch Stahleinlagen abgedeckt werden. Die volle Schubsicherung war von Mörsch, der in zahlreichen Versuchen die hohe Tragfähigkeit dieses Konzepts nachwies, angeregt worden. Zusätzlich soll sie einen Schubbruch ohne Vorankündigung verhindern.

Es handelt sich hier um einen sehr konservativen Ansatz, der seinerzeit Kritik erntete.

Trotz zahlreicher Versuche, die belegten, dass sich die Betondruckstrebe flacher einstellt als die von Ritter und Mörsch angenommenen 45°, wird die verminderte Schubdeckung erst mit [DIN 1045:1972] eingeführt.

Grundlegend bleiben die Regeln bis dahin bestehen. Es wird lediglich, durch höhere zulässige Spannungen, dem Fortschritt der Baustoffe Rechnung getragen.

Mit [DIN 1045:1972] wird die verminderte Schubdeckung eingeführt. Die Betondruckstrebe darf unter gewissen Umständen flacher eingestellt werden als die bei voller Schubdeckung anzunehmenden 45°. In der Norm wird dies über verschiedene Schubbereiche realisiert.



Balken	Schubsicherung	P_m einzeln	P_m Mittel	Gewicht G_e der Hauptbewehrung	Wirkungsgrad P_m / G_e
		t	t	kg	
I 1	nach DIN 1045 seit dem Jahr 1925	95 99	97	193,6	501
I 2	nach den Bestimmungen v. J. 1916	90 95	92,5	214,4	431
I 3	ebenso mit gekürzten Zugstäben	77,8 84,6	81,2	183,0	444

[1]) Die 3. Reihe wurde nur ausgeführt, weil im Schrifttum von theoretischen Dilettanten diese Anpassung an die Momente empfohlen wurde u. weil der Anreiz zu sparen dazu verlocken könnte.

Abb. 6-44: Vergleich der Schubsicherung von 1916 und 1925 [Mörsch - 1950]

Schubbereich 1 (max $\tau_0 < \tau_{01}$):

Bei Balken ist immer eine konstruktive Schubbewehrung anzuordnen.

Schubbereich 2 ($\tau_{01} <$ max $\tau_0 \leq \tau_{02}$):

Hinter den Regeln verbirgt sich der Einfluss einer reduzierten Druckstrebenneigung.

Schubbereich 3 ($\tau_{02} <$ max $\tau_0 \leq \tau_{03}$):

Es ist mit voller Schubdeckung zu rechnen. Die Betondruckstrebe α ist somit zu 45° anzunehmen. Die erforderliche Schubbewehrung ist entsprechend dem Verlauf von τ annähernd zu verteilen.

Im Stahlbetonbau ist noch keine Mindestlängsbewehrung vorgeschrieben, in der Literatur wird sie aber empfohlen. Beim Übergang des Querschnitts vom Zustand I in den gerissenen Zustand II muss der Stahl die Zugkraft, die vorher durch die Betonzugfestigkeit abgedeckt wurde, voll übernehmen. Im Fachwerkmodell werden die schrägen Druckstreben entweder durch Schrägeisen oder durch Bügelbewehrung abgedeckt.

Somit muss eine Mindestbügelbewehrung eingelegt werden, die in etwa eine Schubspannung von 3 kp/cm² abdeckt, um die Funktionsfähigkeit des Fachwerkmodells zu garantieren:

$f_e = F_e / a_B \geq b_0 / 4$ cm²/m bei BSt 22/34 (I)

$f_e = F_e / a_B \geq b_0 / 8$ cm²/m bei BSt 42/50 (II) und BSt 50/55 (III)

mit:

- b_0 die bei der Ermittlung der Schubspannung in Rechnung gestellte Balkenbreite in cm
- F_e Summe der Querschnittsfläche in cm² der Bügelschenkel im betrachteten Querschnitt
- a_B Bügelabstände in m in Richtung der Balkenlängsachse

Bei breiten Balken, die sich einer Platte nähern, darf die Mindestbügelbewehrung mit dem Reduktionsfaktor $\eta = \tau_0/\tau_{012}$ abgemindert werden.

Grundsätzlich bleiben die Regelungen der Vorgängernorm bei [DIN 1045:1978] erhalten. Es wird eine Mindestbewehrung vorgeschrieben, jedoch nicht mehr in Abhängigkeit der Risslast des Balkenstegs. Der Bemessungswert ist vorgegeben zu:

$$\tau = 0{,}4 \cdot \tau_0$$

Mit diesem Wert können die Hauptzugkräfte bei einer sehr flachen Druckstrebenneigung aufgenommen werden [Wommelsdorff - 1982]. Es darf mit Bügeln oder Bügeln und Schubzulagen bewehrt werden.

Die erforderliche Bewehrung berechnet sich aus der zulässigen Stahlspannung und dem Sicherheitsbeiwert zu:

- <u>für Bügel mit 90°:</u>

$$as_{b\ddot{u}} = \tau \cdot \frac{b_0}{\sigma_{st}}$$

Mit $\sigma_{st} = \frac{\beta_s}{1{,}75} \leq 240 MN/m^2$ für BSt 420/500R : $\sigma_{st} = \frac{420}{1{,}75} = 240\ MN/m^2$

$$as_{b\ddot{u}}\left[\frac{cm^2}{m}\right] = 16{,}66 \cdot \tau_0\left[\frac{MN}{m^2}\right] \cdot b_0[m]$$

- <u>für Bügel mit 90° und Schubzulagen:</u>

  Die Bügel müssen mindestens 0,25 von τ_0 aufnehmen. Die restliche Spannung, *0,4 - 0,25 = 0,15* τ_0 sind durch Schubzulagen abzudecken.

  $$\tau = 0{,}25 \cdot \tau_0$$

  $$as_{b\ddot{u}}\left[\frac{cm^2}{m}\right] = 10{,}42 \cdot \tau_0\left[\frac{MN}{m^2}\right] \cdot b_0[m]$$

Für breite Balken findet dies keine Anwendung. Ab einem Verhältnis von (b > 5 · d) dürfen diese wie Platten behandelt werden.

In [DIN 1045:1988] gibt es für die Querkraftbewehrung keine Änderungen.

Mit [DIN 1045-1:2001] wird dem Ingenieur freigestellt, ob er mit voller oder verminderter Schubdeckung den Nachweis führen möchte. Der Druckstrebenwinkel darf dabei „frei“, zwischen 18,5° und 60°, gewählt werden. Die folgende Abschätzung begrenzt diesen jedoch nach unten.

$$0{,}58 \leq cot\theta \leq \frac{1{,}2 - 1{,}4\sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_{ed}} \begin{cases} \leq 3{,}0 \; f\ddot{u}r \; Normalbeton \\ \leq 2{,}0 \; f\ddot{u}r \; Leichtbeton \end{cases}$$

Es sind für die Betondruckstrebe und für die Querkraftbewehrung getrennte Nachweise zu führen:

- <u>für lotrechte Bügel:</u>

  Tragfähigkeit der Betondruckstrebe:

  $$V_{Rd,max} = \frac{0{,}75 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{cot\theta + tan\theta}$$

  mit: b_w kleinste Stegbreite
  z Hebelarm der inneren Kräfte
  f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
  V_{rdc} Traganteil des verbügelten Querschnitt infolge Rissreibung
  V_{ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

  Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung:

  $$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot cot\theta$$

  mit: f_{yd} Bemessungswert der Betonstahlstreckgrenze

Der Nachweis lautet:

$$V_{ed} \leq \begin{cases} V_{Rd,sy} \\ V_{Rd,max} \end{cases}$$

An diesem Nachweiskonzept gibt es bis zur [DIN EN 1992-1-1:2011-01], zusammen mit dem nationalen Anhang, keine grundsätzlichen Änderungen mehr.

Empfehlung für Querkraftbewehrung:

Erst mit DIN 1045 aus dem Jahr 1925 wird die Deckung aller Schubkräfte durch Stahl gefordert. Zuvor bewehrte Bauteile sind in der Querkrafttragfähigkeit kritisch zu beurteilen.

6.11 Rahmenecken

Da in der Vergangenheit an Rahmenecken immer wieder Schwierigkeiten auftraten, die aus Unklarheiten der Bewehrungsführung oder Schäden durch falsche Bewehrungsführung verursacht wurden, erfolgte 1978 eine Überarbeitung dieser Regel.

Die Probleme traten vor allem bei Rahmenecken mit einem positiven Moment auf, da hier die Zugkraft an der Innenseite nicht richtig berücksichtigt wurde. Die bisherige Norm erläuterte nur den Kraftverlauf in einer solchen Ecke.

Um Rahmenecken mit einer entsprechenden Bewehrungsführung zu versehen, wurde eine ausführliche Regelung erarbeitet, die auf der Basis von Versuchen abgeleitet wurde. Kordina und I.H.E. Nilsson lieferten mit ihren Versuchen die Basis für die neuen Bewehrungsregeln. Nilsson betrachtete das Problem der Rahmenecke zusätzlich mit FEM.

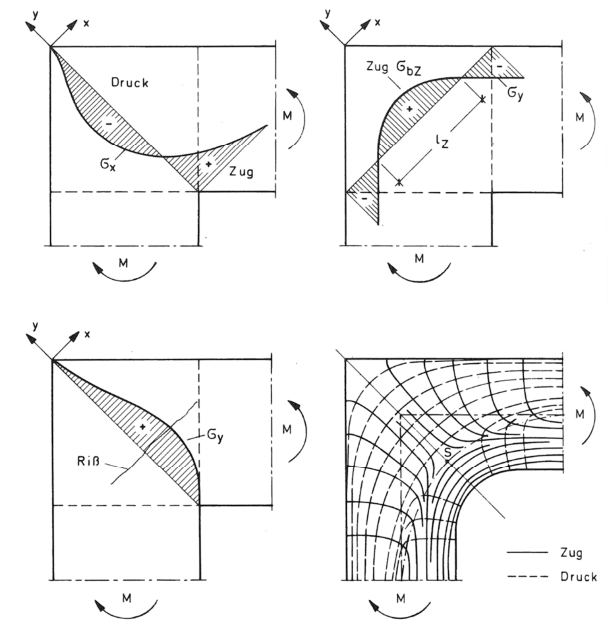


Abb. 6-45: Spannungsverteilung und Hauptspannungstrajektorien in rechtwinkligen Rahmenecken bei positivem Moment nach Nilsson. [Leonhardt – 1977]

Problematisch ist bei den Rahmenecken jene mit einem positiven Moment. Hier treten an der einspringenden Ecke zusätzlich Zugspannungen auf, die mit Bewehrung abgedeckt werden müssen. Versuche haben gezeigt, dass nur eine vollständige Abdeckung der Zugkräfte auf der Innenseite zu einer Deckung des Moments von ≥ 100 % führt.

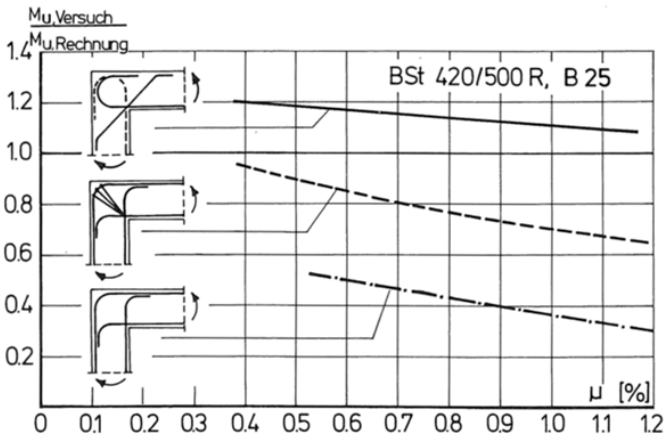


Abb. 6-46: Wirkungsgrad von Rahmenecken. [Kordina – 1975]

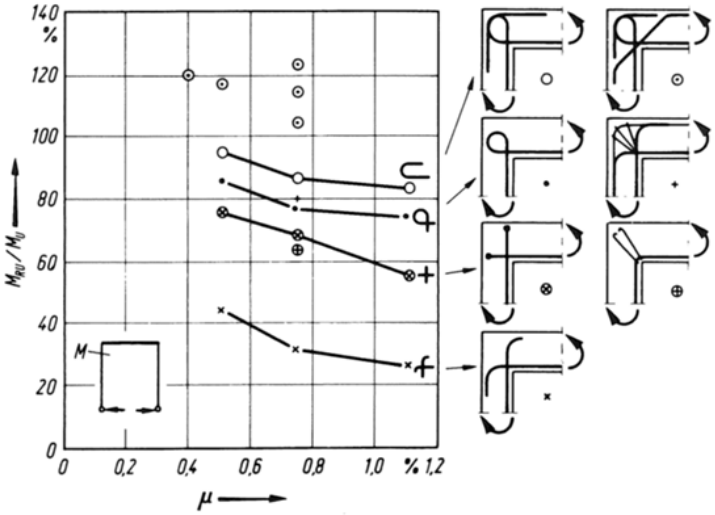


Abb. 6-47: Tragfähigkeit M_{RU} bezogen auf das rechnerische Bruchmoment M_U im Anschluss-querschnitt von Rahmenecken mit verschiedenen Bewehrungsarten bei positivem Moment in Abhängigkeit des Bewehrungsprozentsatzes, nach Nilsson. Materialien: BSt 42/50 und Bn 250 [Betonkalender – 1976]

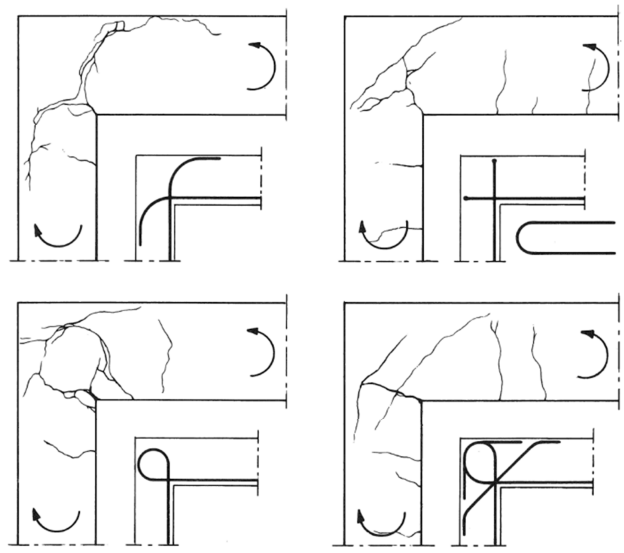


Abb. 6-48: Rissbilder von Rahmenecken mit verschiedenen Bewehrungsarten bei positivem Moment. [Leonhardt – 1977]

Anhand der Darstellung in Abb. 6-48 wird ersichtlich, dass sich die Risse genau an den vorausgesagten, aber nicht mit Bewehrung abgedeckten Stellen, einstellen. Die von Kordina (Heft 354) vorgeschlagene Bewehrungsführung hat sich bis heute, mit unwesentlichen Modifikationen, als geeignet erwiesen.

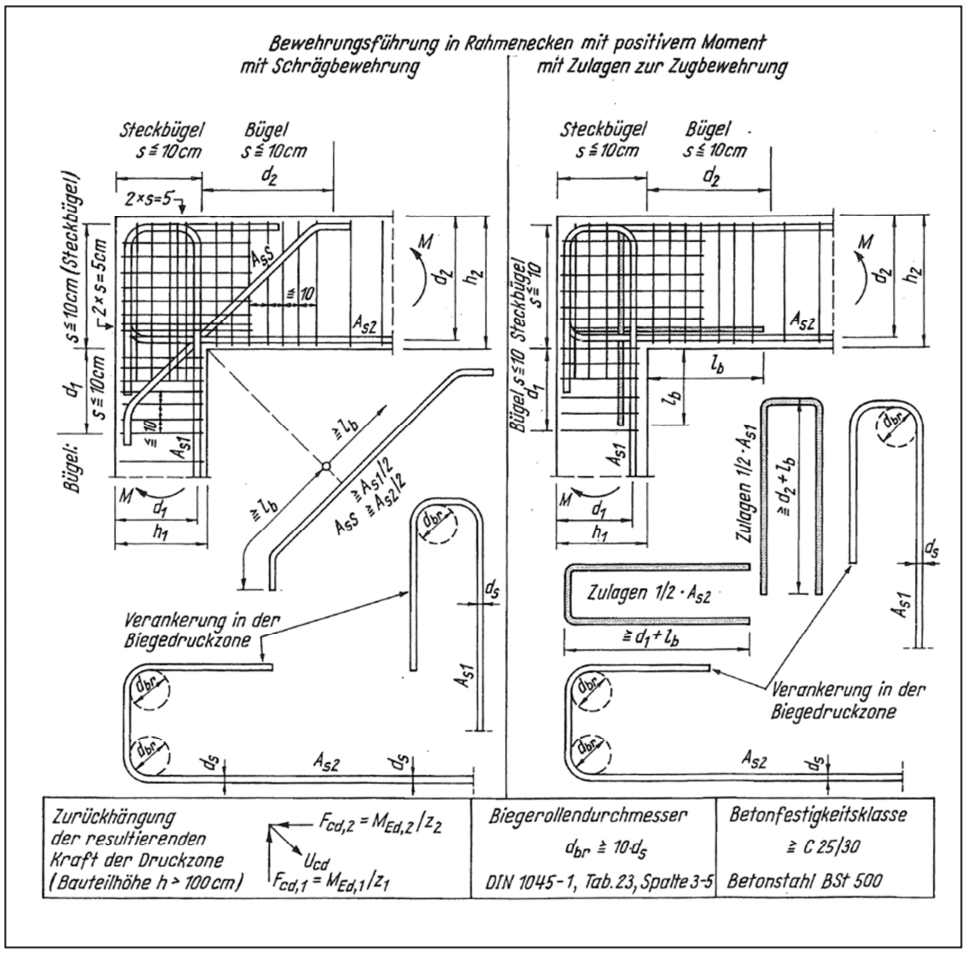


Abb. 6-49: Bewehrungsführung in hochbelasteten Rahmenecken mit positivem Moment. [Wommelsdorff - 2008]

Empfehlung für Rahmenecken:

Rahmenecken, die vor 1978 hergestellt wurden, können möglicherweise das rechnerische Moment, aufgrund falsch ausgebildeter Bewehrung, nicht vollständig übertragen. Es ist anhand der Planunterlagen oder durch andere geeignete Methoden die Bewehrungsführung zu klären.

6.12 Vollplatten aus Ortbeton

Da die Schnittgrößen mit Näherungsverfahren ermittelt werden, erfordert dies zwangsläufig die Einhaltung bestimmter Mindestwerte bei der Bewehrung. Damit wird sichergestellt, dass Schnittgrößen aus bei der Berechnung nicht beachteter Lastfälle, wie z.B. Zwangbeanspruchungen, auch aufgenommen werden können.

6.12.1 Mindestplattendicke

Eine Mindestplattendicke, unabhängig von der statisch erforderlichen, wird 1907 auf 8 cm festgelegt. Diese wird von 8 cm (1925) auf 7 cm (1932) bzw. 5 cm (Dachplatten, 1932, §22) bzw. 12 cm bei befahrbaren Platten abgeändert. Die Festlegung der Mindestplattendicke folgt aus statischen und aus fertigungstechnischen Gesichtspunkten. Konstruktiv muss die erforderliche Betondeckung sichergestellt werden und die Platte darf weder in Schwingungen geraten noch darf sie sich bei Belastung zu stark durchbiegen.

1943 wird die Mindestplattendicke für befahrbare Hof- und Kellerdecken auf 12 cm heraufgesetzt und die Mindestbewehrung in Querrichtung der Platte zusätzlich auf mind. 60 % der Hauptbewehrung (sonst 20 %) angesetzt.

In der Norm von 1972 wird die Mindestplattendicke bei befahrbaren Platten für PKW auf 10 cm gesetzt. „Die Festlegung der Mindestplattendicke resultiert u. a. aus fertigungstechnischen und statischen Gründen“. [Bonzel – 1972] Außerdem wird in [DIN 1045:1972] ein breiter Balken ($b > 5\ d$) als Platte definiert. Ein Nachweis der Durchbiegung war trotz Einhaltung der Mindestplattendicke auf jeden Fall zu führen. [Bonzel – 1972]

Die Regelung von 1932 wird grundlegend bis in die heutige Zeit beibehalten. Es sei angemerkt, dass aus konstruktiven Gesichtspunkten, aus Gründen des Schall- und des Brandschutzes im Allgemeinen mittlerweile keine Platte mehr unter 15 cm ausgeführt wird.

6.12.2 Mindestauflagertiefe

Die erste Regel für eine Mindestauflagertiefe findet sich in [DIN 1045:1925]: „Die Tiefe eines Auflagers auf Mauerwerk soll mindestens gleich der Deckenstärke in Feldmitte, mindestens aber 8 cm sein,“ festgelegt durch den Ministerialerlass von 9.7.1930.

Fraglich ist, weshalb die 8 cm genannt sind, da dies der geforderten Mindestplattenstärke entspricht. In den folgenden Normen werden diese Grundforderungen, mit abgeänderter Mindestauflagertiefe auf 7 cm, beibehalten.

Zusätzlich lassen [DIN 1045:1932] bis [DIN 1045:1959] eine kürzere Auflagerlänge für auf gestelzte Platten und solche, die auf Stahlprofilen (minimal I16, in Ausnahmefällen I14) aufliegen, zu.

In [DIN 1045:1972] und [DIN 1045:1978] wird explizit auf den Nachweis der Auflagerpressungen und eine ausreichende Auflagerlänge zur Verankerung der Längsbewehrung hingewiesen.

Die Mindestauflagerlängen sind:

- auf Mauerwerk und Beton B 5 (Bn 50) oder B 10 (Bn 100) 7 cm
- auf Bauteilen aus Beton B 15 (Bn 150) bis B 55 (Bn 550) und auf Stahl 5 cm
- auf Trägern aus Stahlbeton oder Stahl 3 cm
  (Ein seitliches Ausweichen der Auflager muss durch konstruktive Maßnahmen verhindert sein und die Stützweite der Platte darf 2,5 m nicht überschreiten.
- unzulässig ist die trockene Auflagerung auf geneigten Flanschen

Die in [DIN 1045:1972] eingeführten Mindestauflagertiefen „werden u.U. auch dann nicht ausreichen, wenn die Längsbewehrung am Auflager noch stark ausgenutzt wird. […] Die Mindestauflagerlänge ergibt sich dann durch die Erhöhung der Verankerungslänge zzgl. der Betondeckung“. [Bonzel – 1972]

6.12.3 Schlankheitsverhältnis

In den Bestimmungen des DAfEb von 1916 wird das Schlankheitsverhältnis auf 1:27 (bezogen auf die Nutzhöhe) der Stützweite festgelegt. Mit [DIN 1045:1925] wird zusätzlich für kreuzweise bewehrte Platten ein Schlankheitsverhältnis von 1:30 (kürzere Stützweite) eingeführt.

Das zulässige Schlankheitsverhältnis wurde 1932 auf Grund von Dresdner Versuchen ([DAfStb – H30] und [DAfStb – H70]) von 1:27 (1925) auf 1:35 erhöht. Bei Platten, die nur für Wartungszwecke begangen werden, wird das Verhältnis von 1:35 auf 1:40 gesetzt.

Kreuzweise bewehrte Platten werden in zwei Kategorien eingeteilt:

- Platten von „großer Länglichkeit“: $l_y:l_x \geq 1{,}5$ → Schlankheitsverhältnis: 1:35
- Platten von „kleiner Länglichkeit“: $l_y:l_x \leq 1{,}5$
  - allseits frei aufliegend → Schlankheitsverhältnis: 1:50
  - durchlaufende oder eingespannt → Schlankheitsverhältnis: 1:60

  (l = Entfernung der Momentennullpunkte)

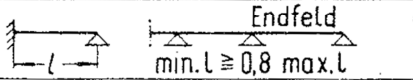
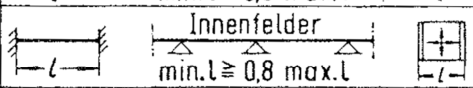
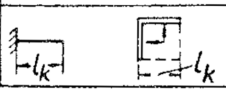
Diese Werte gelten bis einschließlich [DIN 1045:1959]. Indirekt stellen sie eine Begrenzung der Durchbiegung dar.

Es darf mit [DIN 1045:1972] durch eine Rechnung oder indirekt, mit der Begrenzung des Schlankheitsverhältnisses, die Durchbiegung beschränkt werden. Die Schlankheit darf nicht größer als $l_i/h \leq 35$ sein. l_i darf je nach Stützung um einen Faktor α reduziert werden.

Bei Bauteilen, die Trennwände zu tragen haben, soll die Schlankheit $l_i/h \leq 150/l_i$ sein. Die Grenzen basieren auf einer Analyse von Schadensfällen in den 1960er Jahren durch Mayer und Rüsch. Streng genommen gelten sie nur für Deckenplatten des üblichen Hochbaus. Die Regelung gilt bis [DIN 1045 -1: 2008] unverändert.

Tabelle 6-19: Beiwert α zur Reduzierung der Stützweite [DIN 1045:1972]

Tabelle 18. **Beiwerte** $\alpha = l_i/l$

	1 Statisches System	2 $\alpha = l_i / l$
1		1,00
2		0,80
3		0,60
4		2,40

6.12.4 Zugkraftdeckung

Dass in der Längsbewehrung infolge verbügelter Querkraft eine zusätzliche Zugkraft entsteht, wurde erst in den 1960er Jahren erkannt.

Bis 1972 gibt es keine Vorschriften, wie viel Bewehrung auf das Endauflager zu führen ist. Eine Abstufung im Feld ist mit Aufwand verbunden (Zugeinlagen müssten aufgebogen und in der Druckzone verankert werden.) und zur vollen Deckung der Schubspannungen werden bei Aufbiegungen ca. 70 % der Feldbewehrung benötigt. Es kann davon ausgegangen werden, dass mindestens ca. 30 % der Feldbewehrung auf das Auflager geführt wurde.

Mit [DIN 1045:1972] wurde die Zugkraftdeckungslinie und daraus resultierende konstruktive Regeln für Platten eingeführt. Die Bewehrung darf, bei Platten ohne Schubbewehrung, nur dann nach der Zugkraftdeckungslinie abgestuft werden, falls eine abgeminderte zul. Schubspannung eingehalten wird und zusätzlich mindestens die Hälfte der Längsbewehrung auf das Auflager geführt und verankert wird.

Soll die obere Grenze des Schubbereich 1 voll ausgenutzt werden, so muss die volle Feldbewehrung auf das Auflager geführt werden. Diese Regelung stellt sicher, dass sich das angenommene Bogen-Zugband beim Übergang vom Zustand I zum Zustand II einstellen kann.

Bei Platten darf auf eine Schubbewehrung verzichtet werden wenn folgende Grenzen eingehalten werden:

Allgemein:

$\tau_0 \leq k_2 \cdot \tau_{112}$

mit: $k_2 = \frac{0,2}{d} + 0,33 \quad \begin{cases} \geq 0,5 \\ \leq 1 \end{cases}$

mit d = Plattendicke in [m]

Bei Platten mit ständig vorhandener gleichmäßigen verteilter Vollbelastung ohne wesentliche Einzellasten darf k_1 durch k_2 ersetzt werden:

$\tau_0 \leq k_2 \cdot \tau_{112}$

mit: $k_2 = \frac{0,12}{d} + 0,6 \quad \begin{cases} \geq 0,7 \\ \leq 1 \end{cases}$

Die Mindestbewehrung „resultiert u.a. daraus, dass die Betonzugzone mindestens etwa so viel Bewehrung enthalten soll, dass beim Übergang von Zustand I zu Zustand II die Bewehrung in der Lage ist, alle vorher durch den Beton aufgenommenen Zugspannungen jetzt allein aufnehmen zu können“. [Bonzel – 1972]

Wenn diese Mindestbewehrung nicht vorhanden ist, kann es zu einem schlagartigen Versagen des Bauteils kommen. Die Zusammenhänge zwischen der Stahlzugfestigkeit und damit indirekt der Betondruckfestigkeit werden aber wegen der vielfältigen, möglichen Einflüsse nicht berücksichtigt, weshalb diese Forderung auch nicht in der Norm vorhanden ist. [Bonzel – 1972]

Mit [DIN 1045-1:2001] ist die Zugkraftdeckung und die statisch erforderliche Bewehrung am Endauflager nachzuweisen. Es müssen mindestens 50 % der Feldbewehrung auf das Auflager geführt und verankert werden. Diese Regelung findet sich entsprechend im Eurocode wieder.

6.12.5 Querbewehrung für einachsig gespannte Platten

Um der unterschiedlichen Durchbiegung nebeneinander liegender Plattenstreifen, Quermomenten und Zwangsbeanspruchungen Rechnung zu tragen, ist eine Querbewehrung zur Verteilung erforderlich.

Die Normen [DIN 1045:1925] bis [DIN 1045:1937] fordern als „Verteilungseisen“ mindestens „3 Rundeisen von 7 mm Stärke“.

Aus Versuchen wurde ermittelt, „dass eine Querbewehrung je m Plattenlänge von einem Fünftel der Hauptbewehrung ausreichend ist“. [Gehler – 1952] Diese Größe ist seit [DIN 1045:1943] maßgebend.

6.13 Stützen

6.13.1 Mindest- und Höchstbewehrung

In den vorläufigen Leitsätzen von 1904 wird die Mindestbewehrung auf 0,8 % des Gesamtquerschnitts festgesetzt. Eine Höchstbewehrung ist nicht vorgeschrieben. In den Bestimmungen von 1907 ist keine Mindestbewehrung gefordert. 1916 (Bestimmungen des DAfEb) wird für spiralförmig umschnürte Säulen (eingeführt mit dem Runderlass von 1909) mindestens $^1/_3$ der Wendel als Längsbewehrung verlangt.

Die Mindestbewehrung gewöhnlich bewehrter Säulen wird 1925, für einen Schlankheitsgrad von l/s = 5 auf 0,5 % F_b, bei l/s = 10 von 0,8 % F_b, festgelegt, wobei Zwischenwerte interpoliert werden dürfen. Die Längsbewehrung darf höchstens 3 % des Betonquerschnitts ausmachen.

Bei umschnürten Säulen muss die Längsbewehrung zusätzlich mindestens $^1/_3$ der Querbewehrung betragen. Der maximale Längsbewehrungsgrad wird auf 8 % festgelegt.

Bei den Berechnungen sind bei überdimensionierten Querschnitten die Nachweise der Mindest- und Höchstbewehrung nur noch auf den statisch notwendigen Querschnitt zu beziehen.

Für einfach bügelbewehrte Säulen darf mit [DIN 1045:1932] der Längsbewehrungsgrad bis auf 6 % erhöht werden. Dies setzt jedoch voraus, dass der Beton eine Würfeldruckfestigkeit von W_{b28}> 160 kg/cm² erreicht.

Zusätzlich müssen „Berechnung, Durchbildung und Ausführung besonders hohen Anforderungen genügen. Der Bau muss von einem Unternehmer ausgeführt werden, der eine besonders gründliche Erfahrung und Kenntnis im Eisenbetonbau besitzt. Der Unternehmer muss die Einhaltung der gewährleisteten Eigenschaft des Betons durch besondere Betriebsmaßnahmen und durch besonders sorgfältige Bauüberwachung sicherstellen.“ [DIN 1045:1932]

Die kleinste zulässige Querschnittsdicke d ist 1932 von 25 auf 20 cm herabgesetzt worden.

Seit [DIN 1045:1943] müssen die Längseinlage von Säulen mindestens 14 mm dick sein, um ein Ausknicken der Bewehrung zu vermieden. Bei Verbundstützen (Säulen mit Formstahlbewehrung) ist ein Längsbewehrungsgrad von 8 % zulässig.

Die zulässigen Durchmesser werden 1972 von 14 mm auf 12, 10 und 8 mm (Nachweis durch Versuche) herabgesetzt, da bei geringen Beanspruchungen ein zu hoher Bewehrungsprozentsatz eingelegt werden müsste. [Bonzel – 1972]

Bei geringen Querschnittsabmessungen ist eine Begrenzung nach oben auf $^1/_{10}$ der kleinsten Querschnittsabmessung sinnvoll. [Bonzel – 1972]

Der Abstand der Längseisen ist seit 1972 auf 30 cm beschränkt, damit nicht zu große Bereiche des Querschnitts ohne Bewehrung bleiben. Die Längsbewehrung ist mit den Bügeln zu einem steifen Gerippe zu verbinden.

Die Bügel haben hauptsächlich die Aufgabe, die Längsstäbe am Ausknicken zu behindern. Sie sind mit Bindedraht mit den Längseisen zu verbinden. Dies ist insbesonders im Brandfall nach Abplatzen der Betondeckung von Relevanz. Um ein Reißverschlusseffekt zu verhindern, sind die Haken der Bügel in den Ecken versetzt anzuordnen. [Bonzel – 1972]

Die Bestimmung von 1932, dass die Bügel bei stark bewehrten Stützenquerschnitten an den Längsstäben durch Schweißen angeheftet werden, ist nicht mehr aufgenommen worden.

Doch da die Behinderung der Querdehnung bei hoch beanspruchten Säulen von ausschlaggebender Bedeutung für die Tragfähigkeit ist, „muss die Querbewehrung auch über die Höhe der anschließenden Träger durchgeführt werden“. [Gehler – 1952]

Tabelle 6-20: Mindestdicken bügelbewehrter, stabförmiger Druckglieder - Tab. 31 [DIN 1045 - 72]

	1	2	3
	Querschnittsform	stehend hergestellte Druckglieder aus Ortbeton	Fertigteile und liegend hergestellte Druckglieder
		cm	cm
1	Vollquerschnitt, Dicke	≧ 20	≧ 14
2	Aufgelöster Querschnitt, z. B. I-, T- und L-förmig (Flansch- und Stegdicke)	≧ 14	≧ 7
3	Hohlquerschnitt (Wanddicke)	≧ 10	≧ 5

Die Differenz zwischen 2. und 3. Spalte resultiert aus herstellungstechnischen Gründen. Liegend hergestellte Querschnitte sind einfacher zu verdichten als stehend hergestellte Stützen.

Bei hochbewehrten Querschnitten wird empfohlen, diese Werte noch heraufzusetzen.

Bei Fertigteilen dürfen diese Werte abgemindert werden, da im Fertigteilwerk die Qualität des eingebrachten Betons besser überwacht werden kann. [Bonzel – 1972]

Die Mindestlängsbewehrung wird für den weniger gedrückten Rand auf 0,4 % der statisch erforderlichen Betonfläche und für den Gesamtquerschnitt auf 0,8 % festgelegt.

Dieser Mindestwert soll eine unberücksichtigte exzentrische Lasteinleitung und das daraus resultierende Biegemoment abdecken. Diese Regel gilt für Innenstützen die hinreichend ausgesteift sind und Stützen unter Randunterzügen ohne Randeinspannung.

Es wird somit auf einen Nachweis nach dem üblichen Modellstützenverfahren bzw. einer Berechnung nach Theorie 2. Ordnung verzichtet. Es muss darauf hingewiesen werden, dass die so ermittelte Bewehrung erheblich von der erforderlichen abweichen kann.

Der maximale Längsbewehrungsgrad, der das Einbringen und Verdichten des Betons gewährleisten soll, wird auf 9 % der Betonquerschnittsfläche festgelegt.

Diese Werte behalten Ihre Gültigkeit bis zur Einführung der [DIN 1045-1:2001].

An der Höchstbewehrung gibt es keine Änderung.

Für die Mindestlängsbewehrung wird nicht mehr, wie zuvor, ein lastunabhängiger Wert definiert, sondern:

$$A_{s,min} = 0{,}15 \cdot \frac{|N_{ED}|}{f_{yd}}$$

Der Betonquerschnitt wird somit nicht weiter berücksichtigt. Es sind grundsätzlich 15 % der einwirkenden Normalkraft durch Stahl abzudecken. Dieser Wert soll zusätzlich die unberücksichtigten Kriechverformungen erfassen.

Diese Regelung hat durch den Nationalen Anhang auch Aufnahme in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] gefunden.

6.13.2 Bügelbewehrung

Schon durch die Vorläufigen Leitsätze von 1904 werden Querverbindungen (Rundeisen) gefordert. Diese sollen die auf Druck beanspruchten Längseisen am Ausknicken hindern. Der Höchstabstand soll nicht größer sein als die Säulendicke.

Mit den Bestimmungen von 1907 wurden die Regeln noch weiter präzisiert. Der Abstand der Querverbindungen soll nicht größer sein als die kleinste Abmessung oder 30 d_s. In den Berechnungsbeispielen zu den Bestimmungen wird zusätzlich die Knicklänge der Längseisen bestimmt. Diese ist ebenso maßgebend für den Mindestabstand der Querverbindungen.

1916 (Bestimmungen des DAfEb) werden die Mindestabstände für eine gewöhnliche Bügelbewehrung auf 12 d_s bzw. kleinste Bauteilabmessung reduziert, zusätzlich werden Säulen mit Wendel oder Ringbewehrung beschrieben (eingeführt mit dem Runderlass von 1909). Die Ganghöhe (Ringabstand) darf höchstens $^1/_5$ *D* bzw. 8 cm betragen. Bei Säulen die diese Bewehrung aufweisen, ist eine größere Last zulässig.

Es gibt in den Normen [DIN 1045:1925] und [DIN 1045:1932] keine Änderung. Mit [DIN 1045:1943] wird eingeführt, dass Stäbe die außerhalb der Bügelecken liegen, mit einer ausreichenden Anzahl besonderer Bügel zu umfassen sind.

Es müssen Bügel im Bereich der Trägeranschlüsse angeordnet werden. Zum ersten Mal wird in einer Stahlbetonnorm auch die Verbundstütze (Säulen mit Formstahlbewehrung) erwähnt. Für die Bügelbewehrung gelten die gleichen Richtlinien wie für (umschnürte) Säulen. Die Bügel müssen mit dem Baustahl durch Bindebleche verbunden werden.

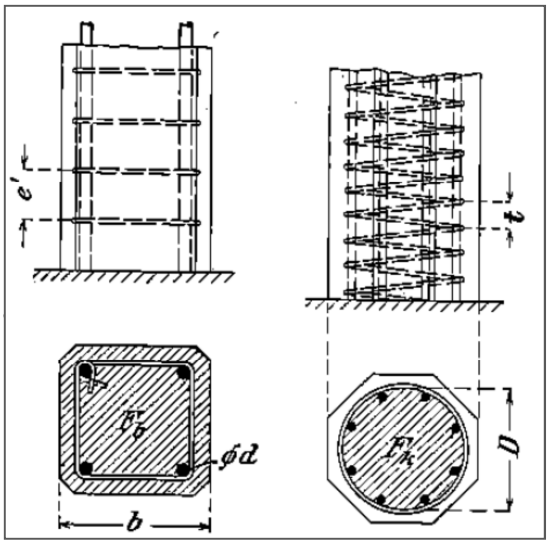


Abb. 6-50: Gewöhnliche Bügelbewehrung (links), umschnürt (rechts). [Gehler – 1927]

Umschnürungen müssen nach englischen Versuchen immer kreisförmigen Grundriss im Säulenquerschnitt aufweisen, da sich bei eckig umschnürtem Querschnitt ungünstige Verformungen infolge Ausbiegung der Drähte im Gegensatz zu den kreisförmig umschnürten Querschnitten ergeben. [Gehler – 1952]

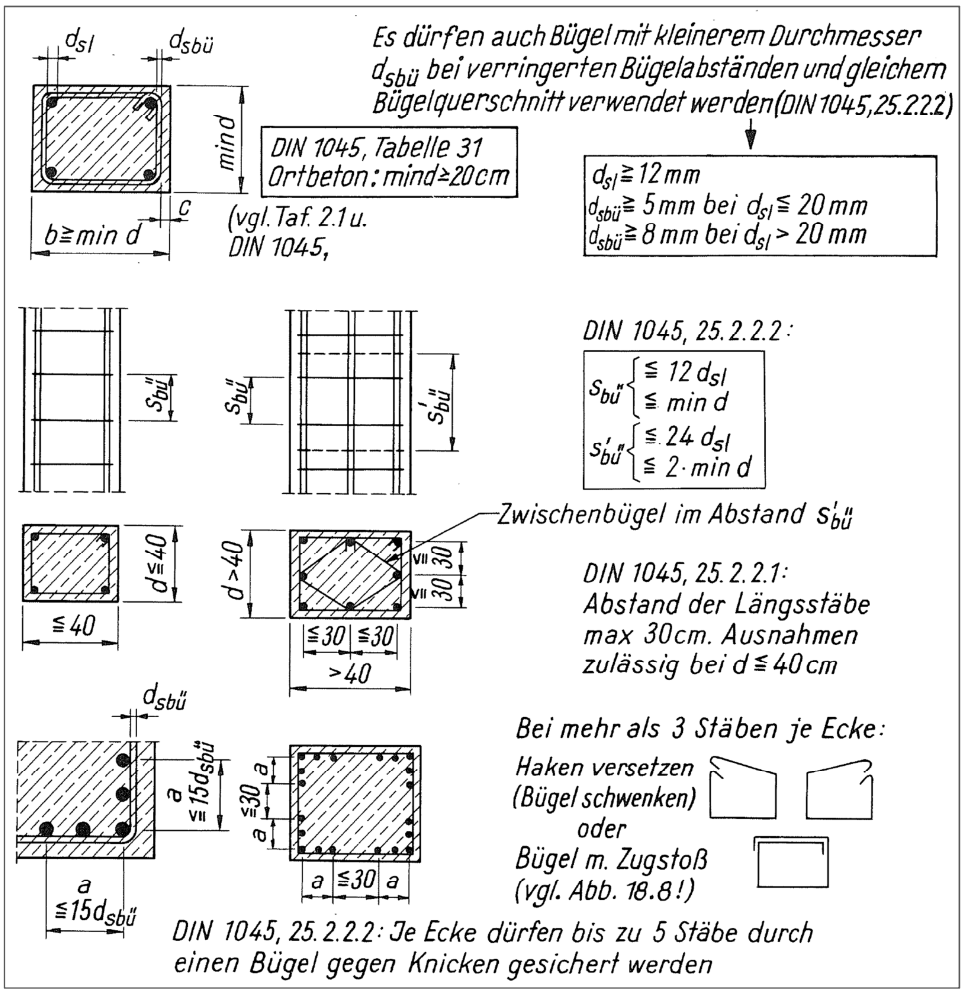


Abb. 6-51: Konstruktion bügelbewehrter Stützen [Wommelsdorff – 1993]

Falls dies nicht der Fall ist, muss die Säule als bügelbewehrte Säule berechnet werden. Die Ganghöhe der Umschnürung ist auf 8 cm und $^1/_5$ des Betonkerndurchmessers begrenzt, da nur dann die Umschnürung die Querdehnung des Betons ausreichend behindert und so die Traglaststeigerung bewirkt. [Bonzel – 1972]

Mit [DIN 1045:1972] ist zu den Grenzen für die Abstände ein maximaler Abstand von 30 cm zwischen den einzelnen Bügeln hinzugekommen (in Ausnahmefällen bis zu 40 cm).

Die vormals nur verbale Forderung, für das Einfassen der von den Ecken weiter entfernten Längsstäbe, wurde konkretisiert. Es dürfen nur 5 Stäbe in einer Ecke durch den Bügel gegen das Ausknicken gesichert werden und der maximale Abstand darf nicht größer als 15 d_B sein.

Diese Grundsätze gelten seit 1972 durchgehend bis [DIN EN 1992-1-1:2011-01] (in Verbindung mit dem nationalen Anhang).

Seit 1972 wird auch für den Stoßbereich der Längsbewehrung eine zusätzliche Bügelbewehrung ausgewiesen. Bis hin zum Eurocode blieben die Regeln grundsätzlich unverändert, lediglich die Bügelabstände werden variiert.

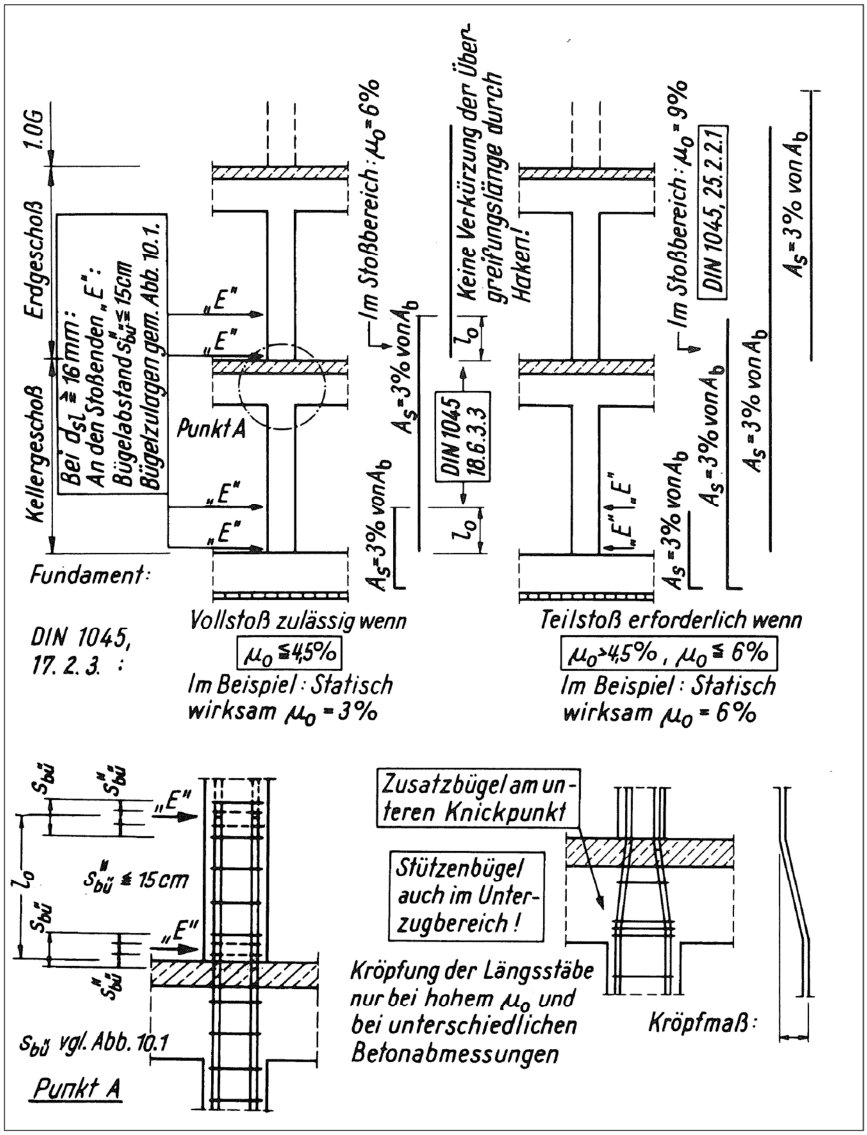


Abb. 6-52: Ausbildung von Übergreifungsstößen in Stützensträngen DIN 1045:88 [Wommelsdorff – 1993]

Durften die Bügel der Stützen bis 1988 (mit [DIN 1045:1932] erstmals bebildert) ausschließlich durch nach innen zeigende Bügelschlösser geschlossen werden, lässt [DIN 1045-1:2001] auch ein Schließen durch Winkelhaken zu. Die Vorrausetzung ist, dass das Absprengen der Betonüberdeckung erschwert wird. Als Maßnahmen hierzu werden aufgeführt:

- Vergrößerung des Mindestbügeldurchmessers,
- Halbierung der Bügelabstände,
- angeschweißte Querstäbe (Bügelmatten),
- Vergrößerung der Winkelhakenlänge von 10 d_s auf ≥ 15 d_s.

Diese Regelung hat durch den Nationalen Anhang auch Aufnahme in [DIN EN 1992-1-1:2011-01] gefunden. Im Hinblick auf den Brandfall ist das Schließen der Bügel durch Winkelhaken äußerst kritisch zu beurteilen.

6.14 Zusammenfassung der Konstruktionsregeln verschiedener Normengenerationen

Seit Beginn der Stahlbetonbauweise wurden im Lauf der Jahrzehnte die meisten Bewehrungs- und Konstruktionsregeln – zum Teil mehrfach – überarbeitet. Auf Grund von neuen Forschungsergebnissen und durch Schäden in der Baupraxis wurden die normativen Anforderungen mehrfach korrigiert. Dabei wurden zum Teil auch unsichere Regelungen im Regelwerk aufgenommen, die in späteren Normausgaben wieder verbessert werden mussten.

Während in der Anfangszeit der Stahlbetonbauweise die Standsicherheit eines Tragwerkes durch konstruktive Anforderungen an die Bewehrungsführung sichergestellt wurde, führten zunehmende Erfahrung mit der Bauweise zu in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau abgestuften Anforderungen und konstruktiven Lösungen. Auf Grundlage umfangreicher Forschungsarbeiten konnten im Laufe der Zeit die vormals rein experimentell gewonnenen Konstruktionsregeln durch Ingenieurmodelle nachvollzogen und belegt werden.

Bei der Bewertung der Konstruktionsregeln aus der Anfangszeit des Stahlbetonbaus bis in die 50er Jahre des 20. Jahrhunderts ist zu beachten, dass seinerzeit vorwiegend glatter Betonstahl mit einer wesentlich geringeren zulässigen Streckgrenze als heute üblich verwendet wurde.

Beim Übergang zum Betonrippenstahl wurde dessen Tragwirkung im Verankerungsbereich überschätzt, was eine spätere Anpassung des Regelwerkes hat erforderlich werden lassen (s. Verankerung und Verbund der glatten Bewehrung und des Betonrippenstahls gemäß Zulassungen, DIN 1045:1972 und zum Vergleich DIN 1045:1978).

Bei Berücksichtigung des aktuell geforderten Zuverlässigkeitsniveaus besteht bezüglich der Verankerung und Übergreifung von glattem Betonstahl aufgrund der fehlenden statistisch auswertbaren Datengrundlage noch erheblicher Forschungsbedarf, der im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens nicht geleistet werden konnte.

Bach und Graf [Bach – 1911] führten in den Jahren 1910 und 1911 an der TH Stuttgart Versuche zur „Bestimmung des Einflusses der Hakenform der Eiseneinlagen“ an balkenartigen Versuchskörpern durch. Dabei konnten die Eiseneinlagen mit einem Haken und Walzhaut bis an die Streckgrenze des Grundmaterials belastet werden.

Die Ergebnisse dienten direkt als Normengrundlage für die Regelung der Verankerung von Glattstählen bis Ø 25 mm bzw. Ø 26 mm. Diese Stahldurchmesser durften dabei ohne einen weiteren Nachweis der Verbundspannung mit einem Endhaken verankert werden.

Der glatte Betonstahl weist ein grundsätzlich anderes Tragverhalten als der heute verwendete Betonrippenstahl auf. Die Normnachweise für die Verankerung der Bewehrung wurden aus diesem Grund ab 1972 sukzessive an die Eigenschaften der aktuellen Betonrippenstähle angepasst.

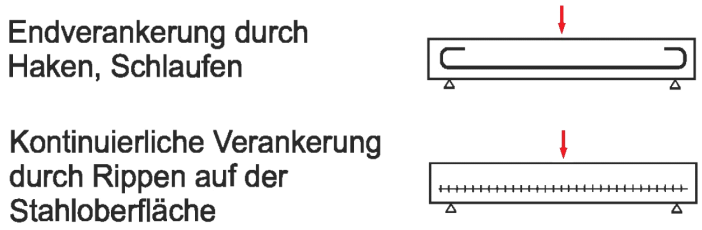


Abb. 6-53: Möglichkeiten zur Kraftübertragung „Beton-Stahl“, [Rußwurm - 2010]

Die Aktivierung eines glatten Betonstahls verursacht, bedingt durch die Wirkung des Endhakens, der hauptsächlich über Seilreibung trägt, einen gewissen Schlupf. Bei den Versuchen von Bach und Graf [Bach - 1911] wurde der Schlupf jedoch lediglich horizontal an beiden Auflagern gemessen, ohne dass eine Höchstgrenze festgelegt wurde.

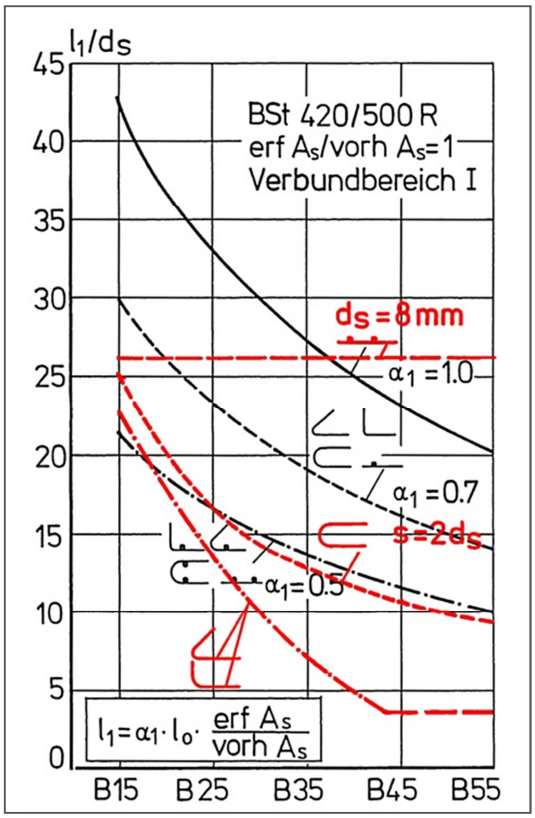


Abb. 6-54: Verankerungslänge l_1 nach [DIN 1045 -72] (schwarz) und [DIN 1045 – 78] (rot)

Bei den Verankerungsregeln der [DIN 1045:1972] wurde im Gebrauchszustand ein Schlupf von 0,01 mm zugrunde gelegt. Unter γ-facher (γ = 1,75) rechnerischer Gebrauchslast darf nach [Bonzel – 1972] der Schlupf 0,1 mm betragen.

Beim Übergang von DIN 1045:1972 zur DIN 1045:1978 ist ein erheblicher Unterschied bei der Anrechenbarkeit der Endhaken zu erkennen (s. Abb. 4-52).

Vor diesem Hintergrund werden im Folgenden Anhaltspunkte für normativ begründete, kritische Bereiche eines Bestandstragwerks gegeben, denen hinsichtlich der Konstruktion in Abhängigkeit der zum Erstellungszeitpunkt gültigen Normengeneration besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden sollte.

Allgemein ist dabei zu beachten, dass bei der jeweiligen Einführung neuer Normen Übergangsfristen galten und in der Praxis oft auch noch eine geraume Zeit mit den „alten" Normen weitergearbeitet wurde. Die angegebenen Jahreszahlen können somit keine exakten Anwendungsgrenzen darstellen.

Im Folgenden werden allgemeine, für mehrere Normengenerationen gültige, Angaben zur Bewertung von Bestandstragwerken aufgeführt.

Betondeckung

Innenbauteile:

Die Betondeckung ist besonders im Hinblick auf den Brandschutz zu überprüfen. Bei zu geringer Betondeckung sind geeignete Maßnahmen (z.B. Putze, Verkleidung) zur Sicherstellung der Brandschutzanforderungen zu ergreifen.

Außenbauteile und wechselhaft befeuchtete Innenbauteile:

Die Tiefe der Karbonatisierungsfront ist zu überprüfen und ihr Fortschreiten ist bis zum geplanten Nutzungsende z.B. mit dem Wurzel-t-Gesetz abzuschätzen. Ergeben sich hierbei Defizite, müssen geeignete Maßnahmen zum Korrosionsschutz des Betonstahls ergriffen werden. Zusätzlich sind etwaige Anforderungen an den Brandschutz zu überprüfen.

Hin- und Zurückbiegen

Das Hin- und Zurückbiegen von im Bestand verbauten Betonstählen ist von großer Bedeutung, weil es sich im Rahmen von Umbaumaßnahmen am Tragwerk aus baubetrieblichen Gründen oft nicht vermeiden lässt. Inwieweit innerhalb der Bauzeit Betonstähle auf der Baustelle kaltverformt wurden, lässt sich in aller Regel nicht mehr nachvollziehen.

In der Vergangenheit wurden zeitweise Betonstähle eingesetzt, die für das Rückbiegen völlig ungeeignet sind, sodass im Extremfall bereits beim erstmaligen Biegen ein Brechen des Stabes auftreten kann. Bei Betonstahlsorten, die nicht durch das DBV-Merkblatt „Rückbiegen von Betonstahl" Ausgabe August 1984 (z.B. in [Betonkalender – 1986] enthalten) erfasst wurden, ist bei erforderlichen Abbiegungen stets ein Rückbiegeversuch mit anschließendem Zugversuch durchzuführen.

Umhüllung der Bewehrung

Die Anforderungen an die Mindestabstände der Betonstabstähle untereinander wurden mit der Zeit nur unerheblich erhöht. Nach aller Erfahrung wurden die diesbezüglichen normativen Vorgaben jedoch sehr oft nicht eingehalten. In diesen Fällen ist zunächst durch Inaugscheinnahme zu überprüfen, ob der Beton die Bewehrung vollständig umhüllt und keine Hohlstellen zwischen Betonstahl und Bauteilaußenkante vorhanden sind. Vor dem Hintergrund des Korrossionsschutzes der Bewehrung müssen gegebenenfalls Maßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit getroffen werden, insofern die Bewehrung keine nennenswerten Abrostungsgrade aufweist.

Das erforderliche Maß der Mindestbetondeckung zur Sicherstellung des Verbundes für glatte Betontähle ist nicht definiert. Die Erfahrung aus Belastungsversuchen zeigt jedoch, dass zum Auflager hin aufgebogene Biegezugbewehrung grundsätzlich auch ohne Verbundwirkung über eine Bogen-Zugband-Wirkung eine ähnliche Tragwirkung entfaltet, wie es bei Vorliegen eines kontinuierlichen Verbundes von geripptem Betonstahl der Fall ist.

Rahmenecken

Rahmenecken in Bauteilen, die vor 1978 erstellt wurden, können nach [Kordina – 1975] im Grenzzustand der Tragfähigkeit möglicherweise das Bemessungsmoment auf Grund falsch ausgebildeter Bewehrungsführung nicht vollständig übertragen. Anhand von Planunterlagen oder durch Bewehrungsdetektion ist die Bewehrungsführung zu bestimmen und im Einzelfall zu bewerten.

6.14.1 1904 - 1916 (Preußen)

Gültige „Stahlbetonnorm“:

[Leitsätze - 1904] „Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten.“

[Preußen - 1904] „Bestimmungen des Kgl. Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.“

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Die Bewehrung war am Ende umzubiegen, bzw. die Form sollte eine Verschiebung verhindern.

Mögliche Sicherheitsdefizite:

- Die Leitsätze enthalten keine Angaben für den Biegerollendurchmesser für die umgebogenen Enden. Falls die Biegezugbewehrung mit zu engen Radien abgebogen wurde, kann für den Beton im Auflagerbereich eine Spaltgefahr bestehen.
- Der Nachweis der Haftspannung ist nicht gleichwertig zum heute gültigen Nachweis der Verankerung am Endauflager.
- Möglicherweise wurde ein zu geringer Biegerollendurchmesser verwendet.

Schubkraftdeckung

Es war nur der Anteil der Schubkraft abzudecken, der die zulässige Schubspannung des Betons überschritten hat. Falls die zulässige Schubspannung des Betons nicht überschritten wurde, konnte auf das Aufbiegen der Längsbewehrung verzichtet werden.

Diese Regelung führt zu einem vollständigen Verzicht auf Mindestbewehrung. In der Praxis können mit Belastungsversuchen Defizite an nicht nachrechenbaren Konstruktionen eingeschränkt bzw. geheilt werden.

Zugkraftdeckung

Es wurde kein Nachweis der Zugkraftdeckungslinie gefordert.

Auf Grund der vollen Schubdeckung (die Betondruckstrebe wurde mit 45° angenommen) in Kombination mit der für die Schubdeckung unter ca. 45° aufgebogenen Biegezugbewehrung, kann ein Defizit bei der Zugkraftdeckung nur aus den angerechneten lotrechten Bügeln auftreten. Hieraus resultiert außerhalb der Endverankerung in aller Regel kein Zuverlässigkeitsdefizit, da nicht aufgebogene Bewehrungseisen nicht im Feld verankert bzw. enden durften sondern bis zum Auflager geführt werden mussten.

Anschluss der Plattengurte bei Plattenbalken

Ein Nachweis der Anschlussbewehrung der Gurte von Plattenbalken wurde im Regelwerk nicht gefordert. Je nach vorhandener Querbewehrung können Plattenbalkenquerschnitte gegebenenfalls nicht als solche angesetzt bzw. ausgenutzt werden.

Querbewehrung einachsig gespannter Platten

Die Erlasse enthalten keine Mindestquerbewehrung für einachsig gespannte Platten. In der Praxis zeigt sich, dass eine Mindestquerbewehrung von 20 %, gemäß dem aktuellen Regelwerk, zumeist nicht angetroffen wird.

Bei einachsig gespannten Bauteilen können in diesen Fällen breite Längsrisse am gezogenen Bauteilrand parallel zur Spannrichtung auftreten. Hierdurch kann die Querverteilung von Lasten bzw. die mittragende Breite unter Lasteinleitungsflächen von Einzel- und Linienlasten eingeschränkt werden. Sofern im Bestand keine Längsrisse angetroffen werden und keine wesentlichen Lasterhöhungen vorgesehen sind, muss die fehlende Querbewehrung nicht grundsätzlich Verstärkungsmaßnahmen nach sich ziehen.

6.14.2 1916 - 1925

Gültige „Stahlbetonnorm“:

[DAfEb – 1916] „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Die Bewehrung (Glattstahl) war mit runden oder spitzwinkligen Endhaken zu verankern.

Mögliche Sicherheitsdefizite:

- Falls die Längsbewehrung einen Durchmesser $d_s \leq 26$ mm besitzt, wurde kein Nachweis der Haftspannungen gefordert.
- Der damalige Nachweis der Haftspannung ist nicht gleichwertig zum heute gültigen Nachweis der Verankerung am Endauflager.

Im Hinblick auf die Versuche von Bach und Graf [Bach – 1911] stellt die Verankerung von Glattstählen bis zu einem Durchmesser von 26 mm in der Regel kein Sicherheitsdefizit dar.

Schubkraftdeckung

Bei Balken war nur an denjenigen Stellen die Schubkraft voll durch Bewehrung abzudecken, an denen die zulässige Schubspannung des Betons überschritten wurde. In den schwächer belasteten Bereichen, in denen die zulässige Schubspannung des Betons nicht überschritten wurde, war keine Schubbewehrung erforderlich.

Folglich wurden in den Feldbereichen lediglich Bügel zur Lagesicherung der Längsbewehrung angeordnet, wenn die zulässige Schubspannung des Betons eingehalten wurde. In diesen Fällen ist mit einer eingeschränkten Querkrafttragfähigkeit zu rechnen.

In der Praxis besteht die Möglichkeit, die Tragfähigkeit solcher Bauteile mit Belastungsversuchen nachzuweisen.

Zugkraftdeckung

Es wurde kein Nachweis der Zugkraftdeckungslinie gefordert.

Aufgrund der vollen Schubdeckung (die Betondruckstrebe wurde mit 45° angenommen) in Kombination mit der für die Schubdeckung unter ca. 45° aufgebogener Biegezugbewehrung, kann im Vergleich zum aktuellen Regelwerk ein Defizit bei der Zugkraftdeckung nur aus den angerechneten lotrechten Bügeln auftreten.

Hieraus resultiert außerhalb der Endverankerung in aller Regel kein Zuverlässigkeitsdefizit, da nicht aufgebogene Bewehrungseisen nicht im Feld enden durften, sondern bis zum Auflager geführt werden mussten.

Anschluss der Plattengurte

Falls die Längsbewehrung der Platte parallel zu der des Steges verläuft, waren „8 Eisen von 7 mm Durchmesser auf 1 m Balkenlänge“ einzulegen.

Es ist am Bauwerk und anhand von Planunterlagen zu überprüfen, ob ein ausreichender Bewehrungsquerschnitt für den Anschluss der Plattengurte vorhanden ist.

Je nach vorhandener Querbewehrung können Plattenbalkenquerschnitte gegebenenfalls nicht als solche angesetzt und ausgenutzt werden.

Querbewehrung einachsig gespannter Platten

Es wurden keine Anforderungen gestellt. In der Praxis zeigt sich, dass eine Mindestquerbewehrung von 20 % gemäß aktuellem Regelwerk zumeist nicht angetroffen wird.

Bei einachsig gespannten Bauteilen können in diesen Fällen breite Längsrisse am gezogenen Bauteilrand parallel zur Spannrichtung auftreten. Hierdurch kann die Querverteilung von Lasten bzw. die mittragende Breite unter Lasteinleitungsflächen von Einzel- und Linienlasten eingeschränkt werden. Sofern im Bestand keine Längsrisse angetroffen werden und keine wesentlichen Lasterhöhungen vorgesehen sind, muss die fehlende Querbewehrung nicht grundsätzlich Verstärkungsmaßnahmen nach sich ziehen.

6.14.3 1925 - 1932

Gültige Stahlbetonnorm:

[DIN 1045 – 1925] Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Die Bewehrung (Glattstahl) war mit runden oder spitzwinkligen Endhaken zu verankern.

Mögliche Sicherheitsdefizite:

- Falls die Längsbewehrung einen Durchmesser $d_s \leq 25$ mm besitzt, wurde kein Nachweis der Haftspannungen gefordert.
- Der Nachweis der Haftspannung ist nicht gleichwertig zum heute gültigen Nachweis der Verankerung am Endauflager.

Im Hinblick auf die Versuche von Bach und Graf [Bach – 1911] ist die Verankerung von Glattstahl bis zu einem Durchmesser von 26 mm in der Regel als sicher anzusehen.

Schubkraftdeckung

Die Schubkraft war vollständig mit Bewehrung abzudecken. Es galt volle Schubdeckung. Der Großteil der Schubbewehrung wurde durch aufgebogene Längsbewehrung gebildet.

Zugkraftdeckung

Es wurde kein Nachweis der Zugkraftdeckungslinie gefordert. Aufgrund der vollen Schubdeckung (die Betondruckstrebe wurde mit 45° angenommen) in Kombination mit der für die Schubdeckung unter ca. 45° aufgebogener Biegezugbewehrung, kann ein Defizit bei der Zugkraftdeckung nur aus den angerechneten lotrechten Bügeln auftreten.

Hieraus resultiert außerhalb der Endverankerung in aller Regel kein Zuverlässigkeitsdefizit, da nicht aufgebogene Bewehrungseisen nicht im Feld verankert bzw. enden durften sondern bis zum Auflager geführt werden mussten.

Anschluss der Plattengurte

Falls die Längsbewehrung der Platte parallel zu der des Steges verläuft, waren „8 Eisen von 7 mm Durchmesser auf 1 m Balkenlänge“ einzulegen.

Es ist am Bauwerk und anhand von Planunterlagen zu überprüfen, ob ein ausreichender Bewehrungsquerschnitt für den Anschluss der Plattengurte vorhanden ist. Je nach vorhandener Querbewehrung können Plattenbalkenquerschnitte gegebenenfalls nicht als solche angesetzt und ausgenutzt werden.

Querbewehrung einachsig gespannter Platten

Erstmals wurde eine Querbewehrung von einachsig gespannten Platten mit „3 Rundeisen von 7 mm Stärke“ pro Meter vorgeschrieben. In der Praxis zeigt sich, dass eine Mindestquerbewehrung von 20 % gemäß aktuellem Regelwerk zumeist nicht angetroffen wird.

Bei einachsig gespannten Bauteilen können in diesen Fällen breite Längsrisse am gezogenen Bauteilrand in Spannrichtung auftreten. Hierdurch kann die Querverteilung von Lasten bzw. die mittragende Breite unter Lasteinleitungsflächen von Einzel- und Linienlasten eingeschränkt werden. Sofern im Bestand keine Längsrisse angetroffen werden und keine wesentlichen Lasterhöhungen vorgesehen sind, muss die fehlende Querbewehrung nicht grundsätzlich Verstärkungsmaßnahmen nach sich ziehen.

6.14.4 1932 - 1937

Gültige Stahlbetonnorm:

[DIN 1045 – 1932] A. Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Die Bewehrung (Glattstahl) war mit runden oder spitzwinkligen Endhaken zu verankern.

Mögliche Sicherheitsdefizite:

- Falls die Längsbewehrung einen Durchmesser $d_s \leq 25$ mm besitzt, war kein Nachweis der Haftspannungen gefordert.
- Der Nachweis der Haftspannung ist nicht gleichwertig zum heute gültigen Nachweis der Verankerung am Endauflager.

Im Hinblick auf die Versuche von Bach und Graf [Bach – 1911] ist die Verankerung des Glattstahls bis Ø 26 mm in der Regel als sicher anzusehen.

Schubkraftdeckung

Die Schubkraft war vollständig mit Bewehrung abzudecken. Es galt volle Schubdeckung. Der Großteil der Schubbewehrung wurde durch aufgebogene Längsbewehrung gebildet.

Zugkraftdeckung

Es wurde kein Nachweis der Zugkraftdeckungslinie gefordert. Auf Grund der vollen Schubdeckung (die Betondruckstrebe wurde mit 45° angenommen) in Kombination mit der für die Schubdeckung unter ca. 45° aufgebogener Biegezugbewehrung, kann ein Defizit bei der Zugkraftdeckung nur aus den angerechneten lotrechten Bügeln auftreten.

Hieraus resultiert außerhalb der Endverankerung in aller Regel kein Zuverlässigkeitsdefizit, da nicht aufgebogene Bewehrungseisen nicht im Feld verankert bzw. enden durften sondern bis zum Auflager geführt werden mussten.

Anschluss der Plattengurte – „Abreißbewehrung“

Falls die Längsbewehrung der Platte parallel zu der des Steges verläuft, waren „8 Eisen von 7 mm Durchmesser auf 1m Balkenlänge“ einzulegen. Diese Eisen waren grundsätzlich anzuordnen, außer es erfolgte ein genauer Nachweis. Hierzu muss angemerkt werden, dass es sich bei der normativen Forderung nicht um den Anschluss der Plattengurte sondern vielmehr um eine Art Abreißbewehrung handelt.

Anhand von Planunterlagen und Untersuchungen am Bauwerk ist zu überprüfen, ob ausreichend Bewehrung für den Anschluss der Plattengurte vorhanden ist.

Querbewehrung einachsig gespannter Platten

Es waren „3 Rundeisen von 7 mm Stärke“ pro Meter vorgeschrieben. In der Praxis zeigt sich, dass eine Mindestquerbewehrung von 20 % gemäß aktuellem Regelwerk zumeist nicht angetroffen wird.

Bei einachsig gespannten Bauteilen können in diesen Fällen breite Längsrisse am gezogenen Bauteilrand parallel zur Spannrichtung auftreten. Hierdurch kann die Querverteilung von Lasten bzw. die mittragende Breite unter der Lasteinleitungsfläche von Einzel- und Linienlasten eingeschränkt werden.

Sofern im Bestand keine Längsrisse angetroffen werden und keine wesentlichen Lasterhöhungen vorgesehen sind, muss die fehlende Querbewehrung nicht grundsätzlich Verstärkungsmaßnahmen nach sich ziehen.

6.14.5 1937 - 1943

[DIN 1045 – 1937] A. Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Die Bewehrung (Glattstahl) war mit runden oder spitzwinkligen Endhaken zu verankern.

Mögliche Sicherheitsdefizite:

- Falls die Längsbewehrung einen Durchmesser $d_s \leq 25$ mm besitzt, war kein Nachweis der Haftspannungen gefordert.
- Der Nachweis der Haftspannung ist nicht gleichwertig zum heute gültigen Nachweis der Verankerung am Endauflager.

Im Hinblick auf die Versuche von Bach und Graf [Bach – 1911] ist die Verankerung des Glattstahls bis Ø 26 mm in der Regel als sicher anzusehen.

Schubkraftdeckung

Die Schubkraft war vollständig mit Bewehrung abzudecken. Es galt volle Schubdeckung. Der Großteil der Schubbewehrung wurde durch aufgebogene Längsbewehrung gebildet.

Zugkraftdeckung

Es wurde kein Nachweis der Zugkraftdeckungslinie gefordert. Aufgrund der vollen Schubdeckung (die Betondruckstrebe wird mit 45° angenommen) in Kombination mit der für die Schubdeckung unter ca. 45° aufgebogener Biegezugbewehrung, kann ein Defizit bei der Zugkraftdeckung nur aus den angerechneten lotrechten Bügeln auftreten.

Hieraus resultiert außerhalb der Endverankerung in aller Regel kein Zuverlässigkeitsdefizit, da nicht aufgebogene Bewehrungseisen nicht im Feld verankert bzw. enden durften sondern bis zum Auflager geführt werden mussten.

Anschluss von Plattengurten

Falls die Längsbewehrung der Platte parallel zu der des Steges verläuft, waren „8 Eisen von 7 mm Durchmesser auf 1m Balkenlänge“ einzulegen. Diese Eisen waren grundsätzlich anzuordnen, außer es erfolgte ein genauer Nachweis.

Anhand von Planunterlagen und Untersuchungen am Bauwerk ist zu überprüfen, ob ausreichend Bewehrung für den Anschluss der Plattengurte vorhanden ist.

Querbewehrung einachsig gespannter Platten

Es waren „mindestens drei Rundeisen von 7 mm Stärke“ pro laufendem Meter Platte vorgeschrieben. In der Praxis zeigt sich, dass eine Mindestquerbewehrung von 20 % gemäß aktuellem Regelwerk zumeist nicht angetroffen wird. Bei einachsig gespannten Bauteilen können in diesen Fällen breite Längsrisse am gezogenen Bauteilrand in Spannrichtung auftreten. Hierdurch kann die Querverteilung von Lasten bzw. die mittragende Breite unter der Lasteinleitungsfläche von Einzel- und Linienlasten eingeschränkt werden.

Sofern im Bestand keine Längsrisse angetroffen werden und keine wesentlichen Lasterhöhungen vorgesehen sind, muss die fehlende Querbewehrung nicht grundsätzlich Verstärkungsmaßnahmen nach sich ziehen.

6.14.6 1943 - 1959

Gültige Stahlbetonnorm:

[DIN 1045 – 1943] A. Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Die Bewehrung (Glattstahl) war mit runden oder spitzwinkligen Endhaken zu verankern.

Mögliche Sicherheitsdefizite:

- Falls die Längsbewehrung einen Durchmesser $d_s \leq 25$ mm besitzt, war kein Nachweis der Haftspannungen gefordert.
- Der Nachweis der Haftspannung ist nicht gleichwertig zum heute gültigen Nachweis der Verankerung am Endauflager.

Im Hinblick auf die Versuche von Bach und Graf [Bach – 1911] ist die Verankerung des Glattstahls bis Ø 26 mm in der Regel als sicher anzusehen.

Verankerung der Längsbewehrung (Betonrippenstahl nach Zulassung):

Betonrippenstahl, der ab 1952 durch bauaufsichtliche Zulassungen geregelt war, wurde zunächst mit festen Werten (im guten Verbundbereich mit 6 d_s, im schlechten Verbundbereich mit 12 d_s) verankert. Dies ist, falls ein Versatzmaß zu berücksichtigen ist, nach aktuellem Regelwerk als zu gering zu bewerten.

Schubkraftdeckung

Die Schubkraft war vollständig mit Bewehrung abzudecken. Es galt volle Schubdeckung. Der Großteil der Schubbewehrung wurde durch aufgebogene Längsbewehrung gebildet.

Zugkraftdeckung

Es wird kein Nachweis der Zugkraftdeckungslinie gefordert.

Aufgrund der vollen Schubdeckung (die Betondruckstrebe wurde mit 45° angenommen) in Kombination mit der für die Schubdeckung unter ca. 45° aufgebogener Biegezugbewehrung, kann ein Defizit bei der Zugkraftdeckung nur aus den angerechneten lotrechten Bügeln auftreten.

Hieraus resultiert außerhalb der Endverankerung in aller Regel kein Zuverlässigkeitsdefizit, da nicht aufgebogene Bewehrungseisen nicht im Feld verankert bzw. enden durften, sondern bis zum Auflager geführt werden mussten.

Anschluss von Plattengurten

Es waren 60 % der Hauptbewehrung der Platte in Feldmitte, mindestens aber „8 Rundstäbe von 7 mm Durchmesser“ für Stahl I einzulegen. Für Stahl II und III waren mindestens 8 Ø 6 mm und für Stahl IV mindestens 8 Ø 5 mm einzulegen.

Es ist am Bauwerk und anhand von Planunterlagen zu überprüfen, ob der vorhandene Bewehrungsquerschnitt für den Anschluss der Plattengurte ausreichend ist.

Querbewehrung einachsig gespannter Platten

Die damalige Norm forderte $^1/_5$ der Längsbewehrung als Querbewehrung in Platten, was den Anforderungen des aktuellen Regelwerkes entspricht.

6.14.7 1959 - 1972

Gültige Stahlbetonnorm:

[DIN 1045 – 1959] A. Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Die Bewehrung (Glattstahl) war mit runden oder spitzwinkligen Endhaken zu verankern.

Mögliche Sicherheitsdefizite:

- Falls die Längsbewehrung einen Durchmesser $d_s \leq 25$ mm besitzt, war kein Nachweis der Haftspannungen gefordert.
- Der Nachweis der Haftspannung ist nicht gleichwertig zum heute gültigen Nachweis der Verankerung am Endauflager.

Im Hinblick auf die Versuche von Bach und Graf [Bach – 1911] ist die Verankerung des Glattstahls bis Ø 26 mm in der Regel als sicher anzusehen.

Verankerung der Längsbewehrung (Betonrippenstahl nach Zulassung):

Der Betonrippenstahl, der seit den 1950er Jahren durch bauaufsichtliche Zulassungen geregelt war, wird in DIN 1045 aufgenommen. Der Betonrippenstahl wird mit festen Werten, im guten Verbundbereich mit 6 d_s, im schlechten mit 12 d_s verankert. Dies ist, falls ein Versatzmaß zu berücksichtigen ist, nach aktuellem Regelwerk als zu gering zu bewerten.

Schubkraftdeckung

Die Schubkraft war vollständig mit Bewehrung abzudecken. Es galt volle Schubdeckung. Der Großteil der Schubbewehrung wurde durch aufgebogene Längsbewehrung gebildet.

Zugkraftdeckung

Es wurde kein Nachweis der Zugkraftdeckungslinie gefordert.

Aufgrund der vollen Schubdeckung (die Betondruckstrebe wurde mit 45° angenommen) in Kombination mit der für die Schubdeckung unter ca. 45° aufgebogener Biegezugbewehrung, kann ein Defizit bei der Zugkraftdeckung nur aus den angerechneten lotrechten Bügeln auftreten.

Hieraus resultiert außerhalb der Endverankerung in aller Regel kein Zuverlässigkeitsdefizit, da nicht aufgebogene Bewehrungseisen nicht im Feld verankert bzw. enden durften, sondern bis zum Auflager geführt werden mussten.

Anschluss der Plattengurte von Plattenbalken

Es waren 60 % der Hauptbewehrung der Platte in Feldmitte, mindestens aber „8 Rundstäbe von 7 mm Durchmesser“ für Stahl I einzulegen. Für Stahl II und III waren mindestens 8 Ø 6 mm und für Stahl IV mindestens 8 Ø 5 mm einzulegen.

Es ist am Bauwerk und anhand von Planunterlagen zu überprüfen, ob der vorhandene Bewehrungsquerschnitt für den Anschluss der Plattengurte ausreichend ist.

6.14.8 1972 - 1978

Gültige Stahlbetonnorm:

[DIN 1045 – 1972] Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Die Bewehrung (Glattstahl) war mit halbkreisförmigen oder spitzwinkligen Endhaken zu verankern. Die Verankerungslänge war nachzuweisen. Aus heutiger Sicht wird Verankerungselementen wie Haken und Schlaufen ein deutlich zu großer Abzug von dem Grundmaß der Verankerungslänge gewährt, eine entsprechende Korrektur erfolgte 1978. Somit wurde die Leistungsfähigkeit der Verankerungselemente in dieser Normausgabe überschätzt.

Verankerung der Längsbewehrung (Betonrippenstahl):

Betonrippenstahl, der seit den 1950er Jahren durch bauaufsichtliche Zulassungen geregelt war, wurde in DIN 1045 aufgenommen. Es wurden Nachweisverfahren, deren Parameter durch zahlreiche Versuche abgesichert waren, in der Norm aufgenommen. Vormals wurde Betonrippenstahl mit festen Werten (im guten Verbundbereich mit 6 d_s, im schlechten mit 12 d_s) verankert. Dies ist, falls ein Versatzmaß zu berücksichtigen ist, nach aktuellem Regelwerk als zu gering zu bewerten.

Zugkraftdeckung

Ab der Norm von 1972 wird die Zugkraftdeckung, die schon seit den 1960er Jahren in der Fachwelt diskutiert wurde, grundsätzlich auf heutigem Niveau nachgewiesen.

Anschluss der Plattengurte von Plattenbalken

„Bei Bauteilen des üblichen Hochbaus … aus Ortbeton darf auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden, wenn ihr Querschnitt mindestens gleich der Hälfte des Gesamtquerschnitts der Bügelbewehrung des Steges und der Stababstand dieser Querbewehrung gleich dem der Bügel ist.“

Abweichend hiervon konnte als Alternative die Bewehrung durch eine Berechnung ermittelt werden.

Es ist am Bauwerk und anhand von Planunterlagen zu überprüfen, ob der vorhandene Bewehrungsquerschnitt für den Anschluss der Plattengurte ausreichend ist.

Rissbreitennachweis

Die Regelungen der [DIN 1045:1972] sind aus heutiger Sicht unzutreffend und führen zu falschen Ergebnissen. Unter dem Gesichtspunkt der Rissfreiheit ist die Dimensionierung eines Bauteils mit möglichst großer Dicke kontraproduktiv.

6.14.9 1978 - 1988

Gültige Stahlbetonnorm:

[DIN 1045 – 1978] Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Die Bewehrung (Glattstahl) war mit halbkreisförmigen oder spitzwinkligen Endhaken zu verankern. Die Verankerungslänge war nachzuweisen. Tatsächlich wurde glatter Betonstahl nach 1978 praktisch nicht mehr verbaut.

Anschluss der Plattengurte von Plattenbalken

„Bei Bauteilen des üblichen Hochbaus … aus Ortbeton darf auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden, wenn ihr Querschnitt mindestens gleich der Hälfte des Gesamtquerschnitts der Bügelbewehrung des Steges und der Stababstand dieser Querbewehrung gleich dem der Bügel ist.“ Abweichend hiervon konnte als Alternative die Bewehrung durch eine Berechnung ermittelt werden.

Es ist am Bauwerk und anhand von Planunterlagen zu überprüfen, ob der vorhandene Bewehrungsquerschnitt für den Anschluss der Plattengurte ausreichend ist.

Rissbreitennachweis

Die Regelungen der [DIN 1045:1978] sind aus heutiger Sicht unzutreffend und führen zu falschen Ergebnissen. Unter dem Gesichtspunkt der Rissfreiheit ist die Dimensionierung eines Bauteils mit möglichst großer Dicke kontraproduktiv.

6.14.10 1988 - 2001

Gültige Stahlbetonnorm:

[DIN 1045 – 1988] Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung

Verankerung der Längsbewehrung (Glattstahl):

Betonglattstahl wurde letztmals in dieser Normausgabe unter Bezug auf DIN 1013 (warmgewalzter Rundstahl), Teil 1 mit einer Stahlgüte St 37-2 nach DIN 17100 erwähnt. Die dazugehörigen Bewehrungsrichtlinien und Bemessungshilfen können den DAfStb-Heften 220 und 400 entnommen werden.

Anschluss der Plattengurte von Plattenbalken

Es konnte auf eine Berechnung der Anschlussbewehrung verzichtet werden, wenn die vorhandene Anschlussbewehrung mindestens so groß wie die im Balkensteg erforderliche Schubbewehrung ist.

Es ist am Bauwerk und anhand von Planunterlagen zu überprüfen, ob der vorhandene Bewehrungsquerschnitt für den Anschluss der Plattengurte ausreichend ist.

7 Tragfähigkeit von Rippendecken (Herstellzeitraum bis 1960)

7.1 Querkrafttragfähigkeit von Rippendecken bis 1960

In den ersten Jahrzehnten des 20. Jahrhunderts wurden bei Wohn- und Bürogebäuden in zunehmendem Maße Rippendecken mit Füllkörpern eingesetzt, vgl. Abb. 7-1. Im Folgenden werden die zum damaligen Zeitpunkt vorliegenden Bemessungs- und Konstruktionsregeln aufgeführt.

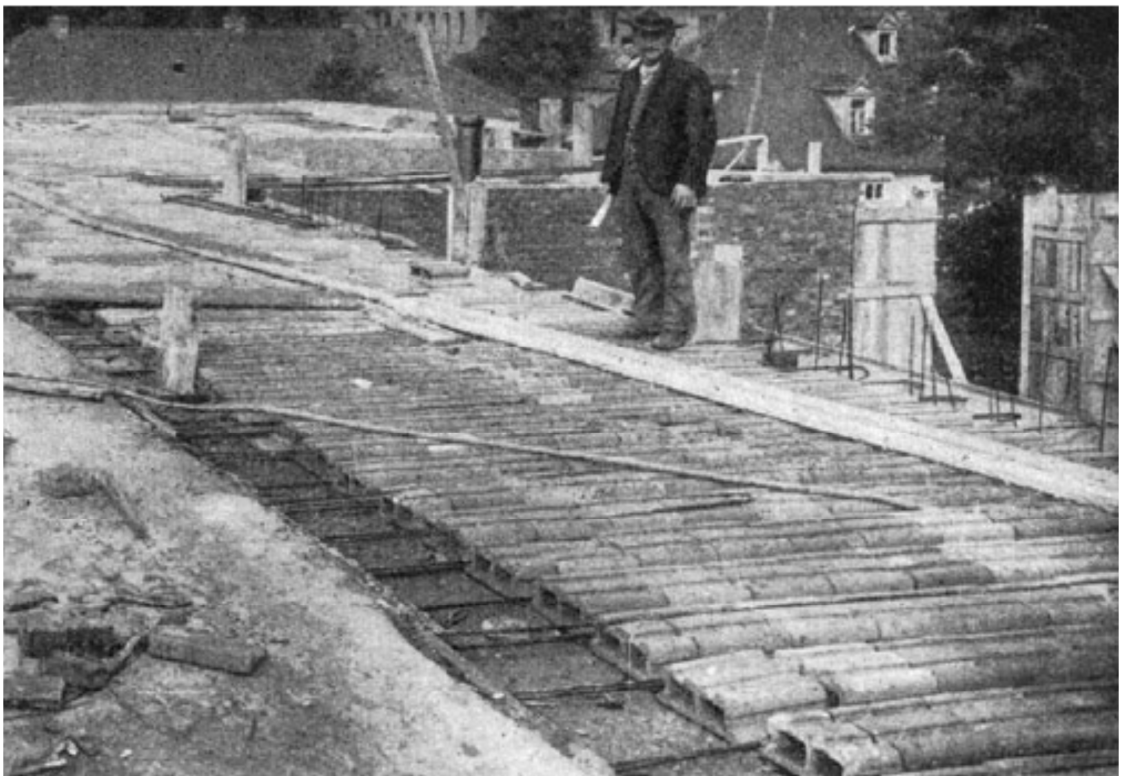


Abb. 7-1: Reformhohlsteindecke vor dem Betonieren, aus [Voormann - 2005]

Eine exakte Abgrenzung zwischen der Rippendecke und der Plattenbalkendecke erfolgte in den Eisenbetonbestimmungen von 1916 [Beton - 1916]. Demnach konnte bis zu einem lichten Abstand der Rippen von 60 cm die Konstruktion als eine Rippendecke nachgewiesen werden.

In den Eisenbetonbestimmungen von 1925 [DIN 1045 - 1925] wird dieser Wert mit höchstens 70 cm angegeben. Weiterhin wird in [DIN 1045 - 1925] festgelegt, dass die Stärke der Druckplatte mindestens ein Zehntel des lichten Rippenabstandes betragen muss und nicht kleiner als 5 cm sein darf. In der Druckplatte quer zu den Rippen sind mindestens 3 Ø 7 mm auf 1 m Breite anzuordnen. Eine Bügelbewehrung ist für lichte Rippenabstände größer 40 cm vorgeschrieben.

Weiterhin findet man unter §14 Abschnitt 10 „Balken und Plattenbalken“ den Hinweis, dass mit Rücksicht auf die Querkräfte einige abgebogene Eisen bis über das Auflager hinwegzuführen sind.

Die Decken müssen zur Lastverteilung Querrippen von der Stärke und Bewehrung der Tragrippen erhalten, und zwar bei Deckenstützweiten von 4 - 6 m eine Querrippe, bei Stützweiten über 6 m mindestens zwei Querrippen.

Es wird darauf hingewiesen, dass bei Füllkörpern aus gebrannten Hohlsteinen oder gleichfesten anderen Baustoffen auf Bügel und lastverteilende Querrippen verzichtet werden kann.

Für die Bemessung von Balken und Plattenbalken wird eine Grenzschubspannung von 14 kg/cm² angegeben. Abgebogene Eisen und Bügel dürfen zur Ermittlung der Schubspannungen nicht berücksichtigt werden. Bei Überschreitung dieser Grenzschubspannung sind die Bauteilabmessungen zu vergrößern.

Als Grenzwert für die Anordnung einer Schubsicherung wird bei Verwendung von Handelszement 4 kg/m² und bei Verwendung von hochwertigem Zement 5,5 kg/m² angegeben. Unterhalb dieser Grenzwerte ist kein rechnerischer Nachweis der Schubsicherung gefordert. Oberhalb sind alle Schubspannungen auf der betreffenden Feldseite ganz durch abgebogene Eisen oder Bügel aufzunehmen.

In der Normenfassung von 1932 [DIN 1045 - 1932] wurden Regeln zur erforderlichen Auflagertiefe (> 15 cm) und einer Mindestrippenbreite von 5 cm ergänzt. In der Normfassung von 1937 [DIN 1045 - 1937] wurden gegenüber der Fassung von 1932 keine weiteren Konstruktions- oder Bemessungshinweise hinzugefügt.

In den Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton von 1943 [Beton - 1943] wird ein Absatz zur Bügelbewehrung in den Rippen ergänzt. Darin wird gefordert, dass in den Rippen stets Bügel liegen. Am Auflager darf jeder zweite Bewehrungsstab aufgebogen werden, wenn in jeder Rippe zwei Stäbe liegen. Sonst sind die Schubspannungen allein durch Bügel aufzunehmen. Weiterhin werden Angaben zur Anordnung von Querrippen ergänzt.

Die Norm von 1959 [DIN 1045 - 1959] erlaubt in Wohngebäuden die Ausführung der Rippen ohne Bügel, wenn kein Nachweis der Schubsicherung erforderlich ist und Füllkörper angeordnet werden, die die Rippen an der Unterseite mit ausreichend dicken Nasen umschließen und die Stützweite der Decke nicht größer als 6 m ist. Sonst gibt es bezüglich der Rippendecken keine Änderungen gegenüber der Norm von 1943.

Die vorhandene Schubspannung zum Nachweis der Schubsicherung berechnet sich zu:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$$

Dabei ist b_0 bei Rippendecken die Stegbreite, z der Abstand des Schwerpunktes der Zugeinlagen vom Druckmittelpunkt und Q die Querkraft. Diese Schubspannung ist ohne Rücksicht auf aufgebogene Stäbe oder Bügel zu berechnen. Die zulässigen Spannungen dürfen für Rippendecken, in der in jeder Rippe zwei Einlagen angeordnet sind und eine davon aufgebogen ist, entsprechend der Werte von Platten gewählt werden. Werden diese zulässigen Spannungen nicht eingehalten, müssen alle Schubspannungen durch Bügel oder abgebogene Einlagen aufgenommen werden.

Roll empfiehlt in [Roll – 1932] „*Erläuterungen und Hilfswerte zu den Bestimmungen für Ausführung von Steineisendecken*“ die Hälfte der Feldeisen auch dann aufzubiegen, wenn es für den rechnerischen Nachweis der Schubsicherung nicht erforderlich ist.

In den folgenden Kapiteln werden die durchgeführten Versuche und die jeweils gewählten Bewehrungsführungen beschrieben.

7.2 Experimentelle „in-situ“ Versuche der TU Kaiserslautern

An einem Kasernengebäude aus dem Jahr 1937 konnten vor Ort Belastungsversuche durchgeführt werden. Der zu untersuchende Deckentyp ist eine Stahlsteindecke vom System Bauer, die jedoch durch ihre im Mittel 5 cm starke Ortbetonschicht das Tragverhalten einer Rippendecke aufweist, da sich die im Grenzzustand der Tragfähigkeit einstellende Druckzone nicht bis zu den Steineinlagen ausbildet, vgl. Abb. 7-2.

Zur Identifizierung der Traganteile des Stahlbetonquerschnitts und der verwendeten Steineinlagen erfolgte die Versuchsdurchführung an jeweils zwei Deckenfeldern mit und ohne Steineinlagen, siehe Tabelle 7-1.

Als maßgebendes Versagenskriterium stellt sich rechnerisch ein Biegeversagen ein. Die nach [DIN 1045-1:2008] zu erwartende Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ergibt zwar eine größere aufnehmbare Querkraft als die einwirkende Querkraft bei Biegeversagen, durch die fehlende Mindestquerkraftbewehrung in Form von Bügeln wurde jedoch ein Versagen auf einem geringeren Querkraftniveau erwartet. (vgl. Tabelle 7-2)

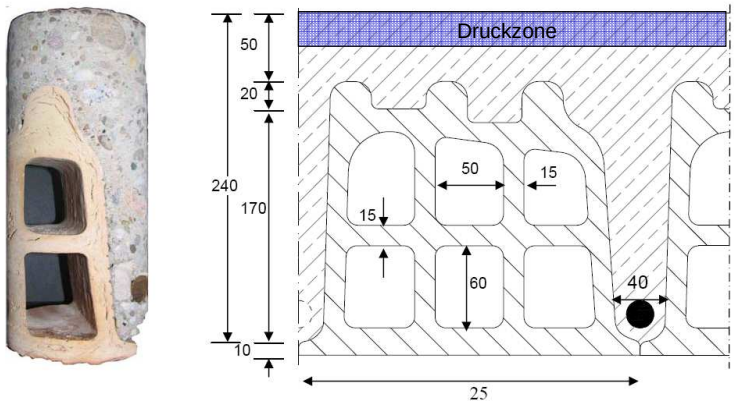


Abb. 7-2: Deckenquerschnitt des untersuchten Kasernengebäudes

Tabelle 7-1: Übersicht zu den „in-situ“ Belastungsversuchen

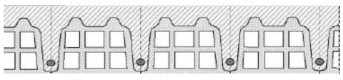
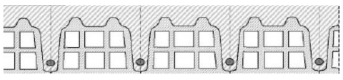
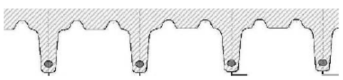
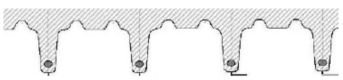
Reihe	Querschnitte	
	1	2
A	 → mit Steineinlage → Länge Deckenfeld: l = 6,625 m → Bewehrungsdurchmesser: Ø 22 mm → Raumnummer: 324	 → mit Steineinlage → Länge Deckenfeld: l = 6,60 m → Bewehrungsdurchmesser: Ø 20 mm → Raumnummer: 224
B	 → ohne Steineinlage → Länge Deckenfeld: l = 6,625 m → Bewehrungsdurchmesser: Ø 22 mm → Raumnummer: 323	 → ohne Steineinlage → Länge Deckenfeld: l = 6,60 m → Bewehrungsdurchmesser: Ø 20 mm → Raumnummer: 223

Tabelle 7-2: Erwartete und beobachtete Versagensarten der durchgeführten Belastungsversuche

Versuchsfeld	rechn. Versagensmoment m_{Rm} [kNm/m]	Querkraft bei m_{Rm} $v_{E,M}$ [kN/m]	Querkrafttragf. $v_{Rm,ct}$ [kN/m]	erreichte Querkraft v_{exp} [kN/m]
A 1	83,9	50,7	63,7	63,7
A 2	69,2	41,9	54,2	82,5
B 1	83,9	50,6	64,4	76,1
B 2	69,2	41,9	54,2	79,0

Tatsächlich wiesen die untersuchten Deckenabschnitte folgendes Versagen auf:

- Absprengung der Längsbewehrung vom Betonquerschnitt
- Keine eindeutigen Schub- oder Biegerisse, die zum Versagen führten
- Beton „hängte“ sich in die Längsbewehrung ein
- Höchstlast bei Erreichen der Streckgrenze des Betonstahls erreicht

Somit versagte keines der vier Versuchsfelder schlagartig. Alle wiesen trotz fehlender Mindestquerkraftbewehrung ein duktiles Versagen auf, was sich auch in den gemessenen Last-Verformungskurven widerspiegelt, dargestellt in Abb. 7-3.

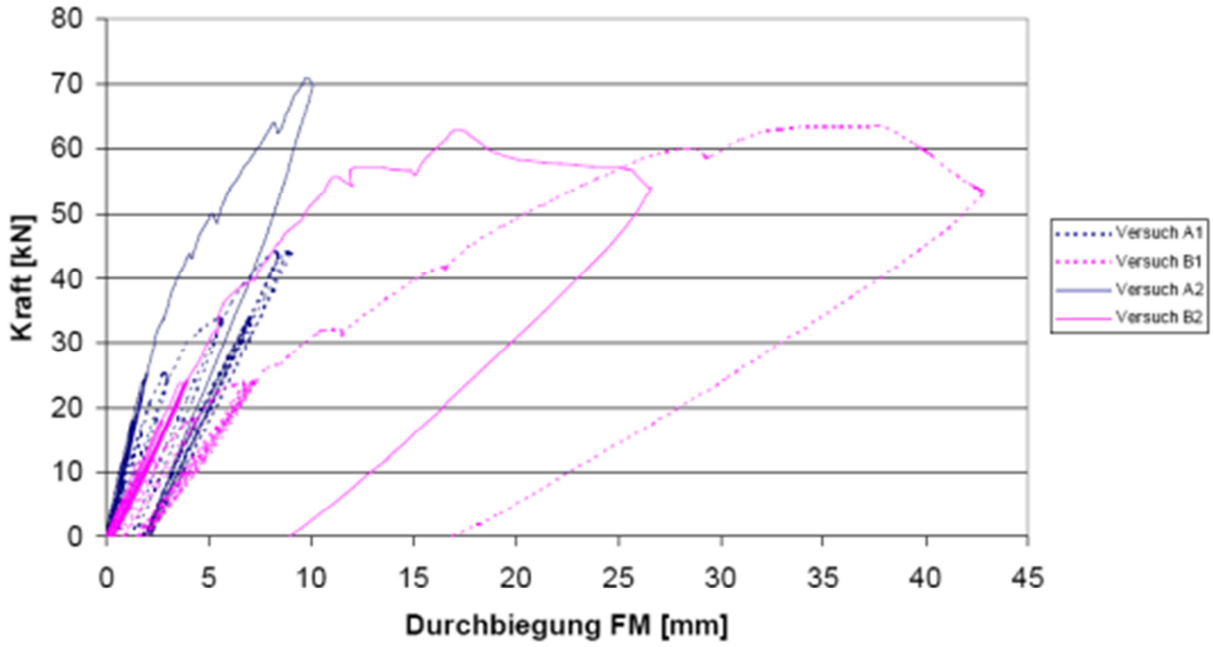


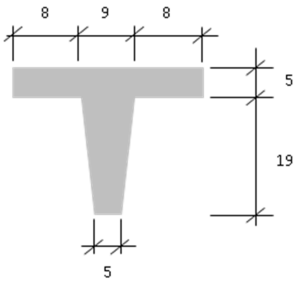
Abb. 7-3: Last-Verformungsverhalten der einzelnen Belastungsversuche der Reihe A (mit Steineinlagen) und Reihe B (ohne Steineinlagen), Durchbiegung in Felsmitte

7.3 Experimentelle Untersuchungen an der TU Kaiserslautern

7.3.1 Versuchsprogramm

An der TU Kaiserslautern wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt, die im Folgenden mit A und B bezeichnet sind. In jeder Reihe sind drei Versuchstypen enthalten. Mit Ausnahme des Versuchskörpers A-I wurden an jedem Versuchskörper je zwei Versuche durchgeführt. In Summe waren folglich sechs Versuchskörper herzustellen. Das diesem Forschungsbericht zu Grunde liegende Versuchsprogramm ist in Tabelle 7-3 zusammengestellt.

Tabelle 7-3: Versuchsprogramm

Versuchsreihe	Anzahl der Stege	schematische Darstellung
A-I	4	
A-I-2		
A-II-1		
A-II-2		
A-III-1		
A-III-2		
B-I-1	1	
B-I-2		
B-II-1		
B-II-2		
B-III-1		
B-III-2		

7.3.2 Herstellung der Versuchskörper

Alle Versuchskörper wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau an der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt. In den nachfolgenden Abbildungen 7-4 bis 7-8 ist deren Herstellung abgebildet.



Abb. 7-4: Bewehrung mit Dehnmessstreifen

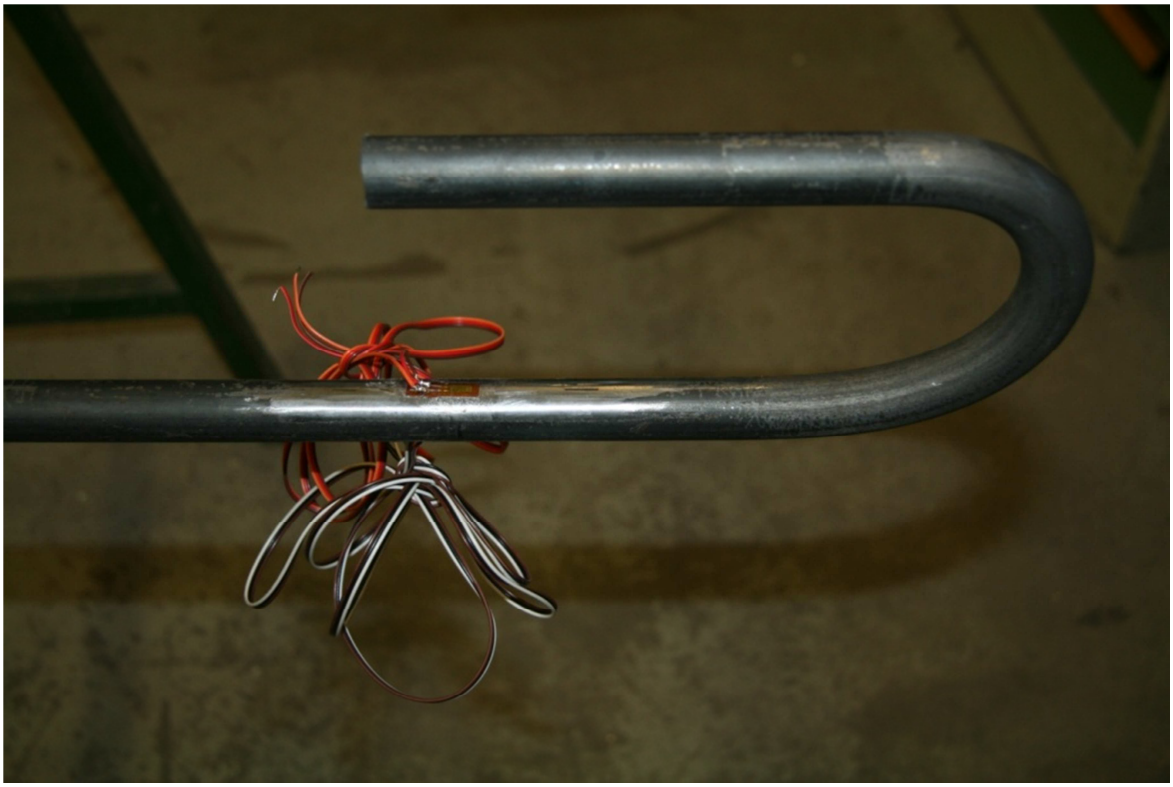


Abb. 7-5: Bewehrung mit Dehnmessstreifen, Detail

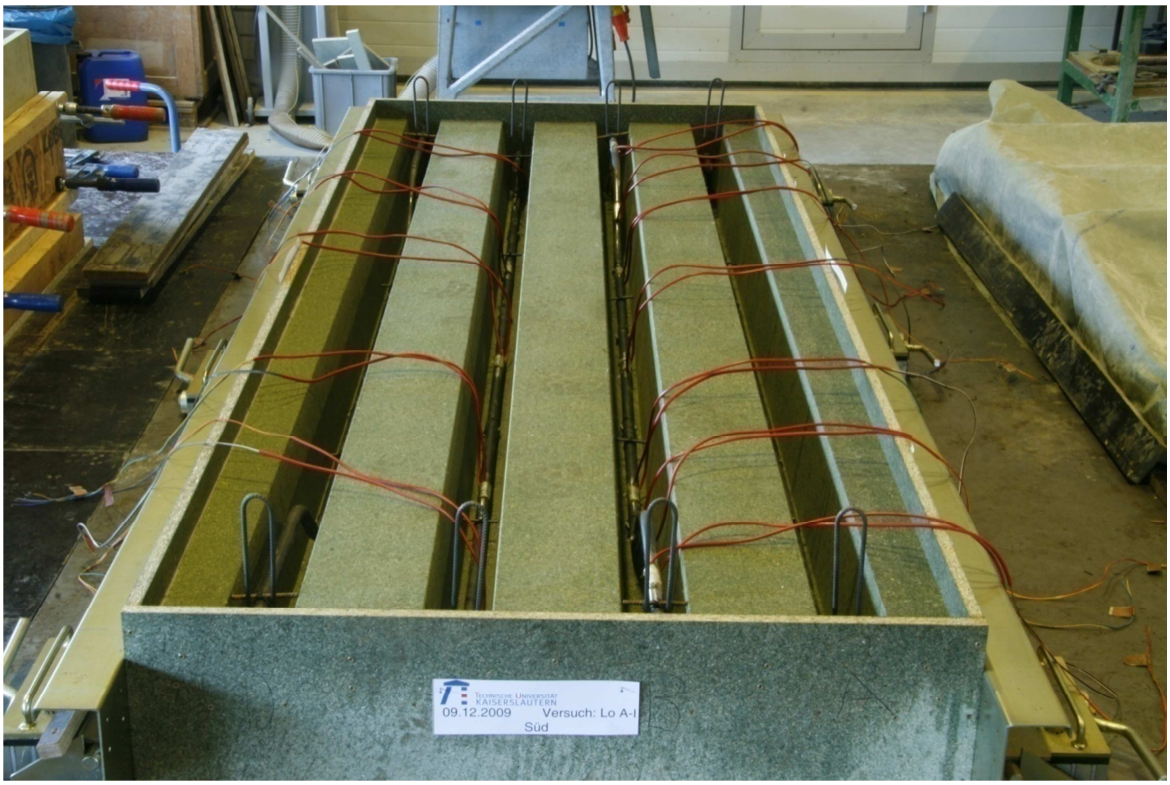


Abb. 7-6: Versuchskörper A-I vor der Betonage



Abb. 7-7: Betonage des Versuchskörpers A-I



Abb. 7-8: Versuchskörper A-I nach abgeschlossener Betonage

7.3.3 Versuchsdurchführung

7.3.3.1 Betonprüfungen

Tabelle 7-4: Ergebnisse der Betonprüfungen

Versuchs-körper	Lo							
	A-I	A-II		A-III		B-I	B-II	B-III
Versuch	A-I	A-II-1	A-II-2	A-III-1	A-III-2	B-I-1 B-I-2	B-II-1 B-II-2	B-III-1 B-III-2
Betonalter [Tage]	55	28	30	33	35	31	35	29
$f_{cm,cyl}$ [N/mm²]	24,8	20,4	20,2	20,5	21,1	21,6	21,8	21,4
$f_{ct,sp}$ [N/mm²-]	2,5	2,6	2,4	2,4[1)]	2,4[1)]	2,4	2,4	2,2
E_{cm} [N/mm²]	21.070	20.786	19.562	20.933[1)]	20.933[1)]	21.225	20.742	21.092
f_{1cm} [N/mm²]	23,6	19,4	19,2	19,5	20,1	20,5	20,7	20,3
f_{ctm} [N/mm²]	2,2	2,3	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	1,9
E_{c0m} [N/mm²-]	24.603	24.559	23.128	24.728	24.686	24.997	24.418	24.854
ε_{c1}[‰]	-1,94	-1,81	-1,80	-1,81	-1,83	-1,84	-1,84	-1,84

[1)] nach 34 Tagen, zwischen den Versuchstagen von Lo A-III-1 und Lo A-III-2

Der zeitliche Abstand zwischen den einzelnen Versuchsdurchführungen der Reihe B und der Ermittlung der Materialkennwerte des Betons betrug in allen Fällen maximal ein Tag.

7.3.3.2 Stahlprüfungen

Als Betonstahlbewehrung wird ein Baustahl des Typs S235JR mit Nenndurchmesser d_s =20 mm verwendet. Dieser wurde einmal für den Versuchskörper Lo A-I bestellt und angeliefert. Aus den nicht verwendeten Restlängen der Bewehrungsstäbe wurden jeweils vier Zugproben gefertigt und untersucht. Für die vier in Versuchskörper Lo A-I verwendeten Bewehrungsstäbe ergeben sich 16 Zugversuche zur Ermittlung der Festigkeitswerte und deren statistischen Kennwerte.

Die Bewehrung der Versuchskörper Lo A-II, Lo A-III sowie der Versuchskörper der B-Reihe stammen aus einer zweiten Liefermenge. Aus den nicht verwendeten Restlängen der Bewehrungsstäbe der Versuchskörper Lo A-II und Lo A-III wurde jeweils eine Zugprobe und aus jenen der Versuchsreihe B jeweils drei Zugproben gefertigt.

Die einzelnen Zugversuche wurden an der Zugprüfmaschine des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau durchgeführt. Hier konnten die Dehnungen über ein digitales Extensometer bis oberhalb der Höchstlast aufgezeichnet werden. Die Bruchdehnung wurde bei diesen Proben nicht ermittelt. Die Ergebnisse der Materialprüfungen sind in Tabelle 7-5 zusammengefasst.

Tabelle 7-5: Festigkeitswerte des für die Bewehrung verwendeten Stahls

Versuchskörper	Lo		
	A-I	A-II A-III	B-I B-II B-III
Anzahl der Zugversuche	15	8	9
f_{yom} [N/mm²]	269,71	285,81	308,87
s_{fyo} [N/mm²]	3,10	1,76	12,44
v_{fyo} [-]	0,011	0,006	0,04
f_{yok} [N/mm²]	264,05	282,24	283,84
f_{yum} [N/mm²]	266,2	283,05	286,05
s_{fyu} [N/mm²]	3,16	1,75	6,29
v_{fyu} [-]	0,012	0,006	0,02
f_{yuk} [N/mm²]	260,41	279,45	273,64
f_{tm} [N/mm²]	387,92	430,84	436,11
s_{ft} [N/mm²]	2,13	1,88	5,20
v_{ft} [-]	0,005	0,004	0,011
f_{ytk} [N/mm²]	394,03	427,04	425,86
E_{sm} [N/mm²]	198.933	219.875	206.111
s_{fyo} [N/mm²]	5.077	6.556	8.937
v_{fyo} [-]	0,026	0,029	0,043

7.3.4 Versuchsdurchführung

7.3.4.1 Versuchsreihe A

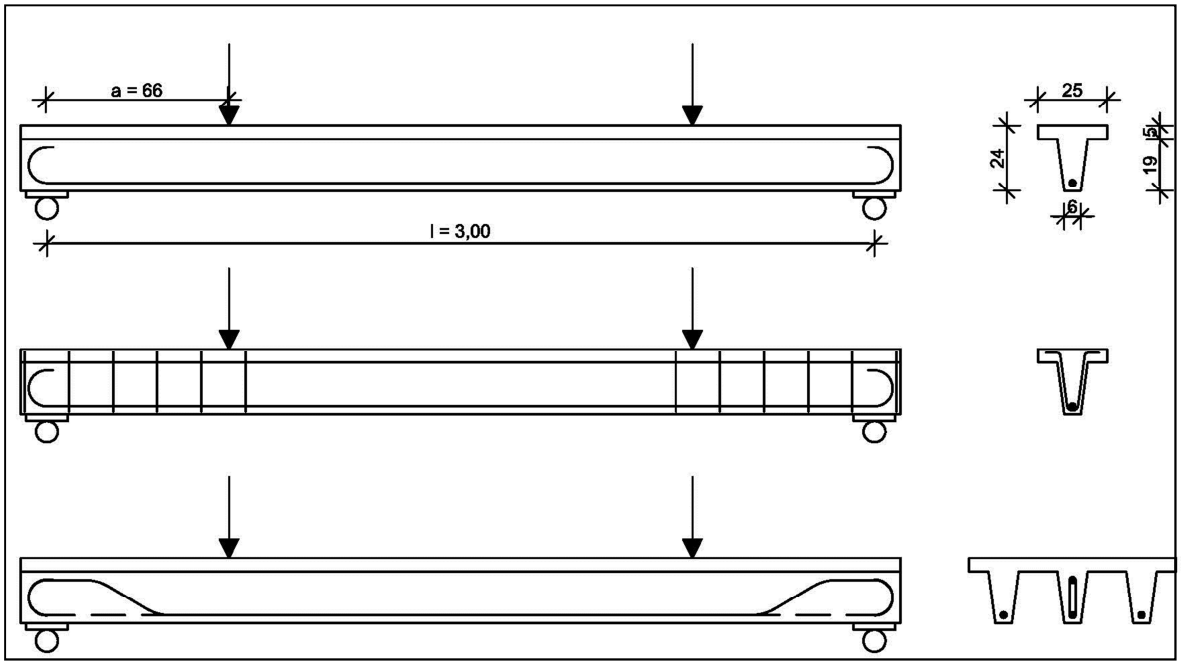


Abb. 7-9: Schematischer Versuchsaufbau

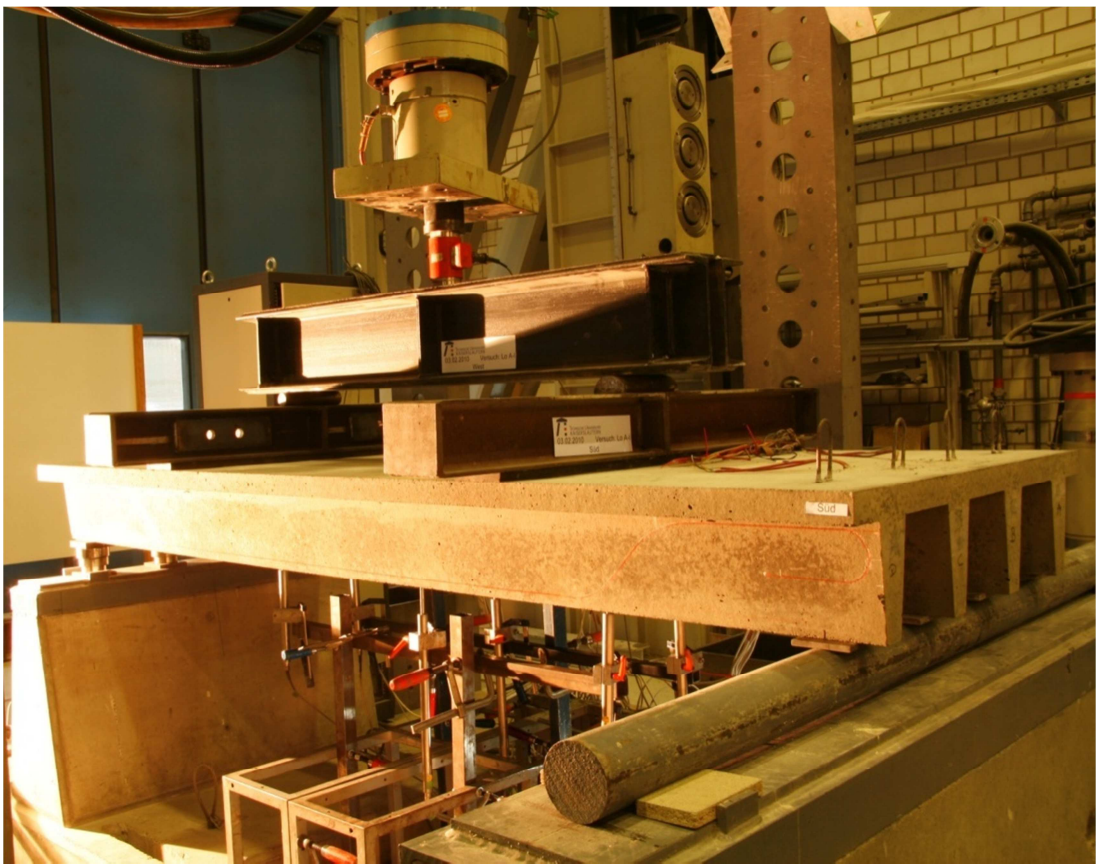
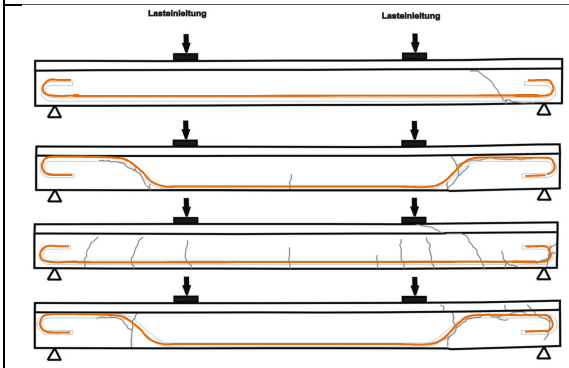
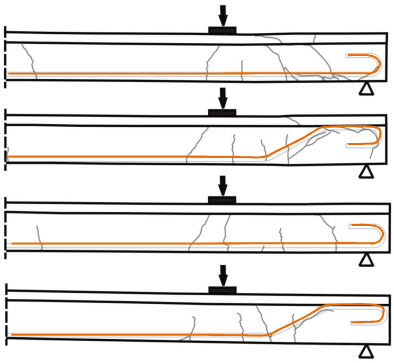
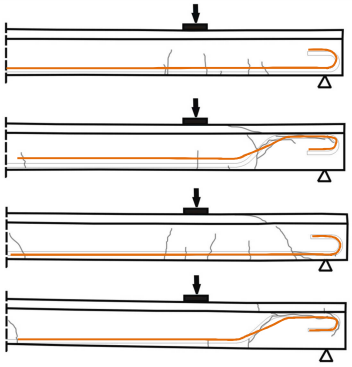
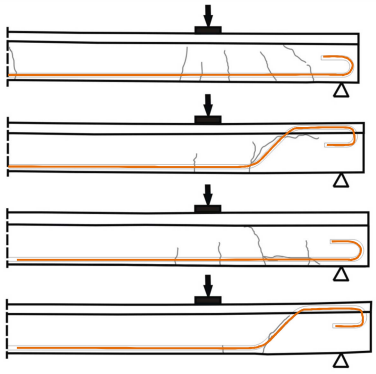
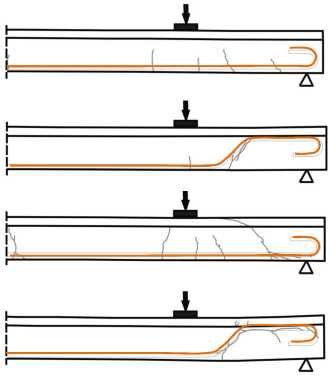


Abb. 7-10: Versuchsaufbau

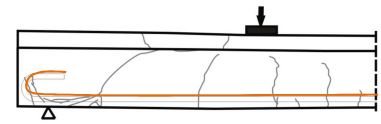
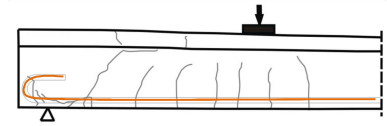
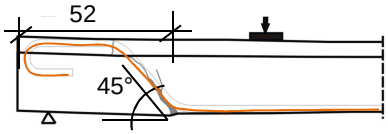
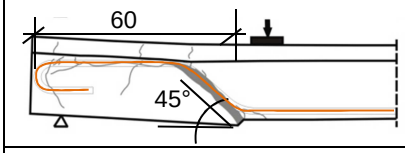
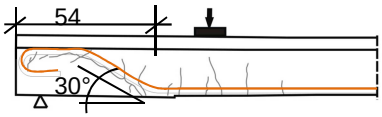
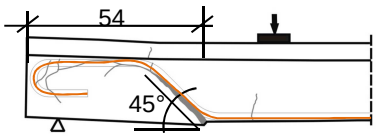
Tabelle 7-6: Übersicht Versuchskörper Reihe A und Traglasten

Lo-A-1 (V_{max}= 64,2kN)	
	Einzelrippen entsprechen den Versuchskörpern 2*Lo-B-I-1 bzw. Lo-B-I-2 und 2*Lo-B-II-2
Lo-A-II-1 (Nord) (V_{max}=61,4 kN)	**Lo-A-II-2** (Süd) (V_{max}=72,6kN)
	
Einzelrippen entsprechen den Versuchskörpern 2*Lo-B-I-1 bzw. Lo-B-I-2 und 2*Lo-B-III-1	Einzelrippen entsprechen den Versuchskörpern 2*Lo-B-I-1 bzw. Lo-B-I-2 und 2*Lo-B-III-2
Lo-A-III-1 (Nord) (V_{max}= 62,0kN)	**Lo-A-III-2** (Süd) (V_{max}=57,8 kN)
	
Einzelrippen entsprechen den Versuchskörpern 2*Lo-B-I-1 bzw. Lo-B-I-2 und 2*Lo-B-II-1	Einzelrippen entsprechen den Versuchskörpern 2*Lo-B-I-1 bzw. Lo-B-I-2 und 2*Lo-B-II-2

In Anlage 1 ist für Versuchskörper A-I die Entwicklung des Rissbildes an beiden Auflagern schrittweise dargestellt. Anschließend ist das im Bruchzustand entstandene Gesamtrissbild abgebildet.

7.3.4.2 Versuchsreihe B

Tabelle 7-7: Übersicht Versuchskörper Reihe B und Traglasten

	Lo-B-I-1 (V_{max}= 21,6 kN)
	Lo-B-I-2 (V_{max}= 26,6 kN)
	Lo-B-II-1 (V_{max}= 8,1 kN)
	Lo-B-II-2 (V_{max}= 5,4 kN)
	Lo-B-III-1 (V_{max}= 18,5 kN)
	Lo-B-III-2 (V_{max}= 6,4 kN)

Für Versuchsreihe B wird exemplarisch an Versuchskörper B-III-2 die Entwicklung des Rissbildes an den beiden Auflagern dargestellt. Die Abbildungen sind in Anlage 2 enthalten.

7.3.5 Zusammenstellung der erreichten Taglasten in den Versuchen

In Anhang 3 sind die Querkraft-/Verformungsdiagramme der durchgeführten Versuche dargestellt. Bei den Versuchskörpern mit mehreren Rippen wird die Querkraft für jede Einzelrippe sowie die Summe der Querkraft dargestellt. In Tabelle 7-8 sind die in den Versuchen erreichten Querkräfte angegeben.

Tabelle 7-8: Übersicht über die erreichte maximale Querkraft in den Versuchen

Versuch	Lo										
	A-I	A-II-1	A-II-2	A-III-1	A-III-2	B-I-1	B-I-2	B-II-1	B-II-2	B-III-1	B-III-2
Max. Querkraft [kN]	64,2	61,4	72,6	62	57,8	21,6	26,7	8,1	5,4	18,5	6,4

7.3.6 Vergleich der Versuchsergebnisse mit berechneten Bruchlasten nach [DIN 1045-1:2008]

Zum Vergleich der erreichten Bruchlasten im Versuch mit den Tragfähigkeiten nach [DIN 1045-1:2008] werden hier die folgenden Tragfähigkeiten berechnet:

- Querkrafttragfähigkeit einer Einzelrippe mit durchgehender Längsbewehrung $V_{Rd,ct}$ bzw. $V_{Rm,ct,cal}$
- Querkrafttragfähigkeit einer Einzelrippe mit Aufbiegung $V_{Rk,sy}$ bzw. $V_{Rm,sy,cal}$
- Querkrafttragfähigkeit eines unbewehrten, ungerissenen Querschnitts $V_{Rd,ct}$ bzw. $v_{Rm,ct,cal}$.

Zuerst wird die Tragfähigkeit einer Einzelrippe mit geradem Bewehrungsstab nach [DIN 1045-1:2008] (Gl. 70) berechnet. Die Berechnung erfolgt für die jeweils am Versuchstag gemessene Betonfestigkeit. Dabei berechnet sich die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons vereinfachend zu:

$$f_{ck} = f_{cm} - 4$$

Die Berechnung erfolgt beispielhaft für eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von 20 N/mm².

$$V_{Rm,ct,cal} = 0{,}2 \cdot \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{1/3} \cdot b_w \cdot d$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/215} = 1{,}96 \le 2{,}0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{3{,}14}{5 \cdot 21{,}5} = 0{,}029 \le 0{,}02$$

$$f_{ck} = 20{,}8\ \text{N/mm}^2$$

$$= 0{,}2 \cdot 1{,}96 \cdot \left(100 \cdot 0{,}029 \cdot 20{,}8\right)^{1/3} \cdot 0{,}05 \cdot 0{,}215 =$$

$$= 0{,}0165\ \text{MN} = 16{,}5\ \text{kN}$$

Das Versagen der Versuchskörper aus der Versuchsreihe B, die aus einer Einzelrippe mit aufgebogenem Bewehrungsstab bestanden, lässt auf ein Querkraftversagen eines unbewehrten Bauteils schließen. Der aufgebogene Bewehrungsstab gibt den Rissverlauf des Querkraftrisses vor. Wegen der unterhalb der Aufbiegung fehlenden Längsbewehrung kommt es bei den Versuchskörpern mit Aufbiegungen zu einem Versagen auf deutlich niedrigerem Lastniveau (5 – 8 kN) als bei den Versuchen mit bis zum Auflager durchlaufender Bewehrung (21,6 und 26,7 kN).

Trotz des beobachteten Versagens soll hier zum Vergleich die Tragfähigkeit des aufgebogenen Bewehrungstabes nach [DIN 1045-1:2008] berechnet werden:

$$V_{Rm,sy,cal} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yk} \cdot z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$
$$= \frac{\pi \cdot 10^2}{1000} \cdot 280 \cdot 215 \cdot (1{,}2 + \cot(45)) \cdot \sin(45)$$
$$= 29{,}4 \text{ kN}$$
$$V_{Rm,sy,cal} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yk} \cdot z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$
$$= \frac{\pi \cdot 10^2}{1000} \cdot 280 \cdot 215 \cdot (1{,}2 + \cot(30)) \cdot \sin(30)$$
$$= 27{,}7 \text{ kN}$$

Die Querkrafttragfähigkeit eines unbewehrten Bauteils wird nach [DIN 1045-1:2008] Gl. (72) ermittelt.

$$v_{Rm,ct,cal} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{\left(f_{ctk,0,05}\right)^2}$$
mit $I = 13540 \text{ cm}^4$ und $S = 1640 \text{ cm}^3$
$b_w = 5 \text{ cm}$
$f_{ctk,0,05} = 1{,}5 \text{ N/mm}^2$
$$= \frac{13540 \cdot 5}{1640} \cdot \sqrt{(1{,}5)^2}$$
$$= 6{,}2 \text{ kN}$$

Tabelle 7-9: Vergleich der Bruchlasten im Versuch mit berechneten Bruchlasten nach [DIN 1045-1:2008]

	Lo					
	B-I-1	B-1-2	B-II-1	B-II-2	B-III-1	B-III-2
gemessene max. **Querkraft** [kN]	21,6	26,7	8,1	5,4	18,5	6,4
$V_{Rm,ct,cal}$ einer Einzelrippe nach DIN 1045-1 [kN]	15,6	15,6	-	-	-	-
$V_{Rm,sy,cal}$ des Bewehrungsstabes nach DIN 1045-1 [kN]	-	-	29,4	29,4	27,7	29,4
$V_{Rm,ct,cal}$ einer unbewehrten Einzelrippe nach DIN 1045-1 [kN]	-	-	6,2	6,2	6,2	6,2

Tabelle 7-9 zeigt den Vergleich der in den Versuchen ermittelten Bruchlasten mit den nach [DIN 1045-1:2008] ermittelten Bruchlasten für eine Einzelrippe. Die Versuche Lo B-I-1 und Lo B-I-2 lassen sich direkt mit dem berechneten Wert vergleichen, da in diesen Versuchen eine Einzelrippe mit gerade laufendem Bewehrungseisen untersucht wurde. Die in den Versuchen beobachtete Tragfähigkeit (21,6 und 26,7 kN) liegt hier deutlich über der nach [DIN 1045-1:2008] berechneten Tragfähigkeit (15,6 kN).

Die Versuche der B-Serie mit Einzelrippen, deren Bewehrungseisen hochgebogen wurden, liegen mit Ausnahme von Versuch Lo B-III-1 deutlich unterhalb des berechneten Wertes der Tragfähigkeit des hochgebogenen Bewehrungseisens nach [DIN 1045-1:2008]. Diese drei Versuche wurden mit einer Aufbiegung um 45° hergestellt und die Tragfähigkeit liegt in der Größenordnung der Tragfähigkeit einer unbewehrten Einzelrippe.

Die in Versuch Lo B-III-1 beobachtete Tragfähigkeit, die nur gering unterhalb der berechneten des Bewehrungsstabes liegt, resultiert aus dem Mitwirken der Aufbiegung (hier nur 30°) als Biegezugbewehrung und somit der späteren zum Versagen führenden Rissentwicklung.

Die in der Versuchsreihe B ermittelten Tragfähigkeiten der Einzelrippen sollen nun im Folgenden entsprechend der Versuchskörperzusammensetzung der Versuchsreihe A addiert werden. Die Zuordnung der Versuche der B Reihe zu den Versuchskörpern der A -Reihe kann Kapitel 7.3.4.1 entnommen werden.

Weiterhin werden die Versuchsergebnisse mit einer nach [DIN 1045-1:2008] berechneten Tragfähigkeit, die sich aus der Summe von $2*V_{Rm,ct,cal}$ und $2*v_{Rm,ct,cal}$ ergibt, verglichen.

Tabelle 7-10: Vergleich der Tragfähigkeiten der Versuchskörper der A –Reihe mit addierten Traglasten der B-Serie und einem berechneten Wert nach [DIN 1045-1:2008]

	Lo				
	A-I	A-II-1	A-II-2	A-III-1	A-III-2
gemessene max. **Querkraft** [kN]	64,2	99	72,6	62	57,8
ermittelte Tragfähigkeit aus Versuchsreihe B [kN]	64,5	85,3	61,1	64,5	59,1
berechnete Tragfähigkeit nach DIN 1045-1 = $\mathbf{2 \cdot V_{Rm,ct,cal} + 2 \cdot v_{Rm,ct,cal}}$	43,6	43,6	43,6	43,6	43,6

Die aus der Versuchsreihe B ermittelten Tragfähigkeiten zeigen eine gute Übereinstimmung mit den tatsächlichen Versuchsergebnissen.

Die rechnerisch ermittelte Tragfähigkeit liegt immer unter den erzielten Versuchsergebnissen und ist somit für eine auf der sicheren Seite liegende Bemessung grundsätzlich geeignet.

In Abb. 7-11 werden beispielhaft für Versuch Lo A-1 die Tragfähigkeiten der Versuche an Einzelrippen mit den Tragfähigkeiten der Rippen im Versuch mit 4 Rippen verglichen.

Dazu wurden die Messergebnisse der vier Kraftmessdosen, die unter den jeweiligen Rippen des Versuchs mit 4 Rippen platziert wurden, im Diagramm aufgetragen (KMD A, KMD B, KMD C und KMD D). Kraftmessdose B und D standen unter den Rippen mit aufgebogenem Bewehrungseisen. Im Einzelversuch trug die Rippe mit aufgebogenem Längseisen nur ca. 5 kN. Im Versuch mit 4 Rippen wurden jedoch Lasten von ca. 12,5 kN über diese Rippen ins Auflager abgetragen. Bei der erreichten Traglast von 64 kN trugen die Rippen mit durchgehendem Bewehrungsstahl jeweils 20 kN der Gesamtlast. Im Einzelversuch erreichten diese Rippen eine Tragfähigkeit von im Mittel 24 kN.

Die oben beschriebenen Untersuchungen zeigen, dass die Tragfähigkeit einer Rippendecke an Hand der bisher durchgeführten Versuche noch nicht abschließend bewertet werden kann.

Festzustellen bleibt, dass eine Traglastermittlung, die nur die Tragfähigkeit der Rippen mit bis zum Auflager gerade durchgehendem Längsbewehrungseisen erfasst, zu sehr auf der sicheren Seite liegen würde, da die Rippen mit aufgebogenem Eisen einen doch nennenswerten Anteil am Gesamtlastabtrag haben.

Eine Möglichkeit zur Berücksichtigung des Traganteils dieser Rippen mit Aufbiegung ist der Ansatz der Querkrafttragfähigkeit der Rippe als unbewehrtes Bauteil.

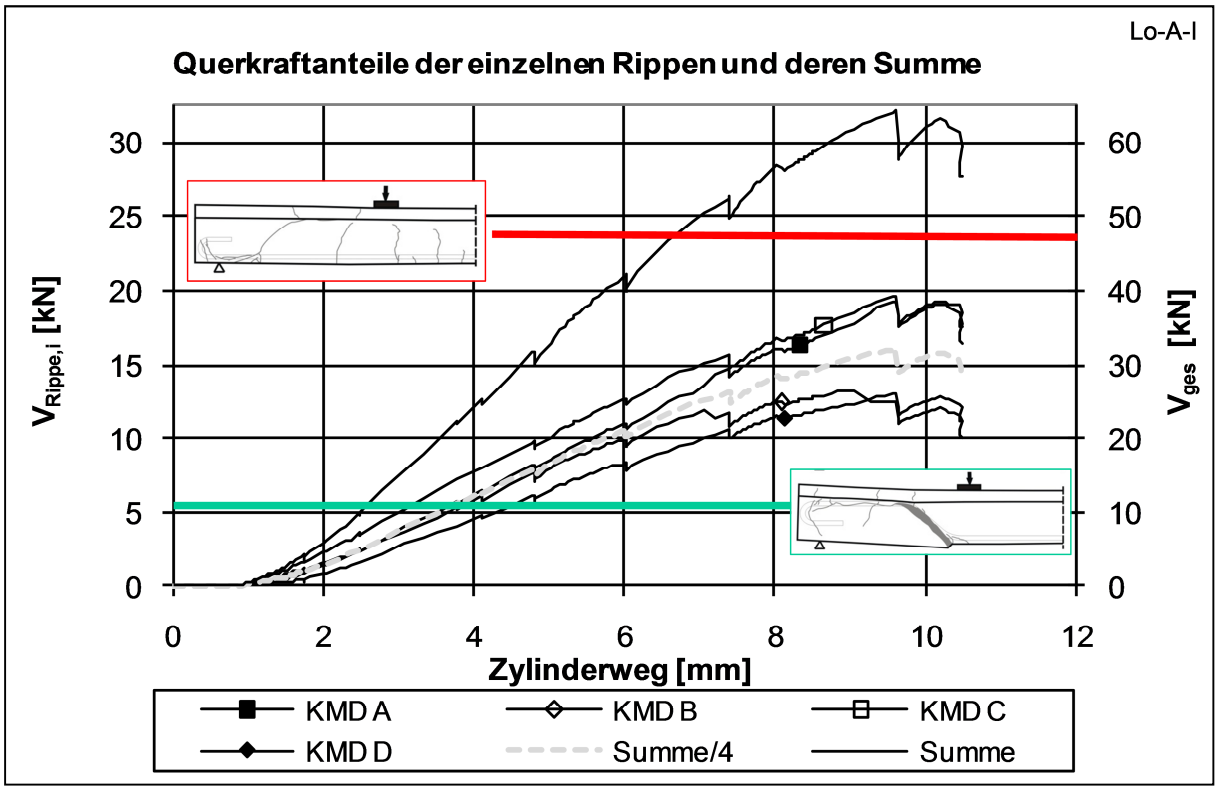


Abb. 7-11: Vergleich der Einzelrippen mit den Ergebnissen im Versuch mit 4 Rippen

8 Zusammenfassung

Der Tragwerksplaner wird beim Bauen im Bestand vor vielfältige Herausforderungen gestellt, die die Anforderungen zur Erstellung von Neubauten um ein Vielfaches übersteigen. Neben der eigentlichen rechnerischen Bewertung des Tragwerkes gehört hierzu insbesondere die Durchführung einer qualifizierten Bestandsaufnahme zur Feststellung des tatsächlichen Bauwerkszustandes.

Der vorliegende Bericht bietet konkrete Hilfen zur Durchführung einer qualifizierten Bestandsaufnahme an, indem die gebräuchlichsten Prüfmethoden zur Bewertung bestehender Bauteile vorgestellt werden. Das Vorgehen zur Bewertung historischer Baustoffe wird anhand der Einordnung nach Normengeneration oder auf Grundlage einer Beprobung am Tragwerk erläutert (Kapitel 3).

Weiterhin werden Bemessungsgrundlagen zum Nachweis bestehender Tragwerke vorgestellt (Kapitel 4) sowie das Vorgehen zur Ermittlung und Anwendung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis bestehender Bauteile beschrieben (Kapitel 5).

Vielfältige Grundlagen zur zielsicheren Anwendung von Bewehrungs- und Konstruktionsregeln einschließlich ihrer historischen Hintergründe können Kapitel 6 entnommen werden. Dabei werden auch zahlreiche Hinweise zu deren Anwendbarkeit in Verbindung mit den Nachweisformaten des aktuellen Regelwerkes gegeben.

Zusätzlich wurden in Abstimmung mit dem wissenschaftlichen Beirat Versuchsreihen zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Rippendecken (Bauart bis 1960) durchgeführt, deren Ergebnisse in Kapitel 7 enthalten sind.

Insgesamt hat das Forschungsprojekt zusammen mit einem ebenfalls vom Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung und den Firmen Hochtief und Bilfinger Berger finanzierten Vorläuferprojekt den Grundstein für eine Schwerpunktbildung zum Themenkreis *Bauen im Bestand* an der TU Kaiserslautern gelegt, der Ausgangspunkt für die Mitgestaltung von Regelwerken sowie die Erstellung von Fachliteratur ist. Eine weite Verbreitung der gewonnenen Ergebnisse kann somit in hohem Maße sichergestellt werden.

9 Literatur

[Ahnert/Krause - 2009] Ahnert; Krause: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960, Bd. I bis III, Verlag Bauwesen, 2009.

[Argebau - 2006] Argebau: Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/ Verfügungsberechtigten, Sept. 2006.

[Argebau - 2008] Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU): Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand. Fassung April 2008, Berlin, 2008.

[Aster/Koch – 1974] Aster und Koch, Beton- und Stahlbetonbau Heft 11, 1974.

[Bach - 1911] Bach, C.; Graf, O.: Versuche mit Eisenbeton-Balken zur Bestimmung des Einflusses der Hakenform der Eiseneinlagen, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton Heft 9, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1911.

[Bachmann - 2001] Bachmann, H.: Abschiedsvorlesung zur Emeritierung, ETH, Zürich, 2001.

[Bargel – 2008] Bargel, Schulze: Werkstoffkunde, Springer, 10 Auflage, 2008

[Bargmann - 2001] Bargmann, H.: Historische Bautabellen - Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 1960. 3. Auflage. Düsseldorf: Wernerverlag, 2001.

[Bargmann - 2008] Bargmann: Historische Bautabellen, Werner Verlag, 4. Auflage, 2008.

[Bertram - 1989] Bertram, D. und Bunke, N.: Erläuterungen zu DIN 1045 Beton- und Stahlbetonbau, Ausgabe 07.88. Schriftenreihe des DAfStb. Heft 400, Berlin, 1989.

[Beton – 1916] Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. 3. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Januar 1916.

[Betonkalender – 1957] Beton-Kalender 1957, Band 1, Ernst & Sohn, Berlin, 1957.

[Betonkalender – 1961] Beton-Kalender 1961, Band 1, Ernst & Sohn, Berlin, 1961.

[Betonkalender – 1966] Beton-Kalender 1966, Band 1, Ernst & Sohn, Berlin, 1966.

[Betonkalender – 1970] Beton-Kalender 1966, Band 1, Ernst & Sohn, Berlin, 1970.

[Betonkalender – 1971] Beton-Kalender 1971, Band 1, Ernst & Sohn, Berlin, 1971.

[Betonkalender – 1986] Beton-Kalender 1986, Band 2, Ernst & Sohn, Berlin, 1986.

[Betonkalender – 1988] Beton-Kalender 1986, Band 2, Ernst & Sohn, Berlin, 1988.

[Bindseil - 2007] Bindseil, P.: Stahlbetonfertigteile, Konstruktion-Berechnung-Ausführung, Werner Verlag, 3. Aufl., 2007.

[Bindseil - 2009] Bindseil, P.: Zustandsuntersuchungen, Bauschäden und Instandsetzen beim Bauen im Bestand; Vortragsreihe Weiterbildung für Tragwerksplaner, TU Kaiserslautern 11.03.09 und TU Darmstadt 18.03.09.

[Bindseil - 2010] Bindseil, P.: Zerstörungsfreie Prüfungen beim Bauen im Bestand am Beispiel einer alten Deckenkonstruktion; Vortrag zur DGZfP-Fachtagung an der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, 2010.

[Bindseil/Schmitt - 2002] Bindseil, P.; Schmitt, M.: Betonstähle vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart. Berlin: Verlag für Bauwesen (CD 2002), 2002.

[Bindseil/Schnell - 2009] Bindseil, P.; Schnell, J.: Sachstandsbericht zum F+E Vorhaben "Probleme der Standsicherheit beim Bauen im Bestand", FH und TU Kaiserslautern, Nov. 2009.

[Bonzel - 1972] Bonzel, J.; Bub, H. und Funk, P.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn, 1972.

[Brühwiler - 2006] Brühwiler, E.: Normen für den Umgang mit bestehenden Tragwerken, Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 12, Editorial, 2006.

[Burkhardt – 2004] Burkhardt, J. und Will, N.: Verankerungen und Übergreifungsstöße nach DIN 1045-1. Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 12, Ernst & Sohn Verlag, 2004.

[Caspeele - 2010] Caspeele, R.: Probabilistic Evaluation of Conformity Control and the Use of Bayesian Updating Techniques in the Framework of Safety Analyses of Concrete Structures. Dissertation, Ghent University, 2010.

[DAfStb - 2000] DAfStb: Richtlinie Belastungsversuche an Betonbauwerken, Beuth Verlag, 2000.

[DAfStb - H220 - 1972] DAfStb Heft 220 Schriftenreihe des DAfStb. Ausgabe Januar 1972, Berlin, 1972.

[DAfStb - H400 - 1989] Schriftenreihe des DAfStb. Heft 400, Ausgabe 07.88., Berlin, 1989.

[DAfStb - H525 - 2003] DAfStb. Berichtigungen 1:2005-5 zum DAfStb Heft 525, Ausgabe September 2003. Beuth Verlag.

[DAfStb Rili SIB - 2001] DAfStb Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Teil 1 bis 3, Ausgabe Oktober 2001 + Berichtigung 1.

[DAfStb-H206 - 1969] Rüsch, H.; Sell, R.; Rackwitz, R.: Statistische Analyse der Betonfestigkeit. Heft 206 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beuth Verlag, Berlin, 1969.

[DAfStb-H397 - 1989] Rußwurm, D.: Spezielle Fragen beim Schweißen von Betonstählen. Gleichmaßdehnung von Betonstählen. Heft 397 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beuth Verlag, Berlin, 1989.

[DAfStb-H401 - 1989] Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 401. Beuth Verlag, Berlin, 1989.

[DAfStb-H526 - 2003] Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-3 und DIN 4226. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 526. Beuth Verlag, Berlin, 2003.

[DBV Brand - 2008] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein: Merkblätter Bauen im Bestand, Brandschutz, Jan. 2008.

[DBV Leitfaden - 2008] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein: Merkblätter Bauen im Bestand, Leitfaden, Jan. 2008.

[DBV Material - 2008] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein: Merkblätter Bauen im Bestand, Beton und Betonstahl, Jan.2008.

[DBV 270 - 2008] Schnell, J.; Fischer, A.: Strukturierte Erfassung häufiger Fehler beim Bauen im Bestand. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein , Bericht DBV 270, Kaiserslautern, 2008.

[DGZfP] DGZfP Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e. V., Merkblätter, Richtlinien, Empfehlungen (http://www.dgzfp.de/Dienste/Publikationen.aspx.)

[Diamantidis - 2007] Diamantidis, D.; Holicky, M.: Assesment of existing structures – On the applicability oft the JCSS recommend-dations in Aspect of Structural Reliability – Faber, Vrouwen-velder, Zilch (hrsg.), Herbert Utz Verlag, München, 2007.

[DIN 1045 - 2001] DIN 1045:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton

[DIN 1045 - 2008] DIN 1045:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton

[DIN 1045 - 1925] DIN 1045:1925-09: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton

[DIN 1045 - 1932] DIN 1045:1932-04: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton

[DIN 1045 - 1937] DIN 1045:1937-05: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton

[DIN 1045 - 1943] DIN 1045:1943-03: Teil A - Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton.

[DIN 1045 - 1959] DIN 1045:1959-11:Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton - Teil A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton.

[DIN 1045 - 1972] DIN 1045:1972-01: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung.

[DIN 1045 - 1978] DIN 1045:1978-12: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung.

[DIN 1045 - 1988] DIN 1045:1988-07: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung.

[DIN 1045-1:2008] DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion.

[DIN 1045-2:2008] DIN 1045-2: 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln DIN EN 206-1.

[DIN 1048-5:1991] DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.

[DIN 1055-100:2001] DIN 1055-100:2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln.

[DIN 4231 - 1949] DIN 4231: Instandsetzung beschädigter Stahlbetonhochbauten, Richtlinien für die Ausführung und Berechnung, 1949.

[DIN 488 - 1972] DIN 488, 1972 Blatt 3, Betonstahl; Betonstabstahl; Prüfungen. Ausgabe April 1972.

[DIN 488 – 1984] DIN 488: Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen, Ausgabe September 1984.

[DIN EN 10002-1 - 2001] DIN EN 10002-1:2001-12: Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur; Deutsche Fassung EN 10002-1:2001.

[DIN EN 12390-2 - 2009] DIN EN 12390-2:2009-08: Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2009.

[DIN EN 12390-3 - 2009] DIN EN 12390-3:2009-07: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009.

[DIN EN 12390-5 - 2001] DIN EN 12390-5:2009-07: Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2009.

[DIN EN 12390-6 - 2001] DIN EN 12390-6:2010-04: Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009.

[DIN EN 13791 - 2008] DIN EN 13791:2008-05: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2007.

[DIN EN 13964 - 2004] DIN EN 13964 Unterdecken - Anforderungen und Prüfverfahren, 2004.

[DIN EN 1990 - 2010] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.

[DIN EN 1992-1-1 - 2011] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010

[DIN EN 1992-1-1/NA - 2011] Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

[DIN EN 206-1 - 2001] DIN EN 206-1:2001-07: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000.

[DIN EN ISO 15630-1 - 2002] DIN EN ISO 15630-1:2002-09: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht (ISO 15630-1:2002) Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2002.

[DIN EN ISO 15630-2 - 2002] DIN EN ISO 15630-2:2002-09: Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 2: Geschweißte Matten (ISO 15630-2:2002) Deutsche Fassung EN ISO 15630-2:2002.

[DIN Fachbericht 102 – 2009] DIN-Fachbericht 102, Betonbrücken, Ausgabe 2009-03, Beuth-Verlag Berlin, 3. Auflage 2009. 332 S. A4.

[DIN ISO 16269-6 - 2009] DIN ISO 16269-6:2009-10: Statistische Auswertung von Daten - Teil 6: Ermittlung von statistischen Anteilsbereichen (ISO 16269-6:2005).

[Djabry – 1952] Djabry, W.: Contribution à l'étude de l'adhérence des fers d'armature au béton. EMPA Bericht 184. Zürich 1952.

[Fingerloos - 2009] Fingerloos, F. (Hrsg.): Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, Bemessung und Ausführung, Ernst & Sohn, 2009.

[Fingerloos - 2010] Fingerloos, F.: Der Eurocode 2 für Deutschland – Erläuterungen und Hintergünde , Teil 1: Einführung in den Nationalen Anhang. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), H. 6, S. 342 - 348.

[Fingerloos/Schnell - 2009] Fingerloos, F.; Schnell, J.: Tragwerksplanung im Bestand. Betonkalender 2009, Seite 1-51. Berlin: Ernst & Sohn, 2009.

[Fischer – 2010] Fischer, A.; Schnell, J.: Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte zum Nachweis von Stahlbetonbauteilen im Bestand. Bauingenieur, Band 85, Heft 9, S. 315–323, 2010.

[Flohrer - 2010] Flohrer, C.: Ausgewählte Fallbeispiele zur Untersuchung von Spannbeton, Vortrag zur DGZfP-Fachtagung an der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, 2010.

[Franz - 1966] Franz, G.: Konstruktionslehre des Stahlbetonbaus; Erster Band: Grundlagen und Bauelemente. Berlin/Heidelberg : Springer-Verlag, 2.Auflage, 1966.

[Gehler - 1952] Gehler, W.: Erläuterung zu den Stahlbetonbestimmungen, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1952, 6. Auflage.

[Globig – 2009] Globig, M.: Hintergründe der Bewehrungs- und Konstruktionsregeln von DIN 1045-1, Studienarbeit cand.-ing. Martin Globig, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, 2009.

[Grusibau - 1981] Grundlagen zur Feststellung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. NABau, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin / Köln, 1981

[Haberstroh - 1908] Haberstroh, H.: Der Eisenbeton im Hochbau, Verlag von Bernh. Friedr. Voigt, Leipzig 1908.

[Hartz - 2002] Hartz, U.: Neues Normenwerk im Betonbau. In DIBt-Mitteilungen 1/2002, Seite 2 bis 6. Berlin: Ernst & Sohn, 2002.

[ISO 12491 - 1997] ISO 12491:1997-05: Statistical methods for quality control of building materials and components.

[Kluge et al. – 1986] Kluge, K., et al.: Versuche über das Verbundverhalten von Rippenstählen bei Anwendung des Gleitbauverfahrens, Teilbericht II: Ausziehversuche und Versuche an Übergreifungsstößen. Schriftenreihe des DAfStb. Heft 378, Berlin 1986.

[Leitsätze - 1904] Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und Deutscher Beton-Verein: Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten, 1904.

[Leonhardt - 1971] Leonhardt, F.: Das Bewehren von Stahlbetontragwerken. Beton-Kalender 1971. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1971.

[Leonhardt - 1984] Leonhardt, F.: Vorlesung über Massivbau – Teil 1 Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin 1984

[Löser - 1925] Löser, B.: Über die neuen deutsch Eisenbetonbestimmungen. Der Bauingenieur, Springer Verlag, Düsseldorf, 1925.

[Messer - 1999] Messer, N.: Arbeitspapier zur Thematik Bestandsschutz. Workshop, München, 1999.

[Mörsch – 1920] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau, 1. Band, 1. Hälfte. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1920.

[Pauser - 1994] Pauser, A.: Eisenbeton 1850 - 1950, Manz Verlag, Wien, 1994.

[Peattie/Pope – 1956] Peattie, K.R. und Pope, J.A.: Test of the Bond between Concrete and Steel. Civil Engineering and Public Works Review 51, 1956.

[Preußen - 1904] Bestimmungen des Kgl. Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten, Berlin, 1904

[Rehm – 1968] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Schriftenreihe des DAfStb. Heft 138, Berlin, 1968.

[Rehm - 1979] Rehm, G.; Eligehausen, R. und Neubert, B.: Erläuterung der Bewehrungsrichtlinien. Schriftenreihe des DAfStb. Heft 300, Berlin, 1979.

[Reinhardt et al. - 2007] Reinhardt H.-W. et al.: Echo-Verfahren in der zerstörungsfreien Zustandsuntersuchung von Betonbauteilen, Betonkalender 2007, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, 2007.

[Roll – 1932] Roll, R.: Erläuterungen und Hilfswerte zu den Bestimmung für Ausführung von Steineisendecken 1932. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Teil B, 1932.

[Rüsch - 1972] Rüsch, H.: Stahlbeton-Spannbeton; Band 1: Werkstoffeigenschaften und Bemessungsverfahren. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1972.

[Rußwurm – 1993] Rußwurm, D.; Martin, H.: Betonstähle für den Stahlbetonbau – Eigenschaften und Verwendung. Bauverlag, Wiesbaden, 1993.

[Rußwurm - 2000] Rußwurm, D.: Entwicklung der Betonstähle. Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., München, 2000.

[Schacht – 2010] Schacht, G.: Versuchsgrenzlastindikatoren bei der Probebelastung von Massivbaukonstruktionen mit geringem Ankündigungsverhalten. 51. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Kaiserslautern, Tagungsband, S. 113 – 124, 2010.

[Schlüter - 1914] Schlüter, H.: Eisenbeton - Säule und Balken, Verlag Hermann Meusser, Berlin, 1914.

[Schmidt-Thrö/Stöckl - 1986] Schmidt-Thrö, G. und Stöckl, S.: Versuche über Verbundverhalten von Rippenstählen bei Anwendung des Gleitbauverfahrens, Teilbericht I: Ausziehversuche. Schriftenreihe des DAfStb. Heft 378, Berlin, 1986.

[Schnell et al. - 2010] Schnell, J.; Bindseil, P.; Loch, M.: Tragwerksplanung für das Bauen im Bestand, in: Stahlbetonbau aktuell 2011, Goris, A.; Hegger, J. (Hrsg.), Bauwerk, S. G1-G41, 2010.

[Schnell/Loch/Zhang – 2010] Schnell, J.; Loch, M.; Zhang, N.: Umrechnung der Druckfestigkeit von zwischen 1943 und 1972 hergestellten Betonen auf charakteristische Werte, in: Bauingenieur, Band 85, Heft 12, 2010, S. 513–518.

[Schnell et al. - 2008] Schnell, J.; Fischer, A.; Loch, M.: Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau. Forschungsbericht, gefördert vom Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (Aktenzeichen: Z 6 - 10.08.18.7-06.8 / II 2-F20-06-019), 2008.

[Schnell/Fischer – 2010] Schnell, J.; Fischer, A.: Zur Anwendung abgeminderter Teilsicherheitsbeiwerte nach DAfStb-Belastungsrichtlinie, FestschriftInnovationen im Konstruktiven Ingenieurbau / Methoden - Materialien - Bauwerke zu Ehren von Professor Dr.-Ing. Michael Hirschfeld, herausgegeben von Karl Beuke und Peter Mark, Bauhaus Universität Bochum und Ruhr-Universität Bochum, 2010.

[Schnell/Fischer/Loch - 2008] Schnell, J.; Fischer, A.; Loch, M.: Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau, Schlussbericht zum BBR-Forschungsauftrag, Kaiserslautern, 2008.

[SIA 2006 - 1993]	SIA 2006 Durchführung und Interpretation der Potentialmessung an Stahlbetonbauten, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, 1993.
[Sozen/Moehle – 1990]	Sozen, M.A. und Moehle, J.-P.: Development and Lap-Splice Lengths for Deformed Reinforcing Bars in Concrete. Report to the Portland Cement Association Skokie, IL.PCA. RD Serial No. 1868, 1990.
[Steffen - 2002]	Steffen, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken, Ernst & Sohn, 2002.
[TGL 33411-01 - 1979]	TGL 33411/01: Beton und Leichtbeton - Klassifizierung, Technische Forderungen, Prüfung.
[VDI Rili 6200 - 2010]	VDI Richtlinie 6200: Standsicherheit von Bauwerken, regelmäßige Überprüfung, Febr. 2010.
[Voormann – 2005]	Voormann, F.: Von der unbewehrten Hohlsteindecke zur Spannbetondecke. Beton-und Stahlbetonbau 100, Heft 9, Verlag Ernst & Sohn, 2005.
[Wommelsdorff – 1974]	Wommelsdorff, O. Stahlbetonbau; Bemessung und Konstruktion, Teil 1: Biegebeanspruchte Bauteile. Werner-Verlag, 3. Auflage, Düsseldorf, 1974.
[Wommelsdorff – 1993]	Wommelsdorff, O. Stahlbetonbau; Bemessung und Konstruktion, Teil 2: Stützen und Sondergebiete des Stahlbetonbaus, 5. Auflage, Düsseldorf, 1993.
[Wommelsdorff – 2008]	Wommelsdorff, O. Stahlbetonbau; Bemessung und Konstruktion, Teil 1: Biegebeanspruchte Bauteile. Werner-Verlag, 9. Auflage, Köln, 2008.
[Wommelsdorff – 2009]	Wommelsdorff, O. Stahlbetonbau; Bemessung und Konstruktion, Teil 2: Stützen und Sondergebiete des Stahlbetonbaus, 8. Auflage, Köln, 2009.

Anlage 1

Versuchskörper A-I: schrittweise Entwicklung des Rissbildes an beiden Auflagern und Gesamtrissbild im Bruchzustand

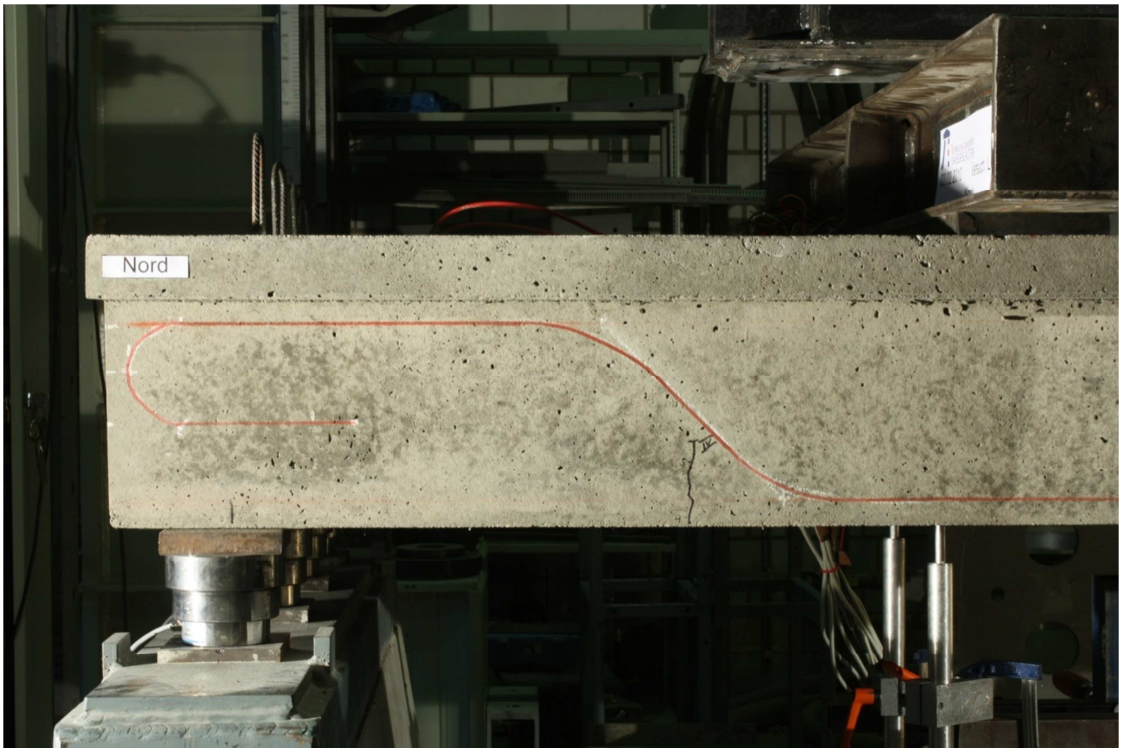


Abb. 9-1: Rippe D Nord, Laststufe 4

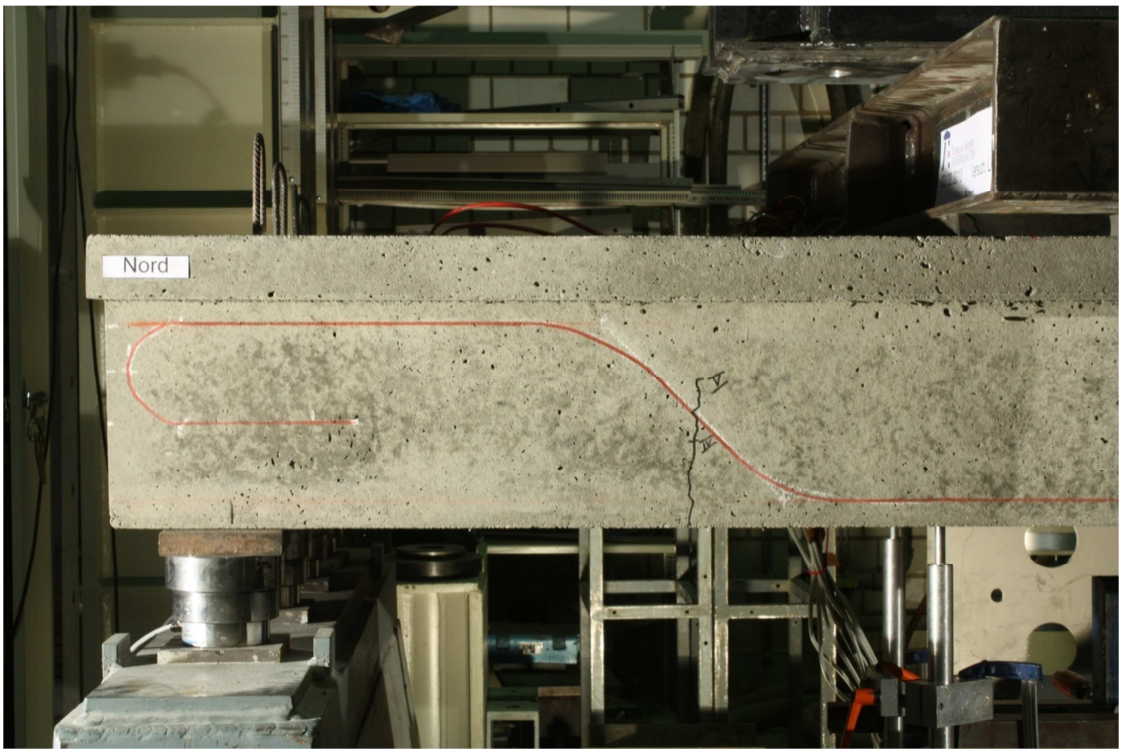


Abb. 9-2: Rippe D Nord, Laststufe 5

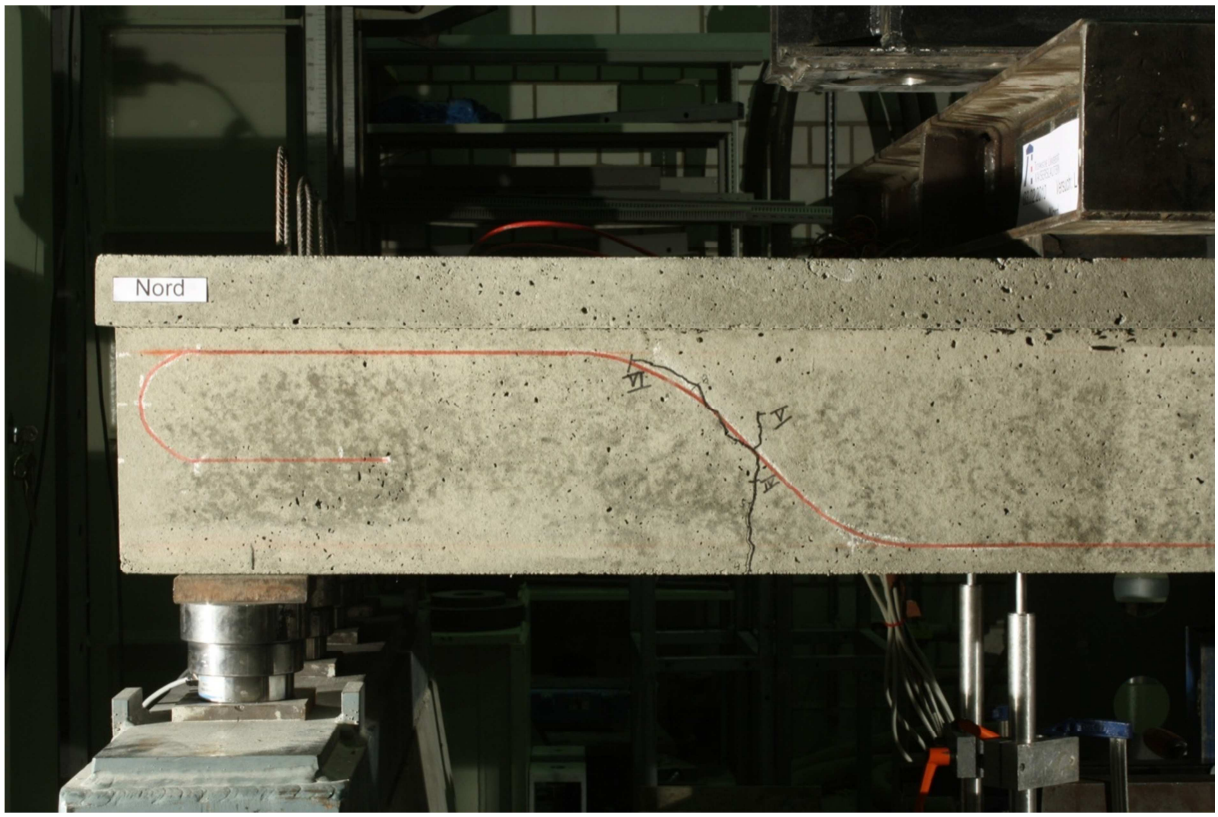


Abb. 9-3: Rippe D Nord, Laststufe 6

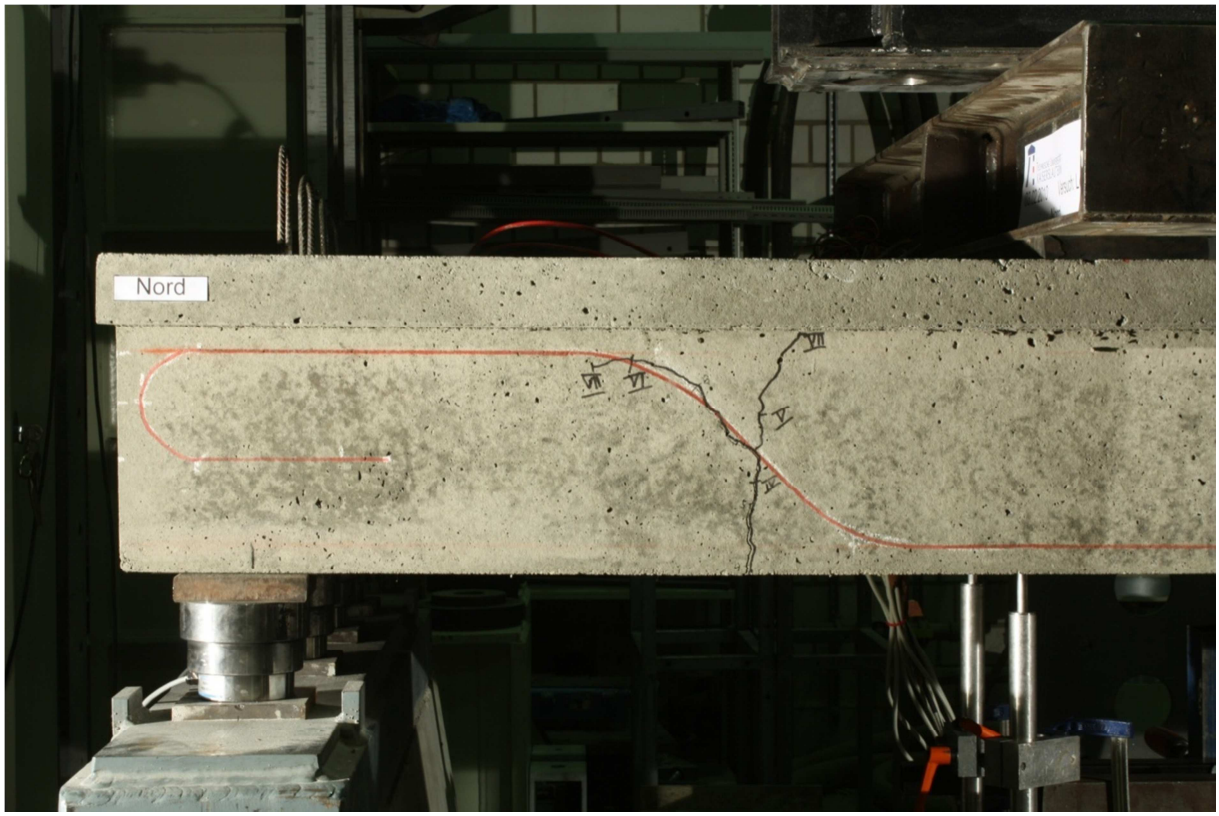


Abb. 9-4: Rippe D Nord, Laststufe 7

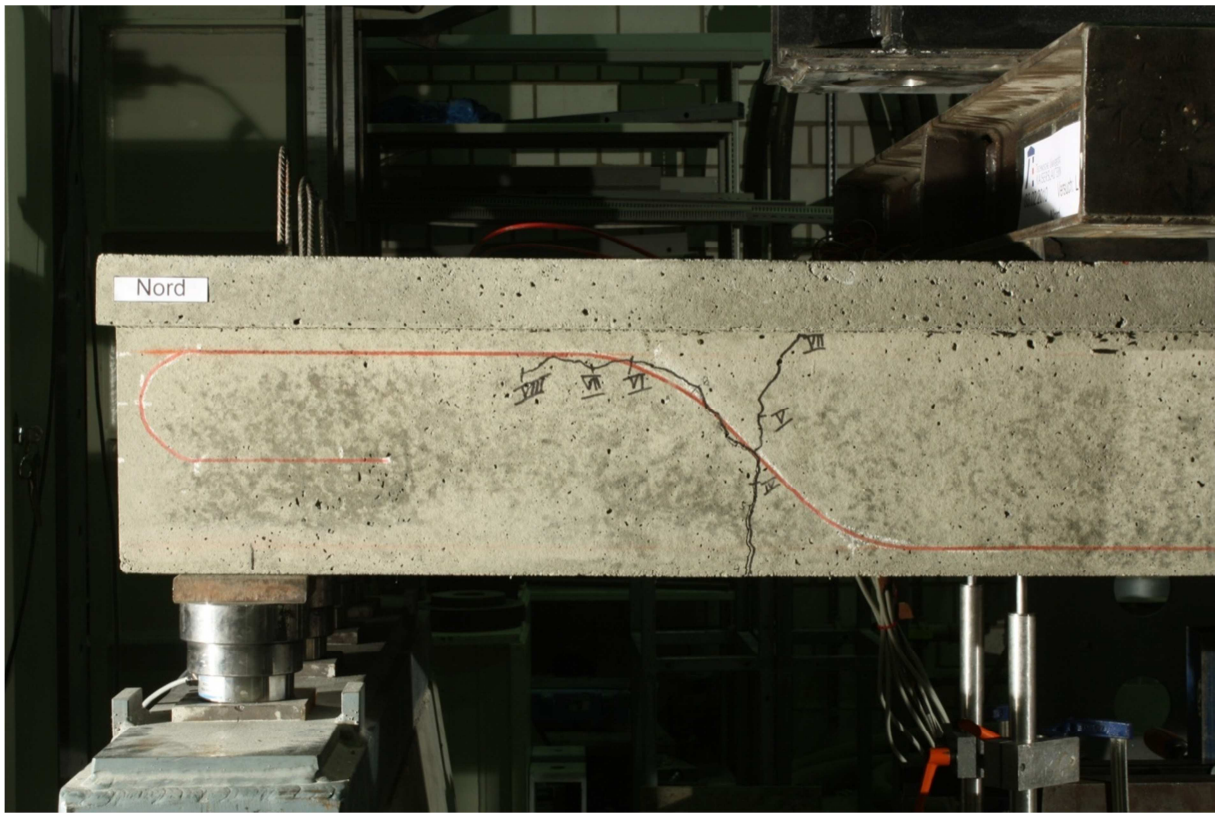


Abb. 9-5: Rippe D Nord, Laststufe 8



Abb. 9-6: Rippe D Süd, Laststufe 4



Abb. 9-7: Rippe D Süd, Laststufe 5



Abb. 9-8: Rippe D Süd, Laststufe 6



Abb. 9-9: Rippe D Süd, Laststufe 7



Abb. 9-10: Rippe D Süd, Laststufe 8



Abb. 9-11: Untersicht Versuchskörper A-I, abgeschlossenes Rissbild



Abb. 9-12: Untersicht Versuchskörper A-I, abgeschlossenes Rissbild

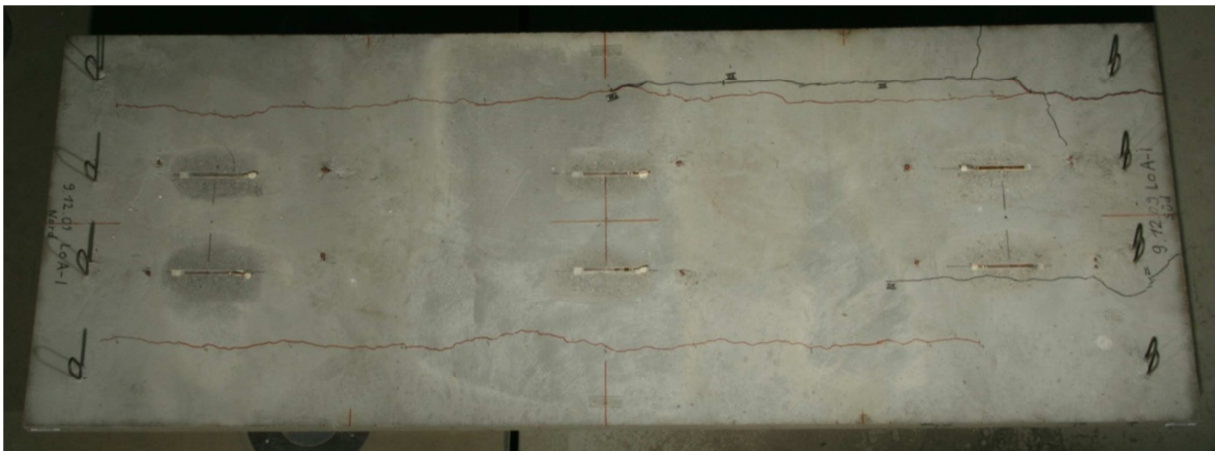


Abb. 9-13: Draufsicht Versuchskörper A-I, abgeschlossenes Rissbild

Anlage 2

Versuchskörper B-III-2: schrittweise Entwicklung des Rissbildes an beiden Auflagern

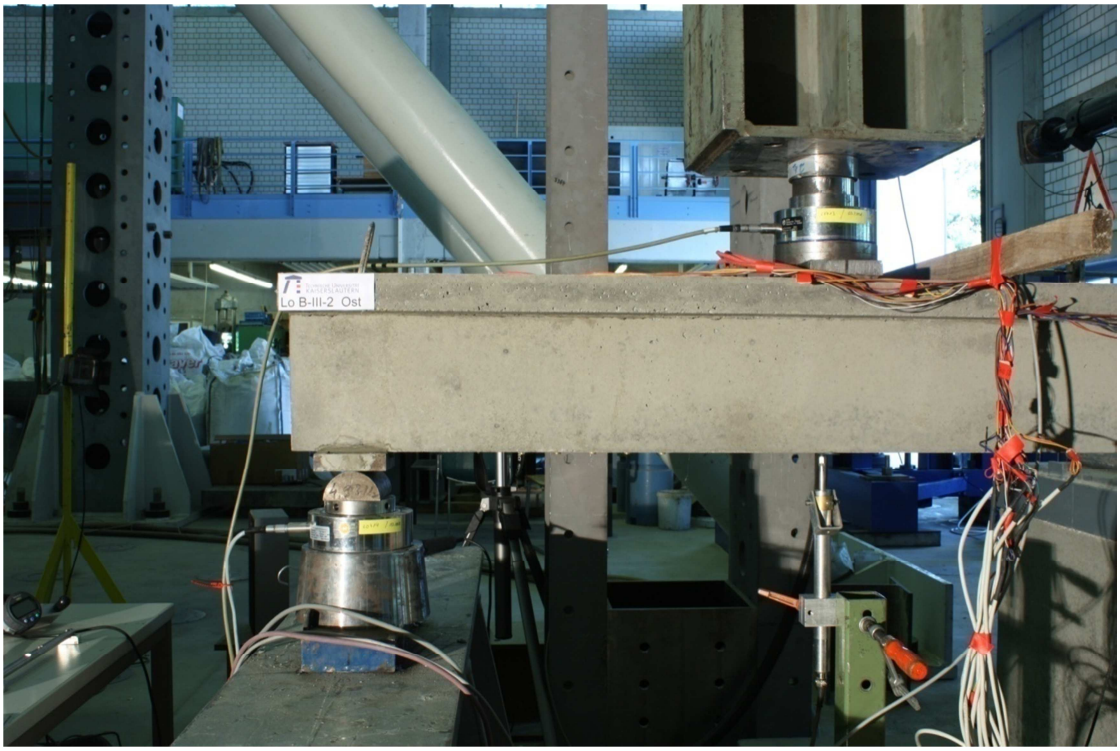


Abb. 9-14: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Ostseite)

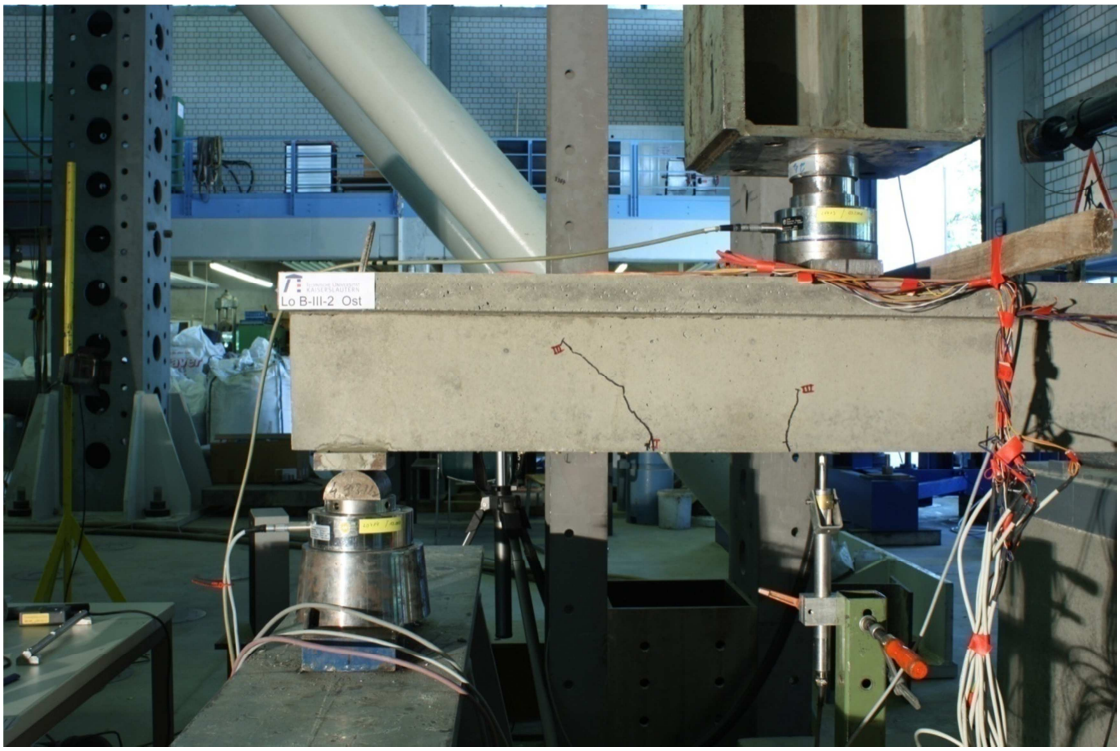


Abb. 9-15: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Ostseite)

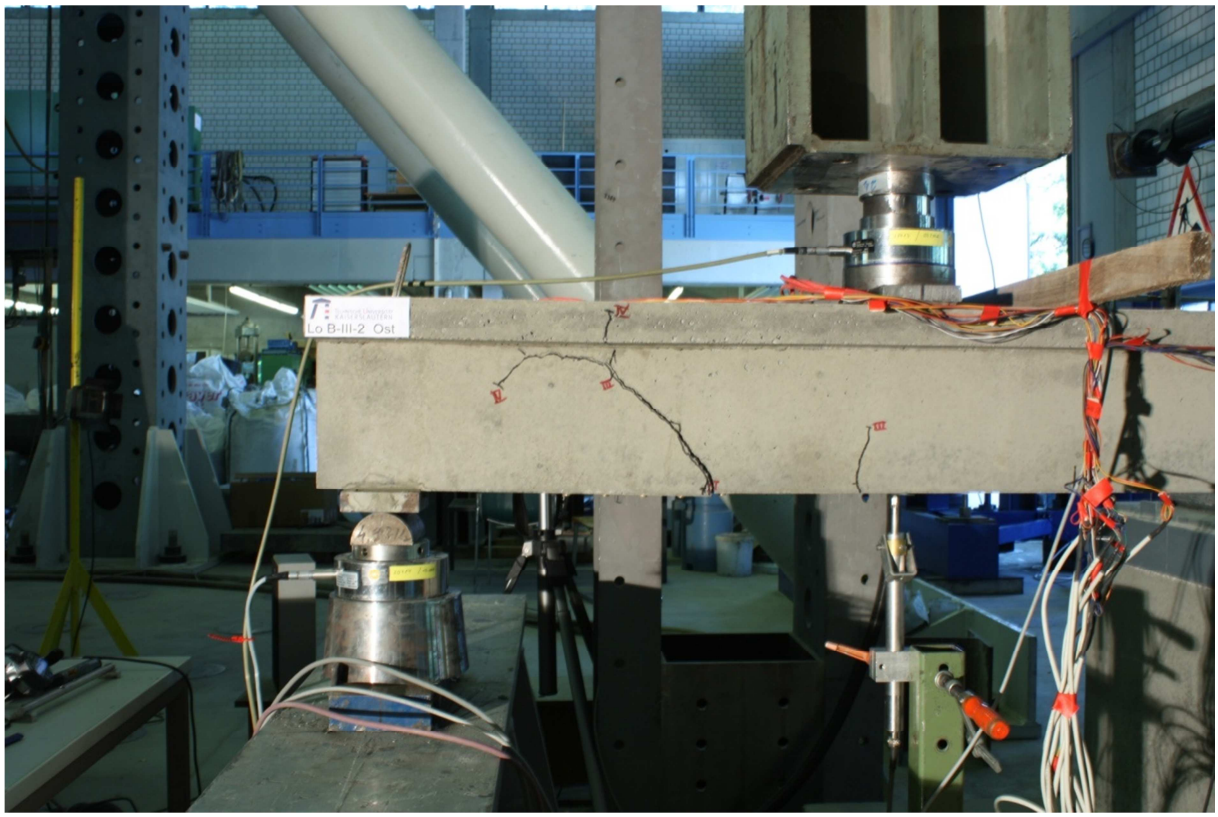


Abb. 9-16: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Ostseite)

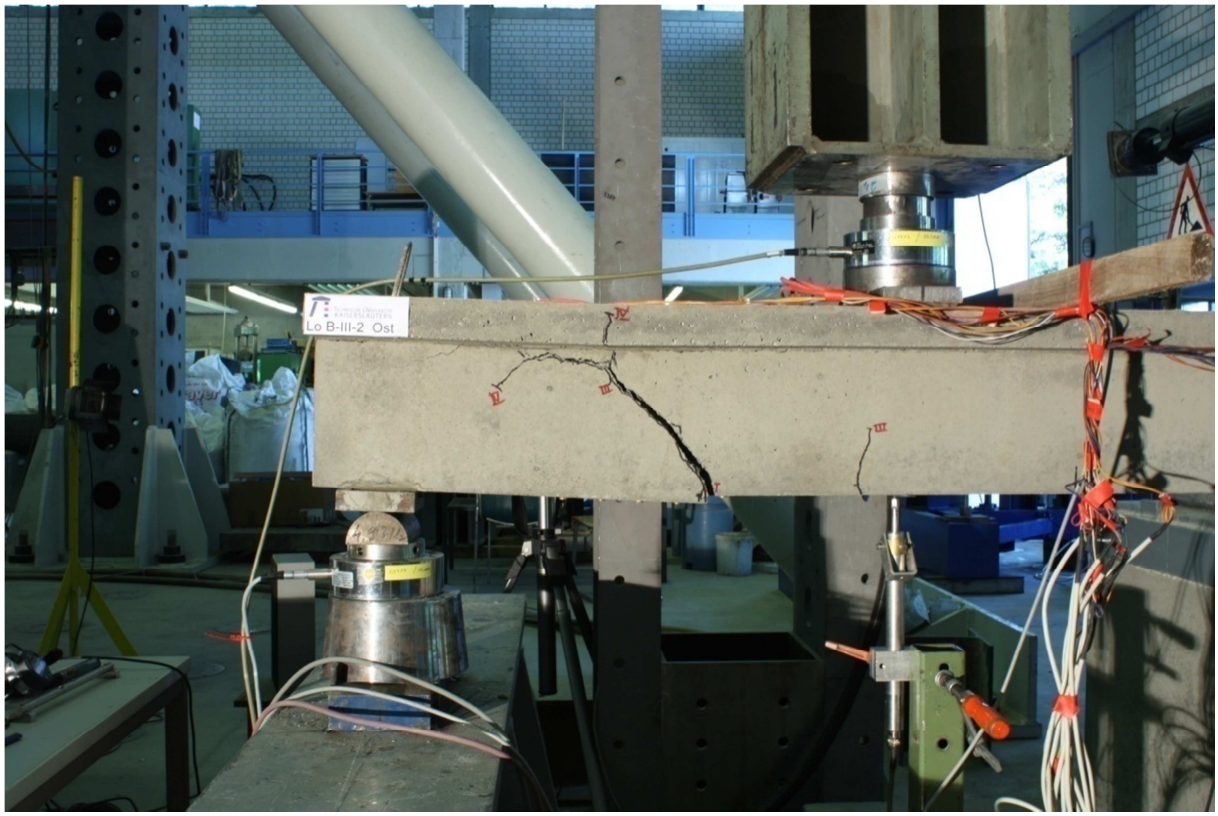


Abb. 9-17: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Ostseite)

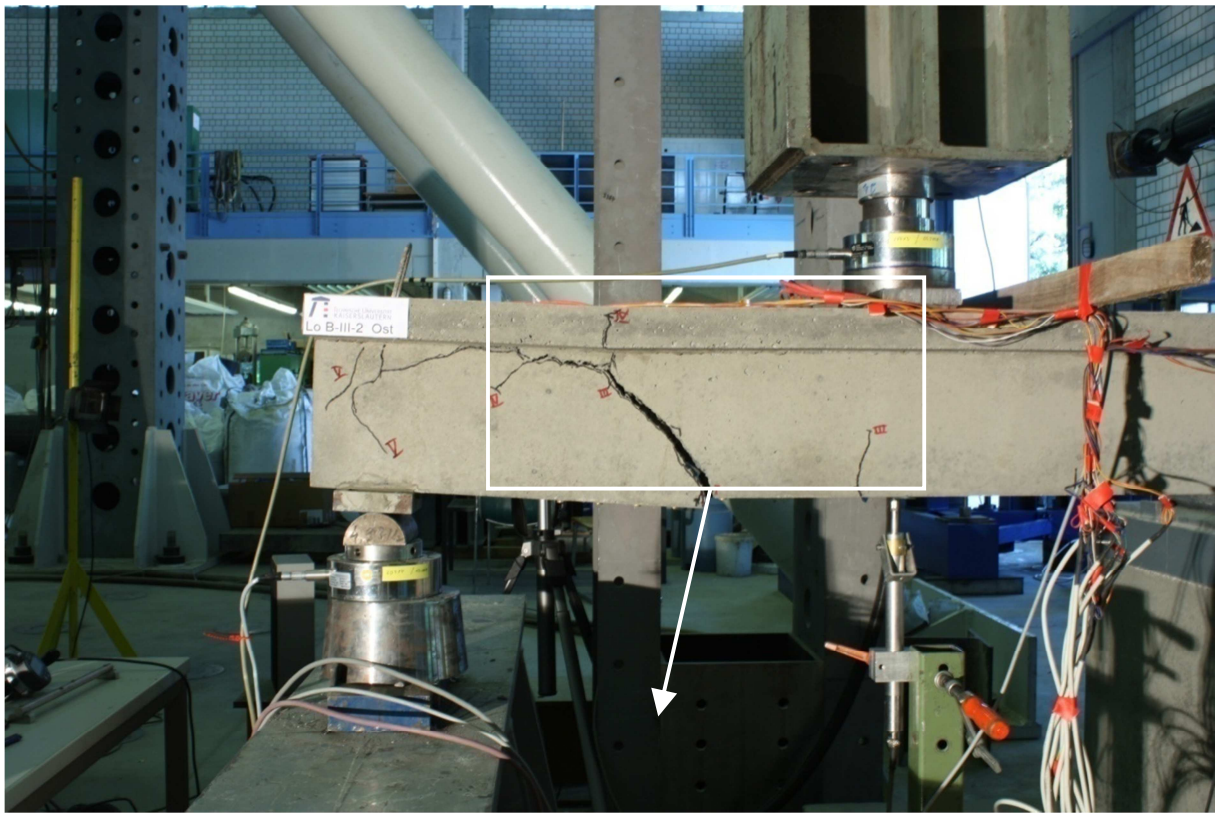


Abb. 9-18: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Ostseite)

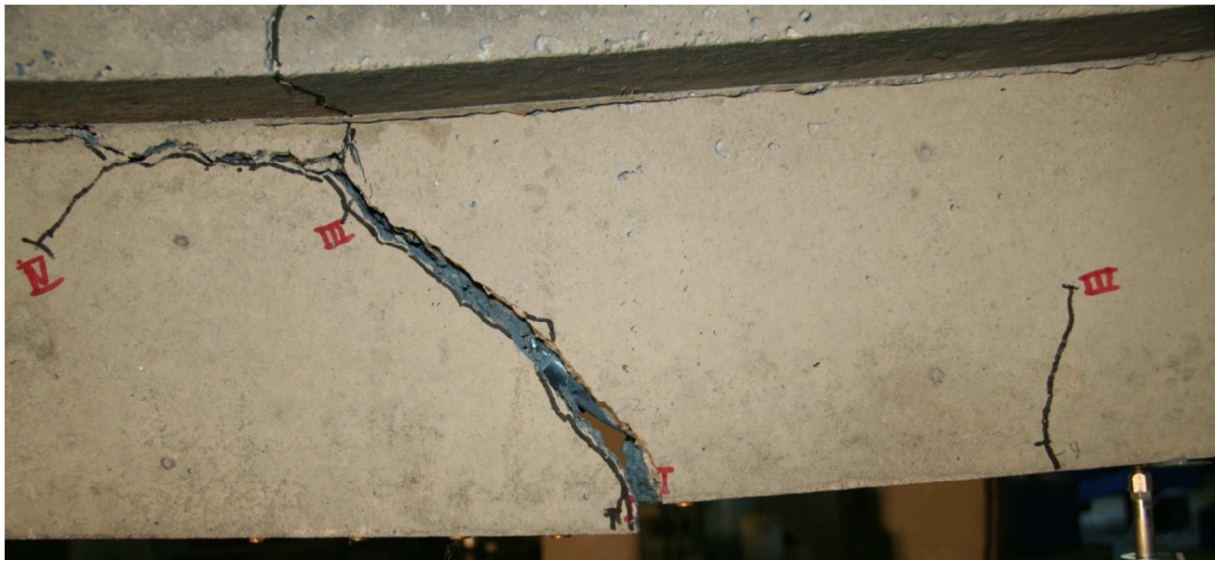


Abb. 9-19: Detail Auflager Süd (Ostseite), Versuch B-III-2

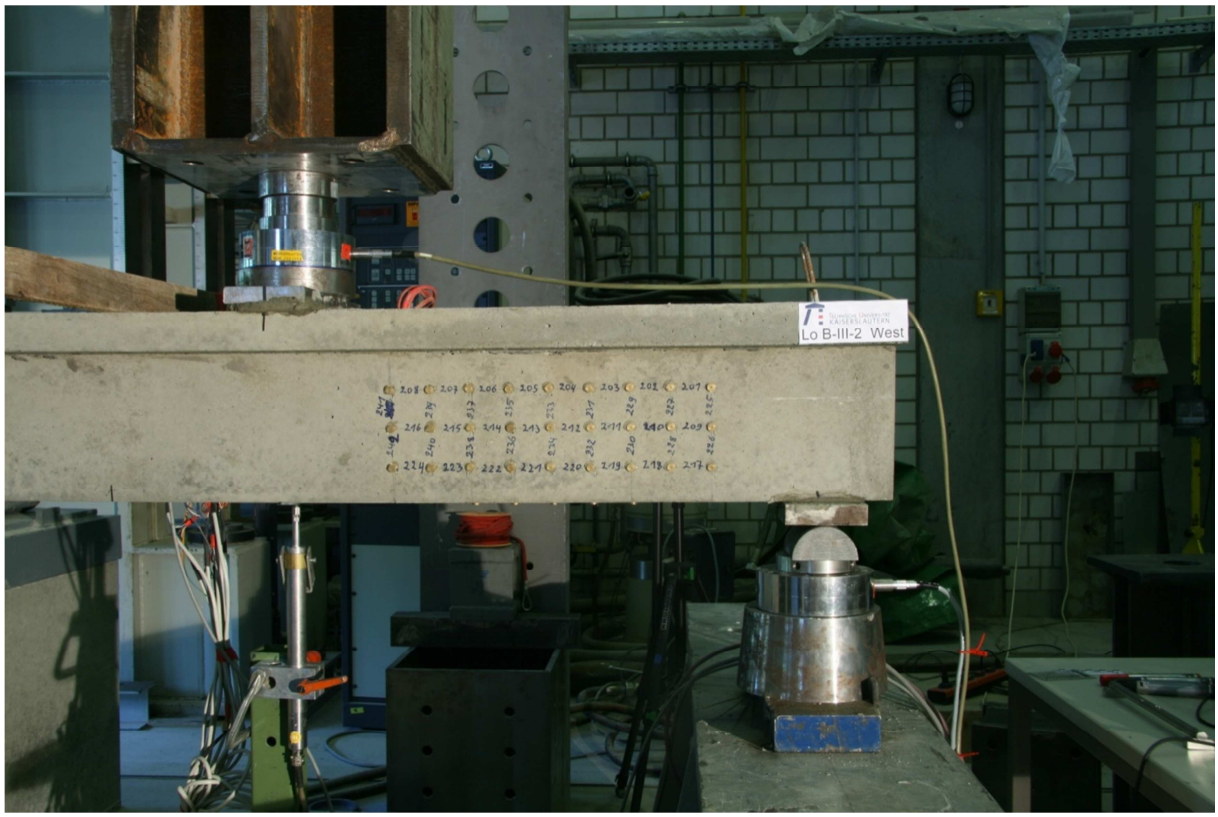


Abb. 9-20: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Westseite)

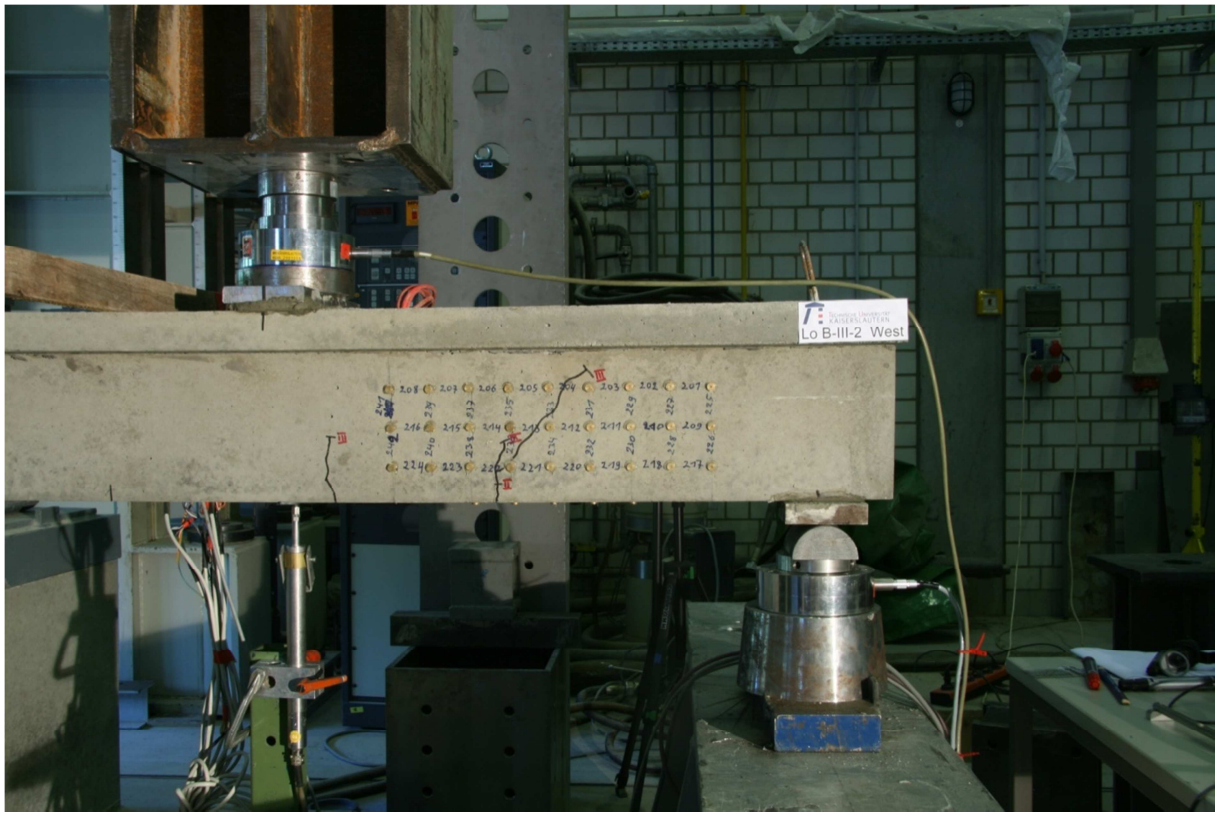


Abb. 9-21: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Westseite)

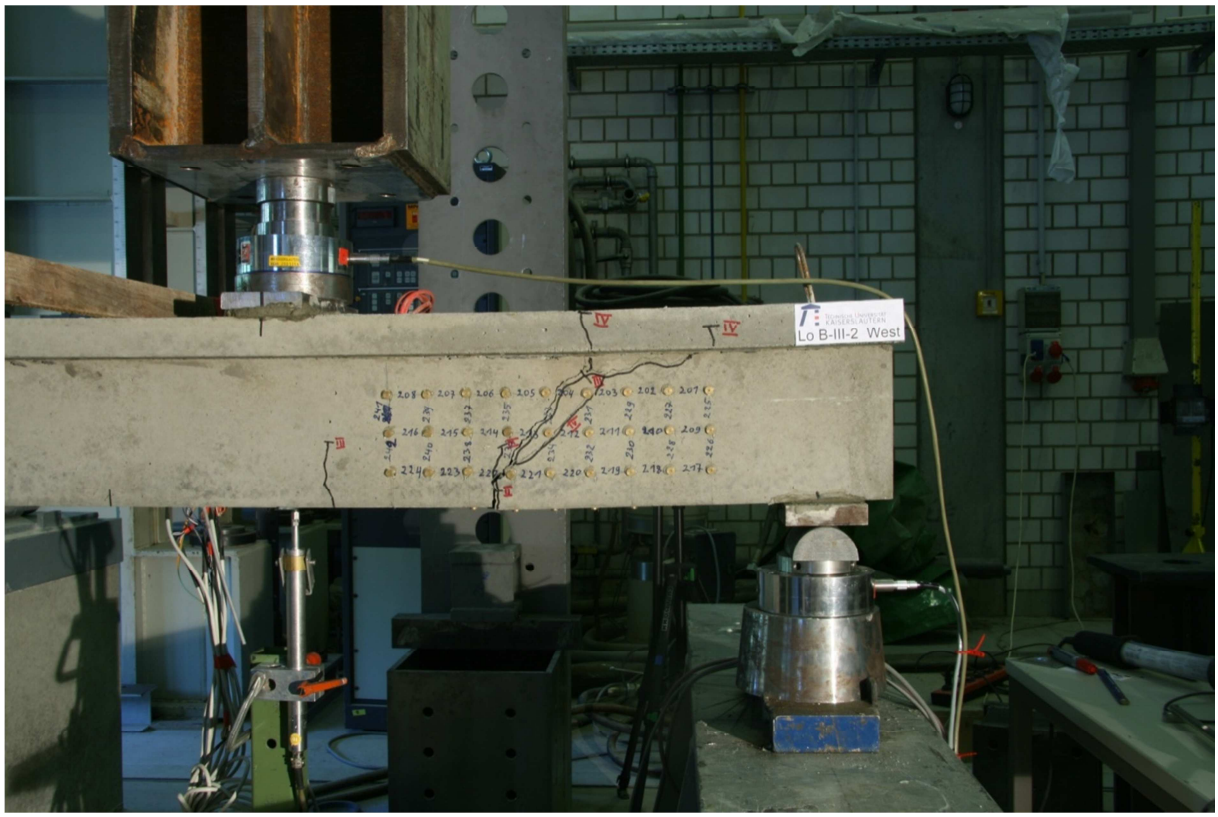


Abb. 9-22: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Westseite)

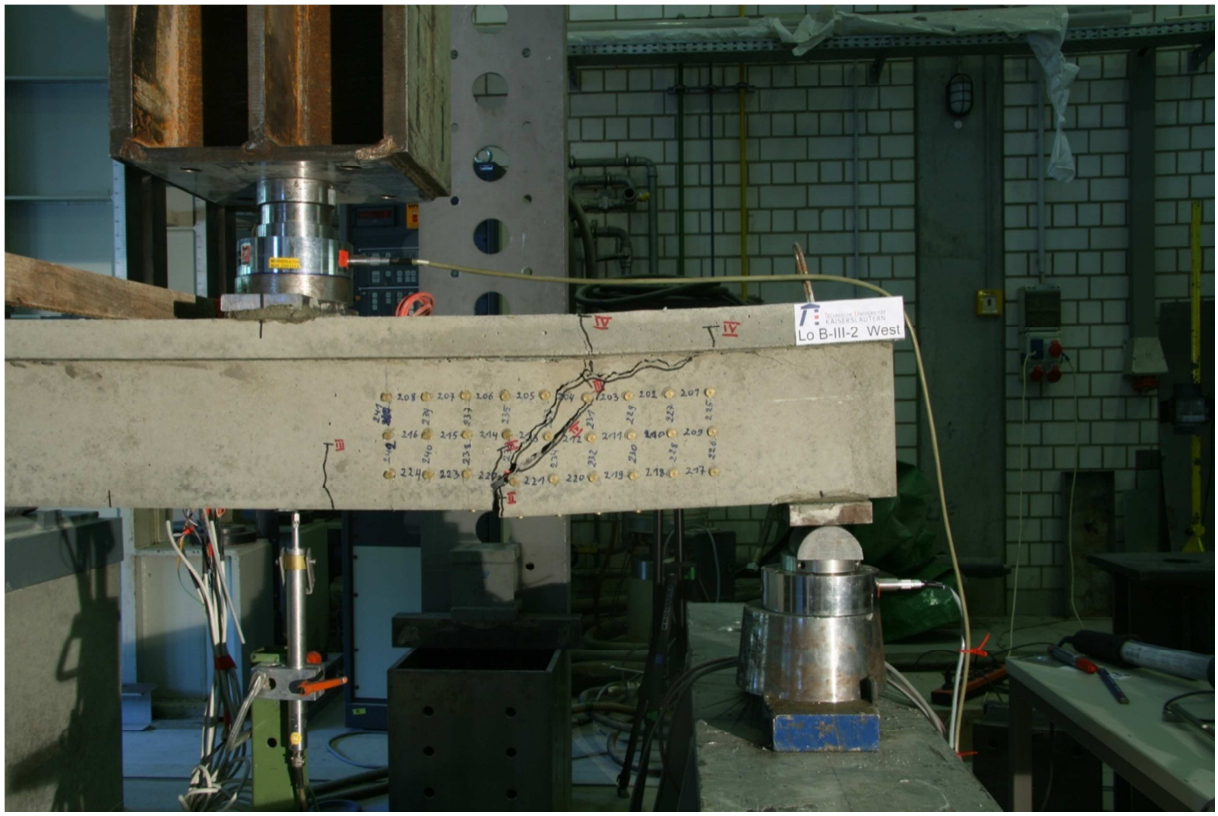


Abb. 9-23: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Westseite)

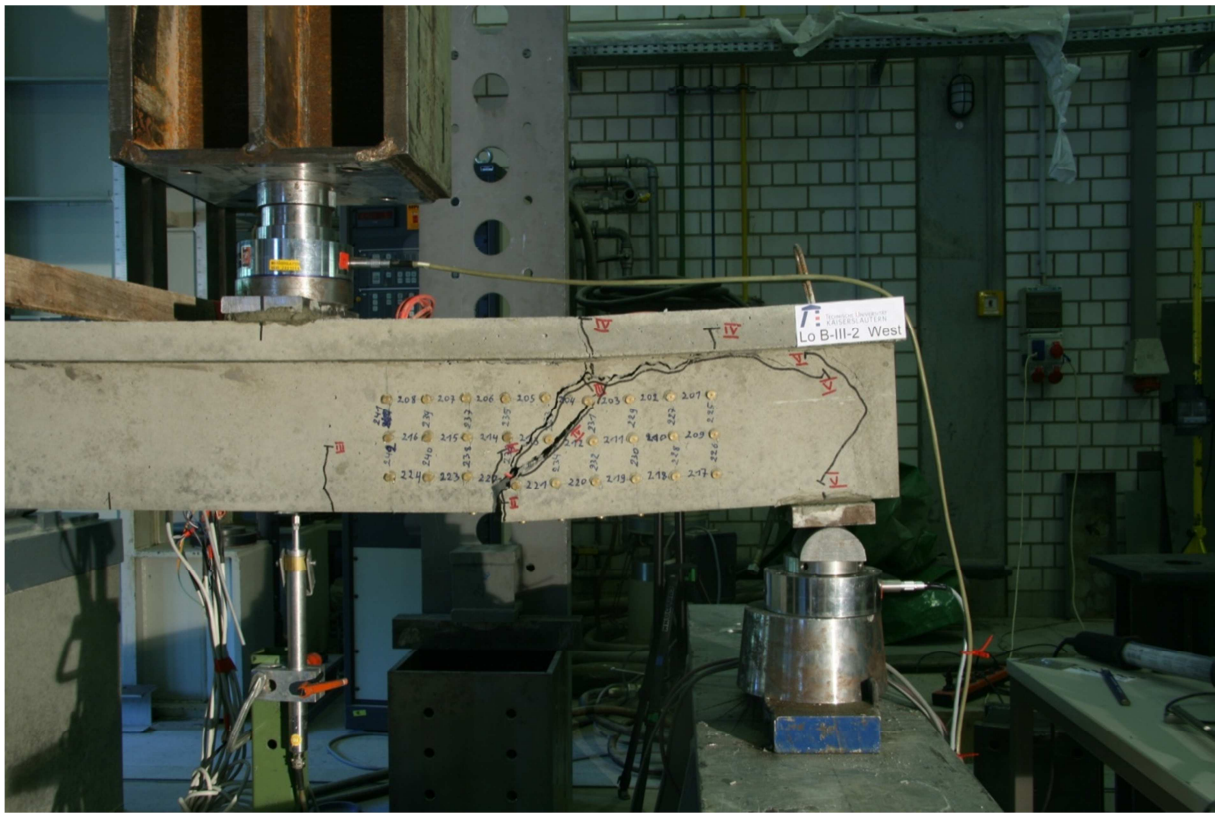


Abb. 9-24: Versuch B-III-2, Auflager Süd (Westseite)

Anlage 3

Abbildung der Querkraft-/Verformungsdiagramme der durchgeführten Versuche

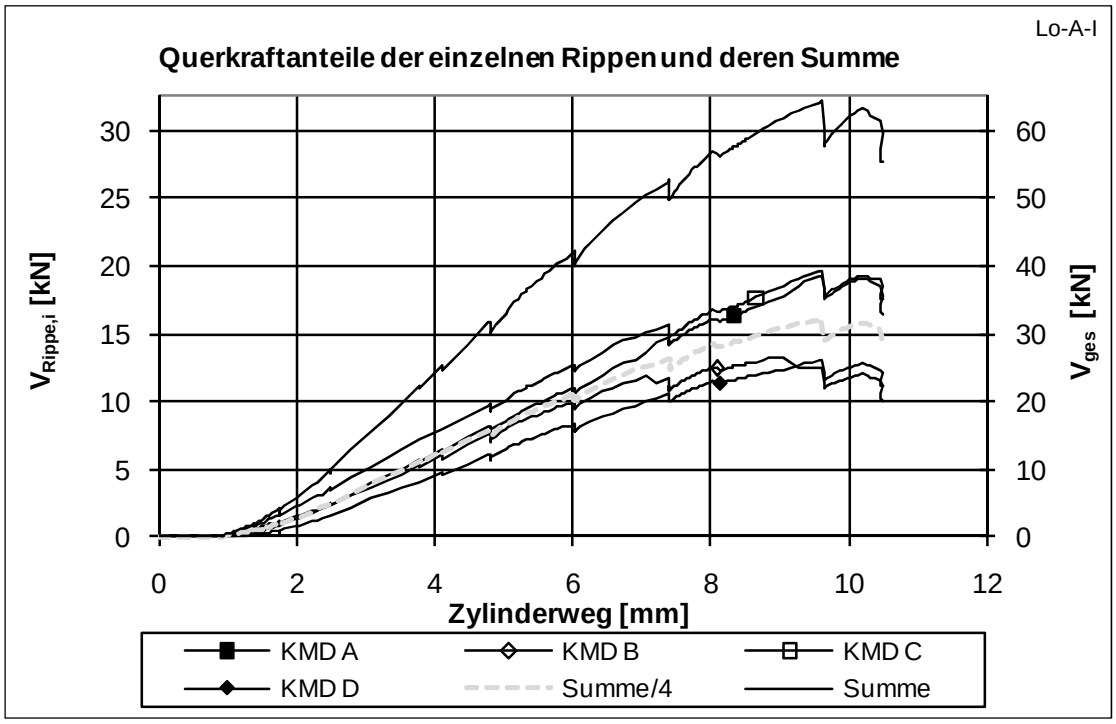


Abb. 9-25: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-A-I

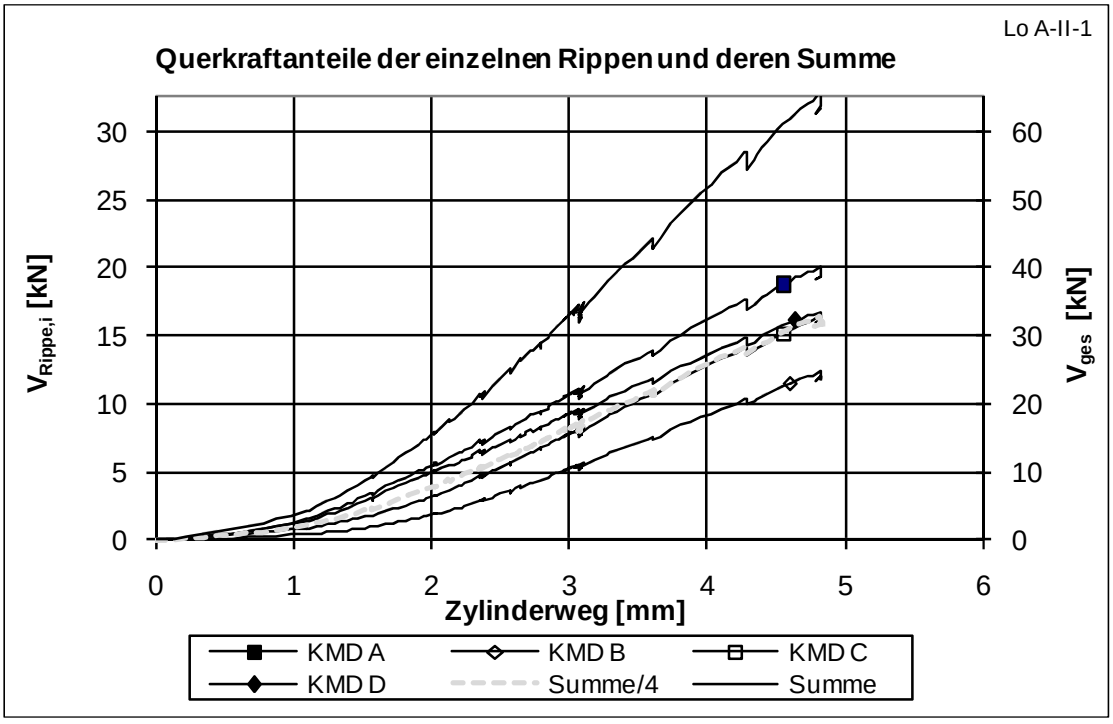


Abb. 9-26: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-A-II-1

Versuchs Lo –A-II-1 wurde nochmals belastet und versagte dann endgültig bei 99 kN.

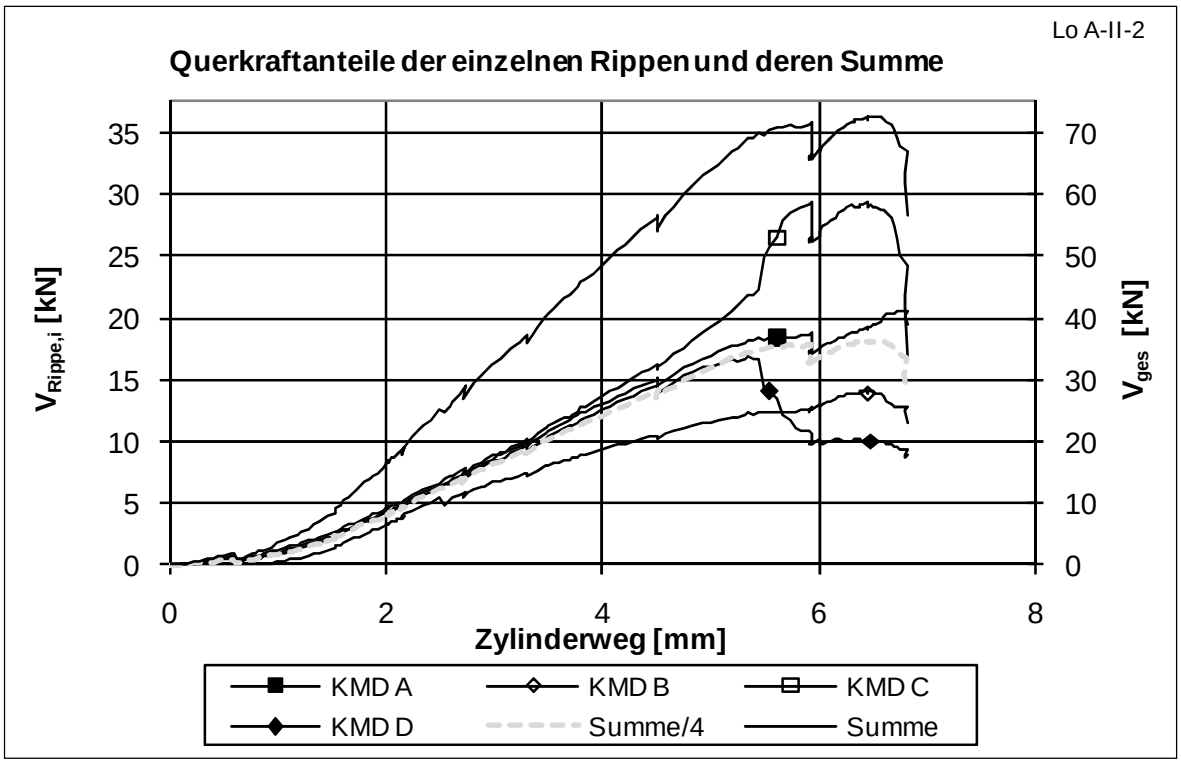


Abb. 9-27: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-A-II-2

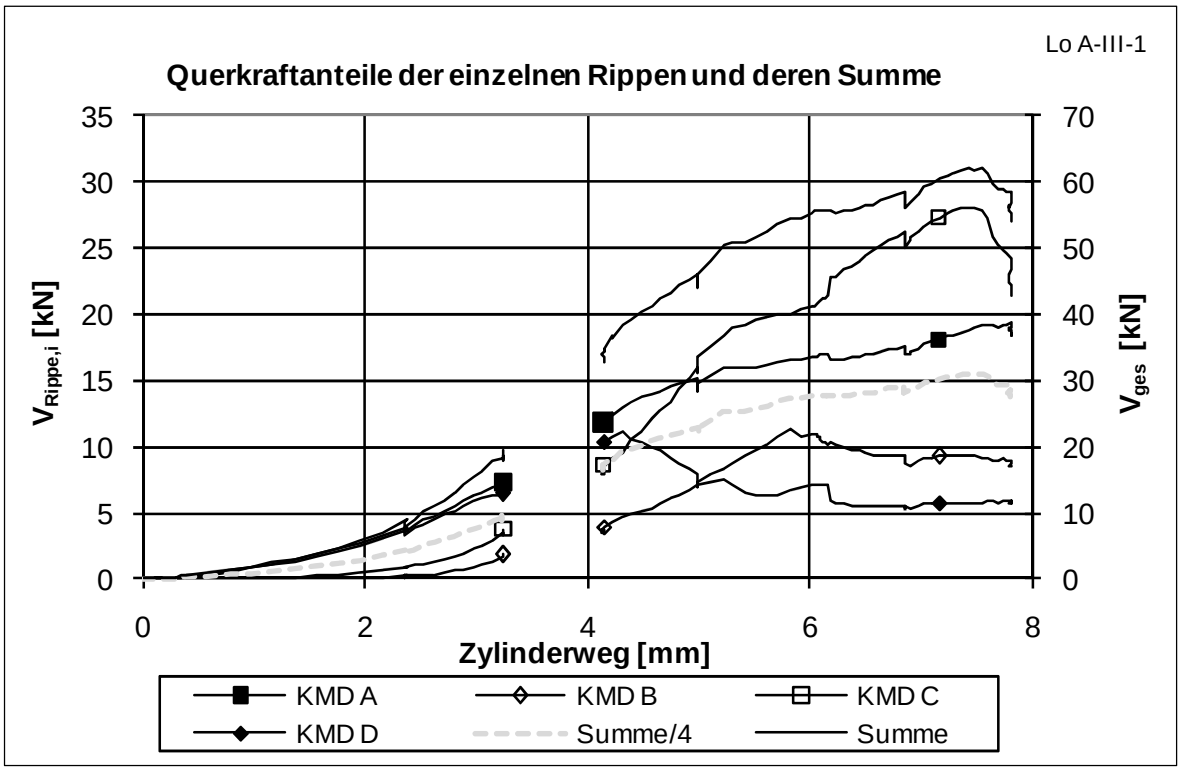


Abb. 9-28: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-A-III-1

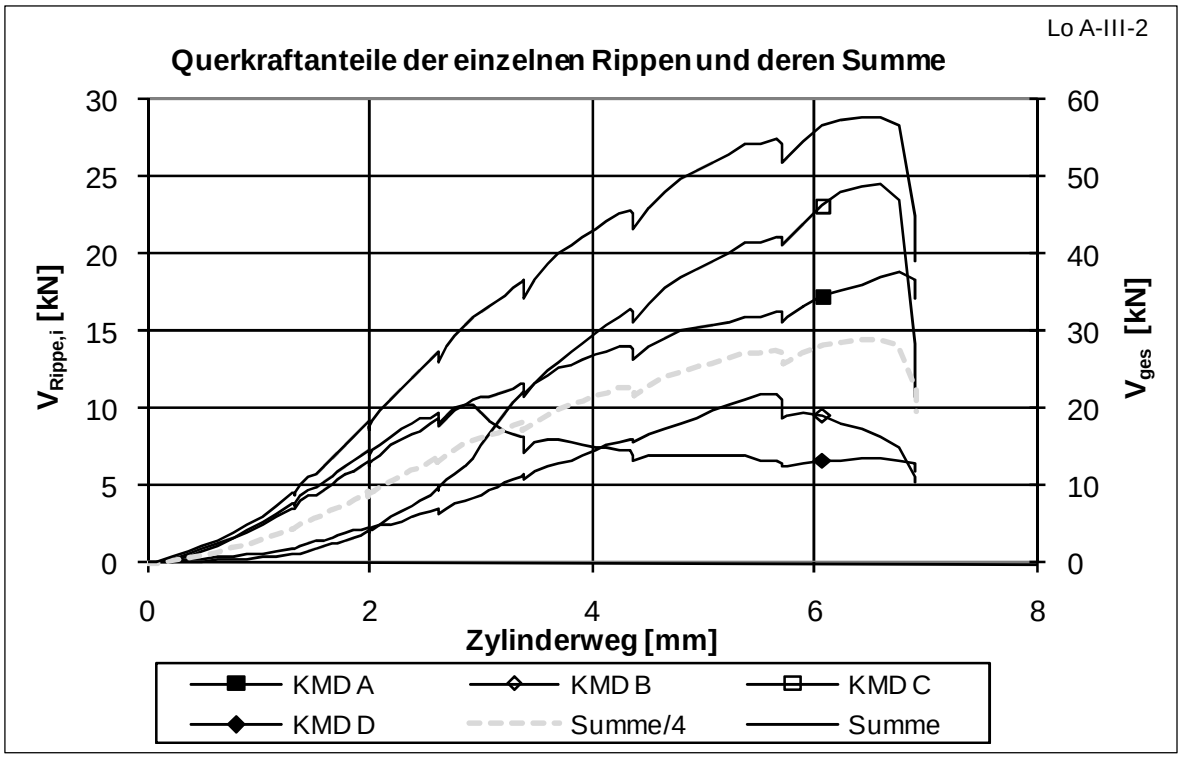


Abb. 9-29: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-A-III-2

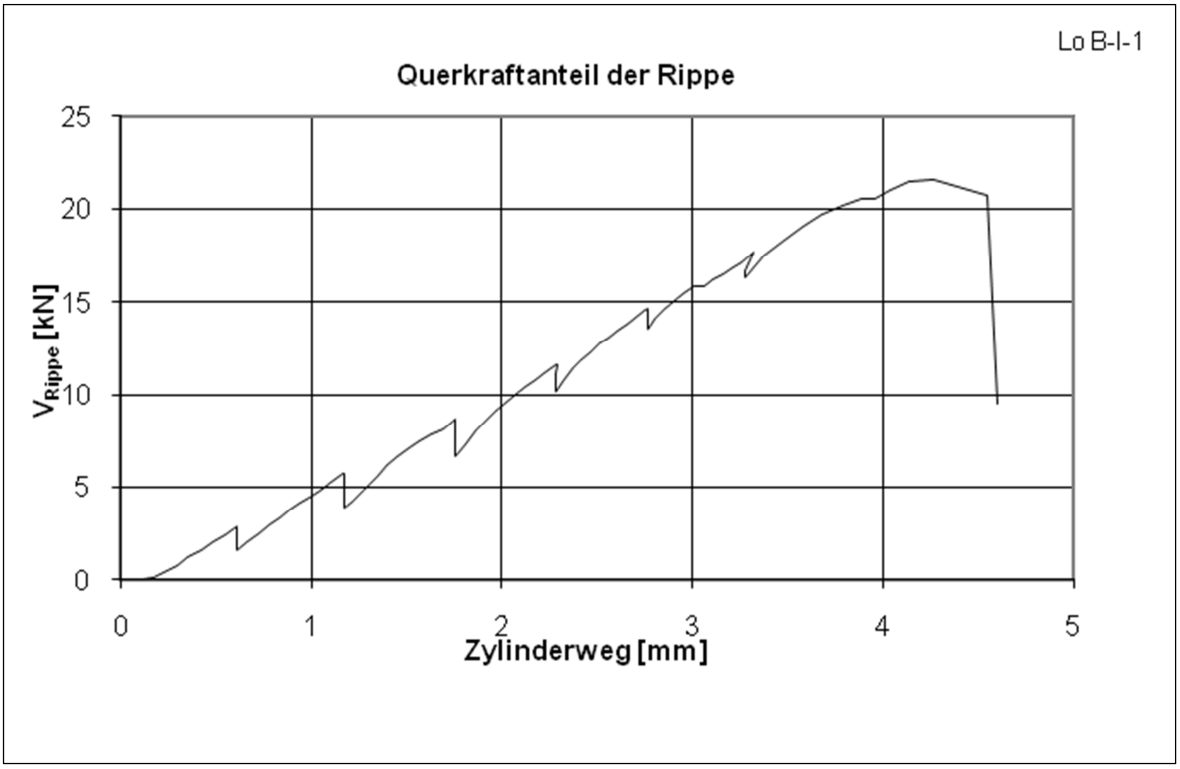


Abb. 9-30: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-B-I-1

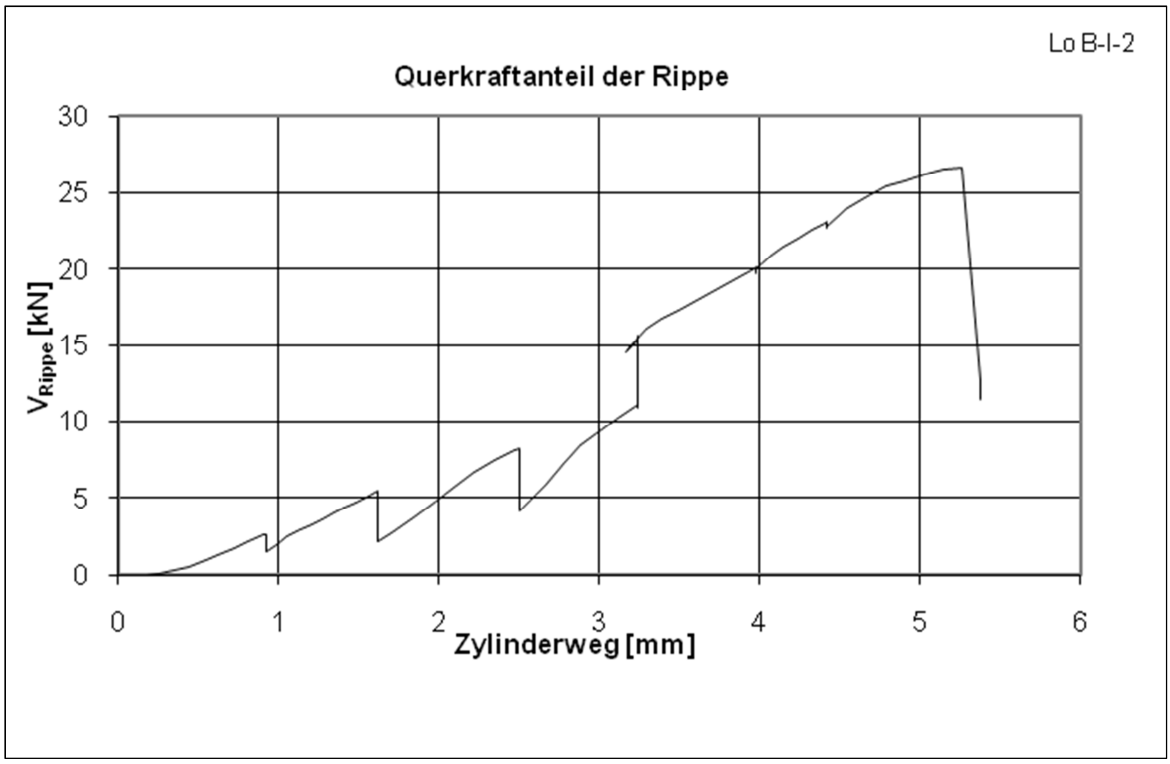


Abb. 9-31: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-B-I-2

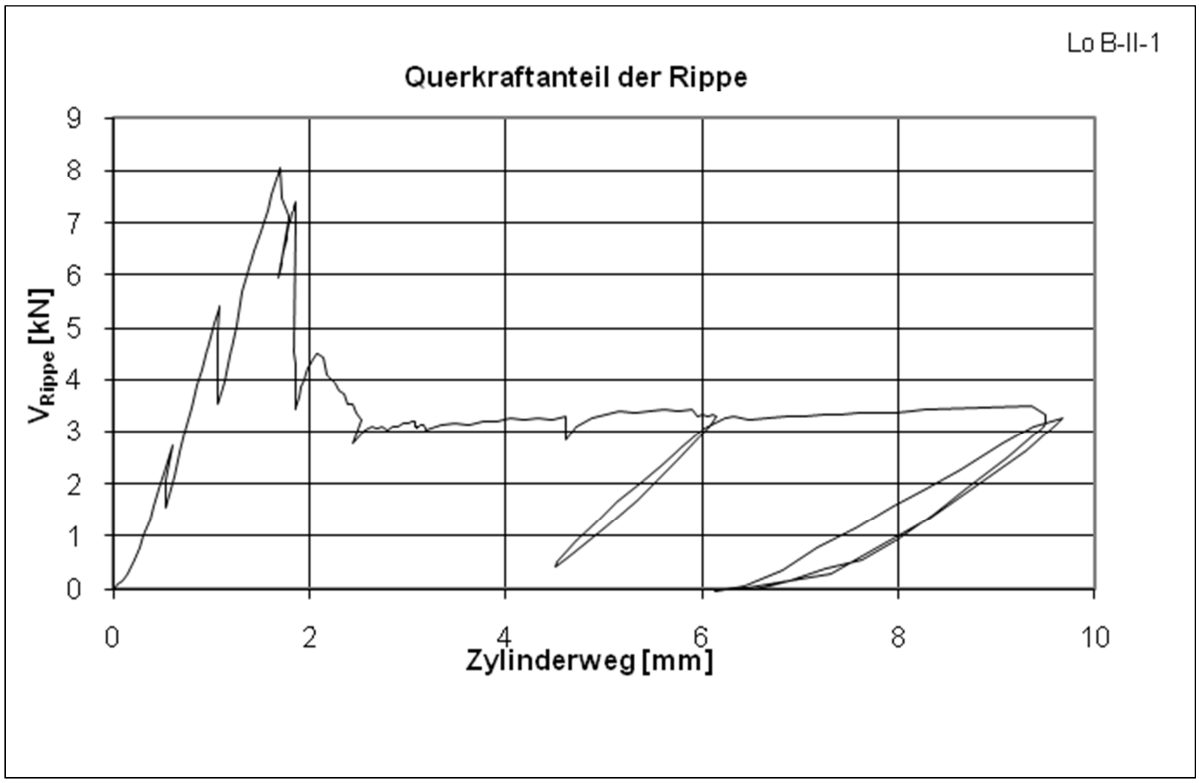


Abb. 9-32: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-B-II-1

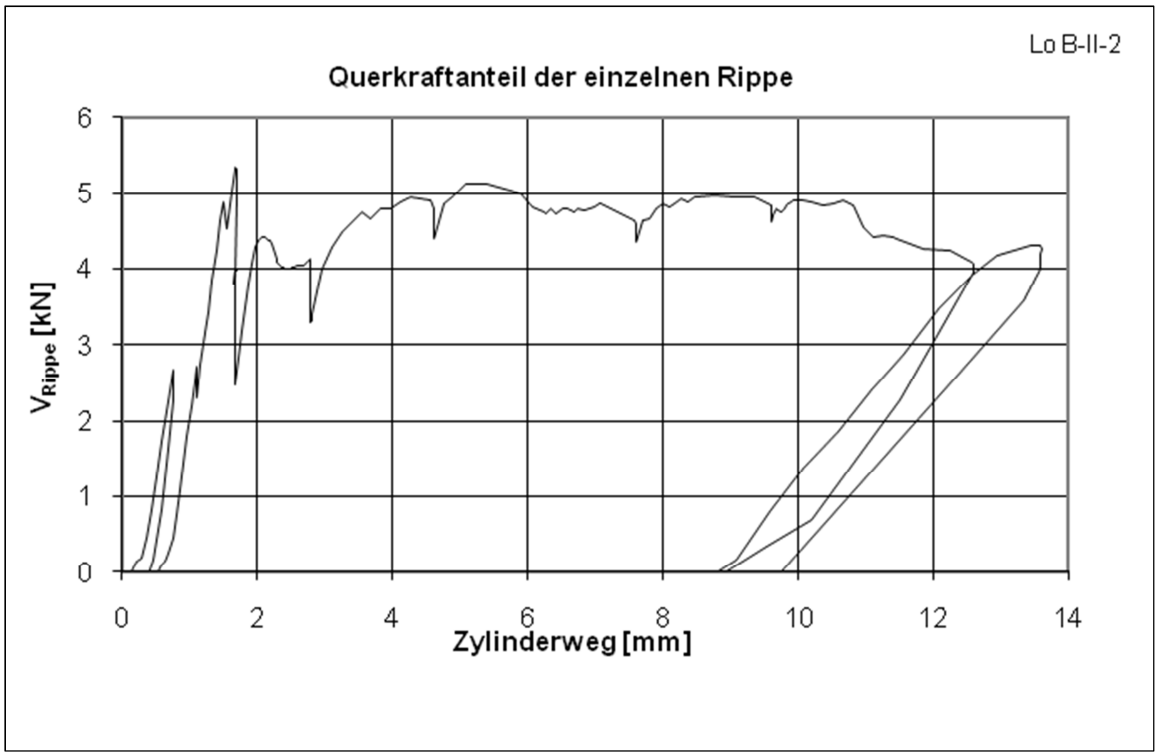


Abb. 9-33: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-B-II-2

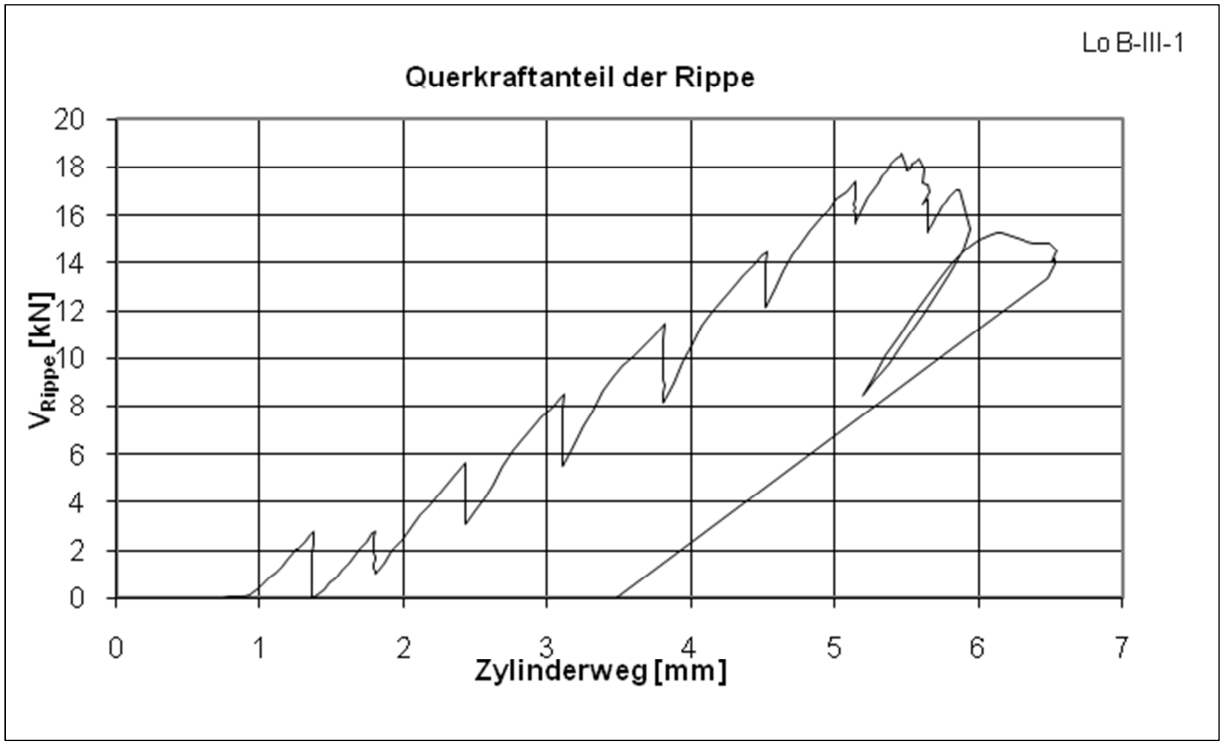


Abb. 9-34: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-B-III-1

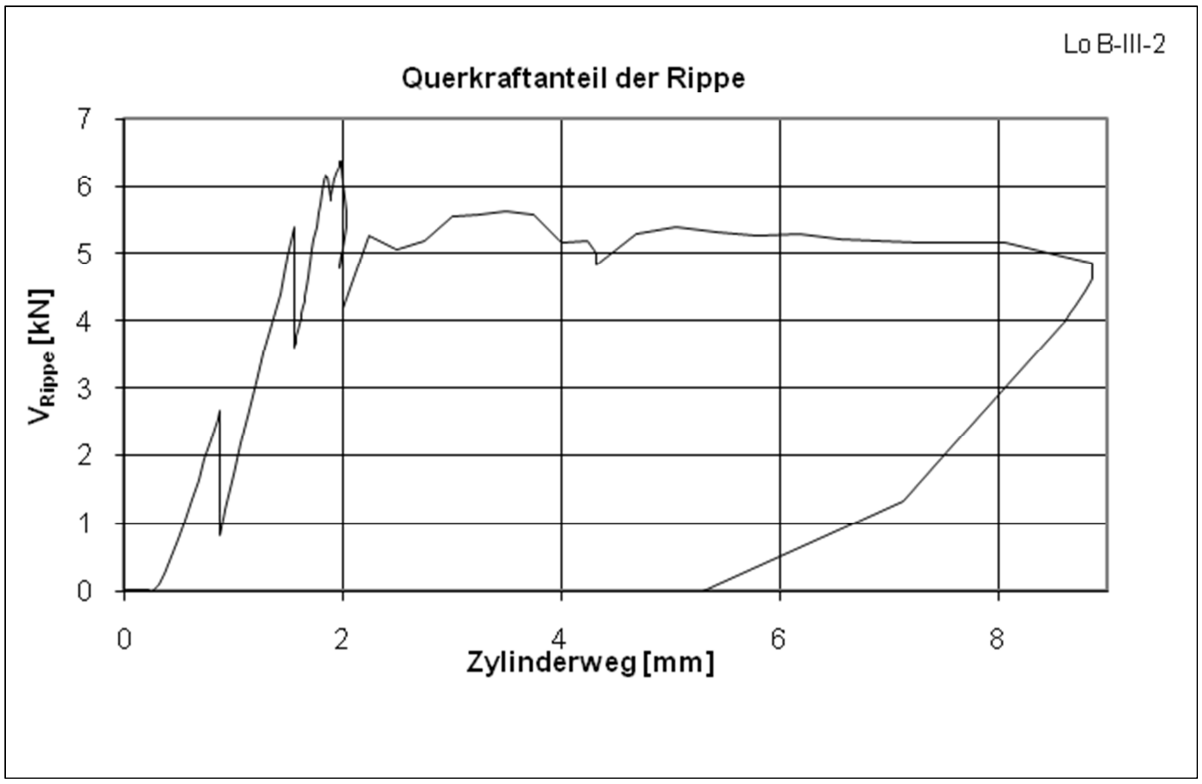


Abb. 9-35: Querkraft –Verformungsdiagramm Versuch LO-B-III-2