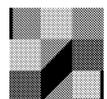


Jürgen Schnell, Alexander Fischer, Markus Loch

**Anwendung von  
Teilsicherheitsbeiwerten auf  
Bestandsbauten im Hochbau**



## F 2719

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlußberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2009

ISBN 978-3-8167-8043-4

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

### **Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

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

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

[www.irb.fraunhofer.de/tauforschung](http://www.irb.fraunhofer.de/tauforschung)

## **Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau**

### **-Abschlussbericht-**

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln des  
Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung (BBR)  
gefördert.

(Aktenzeichen: Z 6 – 10.08.18.7 – 06.8 / II 2 – F20-06-019)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

Projektleiter: Prof.-Dr.-Ing. Jürgen Schnell  
Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. Alexander Fischer  
Dipl.-Ing. Markus Loch

Kaiserslautern August 2008

---

**Inhalt**

<b>1. Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1. Begründung des Forschungsprojekts	1
1.2. Ziele und Vorgehensweise des Forschungsprojekts	2
1.3. Umsetzung in die Baupraxis	4
1.4. Danksagung	5
<b>2. Zuordnung historischer Baustoffkennwerte in aktuell gültige Kennwerte</b>	<b>7</b>
2.1. Allgemein	7
2.1.1. Vorgehensweise	7
2.1.2. Statistische Grundlagen zur Bestimmung von Quantilwerten	8
2.1.2.1. Statistische Kennwerte	8
2.1.2.2. Bestimmung der p-Quantile für Normalverteilung	9
2.1.2.3. Bestimmung der p-Quantile für logarithmische Normalverteilung	12
2.1.2.4. Stichprobenumfang n	13
2.2. Beton	14
2.2.1. Charakteristische Betondruckfestigkeit nach DIN 1045-1; 2001-07	14
2.2.2. Aktuelle Prüfbedingungen zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit	14
2.2.3. Erscheinungsverlauf der Fassungen von Bestimmungen, Normen und Standards bezüglich der Betondruckfestigkeit	15
2.2.4. Umrechnung von Betondruckfestigkeiten aus Vorgängernormen	17
2.2.4.1. Prüfkörperformen	18
2.2.4.2. Lagerungsbedingungen der Prüfkörper	20
2.2.4.3. Prüfungszeitpunkt	21
2.2.4.4. Belastungsgeschwindigkeit bei Betondruckprüfungen	21
2.2.5. Statistische Kenngrößen der Betondruckfestigkeit	23
2.2.5.1. Verteilungsfunktion der Betondruckfestigkeit	23
2.2.5.2. Standardabweichung und Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit	23
2.2.5.3. Umrechnungstabellen	26
2.3. Betonstahl	32
2.3.1. Anforderungen an Betonstähle gemäß <i>DIN 1045-1; 2001-07</i>	32
2.3.2. Aktuelle Normenwerke für Betonstahl	34
2.3.2.1. Aktuelle Prüfbedingungen für Betonstabstahl	35
2.3.2.2. Aktuelle Prüfbedingungen für Betonstahlmatten	38
2.3.3. Erscheinungsverlauf der Fassungen von Bestimmungen, Normen und Standards bezüglich der mechanischen Eigenschaften von Betonstählen	39
2.3.4. Vergleich zwischen den Prüfbedingungen des früheren und aktuellen Normenwerks	42
2.3.4.1. Allgemein	42
2.3.4.2. Prüfgeschwindigkeit	43

2.3.4.3. Ermittlung der Festigkeitseigenschaften	43
2.3.4.4. Beziehung zwischen Bruchdehnung $A_{10}$ und Gesamtdehnung unter Höchstkraft $A_{gt}$	44
2.3.5. Statistische Kennwerte von Betonstahl	45
2.3.5.1. Betonstähle vor 1972	45
2.3.5.2. Betonstähle ab 1972	47
2.3.6. Charakteristische Materialeigenschaften von Betonstählen	49
2.3.6.1. Betonstabstahl	50
2.3.6.2. Betonformstahl mit Zulassung	51
2.3.6.3. Betonstahlmatten	52
<b>3. Bemessungsfälle</b>	<b>53</b>
3.1. Informationen aus Planungs- und Errichtungsphase vorhanden:	53
3.2. Keine oder nur unzureichende Informationen aus Planungs- und Errichtungsphase vorhanden:	53
<b>4. Besonderheiten der Zuverlässigkeitsanalyse beim Bauen im Bestand</b>	<b>54</b>
<b>5. Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen im Bauwesen</b>	<b>55</b>
5.1. Vorbemerkung	55
5.2. Einführung	55
5.3. Tragwerkszuverlässigkeit	58
5.3.1. Geschichtliche Entwicklung	58
5.3.2. Überblick über die Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse	60
5.3.3. Mathematische Definition der Tragwerkszuverlässigkeit	61
5.4. Lösungsverfahren in der Zuverlässigkeitstheorie	66
5.4.1. Momentenmethode (FOSM)	66
5.4.2. Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung (FORM)	67
5.5. Zielwert der Zuverlässigkeit	67
5.5.1. Zuverlässigkeitsindex $\beta$	67
5.5.2. Zielwert des Zuverlässigkeitsindex	68
5.6. Normative Umsetzung der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen	70
5.6.1. Baupraktische Sicherheitskonzepte	70
5.6.2. Methoden zur probabilistisch fundierten Definition von Teilsicherheitsbeiwerten	72
5.6.3. Bestimmung von Teilsicherheitsfaktoren auf Basis von Bemessungswerten	73
<b>6. Tragwiderstand der Bauteile</b>	<b>76</b>
6.1. Einführung	76
6.2. Bauteilgeometrie und Querschnittswerte	76
6.2.1. Betonquerschnitt	76
6.2.2. Betondeckung	76
6.2.3. Statische Nutzhöhe des Betonbauteils	76

6.2.4. Betonstahlbewehrung	76
6.2.5. Systemabmessungen	77
6.3. Statistische Kenngrößen der Festigkeiten	78
6.3.1. Betonstahl	78
6.3.2. Beton	79
6.3.2.1. Druckfestigkeit	79
6.3.3. Modellunsicherheiten auf Widerstandsseite	80
6.3.3.1. Allgemeines	80
6.3.3.2. Definition der Modellunsicherheiten	80
<b>7. Einwirkungen auf Gebäude</b>	<b>81</b>
7.1. Einführung	81
7.2. Ständige Einwirkungen	81
7.2.1. Definition	81
7.2.2. Modellierung der Bauteileigenlast	82
7.2.2.1. Allgemeines	82
7.2.2.2. Eigenlast von Stahlbetonbauteilen	87
7.3. Veränderliche Einwirkungen	88
7.3.1. Grundlagen	88
7.3.1.1. Räumliche Variabilität	90
7.3.1.2. Bestimmung von Lastkonzentrationsfaktoren	92
7.3.1.3. Verteilung der Gesamtnutzlast	93
7.3.1.4. Modellierung von Gebäude-Nutzlasten	96
7.3.2. Äußere Einwirkungen	96
7.4. Modellunsicherheiten bei der Schnittgrößenermittlung	98
<b>8. Zuverlässigkeit von Bauwerken</b>	<b>99</b>
8.1. Einführung	99
8.2. Zuverlässigkeitsanalyse von Stahlbetonbauteilen	99
8.2.1. Allgemeines	99
8.2.2. Grenzzustände der Tragfähigkeit	100
8.3. Modellierung Querschnittstragverhalten	100
8.3.1. Allgemeines	100
8.3.2. Grenzzustandsgleichung für reine Zugbeanspruchung	101
8.3.3. Grenzzustandsgleichung für eine zentrische Druckkraft	102
8.3.4. Grenzzustandsgleichung für reine Biegebeanspruchung	103
8.3.4.1. Einfach bewehrter Rechteckquerschnitt	103
8.3.5. Grenzzustandsgleichung für Biegung mit Längskraft	106
8.3.5.1. Einfach bewehrter Rechteckquerschnitt	106
8.3.6. Grenzzustandsgleichung für Querkraftversagen	108
<b>9. Probabilistische Untersuchungen für Bestandsbauten</b>	<b>112</b>

9.1. Einführung	112
9.2. Probabilistische Untersuchungen druckbeanspruchter Bauteile	112
9.2.1. Allgemeines	112
9.2.2. Zuverlässigkeit zentrisch belasteter Druckstäbe	112
9.2.2.1. Untersuchung für ständige Einwirkungen	115
9.2.2.2. Untersuchung für ständige Einwirkungen und eine veränderliche Einwirkung	116
9.3. Probabilistische Untersuchungen biegebeanspruchter Bauteile im Bestand	117
9.3.1. Allgemeines	117
9.3.2. Zuverlässigkeit bei Stahlbetonbalken/-platten infolge reiner Biegung	117
9.3.2.1. Geschossdecken unter ständigen und veränderlichen Lasten	117
9.3.2.2. Stahlbetonbalken unter ständigen und veränderlichen Lasten	118
9.4. Probabilistische Untersuchungen für Teilsicherheitsbeiwerte nach Belastungsrichtlinie	119
9.4.1. Allgemeines	119
9.4.2. Biegebeanspruchte Bauteile	120
9.4.3. Bewertung der Querkrafttragfähigkeit	126
9.4.4. Druckbeanspruchte Bauteile	128
9.4.5. Bewertung der Untersuchungsergebnisse	129
<b>10. Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten für Bestandsbauten</b>	<b>131</b>
10.1. Einführung	131
10.2. Zuverlässigkeitstheoretische Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten für Geschossdecken	132
10.2.1. Allgemeines	132
10.2.2. Verwendeter Lösungsansatz	132
10.2.2.1. Stochastische Modellierungen	133
10.2.3. Einfluss des Materialsicherheitsbeiwertes	134
10.2.4. Einfluss des veränderlichen Lastanteils für Biegezugversagen	135
10.2.4.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$	135
10.2.4.2. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_c$	138
10.2.5. Einfluss der Betondruckfestigkeit $f_{ck}$ für Biegezugversagen	140
10.2.5.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$	140
10.2.6. Auswirkung des Längsbewehrungsgrad für Biegezugversagen	141
10.2.6.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$	141
10.2.6.2. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_c$	143
10.2.7. Variation der Bauteilhöhe für Biegezugversagen	145
10.2.7.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$	145
10.2.8. Optimierte Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen	146
10.2.9. Querkraftversagen von Geschossdecken	150
10.3. Zuverlässigkeitstheoretische Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten für Biegebalken	154

---

10.3.1. Allgemeines	154
10.3.2. Biegezugversagen von Balken	154
10.3.3. Querkraftversagen von Balken	155
10.4. Zuverlässigkeitstheoretische Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten für zentrisch gedrückte Stützen	155
10.4.1. Allgemeines	155
10.4.2. Spannungsversagen für Stützen unter ständiger Last	156
10.4.2.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_c$	156
10.4.2.2. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$	159
10.4.3. Spannungsversagen für Stützen unter ständiger und veränderlichen Lasten	161
10.4.3.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_c$	161
10.4.3.2. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$	163
10.4.4. Optimierte Teilsicherheitsbeiwerte für Spannungsversagen	165
10.5. Einfluss von Monitoringmaßnahmen	166
10.6. Einfluss der Restnutzungsdauer	167
<b>11. Folgerung für die Praxis</b>	<b>169</b>
11.1. Einführung	169
11.2. Bauteilnachweise	169
11.2.1. Biegezugversagen von Stahlbetonbauteilen unter Nutzlast	169
11.2.2. Querkraftversagen von Stahlbetonbauteilen	171
11.2.3. Spannungsversagen von Stahlbetondruckgliedern	171
<b>12. Beispiele</b>	<b>172</b>
12.1. Nachweis Büro- / Wohnhausdeckenplatte	172
12.1.1. Bemessung nach DIN 1045-1	172
12.1.1.1. Statisches System, Abmessungen	172
12.1.1.2. Materialkennwerte	173
12.1.1.3. Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen	173
12.1.1.4. Bemessung für Biegung	174
12.1.1.5. Bemessung für Querkraft	175
12.1.2. Bemessung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte	175
12.1.2.1. Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen	175
12.1.2.2. Bemessung für Biegung	176
12.1.2.3. Bemessung für Querkraft	176
12.1.3. Vergleich	177
12.1.3.1. Biegebemessung	177
12.1.3.2. Querkrafttragfähigkeit	177
12.2. Nachweis Einfeldbalken	178
12.2.1. Bemessung nach DIN 1045-1	178
12.2.1.1. Statisches System, Abmessungen	178

12.2.1.2.	Materialkennwerte	179
12.2.1.3.	Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen	179
12.2.1.4.	Bemessung für Biegung	180
12.2.1.5.	Bemessung für Querkraft	181
12.2.2.	Bemessung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte	182
12.2.2.1.	Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen	182
12.2.2.2.	Bemessung für Biegung	182
12.2.2.3.	Bemessung für Querkraft	183
12.2.3.	Vergleich	183
12.2.3.1.	Biegebemessung	183
12.2.3.2.	Querkrafttragfähigkeit	183
12.3.	Nachweis zentrisch gedrückte Stahlbetonstütze	185
12.3.1.	Bemessung nach Norm	185
12.3.1.1.	Statisches System, Abmessungen	185
12.3.1.2.	Materialkennwerte	186
12.3.1.3.	Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen	186
12.3.1.4.	Maximale Querschnittstragfähigkeit	187
12.3.2.	Bemessung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte	187
12.3.3.	Vergleich	187
<b>Literatur</b>		<b>188</b>
<b>Anhang</b>		<b>I</b>
<b>1. DIN-Normen</b>		<b>I</b>
1.1.	Stahlbeton	I
1.1.1.	Bemessung und Konstruktion	I
1.1.2.	Beton	II
1.1.2.1.	Festlegung und Eigenschaften der Materialeigenschaften von Beton	II
1.1.2.2.	Prüfverfahren für Beton	III
1.1.3.	Betonstahl	V
1.1.3.1.	Betonstahl: Festlegungen und Eigenschaften	V
1.1.3.2.	Prüfverfahren für Betonstahl	VI
1.2.	Baustahl	VII
1.2.1.	Bemessung und Konstruktion	VII
1.2.2.	Festlegungen und Eigenschaften Baustähle	VII
1.2.3.	Prüfverfahren für Baustahl	XI
1.3.	Mauerwerk	XII
1.3.1.	Bemessung und Konstruktion von Mauerwerk	XII
1.3.2.	Festlegungen und Eigenschaften für Mauersteine	XII
1.3.3.	Prüfverfahren für Mauersteine und Mörtel	XVII

<b>2. Normen und Standards im Geltungsbereich der ehemaligen DDR</b>	<b>XVIII</b>
2.1. Stahlbetonbauregelungen	XVIII
2.1.1. Beton	XVIII
2.1.2. Betonstahl	XX
2.2. Stahlbauregelungen	XXI
2.3. Mauerwerksbauregelungen	XXII

## 1. Einleitung

### 1.1. Begründung des Forschungsprojekts

Unter Bauen im Bestand sind jene Maßnahmen zu verstehen, die zur Instandhaltung, Verbesserung oder Änderung von baulichen Anlagen dienen. Ihr Marktvolumen hat in den letzten Jahren das des Neubaus übertroffen und wird auch in den nächsten Jahren weiter anwachsen (s. Abb. 1.1 *links*). Bauen im Bestand stellt einen wichtigen Zukunftsmarkt dar und ist von hoher Aktualität. Die Gründe hierfür sind, wie eine eigene Expertenbefragung *Schnell 2008* unter Tragwerksplanern und Bauunternehmen zeigt, die Stadtentwicklung, der Sanierungsbedarf, Eigentümerwechsel und vor allem die Umnutzung von Bestandsbauten.

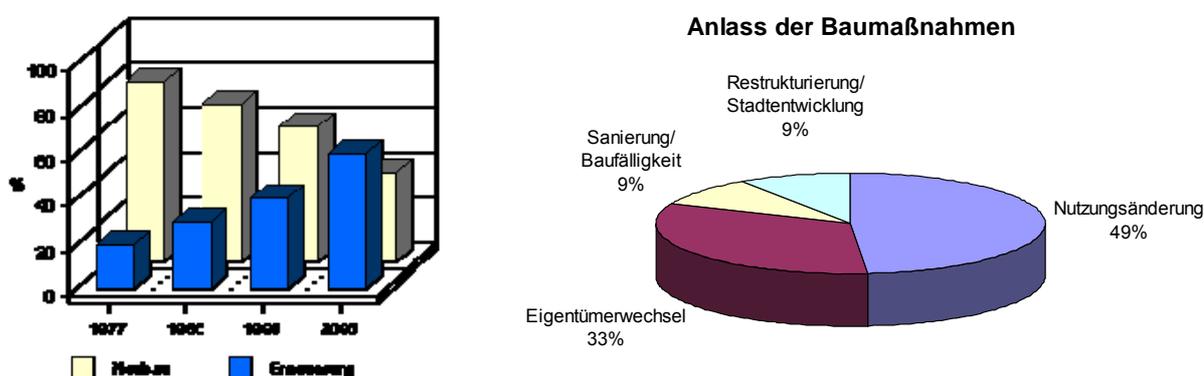


Abb. 1.1: *links* Umlagerung der Bauinvestitionen IPP 2007, *rechts* Anlass der Baumaßnahmen in Bestandsbauten *Schnell 2008*

Dabei erfordern Planung, Bemessung, Konstruktion und Ausführung die ganze Breite des Ingenieurwissens, wie es auch bei Neubauten erforderlich ist. Hinzu tritt aber eine Vielzahl von Fragen hinsichtlich genehmigungsrechtlicher und sicherheitstheoretischer Aspekte. Weiterhin erfordert der sachgerechte Umgang mit vorhandener Bausubstanz umfangreiche Kenntnisse von historisch verwendeten Materialien, Konstruktionen und Standards/Normen. Fehlende Klarheit bei der Festlegung von Anforderungen zur Standsicherheit begrenzt tendenziell die Bereitschaft zur Weiternutzung bestehender Bausubstanz und damit das Bestreben nach Nachhaltigkeit im Baubereich.

Wegen der Vielzahl offener Fragen verfasst die Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU) zurzeit *Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand (Stand 07.04.2008)*. Die dort gegebenen Hinweise sind allerdings ausschließlich allgemeiner Art und lassen nur die grundsätzliche Auffassung der obersten Bauaufsichtsbehörden erkennen.

Hinsichtlich sicherheitstheoretischer Zusammenhänge sollten mit dem vorliegenden Projekt dringend benötigte Voraussetzungen für ein wissenschaftlich belegbares Vorgehen geschaffen werden, um Sicherheitsdefizite ebenso wie Überdimensionierungen vermeiden zu können.

Das Vorhaben war von Planern und Bauausführenden angeregt worden, die mit zwischen den Vertragsparteien und Genehmigungsbehörden strittiger Bewertung von Standsicherheitsfragen befasst sind. Besondere Erwähnung verdient in diesem

Zusammenhang Herr Dr.-Ing. Volker Theile (Hochtief Construction AG), der in vielen Diskussionen zur Formulierung und Zuschärfung des Themas beigetragen hat.

Mit dem vorliegend beschriebenen Forschungsvorhaben sollten Anwendungsregeln für die Bemessung von Bestandsbauten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Stand sicherheitsnachweis) erarbeitet werden.

## 1.2. Ziele und Vorgehensweise des Forschungsprojekts

Grundsätzlich ergeben sich folgende Situationen, wenn für ein bestehendes Tragwerk eine neue Statische Berechnung erstellt werden soll, weil aufgrund von Umnutzung, Umbau, Lasterhöhung etc. bestehende Tragwerksteile zusätzlich beansprucht werden:

### I. Nachrechnung bestehender Tragwerke ohne zusätzliche Informationen aus einer Bestandsaufnahme

Das Tragwerk wurde nach seinerzeit gültigen Normen bemessen. Eine ausreichend umfängliche Probenentnahme aus dem Bauwerk ist nicht möglich – z. B. weil das Gebäude zum Zeitpunkt der Nachbemessung voll genutzt wird. Wird wie hier beschrieben vorgegangen, sind allerdings die getroffenen Annahmen vor Realisierung durch stichprobenartige Probenentnahme am Bauwerk zu überprüfen.

Die Neuberechnung hat grundsätzlich immer nach aktuellem Normenwerk zu erfolgen. Hierfür wird es erforderlich, die in den historischen Normen verwendeten Baustoffkennwerte in charakteristische Baustoffkennwerte nach aktuellem Normenwerk umzubewerten. Kapitel 2 des vorliegenden Berichtes stellt für die meistverwendeten Baustoffe diese Werte zur Verfügung.

Ausgehend von den früheren Normfestlegungen werden die für die Bemessung benötigten charakteristischen, mechanischen Materialkennwerte für die Baustoffe Beton und Betonstahl, aus verschiedenen Zeitperioden den aktuellen Materialklassen zugeordnet. Die dazu notwendige Übersicht über den zeitlichen Verlauf der Fassungen einzelner Normen kann dem Anhang entnommen werden. Die betrachteten Zeiträume beschränken sich dabei auf das letzte Jahrhundert, was laut Mikrozensus des *Statistischen Bundesamts 2004* bei Wohngebäuden mehr als 94% des vorhandenen Bestands abdeckt (s. Abb. 1.2).

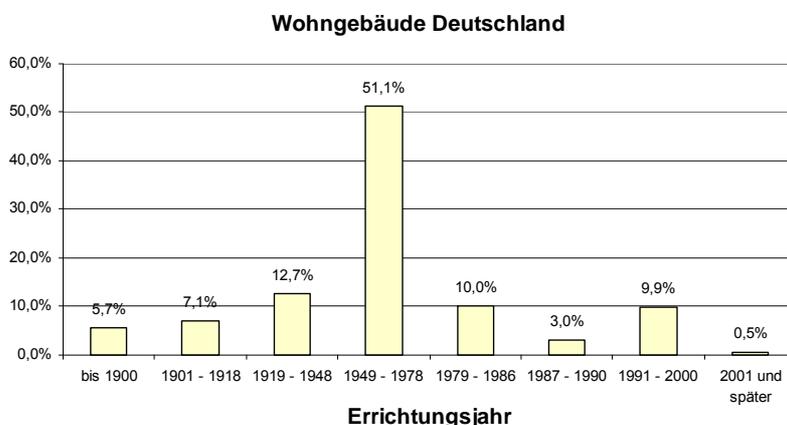


Abb. 1.2: Prozentualer Anteil des gesamten Wohngebäudebestands nach Errichtungsjahr, *Statistisches Bundesamt 2004*

Die prozentualen Anteile der einzelnen Bauarten im Gebäudebestand können nur schwerlich ermittelt werden, da hierüber keine geschlossenen Untersuchungen vorliegen. Anhaltswerte liefern jedoch Untersuchungen des *Arbeitskreises Marktforschung 2007* herausgegeben vom Bundesverband der Deutschen Zementindustrie e.V. über den Baustoffverbrauch bei Neubauten für verschiedene Jahre zwischen 1995 und 2006. Die Erhebungen ermitteln ausschließlich Daten des Rohbaus und konzentrieren sich im Wesentlichen auf die Wand- und Deckenbaustoffe. Bei denen im Jahr 2006 untersuchten 1.300 Bauobjekten, stellte der Baustoff Beton wie auch in den Vorjahren den mit Abstand am stärksten eingesetzten Baustoff dar (vgl. Tab. 1.1).

2006	Eigenheim		Mehrfamilienhaus		Nicht-Wohnbau (wohnhähnlich)		Nicht-Wohnbau (Betriebsgebäude)	
	[1.000 m <sup>3</sup> ]	[%]	[1.000 m <sup>3</sup> ]	[%]	[1.000 m <sup>3</sup> ]	[%]	[1.000 m <sup>3</sup> ]	[%]
Kalksandstein	11,4	11,5	14,4	20,2	17,5	8,9	20	4,4
Ziegel	20,8	20,9	4,6	6,4	9,0	4,6	8,4	1,9
Porenbeton	11,5	11,5	2,9	4,1	11,8	6,0	13,3	2,9
Betonstein	2,7	2,7	2,3	3,3	8,2	4,2	3,1	0,7
Ortbeton	37,8	37,9	34,0	47,6	98,9	50,3	330,9	73,4
Betonfertigteile	9,0	9,1	11,5	16,2	48,7	24,8	70,0	15,5
<b>Beton gesamt</b>	<b>49,5</b>	<b>49,7</b>	<b>47,8</b>	<b>67,1</b>	<b>155,8</b>	<b>79,3</b>	<b>404,0</b>	<b>89,6</b>
Holz	6,4	6,4	1,7	2,4	2,5	1,3	5,4	1,2
<b>Insgesamt</b>	<b>99,7</b>	<b>100</b>	<b>71,5</b>	<b>100</b>	<b>196,6</b>	<b>100</b>	<b>451,1</b>	<b>100</b>

Tab. 1.1 Baustoffverbrauch der erfassten Objekte (Neubau) *Arbeitskreis Marktforschung 2007*

## II. Nachrechnung bestehender Tragwerke mit zusätzlichen Informationen aus einer Bestandsaufnahme

Eine Bestandsaufnahme liefert zusätzliche Informationen zu Festigkeiten, Abmessungen etc. Auf dieser Grundlage können die Teilsicherheitsbeiwerte in Einzelfallentscheidungen modifiziert werden. In vielen Fällen gelingt eine begründete Reduzierung der Teilsicherheitsbeiwerte, die einen Nachweis bestehender Konstruktionen ohne Verstärkungsmaßnahmen erlaubt, ohne dass das Zuverlässigkeitsniveau das nach aktueller Norm geforderte unterschreitet. Dabei erweist sich insbesondere das Verhältnis von Eigen- und Nutzlast bei Massivbauten als Ansatzpunkt zur Reduzierung von Teilsicherheitsbeiwerten. Weiterhin ergeben sich geringere Teilsicherheitsbeiwerte, wenn die Streuung der angetroffenen Werkstofffestigkeiten geringer ist, als in den zugehörigen Normen zugrundegelegt. Ebenso rechtfertigen eine geplant reduzierte Restlebensdauer sowie definierte Monitoringmaßnahmen den Ansatz kleinerer Teilsicherheitsbeiwerte.

Zur Bearbeitung von Kapitel 2 wurde es erforderlich, in großem Umfang Fachliteratur zu sichten und die Historie von Normungsreihen – einschließlich der zeitweise auf dem Gebiet der seinerzeitigen DDR gültigen Regeln - aufzubereiten.

Nicht zielführend waren zahlreiche Versuche, Protokolle zur Güteüberwachung von Firmen des produzierenden oder des ausführenden Gewerbes zu erhalten. Mangelnde Auskunftsbereitschaft vor dem Hintergrund rechtlicher Problematik und begrenzte Aufbewahrungsfristen standen der Zurverfügungstellung von Daten entgegen.

Um die Fragestellungen von Kapitel 4 – 12 beantworten zu können, wurde zunächst eine vertiefte Beschäftigung mit der Probabilistik erforderlich. Dabei galt es, jeweils baupraktische Lösungen als Ziel im Auge zu behalten. Die komplexen Zusammenhänge der Zuverlässigkeitstheorie konnten im Rahmen von Sensitivitätsstudien mit der angeschafften Software **RCP 2004** (Autor: Prof. Rackwitz, TU München) beherrscht werden. Die Ergebnisse sollten so aufbereitet werden, dass sie auch ohne vertiefte Kenntnisse der Sicherheitstheorie zuverlässig als Bemessungsgrundlage genutzt werden können. Im Mittelpunkt sollte der unmittelbare Nutzen für die Anwender in der täglichen Arbeit stehen.

### 1.3. Umsetzung in die Baupraxis

Es ist gelungen, in der Fachwelt für den Schwerpunkt *Bauen im Bestand* der TU Kaiserslautern Aufmerksamkeit zu erwecken und das Themenfeld sichtbar zu belegen.

Die Ergebnisse des vorliegenden Berichtes werden in den Abschnitt *Fingerloos, Schnell: Tragwerksplanung im Bestand* im Betonkalender 2009 (Verlag Ernst & Sohn) eingehen, der von den Autoren gestaltet wird. Weiterhin ist eine Veröffentlichung in der Ausgabe 11/2008 (Schwerpunktthema Bauen im Bestand) der Fachzeitschrift *Beton- und Stahlbetonbau* vorgesehen.

Bei der Erstellung des Merkblatts *Bauen im Bestand* des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins (Fassung Januar 2008), an dem der Projektleiter als Obmann mitgewirkt hat, sind bereits Erkenntnisse aus dem vorliegend beschriebenen Forschungsprojekt eingegangen.

Darüber hinaus wird die Fachwelt am 12. Oktober 2008 in einer Regionaltagung des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins zum Thema *Tragwerksplanung im Bestand* an der

TU Kaiserslautern über die Resultate informiert werden. Es ist beabsichtigt, diese Tagung an anderen Standorten in Deutschland zu wiederholen.

Weiterhin wurde ein Beitrag *Schnell, Fischer: Determination of partial Safety Factors for Existing Structures* zum 6th International Probabilistic Workshop am 26. und 27. November 2008 an der TU Darmstadt eingereicht und angenommen.

Bei der Jahrestagung der Bundesvereinigung der Prüfengeieure VPI am 08. September 2008 in Saarbrücken wird Prof. Schnell zum Thema *Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten für die Tragwerksplanung von Bestandsbauten* vortragen.

Beim BBR wurde die Förderung eines weiteren Forschungsprojektes zur *Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau* beantragt, das an das hier beschriebene Thema inhaltlich anschließt. Dieser Antrag zielt auf die Tatsache, dass in vielen Fällen die Stand- und Gebrauchstauglichkeit bestehender Stahlbetontragwerke bei unreflektierter Anwendung von Bewehrungs- und Konstruktionsregeln von DIN 1045-1 und Eurocode 2 nicht nachweisbar sind, obwohl sie zum Zeitpunkt der Erstellung nach damals gültigem Regelwerk bemessen wurden. Neben einer transparenten Interpretation der aktuellen und der früher bauaufsichtlich eingeführten Regelwerke sollen auch Bemessungsmöglichkeiten zusammengetragen werden, die im Einzelfall den Nachweis der Standsicherheit ohne Abstriche am Sicherheitsniveau gelingen lassen.

#### **1.4. Danksagung**

Das Projekt *Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten auf Bestandsbauten im Hochbau* wurde durch eine umfängliche Förderung durch das Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung BBR, Bonn, im Rahmen der Forschungsinitiative ZukunftBau ermöglicht.

Hierfür war die namhafte finanzielle Förderung des Projektes als Industrieanteil durch die Hochtief Construction AG, Essen Voraussetzung.

Der vom BBR berufenen Beratergruppe gehörten an:

Dr.-Ing. Michael Brüggemann

Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung BBR, Bonn,

Dr.-Ing. Frank Fingerloos

Deutscher Beton- und Bautechnikverein, Berlin,

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Rheinisch-Westfälische Universität Aachen,

Dr.-Ing. Volker Theile

Hochtief Construction AG, Frankfurt am Main.

Die Autoren bedanken sich bei den Mitgliedern der Beratergruppe, die das Projekt mit vielfältigen Anregungen begleitet haben, sowie den Geldgebern für die geleistete Unterstützung ganz herzlich.

Es musste die statistische Auswertung großer Datenmengen vorgenommen werden. Besonderer Dank gebührt in diesem Zusammenhang dem Deutschen Institut für Bautechnik in Berlin (Dr.-Ing. Rolf Alex), das die Auswertung des dort umfangreich vorliegenden Materials ermöglicht hat. Für die freundliche Bereitschaft, Daten zur Verfügung zu stellen, gilt zusätzlicher Dank:

- Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Universität Karlsruhe (TH) (Prof. Dr.-Ing. H. Müller),
- Institut für Massivbau, TU Darmstadt (Dr.-Ing. K.-H. Lieberum),
- Institut für Stahlbetonbewehrung e. V. (Dr.-Ing. Jörg Mörsch).

Kaiserslautern, den 1. August 2008



Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

## **2. Zuordnung historischer Baustoffkennwerte in aktuell gültige Kennwerte**

### **2.1. Allgemein**

#### **2.1.1. Vorgehensweise**

Nachfolgend wird in diesem Bericht bei der Zuordnung der verwendeten Baustoffe zu aktuell genormten Materialeigenschaften von der Annahme ausgegangen, dass die mechanischen Werkstoffkennwerte der verbauten Materialien den Anforderungen der zum damaligen Zeitpunkt gültigen Normbestimmungen entsprechen. Wie die Erfahrung zeigt, kann diese Annahme nicht immer bei Bestandsbauten vorausgesetzt werden, weshalb die hier angegebenen charakteristischen Werkstoffkennwerte nur zur Vorbemessung dienen können. Bei der tatsächlichen Bewertung der Standsicherheit einer baulichen Anlage müssen daher für die weiteren Planungsschritte die getroffenen Annahmen durch entsprechende Bestandsaufnahmen eines sachkundigen Planers überprüft werden.

Werkstoffkennwerte sind keine physikalisch bedingten Absolutwerte. Die Messergebnisse hängen entscheidend von der Versuchsdurchführung ab, weshalb unten ein Vergleich zwischen den damaligen Prüfbedingungen und den aktuell gültigen anhand der Prüfnormen erfolgt. Die betrachteten Kriterien sind dabei:

- Geometrie der Probekörper,
- Lagerungsbedingungen,
- Belastungsgeschwindigkeiten,
- Auswertungsvorschriften.

Auf der Basis von Umrechnungsfaktoren, die mit Hilfe einer umfangreichen Literaturrecherche bestimmt sind, werden die Werkstoffkennwerte an die aktuellen Bezugswerte angepasst. Chronologische Übersichten zu den entsprechenden Verläufen der Normungen sind in den folgenden Abschnitten zu den Baustoffen Beton und Betonstahl angegeben. Die Gliederung der im Anhang abgedruckten Tabellen geht von den zurzeit gültigen Normfassungen aus und verweist auf die jeweiligen Vorgängerdokumente.

Durch den Wandel bei der Bewertung der Standsicherheit von baulichen Anlagen vom deterministischen zum semiprobabilistischen Sicherheitskonzept (s. Abschnitt 5.3) müssen auch die statistischen Eigenschaften der Werkstoffkennwerte berücksichtigt werden. Die Anwendung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts der neuen Normengeneration setzt voraus, dass die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe als sogenannte charakteristische Kenngrößen vorliegen. Eine charakteristische Kenngröße ist nach *DIN EN 1990; 2002-10* definiert als „Wert einer Baustoff-, Produkt- oder Bauteileigenschaft mit bestimmter Auftretenswahrscheinlichkeit bei unbegrenzter Probenzahl. Dieser Wert entspricht i. d. R. einer bestimmten Fraktile [=Quantile] der statistischen Verteilung...“. Die Grundlagen für die Bestimmung von Quantilwerten werden im Abschnitt 2.1.2 erläutert.

Zeitabhängige Veränderungen der mechanischen Materialeigenschaften wie z.B. die Erhöhung der Betondruckfestigkeit infolge Nacherhärtung oder die Versprödung von Thomasstahl durch Alterung werden in diesem Bericht nicht betrachtet.

### 2.1.2. Statistische Grundlagen zur Bestimmung von Quantilwerten

Die in dieser Arbeit vorgenommene Bestimmung von Quantilwerten historischer Baustoffe beruht in erster Linie auf der Auswertung von statistischen Kenngrößen aus Literaturquellen für die Werkstoffe Beton und Betonstahl. Für den Werkstoff Betonstahl konnten zudem noch statistische Kenngrößen aus Überwachungsprotokollen verschiedener Betonstahlhersteller aus den 1970er Jahren berücksichtigt werden, die freundlicherweise vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) in anonymisierter Form zur Verfügung gestellt wurden. Direkte Anfragen bei Produzenten bezüglich alter Produktionsdaten verliefen erfolglos, da entsprechende Auskünfte entweder mit Verweis auf das Werksgeheimnis verweigert wurden oder entsprechende Daten aus der Vergangenheit nicht mehr vorlagen, da die Aufbewahrungsfrist für Aufzeichnungen der Eigenüberwachung wie z.B. beim Betonstahl gemäß *DIN 488 Blatt 6; 1974-08* nach fünf Jahren endete.

Die oben stehende Definition einer charakteristischen Kenngröße nach *DIN EN 1990; 2002-10* bezieht sich auf die Auftretenswahrscheinlichkeit bei unbegrenzter Probenzahl. Das  $p$ -Quantil muss somit für die Grundgesamtheit der betrachteten Werkstoffeigenschaft gebildet werden, die alle möglichen Realisierungen  $x$  der Werkstoffeigenschaft bzw. Zufallsvariable  $X$  enthält. Das  $p$ -Quantil einer solchen Grundgesamtheit ist als Wert definiert, bei dem eine Verteilungsfunktion  $F(x)$  einen vorgegebenen Wert  $p$  annimmt oder bei dem sie von einem Wert unter  $p$  auf einen Wert über  $p$  springt *DIN 55350 Teil 21; 1982-05*.

Da jedoch stets nur eine begrenzte Anzahl von Stichproben vom Umfang  $n$  zur Verfügung steht, müssen zunächst die statistischen Kennwerte der Grundgesamtheit durch die Kennwerte der Stichprobe geschätzt werden (Inferenz).

Im Folgenden werden die wichtigsten Zusammenhänge für eine statistische Bewertung von Werkstoffeigenschaften aus begrenztem Stichprobenumfang zusammengefasst. Für ausführlichere Erläuterungen zu diesem Themengebiet wird auf weiterführende Literatur wie z.B. *Graf/Henning/Stange 1966*, *Störmer 1971* oder *Plate 1993* verwiesen.

#### 2.1.2.1. Statistische Kennwerte

Die Verteilungen von eindimensionalen Zufallsvariablen werden mit Hilfe von statistischen Kennwerten beschrieben. Als wichtigste Kennwerte werden in der vorliegenden Arbeit folgende Kennwerte verwendet, die sich nach *Fischer 2001* einteilen lassen in:

- Lagemaße:
  - Erwartungswert, bei empirischen Verteilungen arithmetisches, geometrisches oder harmonisches Mittel,
  - Modalwert (häufigster Wert einer Verteilung),
  - $p$ -Quantil.
- Streuungsmaße:
  - Standardabweichung bzw. Varianz,
  - Varianzkoeffizient.
- Formmaße:
  - Schiefe,
  - Exzeß.

Um sie für die (theoretische) Verteilungsfunktion der Grundgesamtheit zu ermitteln, werden sie aus den empirischen Momenten geschätzt (Momentenmethode). Die empirischen Momente werden direkt aus den Daten der Stichprobenelemente nach *Fischer 2001* berechnet.

Die wichtigsten erwartungstreuen Schätzwerte aus einer Stichprobe sind das arithmetische Mittel:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.1)$$

mit  $\bar{x}$ : Stichprobenmittel  
n: Umfang der Stichprobe  
 $x_i$ : i-te Realisierung der Stichprobe

und die Standardabweichung s:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (2.2)$$

Aus beiden Kennwerten lässt sich der Variationskoeffizient ableiten:

$$v = \frac{s}{\bar{x}} \quad (2.3)$$

### 2.1.2.2. Bestimmung der p-Quantile für Normalverteilung

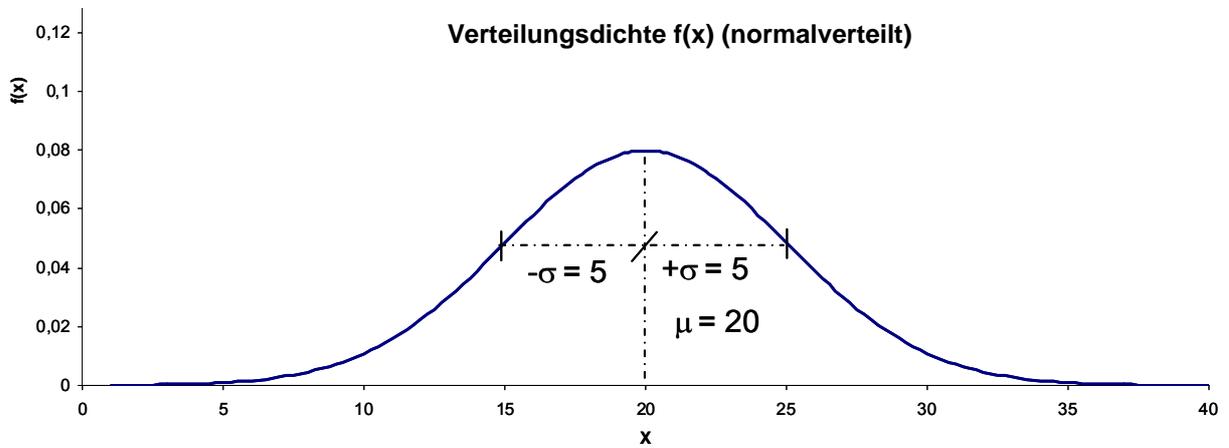
In der Regel wird bei der Auswertung von Werkstoffkennwerten aus pragmatischen Gründen von einer Normalverteilung ausgegangen. Das entspricht der Annahme, dass die Abweichungen symmetrisch um den Mittelwert liegen. Mit den Parametern der Grundgesamtheit für den Mittelwert  $\mu$  und der Standardabweichung  $\sigma$  lässt sich die Normalverteilung eindeutig beschreiben. Normalverteilung kann vorausgesetzt werden, wenn sich diese hinreichend begründen lässt. Hierzu ist die Durchführung entsprechender Verteilungstests wie z.B. dem Kolmogorow-Smirnow-Anpassungstest notwendig, wie er z.B. bei *Graf et. al. 1966* und *Störmer 1971* beschrieben wird.

Die Verteilungsfunktion der Grundgesamtheit folgt der Beziehung:

$$F(x) = F(x; \mu; \sigma) = \frac{1}{\sigma \cdot 2\pi} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{u - \mu}{\sigma}\right)^2\right] du = \Phi\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right) \quad (2.4)$$

mit  $\mu$  Mittelwert der Grundgesamtheit  
 $\sigma$ : Standardabweichung der Grundgesamtheit  
 $\Phi(y)$ : Verteilungsfunktion der standardisierten Normalverteilung, tabelliert z.B. bei *Plate 1993*

Zu (2.4) gehört die Verteilungsdichte:



$$f(x) = \varphi(x)$$

$$= \varphi(x; \mu; \sigma) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{x - \mu}{\sigma} \right)^2 \right] \quad (2.5)$$

Abb. 2.1: Verteilungsdichte f(x) einer Normalverteilung mit bekanntem Mittelwert  $\mu$  und bekannter Standardabweichung  $\sigma$  der Grundgesamtheit

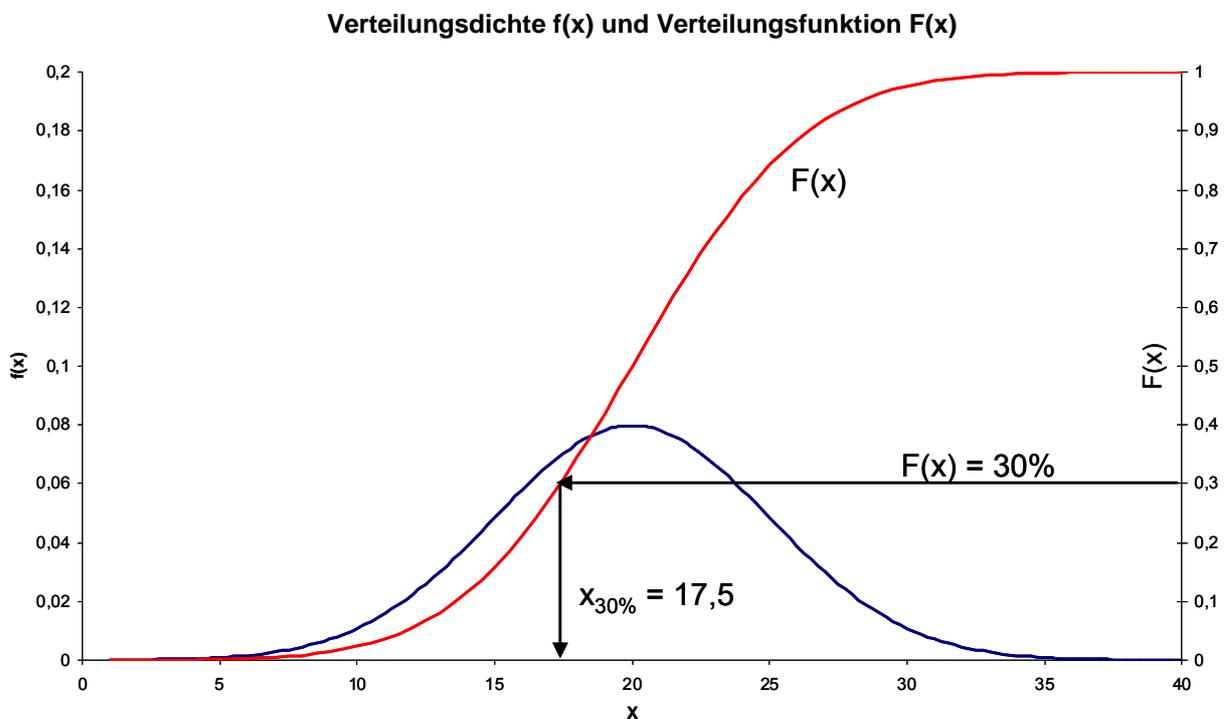


Abb. 2.2: Grafische Darstellung zur Ermittlung einer 30%-Quantile

Die Verteilungsfunktion  $F(x)$  gibt die Unterschreitungswahrscheinlichkeit für eine Realisierung  $x$  der Zufallsvariablen  $X$  an. Aus ihrer Umkehrfunktion lässt sich das gesuchte  $p$ -Quantil der Grundgesamtheit berechnen (vgl. Abb. 2.2). Für Normalverteilungen nach (2.4) gilt:

$$x_p = F^{-1}(p) = \mu + \sigma \cdot \Phi(p) \quad (2.6)$$

mit  $x_p$ : Quantilwert der Grundgesamtheit mit der Unterschreitungswahrscheinlichkeit  $p$

Soll das  $p$ -Quantil aus den Parametern der Stichprobe berechnet werden, sind weitere Überlegungen anzustellen. Dazu fasst *Fischer 1995* die Stichprobenwerte  $x_i$  als Realisierungen der unabhängigen Zufallsvariablen  $X_i$ , die rein zufällig aus der definierten Grundgesamtheit entnommen wurden, auf. Damit stellt auch das  $p$ -Quantil eine Zufallsvariable  $X_p$  dar, die als normalverteilt angenommen wird. Für die Schätzung des  $p$ -Quantils der Grundgesamtheit  $\hat{x}_p$  ist dann die untere Grenze des sogenannten Vertrauens- oder Konfidenzniveaus festzulegen, das mit einer Wahrscheinlichkeit von  $P = 1 - \alpha$  nicht unterschritten wird:

$$P\{P(\hat{x}_p \leq X) \geq p\} \geq 1 - \alpha \quad (2.7)$$

mit  $P$ : Wahrscheinlichkeit allgemein

$\hat{x}_p$ : Schätzung für den Quantilwert

$p$ : Wahrscheinlichkeit für das gesuchte  $p$ -Quantil

$1 - \alpha$ : Konfidenzniveau

Die Berechnung von  $\hat{x}_p$  bei einem nach unten abgegrenzten Konfidenzniveau von  $P = 1 - \alpha$  erfolgt nach *Fischer 1995* bei Normalverteilung über die Parameter der Stichprobe mit:

$$\hat{x}_p = \bar{x} - k_1 \cdot s \quad (2.8)$$

$$k_1 = k_1(n, p, 1 - \alpha)$$

$$k_1 = \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \left( -t_{n-1,p} + t_{n-1,1-\alpha} \sqrt{\frac{1 + 0,5K_T^2}{n}} \right) \quad (2.9)$$

mit:  $K_T = \Phi^{-1}(1 - \alpha)$

$t_{n-1,p}$ :  $t$ -Verteilung mit  $n-1$  Freiheitsgraden für das Quantil  $p$   
(dabei gilt:  $t_{n-1,1-p} = -t_{n-1,p}$ )

Die Auswertung der Gleichung (2.9) erfolgt in *Fischer 1995* und *Fischer 2001* für Stichproben mit  $n \geq 10$  für die Konfidenzniveaus 0,50; 0,75 und 0,90.

Nach *Fischer 2003* sollte jedoch nicht immer die Normalverteilung als praktische Wahl der Verteilungsfunktion gewählt werden, sondern in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten  $v$  und dem Umfang der Stichprobe  $n$  sollte die Wahl in folgender Weise getroffen werden:

- Für kleine Stichprobenumfänge ( $4 < n < 9$ ) sollte ab  $v > 0,10$  die logarithmische Normalverteilung verwendet werden.

- Bei größeren Stichprobenumfängen ( $9 < n < 29$ ) sollte ab  $v > 0,15$  die logarithmische Normalverteilung gewählt werden.
- Bei großen Stichprobenumfängen ( $n > 30$ ) sollte ab  $v > 0,20$  die logarithmische Normalverteilung verwendet werden.

### 2.1.2.3. Bestimmung der p-Quantile für logarithmische Normalverteilung

Die Verteilungsfunktion für eine zweiparametrische logarithmische Normalverteilung mit Endpunkt bei  $x = 0$  lautet nach *Spaethe 1992*:

$$F(x) = F(x; \mu_y, \sigma_y) = \Phi\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right) \quad (2.10)$$

$$\mu_y = \ln\left(\frac{\mu_x}{\sqrt{1+v_x^2}}\right)$$

mit:  $\sigma_y = \sqrt{\ln(1+v_x^2)}$

$$v_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x}$$

Die Parameter der Stichprobe ( $n = \infty$ ) sind  $\mu_x$  und  $\sigma_x$ . Die davon abgeleiteten Parameter für die logarithmische Normalverteilung sind  $\mu_y$  und  $\sigma_y$ .

Die zu (2.10) gehörende Verteilungsdichte der logarithmischen Normalverteilung lautet:

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma_y} \varphi\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right) \quad (2.11)$$

Das p-Quantil berechnet sich zu:

$$x_p = \exp\left(\mu_y + \sigma_y \cdot \Phi^{-1}(p)\right) \quad (2.12)$$

Für die Schätzung von  $\hat{x}_p$  bei einem nach unten abgegrenzten Konfidenzniveau von  $P = 1 - \alpha$  erfolgt nach *Fischer 1995* bei logarithmischer Normalverteilung über die Parameter der Stichprobe mit:

$$\hat{x}_p = k_2 \cdot \bar{x}$$

$$k_2 = k_2(n, p, 1 - \alpha, v_x) \quad (2.13)$$

$$k_2 = \frac{1}{\sqrt{(1+v_x^2)}} \cdot \exp\left[ t_{n-1,p} \sqrt{\left(1 + \frac{1}{n}\right) \ln(1+v_x^2)} \right] - t_{n-1,1-\alpha} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \cdot \sqrt{\tilde{v}_x \cdot K}$$

mit:

$$K = 1 + K_T \cdot \tilde{\gamma}_x + 0,25 \cdot K_T^2 (\tilde{K}_x - 1)$$

$$K_T = \Phi^{-1}(1 - \alpha)$$

$$\tilde{\gamma}_x = \gamma(\tilde{v}_x) \text{ Schiefe}$$

$$\tilde{K}_x = K_x(\tilde{v}_x) \text{ Exzeß}$$

$$\tilde{v}_x = \alpha_b \cdot v_x$$

$\alpha_b$ : Biaskorrektur aus *Plate 1993, Seite 365*

$t_{n-1,p}$ : t-Verteilung mit n-1 Freiheitsgraden für das Quantil p

Die Auswertung der Gleichung (2.13) erfolgt in *Fischer 1995* und *Fischer 2001* in tabellarischer Form mit Variationskoeffizienten  $v_x$  zwischen 0,20 und 0,45 für die Konfidenzniveaus 0,50; 0,75 und 0,90.

#### 2.1.2.4. Stichprobenumfang n

Da es praktisch nicht möglich ist, eine definierte Grundgesamtheit zu beproben, müssen die n Realisierungen als Stichprobe statistisch bewertet werden. Bei der Annahme einer Normalverteilung nennt *Fischer 2001* für den Stichprobenumfang n eine Anzahl von 30 als Faustregel. *Reiche 2000* merkt dazu an, dass selbst ein solcher Stichprobenumfang in den meisten Fällen von Bauwerksuntersuchung nicht möglich ist, da der Stichprobenumfang einhergeht mit der Schwächung des Bauwerks oder seiner Konstruktion, was natürlich die Anzahl der Entnahmen begrenzt. Mit Bezug auf *Bonin 1994* wird ein Stichprobenumfang von etwa zehn bis zwölf empfohlen. Er sollte aber keinesfalls auf weniger als acht Einzelproben pro Stichprobe bemessen sein. Weitere wertvolle Hinweise zur statistischen Bewertung von Materialkennwerten in bestehenden Gebäuden werden zum Beispiel von *Fingerloos und Becker 2008* (Betondruckfestigkeit) oder *Reiche 2000* (Bewertung von Baustahl) genannt.

## 2.2. Beton

### 2.2.1. Charakteristische Betondruckfestigkeit nach DIN 1045-1; 2001-07

Die Druckfestigkeit des Betons stellt den wichtigsten Werkstoffkennwert für die Bemessung von Tragwerken aus Beton und Stahlbeton dar, da sie den Ausgangswert für alle weiteren Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit darstellt und sich aus ihr die weiteren benötigten Kennwerte E-Modul und Zugfestigkeit für die einzelnen Druckfestigkeitsklassen ableiten lassen.

Die charakteristische Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  bezieht sich nach *DIN 1045-1; 2001-07* auf die charakteristische Mindestdruckfestigkeit von Zylindern  $f_{ck,zyl}$ , wie sie in den Festigkeitsklassen nach *DIN EN 206-1; 2001-07* und *DIN 1045-2; 2001-07* definiert sind (s. Tab. 2.1). 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). Es werden Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Länge von 300 mm verwendet.

Druckfestigkeitsklasse	Charakteristische Mindestdruckfestigkeit von Zylindern $f_{ck, cyl}$ N/mm <sup>2</sup>	Charakteristische Mindestdruckfestigkeit von Würfeln $f_{ck, cube}$ N/mm <sup>2</sup>
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95
C90/105	90	105
C100/115	100	115

Tab. 2.1: Druckfestigkeitsklassen für Normalbeton nach *DIN EN 206-1;2001-07, Tab 7*.

### 2.2.2. Aktuelle Prüfbedingungen zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit

Die Herstellung und Lagerung der Probekörper erfolgt nach *DIN EN 12390-2; 2001-07*. Die Referenzlagerung nach *DIN EN 12390-2; 2001-07* verlangt, dass die Probekörper bei einer Temperatur von  $20 \pm 5$  °C mindestens 16 h - jedoch nicht länger als 3 Tage - in ihrer Form verbleiben müssen, wobei sie vor Stoß, Rütteln und Austrocknen zu schützen sind. Nach dem Ausschalen sind die Probekörper in Wasser bis zum Prüfbeginn bei einer Temperatur

von  $20 \pm 2$  °C oder in einer Feuchtekammer bei  $20 \pm 2$  °C und einer relativen Luftfeuchte U von 95% zu lagern. Diese Art der Lagerungen entspricht den Anforderungen nach *DIN EN 206-1; 2001-07* und *DIN 1045-2; 2001-07* für Probekörper zur Bestimmung der Druckfestigkeit.

Die anschließende Druckprüfung nach 28 Tagen Erhärtung wird entsprechend *DIN EN 12390-3; 2004-04* durchgeführt. Dabei werden die Probekörper in einer Druckprüfmaschine nach *DIN EN 12390-4; 2000-12* bis zu ihrem Bruch belastet. Als stetig aufzubringende Geschwindigkeit der Prüflast wird ein Bereich zwischen 0,2 MPa/s (N/(mm<sup>2</sup>·s)) und 1,0 MPa/s (N/(mm<sup>2</sup>·s)) genannt, wobei die gewählte Belastungsgeschwindigkeit mit  $\pm 10\%$  einzuhalten ist. Die erreichte Bruchlast wird aufgezeichnet und dient zur Berechnung der Druckfestigkeit:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (2.14)$$

mit  $f_c$ : Druckfestigkeit [MPa] bzw. (N/mm<sup>2</sup>)

F: Höchstkraft beim Bruch [N]

$A_c$ : Fläche des Probenquerschnitts auf den die Druckbeanspruchung wirkt [mm<sup>2</sup>]

### **2.2.3. Erscheinungsverlauf der Fassungen von Bestimmungen, Normen und Standards bezüglich der Betondruckfestigkeit**

Die „*Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten*“ wurden vom Verband Deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine und dem Deutschen Betonverein (VDAIV 1904) erstellt und im Herbst 1904 allen deutschen Bundesstaaten mit der Bitte um Einführung vorgelegt. Preußen hatte allerdings schon am 16. April 1904 die „*Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten*“ erlassen, die in einzelnen Punkten von den Leitsätzen abweichen. Da die „*Preußischen Bestimmungen*“ und deren Fassung von 1907 nur in Preußen galten, blieben die „*Vorläufigen Leitsätze*“ bis zum erscheinen der ersten Reichbestimmungen im Jahre 1916 in großen Teilen Deutschlands die maßgebende Grundlage für die Bemessung und Ausführung von Eisenbetonbauwerken *DBV1949*.

Die „*Bestimmungen für Ausführungen von Bauwerken aus Beton Eisenbeton*“ des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DAfEB) von 1916 wurden nahezu ohne Veränderung von allen deutschen Bundesstaaten eingeführt (*Ramm 2007*). Die nachfolgenden Bestimmungen des DAfEB wurden ab 1925 als DIN-Normen herausgegeben. Die Fassung der *DIN 1045* von 1943 galt zunächst auch in der DDR, wurde aber dann ab 1963 durch den Fachbereichsstandard *TGL 0-1045* ersetzt, weshalb in den beiden nachfolgenden Tabellen für den Zeitraum von 1963 bis 1990 die TGL-Standards im Geltungsbereich der ehemaligen DDR parallel angegeben sind. Mit der Einführung des Einheitlichen Technischen Vorschriftenwerks des Betonbaus (ETV Beton) lag bereits 1981 in der DDR ein Vorschriftenwerk auf der Basis des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts vor, das jedoch wie auch alle anderen DDR-Standards mit der Wiedervereinigung von 1990 durch entsprechende DIN-Normen abgelöst wurde.

<b>Zeitraum</b>	<b>Bemessung</b>	<b>Festlegung der Betoneigenschaften</b>	<b>Betonprüfung (Druckfestigkeit)</b>
1904-1907	<i>Vorläufige Leitsätze</i> 26.03.1904  <i>Preußische Bestimmungen</i> 16.04.1904	<i>Vorläufige Leitsätze</i> 26.03.1904  <i>Preußische Bestimmungen</i> 16.04.1904	-
1907-1916	<i>Vorläufige Leitsätze</i> 26.03.1904  <i>Preußische Bestimmungen</i> 24.05.1907	<i>Vorläufige Leitsätze</i> 26.03.1904  <i>Preußische Bestimmungen</i> 24.05.1907	-
1916-1925	<i>Bestimmungen des DAfEB</i> 13.01.1916	<i>Bestimmungen des DAfEB</i> 13.01.1916	<i>Anhang DAfEB</i> 13.01.1916
1925-1932	DIN 1045 September 1925	DIN 1045 September 1925	DIN 1048 September 1925
1932-1937	DIN 1045 April 1932	DIN 1045 April 1932	DIN 1048 April 1932
1937-1943	DIN 1045 Mai 1937	DIN 1045 Mai 1937	DIN 1048 Oktober 1937
1943-1959	DIN 1045 April 1943	DIN 1045 März 1943	DIN 1048 1943 x
1959-1972	DIN 1045 November 1959	DIN 1045 November 1959	DIN 1048 1943 x
1963-1980  DDR	TGL 0-1045 April 1963 April 1973	TGL 0-1045 April 1963 April 1973	TGL 0-1048 März 1963  TGL 21094/01 Dezember 1969  TGL 21094/04 Dezember 1969  TGL 33 433/01 Juni 1976  TGL 33433/04 Juni 1976

Tab. 2.2 T.1: Normen und Bestimmungen für die Konstruktion und Bemessung von Tragwerken aus Beton- und Stahlbeton sowie für die Festlegungen der Materialeigenschaften und -prüfung von Beton für verschiedenen Zeiträume des 20. Jahrhunderts

Zeitraum	Bemessung	Festlegung der Betoneigenschaften	Betonprüfung (Druckfestigkeit)
1972-1978	DIN 1045 Januar 1972	DIN 1045 Januar 1972  DIN 1084 Blatt 1-3 Februar 1972	DIN 1048 Blatt 1 Januar 1972
1978-1988	DIN 1045 Dezember 1978	DIN 1045 Dezember 1978  DIN 1084 Teile 1-3 Dezember 1978	DIN 1048 Teil 1 Dezember 1978
1980-1990  DDR	TGL 33 402 (ETV-B) Oktober 1980  TGL 33405/01 (ETV-B) Oktober 1980	TGL 33 403 Oktober 1980 (ETV-B)  TGL 33 411/01 Juni 1979 (ETV-B)	TGL 33 433/01 Juni 1979 (ETV-B)  TGL 33 433/04 Juni 1979 (ETV-B) Sept. 1984 (ETV-B)
1988-2001	DIN 1045 Juli 1988	DIN 1045 Juli 1988  DIN 1084 Teil 1-3 Dezember 1978	DIN 1048 Teil 1 Dezember 1978 Juni 1991  DIN 1048 Teil 5 Juni 1991
ab 2001	DIN 1045-1 Juli 2001  +Berichtigung 2 Juni 2005	DIN EN 206-1 Juli 2001  DIN 1045-2 Juli 2001  +Änderung A2 Juli 2007	DIN 1048 Teil 5 Juni 1991  DIN EN 12390-1 Februar 2001  DIN EN 12390-2 Juni 2001  DIN EN 12390-3 April 2004

Tab. 2.2 T.2: Normen und Bestimmungen für die Konstruktion und Bemessung von Tragwerken aus Beton- und Stahlbeton sowie für die Festlegungen der Materialeigenschaften und -prüfung von Beton für verschiedenen Zeiträume des 20. Jahrhunderts

#### **2.2.4. Umrechnung von Betondruckfestigkeiten aus Vorgängernormen**

Im folgenden Abschnitt wird die Ermittlung der Betondruckfestigkeit gemäß den Normbestimmungen verschiedener Zeiträume des letzten Jahrhunderts mit den aktuell gültigen Prüfbedingungen verglichen. Die dabei zu berücksichtigenden Normen bzw. Bestimmungen der einzelnen Zeiträume sind der vorhergehenden Übersicht in Tab. 2.1 Teil T1 und Teil T2 zu entnehmen. Die Unterteilung der Zeiträume bezieht sich auf die Gültigkeitsdauer der für die Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus Beton und

Stahlbeton anzuwendenden Normen bzw. Bestimmungen. Eine weitere Übersicht zu den Normen mit dazugehörigem Titel und dem Fassungsverlauf ist im Anhang abgedruckt.

### 2.2.4.1. Prüfkörperformen

Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht der in Deutschland verwendeten Probekörperformen, die als Referenzform zur Festlegung der geforderten Betondruckfestigkeiten in den einzelnen Zeitperioden dienen.

Zeitraum	Referenzform der Probekörper zur Ermittlung Betondruckfestigkeiten	Regelung
1904-1916	Würfelform, Kantenlänge = 30 cm	<i>Vorläufige Leitsätze Preußische Bestimmungen</i>
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

Tab. 2.3: Übersicht zu Referenzformen für Probekörper aus Normalbeton früherer Normfassungen

Die gewählte Gestalt und Abmessung eines Betonprobekörpers haben einen entscheidenden Einfluss auf die gemessene Bruchfestigkeit. Dies hat zwei Gründe: zum einen weist ein Probekörper aus Normalbeton mit geringerem Volumen eine geringere Fehlstellenwahrscheinlichkeit auf als ein vergleichbarer Probekörper mit größerem Volumen, wodurch eine scheinbar höhere Festigkeit gemessen wird; zum andern erfolgt beim Druckversuch die Belastung über Stahlplatten. Die Reibung zwischen diesen und dem Beton führt zu einer Querdehnungsbehinderung, die das Aufspalten der Probe in den Endbereichen behindert. Dadurch bilden sich Druckkegel, die sich bei den sehr gedrungenen würfelförmigen Proben im Zentrum aufeinander abstützen. Der Würfeldruckversuch liefert deshalb ein überhöhtes Ergebnis. Der Zylinderdruckversuch ist praktisch frei von Querdehnungsbehinderungen und bildet daher ein einaxial gedrücktes Bauteil besser ab.

Die Abhängigkeit zwischen Probenform und gemessener Druckfestigkeit wurde z.B. schon von *Gehler 1927* untersucht. Aus ihnen leitet *Gehler 1932* folgende Abhängigkeit zwischen der Druckfestigkeit des Betons und der Kantenlänge der Würfel her:

Kantenlänge cm	5	7	10	15	20	25	30
Verhältniswerte der Druckfestigkeit	1,40	1,25	1,15	1,05	1,00	0,95	0,90

Tab. 2.4: Umrechnungsfaktoren der Würfeldruckfestigkeit bezogen auf den 20-cm-Würfel nach *Gehler 1932*.

In *DIN 1045; 1988-07, Absatz 7.4.3.5.3 (1)* wird die Beziehung zwischen der Druckfestigkeit des Würfels mit 20 cm Kantenlänge  $\beta_{W200}$  und der des Würfels mit 15 cm Kantenlänge  $\beta_{W150}$  mit:

$$\beta_{W200} = 0,95 \beta_{W150} \quad (2.15)$$

beschrieben, was in etwa dem Reziprokwert von 1,05 entspricht, den *Gehler 1932* als Verhältniswert angibt (s. Tab. 2.4).

*Bonzel 1959* gibt für Normalbeton Verhältniswerte zwischen den Druckfestigkeiten von Würfeln mit 20 cm Kantenlänge und Zylindern ( $h = 2 d \approx 30$  cm) an, die zwischen 1,30 und 1,10 liegen. Sie nehmen mit wachsendem Betonalter und wachsender Betonfestigkeit ab.

In diesem Bereich liegen auch die Umrechnungsfaktoren, wie sie in *DIN 1045; 1988-07; Absatz 7.4.3.5.3 (2)* zur Ableitung der Würfeldruckfestigkeit  $\beta_{W200}$  aus der Betondruckfestigkeit an Zylindern  $\beta_{cyl}$  mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Höhe angegeben sind:

Festigkeitsklasse B 15 und geringer:

$$\beta_{W200} = 1,25 \beta_c \quad (2.16)$$

Festigkeitsklassen B 25 und höher:

$$\beta_{W200} = 1,18 \beta_c \quad (2.17)$$

Betrachtet man die Verhältniswerte zwischen den charakteristischen Mindestdruckfestigkeiten von Zylindern ( $h / d = 300/150$  mm) und Würfeln (Kantenlänge = 150 mm)  $f_{ck, cube} / f_{ck, cyl}$  der aktuellen Druckfestigkeitsklassen (s. Tab. 2.1) nach *DIN EN 206-1; 2001-07* so liegen sie im Mittel bei 1,23 für normalfesten Beton und im Mittel bei 1,19 für höherfesten Beton.

Mit Bezug auf die oben genannten Untersuchungen wird als Umrechnungsfaktor zwischen Würfelproben mit 200 mm Kantenlänge und Würfelproben mit 150 mm Kantenlänge folgender Ansatz gewählt:

$$\frac{f_{c, cube 150}}{f_{c, cube 200}} = k_{150/200} = 1,05 \quad (2.18)$$

Für die Umrechnung zwischen Würfelproben mit Kantenlänge 150 mm und Zylinderproben mit 150 mm Durchmessern und 300 mm Höhe wird als Umrechnungsfaktor auf der sicheren Seite liegend für alle Druckfestigkeitsklassen gewählt:

$$\frac{f_{c, \text{cyl}}}{f_{c, \text{cube 150}}} = k_{\text{cyl/cube}} = 0,80 \quad (2.19)$$

#### 2.2.4.2. Lagerungsbedingungen der Prüfkörper

Wie unter Abschnitt 2.2.2 erläutert, gilt als Referenzlagerung der Probekörper die Lagerung in Wasser, weil zum einen davon ausgegangen wird, dass bei richtiger Ausführung der Wasserlagerung die Einflussgrößen auf Druckfestigkeitsschwankungen am Geringsten sind *DAfStb Heft 526* und zum andern in Wasser gelagerte, geometrisch gleiche Probekörpern geringere Festigkeiten infolge des allseitig wirkenden Porenwasserüberdrucks aufweisen als trocken gelagerte *Schäper 2004*.

Da in Deutschland die Wasserlagerung jedoch nicht als Standardlagerung gilt, sieht *DIN EN 12390-2* auch andere Lagerungsmöglichkeiten vor. Für Deutschland sind die vorher üblichen Regelungen der *DIN 1048-5; 1991-07* für „Trockenlagerung“ im nationalen Anhang (Anhang NA) zu *DIN EN 12390-2* übernommen.

Gemäß den Regelungen für eine „Trockenlagerung“ sind die Probekörper nach der Herstellung für  $24 \pm 2$  h in den Formen bei einer Lufttemperatur von  $15 \text{ °C}$  bis  $22 \text{ °C}$  in einem geschlossenen Raum vor Zugluft geschützt zu lagern und gegen Austrocknen, z. B. durch Abdecken mit einer PE-Folie, zu schützen. Während des Erstarrens sind die Probekörper vor Erschütterungen, z. B. beim Befördern, zu bewahren. Nach  $24 \pm 2$  h sind die Probekörper zu entformen und 6 Tage auf Rosten in einem Wasserbad mit Leitungswasser von  $20 \pm 2 \text{ °C}$  zu lagern. Alternativ können die Probekörper auch 6 Tage auf einem Lattenrost in einer Feuchtekammer mit  $20 \pm 2 \text{ °C}$  und  $> 95\%$  rel. Luftfeuchtigkeit gelagert werden.

Im Alter von 7 Tagen nach der Herstellung werden die Probekörper aus dem Wasserbad bzw. der Feuchtekammer entnommen und bis zur Prüfung in einem geschlossenen Raum bei einer Temperatur von  $15 \text{ °C}$  bis  $22 \text{ °C}$  auf einem Lattenrost gelagert. Sie sind vor direkter Zugluft zu schützen.

Um einen Vergleich zwischen der „Trockenlagerung“ und der Referenzlagerung in Wasser zu ermöglichen, gibt *DIN 1045-2; 2001-07* folgende Umrechnungsfaktoren für Normalbeton und hochfesten Normalbeton an, die auf den Ergebnissen von *Donauer und Wöhnl 1986* beruhen:

$$\begin{aligned} f_{c, \text{cube}} &= 0,92 f_{c, \text{dry}} && \leq \text{C50/60} \\ f_{c, \text{cube}} &= 0,95 f_{c, \text{dry}} && \geq \text{C50/60} \end{aligned} \quad (2.20)$$

#### Lagerung der Probekörper vor 1916

Die *Vorläufigen Leitsätze* von 1904 (*VDAIV 1904*) fordern die Prüfung der Druckfestigkeit an 30 cm Würfeln, die unter normalen Witterungsverhältnissen 28 Tage erhärteten. Die *preußischen Bestimmungen* von 1904 und 1907 legen keine Lagerungsbedingungen fest. Der oben angegebene Lagerungsfaktor kann daher nicht für die Beurteilung von Betonen verwendet werden, die vor 1916 hergestellt wurden.

#### Lagerung der Probekörper von 1916 bis 1943

Im Anhang der „*Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*“ des *DAfEB von 1916* wurden erstmals die Lagerungsbedingungen der Probekörper festgelegt. Die

Probekörper sollten mindestens 24 Stunden in der Form verbleiben und anschließend in einem geschlossenen frostfreien Raum bis zum Tag der Prüfung oder des Versands auf Lattenrosten gelagert werden. Dabei mussten die Probekörper vom zweiten bis zum Tag der Prüfung oder des Versands mit Tüchern bedeckt werden, die vom zweiten bis zum siebten Tag feucht zu halten waren. Diese Bedingungen wurden auch in der ersten Ausgabe der *DIN 1048* von 1925 übernommen und auch in den folgenden Ausgaben von 1932 und 1937. Dabei wurde die Lufttemperatur des Lagerraums mit einem Temperaturbereich von +12° bis +25°C näher bestimmt.

Da die Lagerungsbedingungen denen des Anhangs NA der *DIN EN 12390-2* weitgehend gleichen (Lagerung unter feuchten Tüchern statt Wasserbad oder Feuchtekammer) kann der oben genannte Lagerungsfaktor verwendet werden.

#### **Lagerung der Probekörper ab 1943**

Die Lagerung der Probekörper für die Druckfestigkeitsprüfung nach Anhang NA der *DIN EN 12390-2* entspricht grundsätzlich der Lagerung nach *DIN 1048* in der Fassung von 1943 (Eignungs- und Güteprüfung) und blieb nahezu auch in den folgenden Ausgaben (*DIN 1048 Blatt 1-1972*; *DIN 1048 Teil 1-1978*; *DIN 1048 Teil 5-1991*) unverändert. Das gleiche gilt für die Lagerungsbedingungen gemäß den Standards im Geltungsgebiet der ehemaligen DDR (*TGL 0-1048*; *1963-03*, *TGL 21094/01*; *1969-12*, *TGL 33433/01*; *1979-06*) weshalb der oben genannte Faktor zur Berücksichtigung der Lagerungsbedingungen für verwendete Betone ab 1943 als gültig erachtet wird.

#### **2.2.4.3. Prüfungszeitpunkt**

Die Druckfestigkeit von Probekörpern wird im Allgemeinen nach einer Lagerung (entsprechend den Randbedingungen in Abschnitt 2.2.4.2) von 28 Tagen geprüft. Dieser Prüfzeitpunkt wurde bereits in den *preußischen Bestimmungen von 1904* festgelegt und wurde bis in die heutige Zeit in allen Normen bzw. Standards übernommen. Damit kann für alle Betone von 1904 bis heute die Druckfestigkeit nach 28 Tagen als Referenzzeitpunkt betrachtet werden.

#### **2.2.4.4. Belastungsgeschwindigkeit bei Betondruckprüfungen**

In der zurzeit gültigen Norm *DIN EN 12390-3* in der Fassung vom April 2002 zur Prüfung der Druckfestigkeit von Probekörpern wird als stetig aufzubringende Geschwindigkeit der Prüflast ein Bereich von 0,2 MPa/s ( $\text{N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$ ) bis 1,0 MPa/s ( $\text{N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$ ) genannt, wobei die gewählte Belastungsgeschwindigkeit mit  $\pm 10\%$  einzuhalten ist. Eine weitere Anpassung der erreichten Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit erfolgt nicht.

#### **Belastungsgeschwindigkeit vor 1916**

Die *Vorläufigen Leitsätze* von 1904 als auch die Fassungen der *Preußischen Bestimmungen* von 1904 und 1907 legen keinerlei Regelungen über die aufzubringende Belastungsgeschwindigkeit bei Druckprüfungen von Betonprobekörpern fest.

#### **Belastungsgeschwindigkeit von 1916 bis 1925**

Die Bestimmungen des *DAfEB von 1916* fordern, den Druck auf die Probekörper langsam und stetig zu steigern, wobei die Geschwindigkeit rund  $1,0 \text{ kg}/\text{cm}^2$  pro Sekunde ( $\approx 0,1 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$ ) betragen soll.

### **Belastungsgeschwindigkeit von 1925 bis 1972**

Die Fassungen der *DIN 1048* als auch die *TGL 0-1048* geben als zulässigen Bereich der Spannungszunahme 2,0 bis 3,0 kg/cm<sup>2</sup> in der Sekunde an ( $\approx 0,2$  bis  $0,3$  N/(mm<sup>2</sup>·s)).

### **Belastungsgeschwindigkeiten ab 1972**

Ab der Fassung von 1972 fordert *DIN 1048* eine Steigerung der Druckspannung von ungefähr 0,5 N/(mm<sup>2</sup>·s). Die Fassung der *TGL 33433/04* von 1979 erlaubt als Geschwindigkeit der Spannungszunahme einen Bereich von 0,5 bis 1,0 N/(mm<sup>2</sup>·s).

Da der oben genannte Geschwindigkeitsbereich der aktuell gültigen *DIN EN 12390-3* alle geforderten Prüfgeschwindigkeiten in den Bestimmungen, Normen oder Standards zur Durchführung von Druckversuchen an Betonprobekörpern ab 1916 abdeckt, werden die Prüfbedingungen als vergleichbar angesehen, weshalb es keines Anpassungsfaktors bedarf.

## 2.2.5. Statistische Kenngrößen der Betondruckfestigkeit

### 2.2.5.1. Verteilungsfunktion der Betondruckfestigkeit

Die Untersuchung von *Rüsch et. al. 1969* beschäftigt sich mit den Gesetzmäßigkeiten, denen die Streuung der Festigkeit von Probekörpern folgt. Die Ergebnisse beruhen auf der statistischen Auswertung von Beobachtungsergebnissen, die anhand einer internationalen Umfrage gesammelt wurden. Es stellt sich heraus, dass die Festigkeitswerte der Prüfkörper bei 829 untersuchten Stichproben zu 92,8% als Normalverteilung vorliegen. Es wird aber auch angemerkt, dass es bei niedrigen Betongüten sinnvoll sein kann, von einer logarithmischen Normalverteilung auszugehen.

Auch in der Untersuchung von *König et. al. 1998* bezüglich des statistischen Konformitätskriteriums der Vornorm *prEN 206; 1996-08* wird die Normalverteilung oder eine logarithmische Normalverteilung zur Beschreibung der Betondruckfestigkeit vorgeschlagen.

In der vorliegenden Arbeit wird die Verteilungsfunktion der Betondruckfestigkeit nach dem Vorschlag von *Fischer 2003* in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang  $n$  und vom Variationskoeffizienten  $v$  als Normalverteilung oder logarithmische Normalverteilung gewählt (s. Abschnitt 2.1.2.2).

### 2.2.5.2. Standardabweichung und Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeit

Nach *Rüsch et. al. 1969* ist die Standardabweichung  $s$  der mittleren Betonfestigkeiten  $\bar{x}$  abhängig von der Art und Gleichmäßigkeit der Grundwerkstoffe, von den technischen und betrieblichen Einrichtungen der Betonbereitung, von der Sorgfalt und beruflichen Qualifikation der Belegschaft, von der Witterung der Dauer der Betonierarbeiten und dem Grad der Überwachung. Die Auswertung der Beobachtungsergebnisse ergab Werte der Standardabweichung von  $s = 1$  bis  $10 \text{ N/mm}^2$ .

Die Standardabweichung beträgt im Mittel rund  $4,7 \text{ N/mm}^2$  ab einer mittleren Würfelfestigkeit von rund  $30 \text{ N/mm}^2$ . Für geringere Druckfestigkeiten steigt sie in etwa einer Parabel folgend an. Die Regressionsrechnung von *Rüsch et. al. 1969* liefert:

$$s = \frac{1}{0,197 + \frac{3,19}{\bar{x}^2}} \left[ \text{N/mm}^2 \right] \quad (2.21)$$

Für die Abschätzung der zu erwartenden Standardabweichung werden von *Rüsch et. al. 1969* aufgrund der bei der Auswertung gesammelten Erfahrungen folgende Vorschläge gemacht:

Sorgfalt bei der Überwachung	Kleine Baustelle, keine Betonproben, Zumessung nach Volumen, Überwachung durch Polier	Mittlere Baustelle, 3 – 10 Betonproben, Zumessung nach Volumen oder Gewicht, Überwachung durch Polier	Großbaustelle, 30 und mehr Betonproben, Zumessung nach Gewicht, Überwachung durch Betoningenieur
Urteil	Standardabweichung von Würfelproben N/mm <sup>2</sup>		
sehr gut	5	4	3
gut	6	5	4
annehmbar	8	6,5	5
nachlässig	9	8	7

Tab. 2.5: Vorschlag für die Bewertung der Qualität der Betonherstellung anhand des Wertes der Standardabweichung (nach *Rüsch et. al.* 1969)

Die Abschätzungen der Standardabweichungen in Tab. 2.5 repräsentieren das Streuniveau der Betondruckfestigkeit in den 1950er Jahren, da sie sich zum vorwiegenden Teil aus Kennwerten von Baustellen dieser Zeitperiode ableiten.

Etwas engere Bereiche für die Standardabweichungen in Abhängigkeit von der Qualität der Fertigung und der Kontrolle werden von *Spaethe 1992* genannt:

Qualität der Fertigung und Kontrolle	Variationskoeffizient für Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit < 20N/mm <sup>2</sup>	Standardabweichung für Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit ≥ 20 N/mm <sup>2</sup>
Betonwerke mit guten Ausgangsstoffen, geschultem Personal und einwandfreier Fertigungskontrolle	v = 0,125...0,20 <b>0,15</b>	s = 2,5...4,0 <b>3,0</b>
Größere Baustellen und Transportbeton mit normalen Fertigungs- und Kontrollbedingungen	v = 0,20...0,275 <b>0,225</b>	s = 4,0...5,5 <b>4,5</b>
Kleinere Baustellen mit Herstellung des Betons auf der Baustelle	v = 0,275...0,35 <b>0,30</b>	s = 5,5...7,0 <b>6,0</b>

Tab. 2.6: Standardabweichung und Variationskoeffizienten für die Druckfestigkeit von Beton, nach *Spaethe 1992*

Da keine genaueren Angaben zu den zu den Standardabweichungen in Tab. 2.6 von *Spaethe* gegeben werden, kann keine Zuordnung zu einer Zeitperiode erfolgen.

*Spaethe* empfiehlt, in den mittleren und höheren Druckfestigkeiten mit einer konstanten Standardabweichung und in den unteren Festigkeitsbereichen mit einem konstanten Variationskoeffizienten zu rechnen.

Jüngere Untersuchungen von *Tue 2007* zeigen, dass die Standardabweichung der Druckfestigkeit mit der Festigkeit zunimmt und mit folgender Gleichung beschrieben werden kann:

$$s = \frac{f_{ck}}{100} + 3,25 \left[ \text{N/mm}^2 \right] \quad (2.22)$$

Unter Annahme einer Normalverteilung nennt *Tue 2007* für normalfeste und für hochfeste Betone folgende statistische Größen:

- Normalbeton:
  - Mittelwert der Standardabweichung  $s_m = 3,5 \text{ N/mm}^2$
  - 5%-Quantile der Standardabweichung  $s_{5\%} = 1,3 \text{ N/mm}^2$
  - 95%-Quantile der Standardabweichungen  $s_{95\%} = 5,6 \text{ N/mm}^2$
- Hochfester Beton:
  - Mittelwert der Standardabweichung  $s_m = 4,2 \text{ N/mm}^2$
  - 5%-Quantile der Standardabweichung  $s_{5\%} = 0,8 \text{ N/mm}^2$
  - 95%-Quantile der Standardabweichungen  $s_{95\%} = 7,6 \text{ N/mm}^2$

Vergleicht man die mittlere Standardabweichung mit den Untersuchungen von *Rüsch et. al. 1969*, so zeigt sich, dass sich die Qualität der heutigen Betonproduktion verbessert hat.

*Zäschke 2003* erläutert in *Heft 526 des DAfStb*, dass der angenommene Schätzwert für die Standardabweichung der Grundgesamtheit  $\sigma$  für kleine Stichprobenumfänge  $n$  bei der Festlegung des Bestätigungskriteriums nach *DIN EN 206-1; 2001-07* und *DIN 1045-2; 2001-07* für einen Beton aus einer Betonfamilie an der oberen Grenze des Bereiches repräsentativer Erfahrungswerte bei  $\sigma = 5 \text{ N/mm}^2$  liege.

In *DIN 1045-1; 2001-07* ist die Standardabweichung  $\sigma$  in der dortigen *Tabelle 8* implizit über die analytische Beziehung der mittleren Druckfestigkeit  $f_{cm}$  zur charakteristischen Druckfestigkeit  $f_{ck}$  gegeben:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \left[ \text{N/mm}^2 \right] \quad (2.23)$$

Gleich gesetzt mit Gleichung (2.6) und  $x_p = f_{ck}$  (5%-Quantile) ergibt sich für die Standardabweichung der Grundgesamtheit:

$$\sigma = \frac{-8}{\Phi(p)} = \frac{-8}{-1,645} = 4,86 \left[ \text{N/mm}^2 \right]$$

Dieser Wert ist in etwa identisch mit dem oben angegebenen Wert der Standardabweichung  $\sigma$  nach *Zäschke 2003*.

### 2.2.5.3. Umrechnungstabellen

#### Betongüten von 1904 bis 1916

Die *vorläufigen Leitsätze* und die *preußischen Bestimmungen* von 1904 und 1907 fordern, dass die mittlere Druckfestigkeit an Würfeln mit 30 cm Seitenlänge nach 28 Tagen nachgewiesen werden soll. Die Herstellung und Lagerung der Probekörper, sowie die Durchführung der Prüfung wurden nicht näher geregelt. Ein Vergleich mit den aktuellen Prüfbedingungen wird daher als nicht möglich angesehen.

#### Betongüten und -klassen von 1916 bis 1972

Anhand des Anhangs „*Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*“ der Bestimmungen des *DAfEB* von 1916, die dann ab 1925 in *DIN 1048* übernommen wurden, wird davon ausgegangen, dass die Ergebnisse von Druckversuchen an Probekörpern aus Beton seit 1916 als vergleichbar mit aktuellen Prüfergebnissen betrachtet werden können. Dies ist grundlegende Voraussetzung für eine Umrechnung der mittleren Betondruckfestigkeiten, die bis 1972 als Kenngröße für die Betondruckfestigkeit in den jeweiligen Normfassungen der *DIN 1045* diente, auf das 5%-Quantil der Betondruckfestigkeit.

Die Wahl der Verteilungsfunktion erfolgt im Folgenden über den Vorschlag von *Fischer 2003* über den Variationskoeffizienten, d.h. für Stichprobenumfänge  $n > 30$ :

- $v \leq 0,20$  Normalverteilung (NV)
- $v > 0,20$  logarithmische Normalverteilung (LNV)

Für den Zeitraum von 1916 bis 1972 werden die Ergebnisse von *Rüsch et. al. 1969* als Annahme der Standardabweichung der Grundgesamtheit für unterschiedliche Qualitätsniveaus genutzt, wobei bei mittleren Druckfestigkeiten  $\leq 20 \text{ N/mm}^2$  ein konstanter Variationskoeffizient gemäß der Empfehlung von *Spaethe 1992* verwendet wird.

Die Schätzung der charakteristischen Druckfestigkeiten für Betone erfolgt für einen Qualitätsbereich der Herstellung und Fertigung, der folgende Grenzen aufweist:

- untere Grenze:  
Kleinere Baustellen mit annehmbarer Überwachung und Herstellung des Betons auf der Baustelle ohne Probenentnahmen :  
 $v = 0,35$  für  $f_{\text{cm, cube}} < 20 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma = 7,0 \text{ N/mm}^2$  für  $f_{\text{cm, cube}} \geq 20 \text{ N/mm}^2$
- obere Grenze:  
Mittlere Baustelle mit sehr guter Überwachung (3-10 Betonproben) oder Großbaustelle mit guter Überwachung (mehr als 30 Betonproben bei der Herstellung):  
 $v = 0,20$  für  $f_{\text{cm, cube}} < 20 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma = 4,0 \text{ N/mm}^2$  für  $f_{\text{cm, cube}} \geq 20 \text{ N/mm}^2$

Von 1916 bis 1972 wurden Würfelformen mit 20 cm Kantenlänge als Prüfkörper verwendet, die unter nahezu einheitlichen Lagerungsbedingungen (7 Tage feucht, bis zur Prüfung im frost- und zugluftfreiem Raum auf Lattenrosten) bis zur Prüfung aufbewahrt wurden. Für die Umrechnung auf die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit unter den

Lagerungsbedingungen nach *DIN EN 12390-2; 2001-06* sind daher noch die Formfaktoren  $k_{150/200}$  und  $k_{\text{cube/zyl}}$  nach Gleichung (2.18) und (2.19) sowie der Lagerungsfaktor  $k_L$  nach Gleichung (2.20) zu beachten.

Somit ergibt sich für Betone mit mittleren Druckfestigkeiten unter  $20 \text{ N/mm}^2$  aus der Gleichung (2.12) und den Umrechnungsfaktoren:

$$f_{\text{ck}} = \exp \left[ \ln \left( \frac{f_{\text{cm, cube, 200}}}{\sqrt{1 + v^2}} \right) + \Phi^{-1}(0,05) \cdot \sqrt{\ln(1 + v^2)} \right] \cdot k_{150/200} \cdot k_{\text{cube/cyl}} \cdot k_L \quad (2.24)$$

als untere Grenze:

$$f_{\text{ck}} = \exp \left[ \ln \left( \frac{f_{\text{cm, cube, 200}}}{\sqrt{1 + 0,35^2}} \right) - 1,645 \cdot \sqrt{\ln(1 + 0,35^2)} \right] \cdot 1,05 \cdot 0,80 \cdot 0,92$$
$$f_{\text{ck}} = \exp \left[ \ln(f_{\text{cm, cube, 200}}) - 0,617 \right] \cdot 0,773$$

als obere Grenze:

$$f_{\text{ck}} = \exp \left[ \ln \left( \frac{f_{\text{cm, cube, 200}}}{\sqrt{1 + 0,20^2}} \right) - 1,645 \cdot \sqrt{\ln(1 + 0,20^2)} \right] \cdot 1,05 \cdot 0,80 \cdot 0,92$$
$$f_{\text{ck}} = \exp \left[ \ln(f_{\text{cm, cube, 200}}) - 0,306 \right] \cdot 0,773$$

Für mittlere Betondruckfestigkeiten ab  $20 \text{ N/mm}^2$  wird die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit für Variationskoeffizienten  $v > 0,20$  nach Gleichung (2.24) ermittelt. Bei Variationskoeffizienten  $v \leq 0,20$  ergibt sich die Zylinderdruckfestigkeit nach Gleichung (2.6) in Kombination mit den Umrechnungsfaktoren zu:

$$f_{\text{ck}} = (f_{\text{cm, cube, 200}} + \sigma \cdot \Phi^{-1}(0,05)) \cdot k_{150/200} \cdot k_{\text{cube/cyl}} \cdot k_L \quad (2.25)$$

Als obere Grenze ergibt sich damit:

$$f_{\text{ck}} = (f_{\text{cm, cube, 200}} - 4,0 \cdot 1,645) \cdot 1,05 \cdot 0,80 \cdot 0,92$$
$$f_{\text{ck}} = (f_{\text{cm, cube, 200}} - 6,58) \cdot 0,773$$

Zeitraum	Betonfestigkeitsgüte/ bzw. -klasse	untere Grenze für $f_{ck}^u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	obere Grenze für $f_{ck}^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck}^u$ ; $f_{ck}^o$ nach aktueller Festigkeitsklasse (DIN EN 206-1)
1916-1925	W <sub>28</sub> =150 kg/cm <sup>2</sup>	6,3	8,5	- ; C8/10
	W <sub>28</sub> =180 kg/cm <sup>2</sup>	7,5	10,2	- ; C8/10
1925-1932	W <sub>b28</sub> =100 kg/cm <sup>2</sup>	4,2	5,7	- ; -
	W <sub>b28</sub> =130 kg/cm <sup>2</sup>	5,4	7,4	- ; -
	W <sub>b28</sub> =180 kg/cm <sup>2</sup>	7,5	10,2	- ; C8/10
1932-1943	W <sub>b28</sub> =120 kg/cm <sup>2</sup>	5,0	6,8	- ; -
	W <sub>b28</sub> =160 kg/cm <sup>2</sup>	6,7	9,1	- ; C8/10
	W <sub>b28</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup>	9,0	11,1	- ; C8/10
1943-1972 (DDR bis 1980)	B 120	5,0	6,2	- ; -
	B 160	6,7	8,3	- ; C8/10
	B 225	10,1	12,3	C8/10 ; C12/15
	B 300	15,5	18,0	~C16/20 ; C16/20

Tab. 2.7: Zuordnung der Betonfestigkeiten verschiedener Betongüten und -klassen von 1916 bis 1972 (bzw. 1980 DDR) in die Festigkeitsklassen nach *DIN EN 206-1*

Wie Tab. 2.7 zeigt, erreichen Betongüten- bzw. klassen von 1916 bis 1972 mit den statistischen Kennwerten von kleinen Baustellen mit annehmbarer Überwachung erst mit einem B 225 die Zuordnung in die unterste Festigkeitsklasse nach *DIN EN 206-1*. Auch Betone, die unter der Annahme einer sehr guten Überwachung auf einer mittleren Baustelle bzw. einer guten Überwachung auf einer Großbaustelle hergestellt sind, erreichen erst ab B 225 eine höhere Festigkeitsklasse als C12/15.

Hieraus ergibt sich, dass für Betonfestigkeitsklassen unter B 300 die vor 1972 bzw. 1980 in der ehemaligen DDR hergestellt wurden, selbst für die Vorbemessung bereits Kennwerte aus einer Bestandsaufnahme vorliegen müssen, um durch die eventuell eingetretene Nacherhärtung des Betons eine höhere Festigkeitsklasse zu erreichen, da nach *DIN 1045-1; 2001-07* eine Betonfestigkeitsklasse von mindestens C12/15 für unbewehrte Bauteile und C16/20 für bewehrte Bauteile verwendet werden muss.

In *Fingerloos und Becker 2008* werden ebenfalls charakteristische Betondruckfestigkeiten zur Verfügung gestellt. Sie sind über einen ingenieurmäßigen Ansatz ermittelt, bei dem die historischen zulässigen Betondruckspannungen mit den heutigen Bemessungswerten der Druckfestigkeit gleichgesetzt werden. Es werden die gleichen Umrechnungsfaktoren zur Berücksichtigung unterschiedlicher Probekörperformen verwendet wie in der vorliegenden Arbeit, jedoch unter Vernachlässigung der Lagerungsbedingungen.

Vergleicht man die hier angegebenen Werte für die charakteristische Druckfestigkeit mit denen nach *Fingerloos und Becker 2008*, so zeigt sich für den Zeitraum von 1916 bis 1925 eine gute Übereinstimmung. Ab 1925 liegen alle charakteristischen Druckfestigkeiten nach *Fingerloos und Becker 2008* über dem oberen Wert der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}^o$  der Tab. 2.7.

Zeitraum	Betonfestigkeitsgüte/ bzw. -klasse	$f_{ck}$ nach <i>Fingerloos und Becker 2008</i>	obere Grenze für $f_{ck}^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verhältnis $f_{ck}/f_{ck}^o$
1925-1932	$W_{b28}=100 \text{ kg/cm}^2$	6	5,7	1,05
	$W_{b28}=130 \text{ kg/cm}^2$	8	7,4	1,08
	$W_{b28}=180 \text{ kg/cm}^2$	11	10,2	1,08
1932-1943	$W_{b28}=120 \text{ kg/cm}^2$	8	6,8	1,18
	$W_{b28}=160 \text{ kg/cm}^2$	10	9,1	1,10
	$W_{b28}=210 \text{ kg/cm}^2$	12	11,1	1,08
1943-1972 (DDR bis 1980)	B 120	8	6,2	1,29
	B 160	10	8,3	1,20
	B 225	16	12,3	1,30
	B 300	20	18,0	1,11

Tab. 2.8: Vergleich der oberen Grenze der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}^o$  aus Tab. 2.7 mit den vorgeschlagenen charakteristischen Zylinderdruckfestigkeiten nach *Fingerloos und Becker 2008*

Um mit dem in dieser Arbeit gewählten Ansatz nach Gleichung (2.25) die Werte nach *Fingerloos und Becker 2008* zu erreichen, müsste beispielsweise ein B 225 der zwischen 1943 und 1972 produziert wurde folgende Standardabweichung aufweisen:

$$16,0 = (22,5 - \sigma \cdot 1,645) \cdot 1,05 \cdot 0,80 \cdot 0,92$$

$$\rightarrow \sigma = 1,09$$

Vernachlässigt man den Umrechnungsfaktor der Lagerung, so ergibt sich als Standardabweichung:

$$16,0 = (22,5 - \sigma \cdot 1,645) \cdot 1,05 \cdot 0,80$$

$$\rightarrow \sigma = 2,10$$

Beide Standardabweichungen liegen unter der mittleren Standardabweichung, wie sie *Tue 2007* für die heutige Betonproduktion ermittelt hat. Die nach *Fingerloos und Becker 2008* ermittelten charakteristischen Zylinderdruckfestigkeiten überschätzen damit die Qualität der Betonproduktion zwischen 1925 und 1972 (bzw. 1980 in der ehemaligen DDR).

### **Betonfestigkeitsklassen von 1972 bis 2001**

Da die Festlegung der Nenndruckfestigkeit  $\beta_{WN}$  ab *DIN 1045; 1972* als 5%-Quantil der Grundgesamtheit definiert ist, sind für die Umrechnung auf die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nur die Umrechnungsfaktoren für die unterschiedliche Probeform und die unterschiedliche Lagerung zu berücksichtigen.

$$\begin{aligned}\beta_{WN} &= f_{ck,cube,200} \\ f_{ck} &= f_{ck,cube,200} \cdot k_{150/200} \cdot k_{cube/cyl} \cdot k_L \\ f_{ck} &= f_{ck,cube,200} \cdot 1,05 \cdot 0,80 \cdot 0,92 = f_{ck,cube,200} \cdot 0,773\end{aligned}$$

1978 wurden im Zuge des gesetzlichen Einheitenwechsels auf SI-Einheiten die Bezeichnungen der Betonklassen nach *DIN 1045 von 1972* vereinfacht mit dem Faktor 10 von  $\text{kp/cm}^2$  auf  $\text{N/mm}^2$  umgerechnet (Bn 300→B 30).

### **Betonfestigkeitsklassen von 1980 bis 1990 (DDR)**

In den Einheitlich Technischen Vorschriftenwerken des Betonbaus war die Norm-Würfeldruckfestigkeit  $R^n$  nach *TGL 33411/01; 1979* als 5%-Quantile des 28 Tage alten 15 cm-Würfels definiert. Wie bereits im Abschnitt 2.2.4.2 erläutert, entspricht die Lagerung der Probewürfel grundsätzlich der „Trockenlagerung“ nach *Anhang NA zu DIN EN 12390-2*. Zur Umrechnung auf die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit sind daher nur die Faktoren  $k_{cube/cyl}$  und  $k_L$  zu berücksichtigen.

$$\begin{aligned}R^n &= f_{ck,cube,150} \\ f_{ck} &= f_{ck,cube,150} \cdot k_{cube/cyl} \cdot k_L \\ f_{ck} &= f_{ck,cube,150} \cdot 0,80 \cdot 0,92 = f_{ck,cube,200} \cdot 0,736\end{aligned}$$

Die Betonfestigkeitsklassen in Tab. 2.9 entsprechen den Vorzugsbetonklassen nach *TGL 33411/01; 1979*.

<b>Zeitraum</b>	<b>Betonfestigkeits- klasse</b>	<b><math>f_{ck}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>Festigkeitsklasse nach <i>DIN EN 206-1; 2001-07</i></b>
1972-1978	Bn 50	3,9	-
	Bn 100	7,7	~C8/10
	Bn 150	11,6	~C12/15
	Bn 250	19,3	C16/20
	Bn 350	27,1	C25/30
	Bn 450	34,8	~C35/40
	Bn 550	42,5	C40/50
1978-2001	B 5	3,9	-
	B 10	7,7	~C8/10
	B 15	11,6	~C12/15
	B 25	19,3	C16/20
	B 35	27,1	C25/30
	B 45	34,8	~C35/45
	B 55	42,5	C40/50
1980-1990 (DDR)	Bk 5	3,7	-
	Bk 7,5	5,5	-
	Bk 10	7,4	~C8/10
	Bk 15	11,0	~C12/15
	Bk 20	14,7	~C12/15
	Bk 25	18,4	C16/20
	Bk 35	25,8	C25/30
	Bk 45	33,1	C30/37
	Bk 55	40,5	C40/50

Tab. 2.9: Zuordnung der Betonfestigkeit für verschiedene Betonklassen von 1972 bis 2001 in die Festigkeitsklassen nach *DIN EN 206-1; 2001-07*

Angemerkt sei, dass die Zuordnung der Festigkeitsklassen nach Tab. 2.9 nicht mit der Zuordnung des DIBts aus dem Jahr 2002 (s. *Hartz 2002*) verglichen werden kann. Die dort gestellten Festlegungen gelten nur für den Fall, dass ein Beton mit Betonfestigkeitsklasse nach früherem Normenwerk bestellt wurde (z.B. B 35) und gemäß der Betonfestigkeitsklasse nach neuerem Normenwerk geliefert wird (C30/37).

## **2.3. Betonstahl**

### **2.3.1. Anforderungen an Betonstähle gemäß *DIN 1045-1; 2001-07***

An folgende Kennwerte von Betonstählen werden Anforderungen gemäß *DIN 1045-1* in der Fassung von Juli 2001 gestellt:

- Streckgrenze  $f_{yk}$  oder  $f_{0,2k}$ ,
- Verhältnis von Zugfestigkeit/Streckgrenze ( $f_t / f_y$ ),
- Dehnung bei Höchstlast  $\varepsilon_{uk}$  bzw.  $A_{gt}$ ,
- Ermüdungsfestigkeit,
- Bezogene Rippenfläche  $f_R$  für Nenndurchmesser  $d_s$ ,
- Unterschreitung des Nennquerschnitts,
- Biegefähigkeit,
- Schweißbeignung.

In der vorliegenden Arbeit werden nur die mechanischen Eigenschaften der historischen Betonstähle betrachtet, wobei die Ermüdungsfestigkeit vernachlässigt wird, da im üblichen Hochbau von vorwiegend ruhenden Einwirkungen ausgegangen wird *DIN 1045-1; 2001-07*. Der dabei für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen maßgebende Wert stellt die Streckgrenze dar. Daneben werden über das Verhältnis von Zugfestigkeit/Streckgrenze und der Dehnung bei Höchstlast die Anforderungen an die Duktilität geregelt. Somit beschränkt sich die Betrachtung der Prüfungen auf den Zugversuch.

Die oben genannte Streckgrenze  $f_y$  entspricht der im Zugversuch ermittelten oberen Streckgrenze  $R_{eH}$ . Bei Betonstählen ohne ausgeprägte Streckgrenze (kaltverformte Stähle) entspricht die geforderte Streckgrenze  $f_{0,2}$  der 0,2%-Dehngrenze  $R_{p0,2}$ .

Die Festlegungen und konstruktiven Regeln der *DIN 1045-1:2001-07* beziehen sich auf schweißgeeignete, gerippte Betonstähle mit einer charakteristischen Streckgrenze (5%-Quantile) von  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ . Somit wird in *DIN 1045-1; 2001-07* nur eine Betonstahlsorte verwendet, die nach ihrer Erzeugnisform und Duktilität wie folgt eingeteilt wird:

*Zuordnung historischer Baustoffkennwerte in aktuell gültige Materialkennwerte*

Benennung	BSt 500 S (A)	BSt 500 M (A)	BSt 500 S (B)	BSt 500 M (B)
Erzeugnisform	Betonstabstahl	Betonstahlmatte	Betonstabstahl	Betonstahlmatte
Duktilität	A = normalduktil		B = hochduktil	
Streckgrenze $f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	500 (min. 5%-Quantil)			
Verhältnis ( $f_t / f_y$ ) <sub>k</sub>	≥ 1,05 (min. 10%-Quantil)		≥ 1,08 (min. 10%-Quantil)	
Stahldehnung unter Höchstlast $\epsilon_{uk}$ bzw. $A_{gt}$ [%]	≥ 2,5 (min. 10%-Quantil)		≥ 5,0 (min. 10%-Quantil)	
Verhältnis ( $f_y / f_{yk}$ ) ( $f_y$ = tatsächl. Streckgrenze)	-		≤ 1,3 (max. 10%-Quantil)	

Tab. 2.10: Mechanische Eigenschaften der Betonstähle nach *DIN 1045-1; 2001-07*

Des Weiteren wird Betonstahl als kaltgewalzter (BSt 500 KR) oder warmgewalzter Betonstahl in Ringen (BSt 500 WR) und als Gitterträger geliefert.

Für den Nennquerschnitt erlaubt *DIN 1045-1; 2001-07* eine Unterschreitung von höchstens 4%, definiert als 5%-Quantil der Grundgesamtheit.

*DIN 1045-1; 2001-07* verweist für Betonstabstähle und Betonstahlmatten auf die Normen der Reihe DIN 488 und auf die allgemein bauaufsichtlichen Zulassungen. Die zurzeit noch gültige *DIN 488 Teil 1* aus dem Jahr 1984 ist jedoch nicht mit *DIN 1045-1; 2001-07* kompatibel, da sie keine Duktilitätsklassen definiert. Die Norm beinhaltet zwar Kenngrößen bezüglich dem Verhältnis Zugfestigkeit/Streckgrenze ( $f_t / f_y$ ), aber an Stelle der geforderten Dehnung unter Höchstlast war bislang nur die Bruchdehnung  $A_{10}$  gefordert. Daher sind nach *Rußwurm 2003* Übergangsregelungen bis zur bauaufsichtlichen Einführung einer neuen DIN 488 Reihe (voraussichtlich 4. Quartal 2008) getroffen worden, welche die zu diesem Zeitpunkt auf dem Markt verfügbaren Stähle hinsichtlich ihrer Duktilität wie folgt beurteilen:

Normalduktil (A)	Hochduktil (B)
BSt 500 M – Betonstahlmatte, tiefgerippt	BSt 500 S - Betonstabstahl
BSt 500 RK – Betonstahl im Ring, kaltgerippt	BSt 500 WR –Betonstahl im Ring, warmgerippt

Tab. 2.11: Zuordnung von Betonstählen in Duktilitätsklassen A/B, *Rußwurm 2003*

*Rußwurm 2003* gibt an, dass hochgerippte Betonstahlmatten BSt 500 M (nach *DIN 488 Teil 4; 1986-06*) jedoch 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 Tab. 2.12 den Anforderungen der Duktilitätsklasse A gegenübergestellt sind.

Anforderung	BSt 500 M (hochgerippt) nach DIN 488-4; 1986	BSt 500 M (A) nach DIN 1045-1; 2001
Verhältnis von Zugfestigkeit zu Streckgrenze $(f_t / f_y)_k$	1,032	1,05
Dehnung unter Höchstlast $A_{gt}$	1,67 %	2,5 %

Tab. 2.12: Vergleich Eigenschaften der Betonstahlmatten *Rußwurm 2003*

Der relative Anteil an nicht bedingungsmaßige Werten betrug bei der Stahldehnung unter Höchstlast  $A_{gt}$  22% und beim Verhältnis zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze  $f_t / f_y$  ca. 29%. Ebenso wird der Ersatz der Bruchdehnung  $A_{10}$  durch die Dehnung unter Höchstlast  $A_{gt}$  als nicht unproblematisch genannt, da zwischen den beiden Werten für Betonstahlmatten als auch für warmgewalzten Betonstahl in Ringen nur eine niedrige Korrelation besteht.

Wurden für die Bewehrung der Stahlbetonbauteile eines Gebäudes die oben genannten hochgerippten Betonstahlmatten BSt 500 M nach *DIN 488 Teil 4; 1986-06* verwendet, so liegen unklare Duktilitätseigenschaften vor. Für die Neubemessung nach *DIN 1045-1; 2001-07* bedeutet dies, 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 zulassen. Des Weiteren sollte bei der Biegebemessung mit diesen und älteren Betonstahlmatten im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Stahldehnung auf  $\epsilon_{su} = 0,015$  begrenzt sowie auf die Ausnutzung des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Erreichen der Streckgrenze verzichtet werden.

Nach *Fingerloos und Becker 2008* ist die obere Zuordnung der Tab. 2.11 für Betonstabstahl in Duktilitätsklasse B auch für ältere naturharte (nicht kaltverformte oder kaltgereckte) Betonstabstähle ohne Einschränkungen möglich.

### 2.3.2. Aktuelle Normenwerke für Betonstahl

Die den Betonstahl betreffende Normung befindet sich seit mehreren Jahren in einer Übergangsphase. Die Normreihe DIN 488 Teil 1 bis Teil 7 (in den Fassungen ab 1984) stellte ursprünglich ein ineinander greifendes Konzept zur Regelung der Eigenschaften, Prüfung und Güteüberwachung von Betonstählen dar. Die Regelungen zur Prüfung von Betonstabstählen und Betonstahlmatten (*DIN 488 Teil 3; 1986-06* und *DIN 488 Teil 5; 1986-07*) wurden ersetzt durch die europäischen Normen *DIN EN ISO 15630-1; 2002-09* und *DIN EN ISO 15630-2; 2002-09* die gemeinsam mit *DIN EN 10080; 2005-08* die Anforderungen und Definitionen für die Leistungsmerkmale von schweißgeeignetem Betonstahl festlegen sollten. *DIN EN 10080* wurde zwar kurzzeitig im April 2006 auf europäischer Ebene eingeführt aber bereits sechs Monate später wieder zurückgezogen *Moersch 2008*.

Somit sind zurzeit *DIN 488 Teil 1; 1984-09*, *DIN 488 Teil 2; 1986-06*, *DIN 488 Teil 4; 1986-06* und *DIN 488 Teil 6 und Teil 7 von 1986-06* gültig, wovon *Teil 2*, *Teil 4* und *Teil 6* in der *Bauregelliste A Ausgabe 2007/1 des DIBts* bauaufsichtlich eingeführt sind. Die Durchführung des Zugversuchs erfolgt gemäß nationalem Vorwort der *DIN EN ISO 15630-1* nach *DIN EN 10002-1; 2002-09*, welche im Allgemeinen die Zugversuche für metallische Werkstoffe bei Raumtemperatur regelt.

### 2.3.2.1. Aktuelle Prüfbedingungen für Betonstabstahl

Die Prüfung von Betonstabstählen wird in *DIN EN ISO 15630-1; 2002-09* und *DIN EN 10002-1; 2001-12* wie folgt geregelt:

Die beim Zugversuch eingesetzte Prüfeinrichtung muss nach *DIN EN ISO 7500-1; 2004-11* überprüft und geeicht sein und mindestens Klasse 1 entsprechen.

Bei der Berechnung der Festigkeitseigenschaften (obere Streckgrenze  $R_{eH}$ , oder 0,2%-Dehngrenze  $R_{p0,2}$ , Zugfestigkeit  $R_m$ ) gilt der Nennquerschnitt  $A_n$  als Bezugsfläche.

#### Probenform und -maße

Allgemein ist die Probe im Lieferzustand dem Stab zu entnehmen. Für die Ermittlung der mechanischen Eigenschaften im Zugversuch darf die Probe künstlich gealtert werden, z. B. durch Erwärmung der Probe für eine Stunde auf 100°C, wobei die Temperatur auf  $\pm 10^\circ\text{C}$  zu halten ist. Anschließend wird die Probe bei ruhender Luft auf Raumtemperatur abgekühlt. Im Prüfbericht ist anzugeben ob dies geschehen ist.

Für unbearbeitete Proben ergibt sich die Gesamtlänge  $L_t$  aus der Art der Einspannung der Probe in der Prüfmaschine und der benötigten Messlänge  $L_c$  (Abstand zwischen den Einspannungen). Die benötigte Messlänge  $L_c$  muss so groß sein, dass die für die Bestimmung der Bruchdehnung  $A$  oder der Gesamtdehnung bei Höchstkraft  $A_{gt}$  benötigten Messmarken in einem ausreichenden Abstand von den Einspannungen angebracht werden können. Grundsätzlich fordert *DIN EN 10002-1; 2001-12* eine Gesamtlänge  $L_t$  von mindestens:

$$L_t > L_c + 2d \text{ oder } 4d \quad (2.26)$$

mit:  $d$ : Nenndurchmesser des Stabs

#### Obere Streckgrenze $R_{eH}$

Die nach *DIN 1045-1; 2001-07* geforderte Streckgrenze entspricht der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$ , welche nach *DIN EN 10002-1; 2001-12* als Spannung in dem Moment definiert ist, bevor der erste deutliche Kraftabfall auftritt. Bei ihrer Ermittlung im Zugversuch muss die Querschnittsgeschwindigkeit der Maschine so konstant wie möglich gehalten werden und innerhalb der Grenzen liegen, die den Spannungszunahmegeschwindigkeiten in Tab. 2.13 entsprechen. Für ihre Bestimmung ist eine Verwendung einer Längenänderungs-Messeinrichtung nicht erforderlich.

Elastizitätsmodul (E) des Werkstoffes MPa	Spannungszunahmegeschwindigkeit MPa·s <sup>-1</sup>	
	min.	max.
< 150 000	2	20
≥ 150 000	6	60

Tab. 2.13: Bereich der zulässigen Spannungszunahmegeschwindigkeit nach *DIN EN 10002-1; 2001-12, Tabelle 3*

Hieraus ergibt sich ein Bereich der zulässigen Spannungszunahmegeschwindigkeit bei Zugversuchen an Betonstählen zwischen 6 und 60 MPa·s<sup>-1</sup> (N/(mm<sup>2</sup>·s)).

Die Länge der unbearbeiteten Probe wird bei der Ermittlung der oberen Streckgrenze R<sub>eH</sub> nicht näher festgelegt.

### **Dehngrenze R<sub>p0,2</sub>**

Bei nichtproportionalem Dehnungsverlauf wird die Streckgrenze durch die 0,2%-Dehngrenze R<sub>p0,2</sub> ersetzt. *DIN EN 10002-1; 2001-12* erläutert zwei Verfahren zur Bestimmung der 0,2% Dehngrenze R<sub>p0,2</sub>:

- Das Erste erfolgt über die Auswertung des Kraft-Verlängerungs-Diagramms, indem eine Parallele zum geraden Teil der Kurve in einem Abstand gezeichnet wird, welcher der 0,2%-Dehnung auf der Abszisse entspricht. Die Ordinate des Schnittpunkts dieser Parallelen mit der Kraft-Verlängerungs-Kurve ergibt die der 0,2%-Dehngrenze bei nichtproportionaler Dehnung entsprechende Kraft. Die Dehngrenze wird durch Dividieren dieser Kraft durch den Anfangsquerschnitt der Probe (S<sub>0</sub>) errechnet.
- Das Zweite findet Verwendung, falls der gerade Abschnitt des Kraft-Verlängerungs-Diagramms nicht genügend ausgeprägt ist und daher die Parallele nur mit ungenügender Genauigkeit ermittelt werden könnte. Wird während des Versuchs die erwartete 0,2%-Dehngrenze überschritten, wird die dazugehörige Kraft um 90% vermindert. Im Anschluss wird die Kraft wieder über den ursprünglichen Wert hinaus erhöht. Zur Bestimmung der 0,2%-Dehngrenze wird die Mittellinie durch die Hystereseschleife gezogen. Dann wird eine Parallele zu dieser Geraden in dem Abstand entsprechend der 0,2%-Dehnung vom Kurvenursprung (an der Abszisse gemessen) gezogen. Die Ordinate des Schnittpunktes dieser Parallelen mit der Kraft-Verlängerungs-Kurve ergibt die der 0,2%-Dehngrenze entsprechende Kraft. Die 0,2%-Dehngrenze wird durch Dividieren dieser Kraft durch den Anfangsquerschnitt der Probe (S<sub>0</sub>) errechnet. Die Bestimmung des Nullpunktes der Kraft-Verlängerungs-Kurve erfolgt über das Zeichnen einer Geraden parallel zu der durch die Hystereseschleife festgelegten Gerade als Tangente an die Kraft-Verlängerungs-Kurve. Der Schnittpunkt dieser Geraden mit der Abszisse ergibt den tatsächlichen Nullpunkt der Kraft-Verlängerungskurve.

Ein weiteres Verfahren zur Ermittlung von R<sub>p0,2</sub> wird in *DIN EN ISO 15630-1; 2002-09* erläutert. Hierbei ist der lineare Teil des Kraft-Verlängerungs-Diagramms als Linie zu nehmen, welche die entsprechenden Punkte der Kraft-Verlängerungs-Kurve bei 10% und 30% der Höchstkraft im Zugversuch F<sub>m</sub> berührt. Durch die Parallelverschiebung dieser Geraden erhält man wie oben beschrieben die 0,2%-Dehngrenze.

Während des Zugversuchs an Betonstählen mit nichtproportionaler Dehnung muss die Spannungszunahmegeschwindigkeit ebenfalls zwischen 6 und 60 MPa·s<sup>-1</sup> (N/(mm<sup>2</sup>·s)) nach Tab. 2.13 liegen. Im plastischen Bereich und bis zur Dehngrenze darf die Dehngeschwindigkeit nicht größer sein als 0,0025 /s. Wenn die Prüfmaschine nicht in der Lage ist, die Dehngeschwindigkeit zu messen oder zu kontrollieren, ist eine entsprechende Spannungszunahmegeschwindigkeit nach Tab. 2.13 bis zum Ende der Streckgrenze anzuwenden.

Die Länge der unbearbeiteten Probe wird bei der Ermittlung der Dehngrenze  $R_{p0,2}$  nicht näher festgelegt.

### **Zugfestigkeit $R_m$**

Die Zugfestigkeit  $R_m$  entspricht der Spannung unter der gemessenen Höchstzugkraft  $F_m$ . Erfolgt die Ermittlung nach der Bestimmung der geforderten Streck- und Dehngrenzenwerte, darf die Prüfgeschwindigkeit bis auf eine Dehngeschwindigkeit (oder entsprechende Traversengeschwindigkeit) von 0,008 /s erhöht werden. Wenn nur die Zugfestigkeit bestimmt wird, darf die die Prüfgeschwindigkeit während des gesamten Versuchs 0,008 /s nicht überschreiten.

### **Bruchdehnung A**

Die Bruchdehnung A gibt die prozentuale Verlängerung der Anfangsmesslänge ( $L_0$ ) nach dem Bruch an:

$$A = \frac{L_u - L_0}{L_0} \cdot 100 [\%] \quad (2.27)$$

mit:  $L_u$ : Messlänge nach dem Bruch der Probe

$L_0$ : Anfangsmesslänge der Probe

Allgemein wird die Bruchdehnung A auf proportionale Proben mit der Anfangsmesslänge:

$$L_0 = k \cdot \sqrt{S_0} = 5,65 \cdot \sqrt{S_0} \quad (2.28)$$

bezogen.  $S_0$  ist dabei der geometrisch beliebige Anfangsquerschnitt innerhalb der Versuchslänge. Wird ein anderer Proportionalitätsfaktor als  $k = 5,65$  gewählt, so wird dies über einen Index am Formelzeichen A gekennzeichnet (z.B.  $A_{11,3}$  für  $k = 11,3$ ). Für runde Probenquerschnitte ergeben sich die Anfangsmesslängen vereinfacht zu:

$$\begin{aligned} k = 5,65: L_0 &= 5 \cdot d \\ k = 11,3: L_0 &= 10 \cdot d \end{aligned} \quad (2.29)$$

Dies entspricht der Bruchdehnungsbeziehung nach *DIN 50145; 1975-05* für kurze Proportionalstäbe  $A_5$  und lange Proportionalstäbe  $A_{10}$ .

Die *DIN 1045-1; 2001-07* stellt im Vergleich zur *DIN 488* in den Ausgaben von 1972 und 1984 keine Anforderungen an die Bruchdehnung  $A_{10}$  der Betonstähle, sondern nur noch Anforderungen an die Gesamtdehnung unter Höchstkraft  $A_{gt}$ .

### **Gesamtdehnung bei Höchstkraft**

Zur Ermittlung der prozentualen Gesamtdehnung bei Höchstkraft ( $A_{gt}$ ) nach dem manuellen Verfahren sind auf der freien Länge der Probe zwischen den Einspannungen vor Versuchsbeginn Messmarken in gleich bleibenden Abständen anzubringen. Die Abstände zwischen den Messmarken betragen je nach Stabdurchmesser 20 mm, 10 mm oder 5 mm.

Die Berechnung von  $A_{gt}$  mit dem manuellen Verfahren nach dem Bruch erfolgt nach *DIN EN ISO 15630-1; 2002-09* mit:

$$A_{gt} = A_g + R_m / 2000 [\%] \quad (2.30)$$

mit:  $A_g$ : prozentuale nichtproportionale Dehnung bei Höchstkraft

$R_m$ : Zugfestigkeit in  $N/mm^2$

Die Messung von  $A_g$  muss auf einer Messlänge von 100 mm in einem Abstand  $r_2$  von mindestens 50 mm oder dem doppelten Nenndurchmesser des Stabs  $d$  (der größere Wert gilt) von der Bruchstelle erfolgen. Die Messung darf als ungültig betrachtet werden, wenn der Abstand  $r_1$ , zwischen der Einspannung und der Messlänge kleiner als 20 mm oder dem Nenndurchmesser  $d$  (der größere Wert gilt) ist.

### **2.3.2.2. Aktuelle Prüfbedingungen für Betonstahlmatten**

Die Prüfung von Betonstahlmatten wird in *DIN EN ISO 15630-2; 2002-09* und *DIN EN 10002-1; 2001-12* geregelt. Die Proben sind den geschweißten Matten im Lieferzustand zu entnehmen und müssen mindestens einen geschweißten Schnittpunkt enthalten.

Die Regelungen zur Ermittlung der in dieser Arbeit betrachteten mechanischen Eigenschaften ( $R_{eH}$ ,  $R_{p0,2}$ ,  $R_m$  und  $A_{gt}$ ) entsprechen denen des oberen Abschnitts 2.3.2.1.

### 2.3.3. Erscheinungsverlauf der Fassungen von Bestimmungen, Normen und Standards bezüglich der mechanischen Eigenschaften von Betonstählen

Die folgenden Tabellen geben einen Überblick über den Verlauf einzelner Normfassungen, welche die mechanischen Betonstahleigenschaften und deren Prüfung in verschiedenen Zeitperioden regeln. Für weitere Informationen über in Deutschland verwendete Betonstähle (Erscheinungsbild, Schweißseignung, etc.) wird auf die umfassende und detaillierte Datensammlung von *Bindseil und Schmitt 2002* und auf *Bargmann 2001* verwiesen.

Zeitraum	Bemessung	Festlegung der Betonstahleigenschaften	Materialprüfung (Zugprüfung)
1904-1907	<i>Vorläufige Leitsätze</i> 26.03.1904  <i>Preußische Bestimmungen</i> 16.04.1904	-	-
1907-1916	<i>Vorläufige Leitsätze</i> 26.03.1904  <i>Preußische Bestimmungen</i> 24.05.1907	-	-
1916-1925	<i>Bestimmungen des DAfEB</i> 13.01.1916	<i>Vorschriften für Lieferung von Eisen und Stahl 1911</i>  DIN 488 [Gewicht u. Maße] Juli 1923  DIN 1000 März 1921  DIN 1612 September 1924	DIN 1602 Juni 1924  DIN 1605 Juni 1924
1925-1932	DIN 1045 September 1925	DIN 488 [Gewicht u. Maße] Juli 1923  DIN 1000 Oktober 1923 Juli 1930  DIN 1612 September 1924	DIN 1602 Juni 1924 April 1927 August 1929  DIN 1605 Juni 1924 Juli 1929
1932-1937	DIN 1045 April 1932	DIN 488 [Gewicht u. Maße] Mai 1932  DIN 1000 Juli 1930  DIN 1612 Januar 1932	DIN 1602 August 1929 März 1936  DIN 1605 Juli 1929

Tab. 2.14 T. 1: Normen und Bestimmungen für die Konstruktion und Bemessung von Tragwerken aus Beton und Stahlbeton sowie für die Festlegungen der Materialeigenschaften und – Prüfung von Betonstahl für verschieden Zeiträume des 20. Jahrhunderts

*Zuordnung historischer Baustoffkennwerte in aktuell gültige Materialkennwerte*

<b>Zeitraum</b>	<b>Bemessung</b>	<b>Festlegung der Betonstahleigenschaften</b>	<b>Materialprüfung (Zugprüfung)</b>
1937-1943	DIN 1045 Mai 1937  DIN 1047 Mai 1937	DIN 488 [Gewicht u. Maße] Mai 1932 März 1939  DIN 1000 Juli 1930  DIN 1612 Januar 1932	DIN 1602 März 1936  DIN 1605 Blatt 1+2 Februar 1936
1943-1959	DIN 1045 April 1943	DIN 488 [Gewicht u. Maße] März 1939  DIN 1612 März 1943  Vorläufige Richtlinien zur Zulassung und Anwendung von Betonrippenstahl März 1952 Oktober 1954	DIN 1602 Februar 1944  DIN 1605 Blatt 1+2 Februar 1936  DIN 50144 Oktober 1944  DIN 50145 Juni 1952  DIN 50146 Mai 1951
1959-1972	DIN 1045 November 1959	DIN 488 [Gewicht u. Maße] März 1939  DIN 17100 Oktober 1957  Vorläufige Richtlinien zur Zulassung und Anwendung von Rippenstahl Oktober 1954	DIN 1602 Februar 1944  DIN 50144 Oktober 1944  DIN 50145 Juni 1952  DIN 50146 Mai 1951
1963-1980 DDR	TGL 0-1045 April 1963 April 1973  TGL 0-1047 März 1963	TGL 101-054 Juni 1965  TGL 12 530/01 Dezember 1972 September 1979  TGL 12 530/02 Dezember 1972 Oktober 1979  TGL 12530/03 Dezember 1974  TGL 12530/04 Dezember 1974  TGL 12 530/08 Dezember 1973 November 1974  TGL 12 530/09 Dezember 1973 November 1974 August 1978  TGL 12 530/10 Juni 1976 Juni 1979	TGL 23897 1978-07

Tab. 2.14 T. 2:(Fortsetzung)

*Zuordnung historischer Baustoffkennwerte in aktuell gültige Materialkennwerte*

<b>Zeitraum</b>	<b>Bemessung</b>	<b>Festlegung der Betonstahleigenschaften</b>	<b>Materialprüfung (Zugprüfung)</b>
1972-1978	DIN 1045 Januar 1972	DIN 488 Blatt 1 April 1972  DIN 488 Blatt 2 April 1972  DIN 488 Blatt 4 April 1972  Vornorm DIN 488 Blatt 6 August 1974	DIN 488 Blatt 3+5 April 1972  DIN 50144 Oktober 1944  DIN 50145 Juni 1952  DIN 50146 Mai 1951  DIN 50145 Mai 1975
1978-1988	DIN 1045 Dezember 1978	DIN 488 Blatt 1 April 1972  DIN 488 Teil 1 September 1984  DIN 488 Blatt 2 April 1972  DIN 488 Teil 2 Juni 1986  DIN 488 Blatt 4 April 1972  DIN 488 Teil 4 Juni 1986  Vornorm DIN 488 Blatt 6 August 1974  DIN 488 Teil 6 Juni 1986	DIN 488 Blatt 3+5 April 1972  DIN 488 Teil 3+5 Juni 1986  DIN 50145 Mai 1975
1980-1990 DDR	TGL 33 402 Oktober 1980  TGL 33405/01 Oktober 1980	TGL 12 530/01 September 1979  TGL 12 530/02 Oktober 1979 Dezember 1982  TGL 12530/03 Dezember 1974  TGL 12530/04 November 1983  TGL 12 530/08 Juli 1980  TGL 12 530/09 August 1978  TGL 12 530/10 Juni 1979	TGL 23 879 Juli 1978 November 1984  TGL 4395 September 1982

Tab. 2.14 T. 3:(Fortsetzung)

Zeitraum	Bemessung	Festlegung der Betonstahleigenschaften	Materialprüfung (Zugprüfung)
1988-2001	DIN 1045 Juli 1988	DIN 488 Teil 1 September 1984  DIN 488 Teil 2 Juni 1986  DIN 488 Teil 4 Juni 1986  DIN 488 Teil 6 Juni 1986  DIN 1013 Teil 1 November 1976	DIN 488 Teil 3+5 Juni 1986  DIN 50145 Mai 1975  DIN EN 10002-1 April 1991
ab 2001	DIN 1045-1 Juli 2001  +Berichtigung 2 Juni 2005	DIN 488 Teil 1 September 1984  DIN 488 Teil 2 Juni 1986  DIN 488 Teil 4 Juni 1986  DIN 488 Teil 6 Juni 1986	DIN 488 Teil 3+5 Juni 1986  DIN EN ISO 15630-1 September 2002  DIN EN ISO 15630-2 September 2002  DIN EN 10002-1 Dezember 2001

Tab. 2.14 T. 4:(Fortsetzung)

### 2.3.4. Vergleich zwischen den Prüfbedingungen des früheren und aktuellen Normenwerks

#### 2.3.4.1. Allgemein

Die ersten DIN Normen für Zugversuche an metallischen Werkstoffen erschienen im Juni 1924 als *DIN 1602 Werkstoffprüfung; Begriffe (Festigkeitsversuche)* und *DIN 1605 Werkstoffprüfung; Versuche*. In ihnen werden bereits die obere Streckgrenze, die 0,2%-Dehngrenze, die Zugfestigkeit als auch die Bruchdehnung am langen Proportionalstab ( $A_{10}$ ) und kurzem Proportionalstab ( $A_5$ ) begrifflich definiert und deren Bestimmung festgelegt. Diese Festlegungen werden auch in den nachfolgenden Normenwerken übernommen (s. Tab. 2.14 Teil 1 bis 4) und stimmen mit den aktuellen Festlegungen der *DIN EN 10002-1; 2001-12* überein.

Die Bestimmung der Dehnung bei Höchstkraft  $A_{gt}$  wird in früheren Normenwerken nicht geregelt.

### 2.3.4.2. Prüfungsgeschwindigkeit

In der vorliegenden Arbeit werden die Prüfbedingungen für Zugversuche an Betonstählen bei Raumtemperatur für folgende mechanischen Materialkennwerte als vergleichbar angenommen:

- obere Streckgrenze  $R_{eH}$ ,
- 0,2%-Dehngrenze  $R_{p0,2}$ ,
- Zugfestigkeit  $R_m$ ,
- Bruchdehnung  $A_{10}$  oder  $A_5$ .

Diese Annahme gilt nicht für Prüfbedingungen, die vor *DIN 1605 Blatt 2; 1936-02* festgelegt wurden, da erst mit dieser Normfassung eine Spannungszunahmegeschwindigkeit definiert wurde. In den Fassungen *DIN 1605* von 1924 und 1929 fehlen entsprechende Angaben. Die Verformungsgeschwindigkeit beeinflusst die im Zugversuch ermittelten Arbeitslinien der Betonstähle. Allgemein steigen mit der Verformungsgeschwindigkeit die Streckgrenze und die Zugfestigkeit an. Die Bruchdehnung nimmt häufig ebenfalls zu; sie kann aber auch abnehmen (*Brandes und Limberger 1985*). Die maximal erlaubten Spannungszunahmegeschwindigkeiten der *DIN 1605 Blatt 2; 1936-02* und *DIN 50146; 1951-05* mit  $10 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$  sowie *DIN 50145; 1978-05* und *DIN EN 10002-1; 1991-04* mit jeweils  $30 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$  liegen im zulässigen Bereich der aktuellen *DIN EN 10002-1; 2001-12* (siehe Tab. 2.13). Daher wird in der vorliegenden Arbeit die Annahme getroffen, dass für den Vergleich der Materialkennwerte der einzelnen Normengenerationen keine Umrechnungsfaktoren aus den unterschiedlichen Prüfungsgeschwindigkeiten resultieren.

### 2.3.4.3. Ermittlung der Festigkeitseigenschaften

Gemäß *DIN EN ISO 15630-1; 2002-09* erfolgt die Berechnung der Festigkeitseigenschaften ( $R_{eH}$ , oder  $R_{p0,2}$ ,  $R_m$ ) mit dem Nennquerschnitt  $A_n$  der gerippten Betonstäbe als Bezugsfläche. In den vorangegangenen Normenwerken wird die Fläche des Ist-Querschnitts  $A_s$  als Bezugsfläche verwendet. Sie wird über Wägung der unbearbeiteten Probe mit folgender Gleichung berechnet:

$$A_s = \frac{1,274 \cdot G}{L} \left[ \text{cm}^2 \right] \quad (2.31)$$

mit: G:      Gewicht der Probe in g

      L:      Länge der Probe in mm

Die Dichte des Stahls wird dabei mit  $7,85 \text{ kg}/\text{dm}^3$  angenommen. Vergleicht man Spannungen  $\sigma_n$ , die über den Nennquerschnitt ermittelt werden, mit Spannungen  $\sigma_s$ , die bei gleicher Zugkraft  $Z$  über den Ist-Querschnitt berechnet werden, so stellt sich folgender Sachverhalt dar:

$$\frac{Z}{A_s} = \sigma_s \begin{cases} > \sigma_n & \text{wenn } A_s < A_n \\ < \sigma_n & \text{wenn } A_s > A_n \end{cases}$$

Bei der Ermittlung einer Festigkeitseigenschaft nach aktuellem Regelwerk bedeutet dies, dass bei einer Unterschreitung des Nennquerschnitts die „Ist-Festigkeit“ unterschätzt wird und bei einer Überschreitung des Nennquerschnitts überschätzt wird.

Im Kapitel *Erläuterungen* der *DIN 488 Teil 2* von 1986 wird davon ausgegangen, dass die Anforderungen nach *DIN 488 Teil 1; 1984-09*, nach denen einerseits die Unterschreitung des Nennquerschnitts als 5%-Quantil höchstens 4% betragen darf und andererseits der Querschnitt im Mittel mindestens dem Nennquerschnitt entsprechen muss, dazu führen, dass der Nennquerschnitt und damit auch das Nenngewicht im statistischen Mittel der Lieferungen überschritten wird. Als Erfahrungswerte für die Überschreitung der mittleren Liefergewichte (kg/m) werden beim Nenndurchmesser 6 mm 5%, bei den Nenndurchmessern 8 bis 20 mm 3% und bei den Nenndurchmessern 25 und 28 mm 2% genannt. Da die Anforderungen an den Nennquerschnitt auch bereits in der Fassung der *DIN 488 Teil 1* von 1972 galten, wird im vorliegenden Bericht davon ausgegangen, dass auch Betonstähle aus den 1970er Jahren im statistischen Mittel den Nennquerschnitt überschreiten. Die Ermittlung der „Ist-Festigkeit“ über den Nennquerschnitt würde somit zu einer Überschätzung der von 1972 bis 2002 produzierten Betonstähle führen, weshalb keine Umrechnung der Festigkeitseigenschaften in der vorliegenden Arbeit für diese Zeitperiode erfolgt.

Für gerippte Betonstähle die vor 1972 produziert wurden, liegen keine Angaben über die Streuung der Liefergewichte vor. Hier wird die Annahme getroffen, dass die produzierten Betonstähle im Mittel dem geforderten Nenngewicht entsprechen und somit keine Umrechnung der Festigkeitswerte notwendig ist.

#### **2.3.4.4. Beziehung zwischen Bruchdehnung $A_{10}$ und Gesamtdehnung unter Höchstkraft $A_{gt}$**

Die in *DIN 1045-1; 2001-07* gestellte Anforderung an die Gesamtdehnung unter Höchstkraft  $A_{gt}$  von Betonstählen zur Bewertung der Duktilität war wie bereits oben erwähnt nicht Bestandteil der Festlegungen von Festigkeitseigenschaften in früheren Normenwerken. Sie fordern stattdessen den Nachweis der Bruchdehnung am langen Proportionalstab  $A_{10}$  (ab *DIN 1045* in der Fassung von 1943). Für schweißbare Betonstabstähle nach *DIN 488 Teil 1*, Ausgabe 1984, zeigen die Untersuchungen von *Russwurm 1988B* folgenden Zusammenhang zwischen der Bruchdehnung des langen Proportionalstabs  $A_{10}$  und der Gleichmaßdehnung  $A_g$  (nichtproportionale Dehnung) nach der Herstellungsart der Stähle:

<b>Herstellungsart</b>	<b><math>A_{10} / A_g</math></b>
kaltgewalzter Betonstahl	2,25
warmgewalzter, aus der Walzhitze wärmebehandelter Betonstahl	1,65
warmgewalzter, unbehandelter Betonstahl	1,55

Tab. 2.15: Verhältnis von Bruchdehnung  $A_{10}$  und Gleichmaßdehnung  $A_g$  und von schweißgeeigneten Betonstabstählen, nach *Russwurm 1988B*

Für kaltverformte und warmgewalzte, unbehandelte Betonstähle wird in der vorliegenden Arbeit davon ausgegangen, dass die Verhältnismerte der Tab. 2.15 auch für Betonstähle der Gruppe III K und III U nach *DIN 488 Blatt 1*, Ausgabe 1972, verwendet werden können. Sie unterscheiden sich im Wesentlichen nur in ihrer chemischen Zusammensetzung, die bei den Stählen der Ausgabe von 1984 zur Sicherstellung der Schweißbeugung verändert wurde

(Kapitel *Erläuterungen* in *DIN 488 Teil 1; 1984-09*). Die Nennwerte der Festigkeitseigenschaften blieben unverändert.

Setzt man die in den Ausgaben von 1972 und 1984 der DIN 488 geforderten 5%-Quantile der Bruchdehnung  $A_{10}$  (10%) als erfüllt voraus, so ergeben sich über die Verhältnswerte nach *Russwurm 1988 B* folgende Gleichmaßdehnungen  $A_g$ :

Herstellungsart	$A_g$ bei $A_{10} = 10\%$ [%]
kaltgewalzter Betonstahl	4,4
warmgewalzter, aus der Walzhitze wärmebehandelter Betonstahl	6,1
warmgewalzter, unbehandelter Betonstahl	6,5

Tab. 2.16: Gleichmaßdehnung  $A_g$  für Betonstabstähle verschiedener Herstellungsart, ermittelt über die Bruchdehnung  $A_{10} = 10\%$  mit dem Verhältnswert nach *Russwurm 1988 B*

Somit können warmgewalzte, unbehandelte sowie aus der Walzhitze wärmebehandelte Betonstabstähle hinsichtlich ihrer Gesamtdehnung unter Höchstkraft  $A_{gt}$  in Duktilitätsklasse B (hochduktil) nach *DIN 1045-1; 2001-07* eingeteilt werden, da sie selbst ohne den proportionalen Dehnungsanteil (s. Gleichung (2.30)) das geforderte 10%-Quantil von 5% erfüllen. Kaltgewalzter Betonstabstahl erreicht bei einer geforderten Zugfestigkeit  $R_m$  von 500 N/mm<sup>2</sup> unter der gestellten Annahme der Bruchdehnung  $A_{10}$  eine Gesamtdehnung unter Höchstkraft von 4,65% und ist somit der Duktilitätsklasse A (normalduktil) zuzuordnen.

Für die ebenfalls untersuchten geschweißten Betonstahlmatten (BSt 500 M) werden in *Russwurm 1988B* keine allgemeine Beziehung zwischen Bruchdehnung  $A_{10}$  und Gleichmaßdehnung  $A_g$  gegeben.

Für kaltverformte Betonstähle, die vor 1972 hergestellt wurden, kann keine allgemeine Einteilung in eine Duktilitätsklasse bezüglich der Gesamtdehnung unter Höchstkraft erfolgen, da keine Untersuchungen zu diesem Sachverhalt vorliegen.

### 2.3.5. Statistische Kennwerte von Betonstahl

#### 2.3.5.1. Betonstähle vor 1972

Für Betonstähle, die vor 1972 produziert wurden, liegen in dieser Arbeit wie auch in der Fachliteratur über historische Betonstähle wie z. B. *Bindseil und Schmitt 2002, Bargmann 2001* oder *Rußwurm 2000* keine Erkenntnisse über statistische Kenngrößen bezüglich der oben genannten Materialeigenschaften vor.

Die Recherche im Archiv des Deutschen Instituts für Bautechnik in Berlin erbrachte ebenfalls keine weiteren Kenntnisse zum Streuungsverhalten von Betonstählen aus den 1960er Jahren. Unterlagen über Verlängerungsanträge zu allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen, die vor 1968 von den Bauaufsichtsbehörden der Länder erteilt wurden, lagen nur in geringer Anzahl vor und enthielten nicht die gesuchten statistischen Kennwerte der Materialeigenschaften.

Auch bei weiteren Institutionen, die sich zur Unterstützung des vorliegenden Forschungsprojekts bereit erklärten, lagen keine statistischen Daten über Betonstähle aus der Zeit vor 1972 vor. An dieser Stelle sei noch einmal den folgenden Institutionen und Personen gedankt:

- Prof. Dr.-Ing. H. S. Müller:  
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe  
Am Fasengarten, Gebäude 50.31, 76128 Karlsruhe
- Dr.-Ing. K.-H. Lieberum:  
Prüf- und Versuchsanstalt für Massivbau der TU Darmstadt  
Petersenstraße 12, 64287 Darmstadt
- Dr.-Ing. J. Moersch:  
Institut für Betonstahlbewehrung e.V. (ISB)  
Kaiserwerther Str. 137, 40474 Düsseldorf

Die *DB-Richtlinie 805; 2002* (Deutschen Bahn) *Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken* enthält ebenfalls keine statistischen Kenngrößen der Festigkeitseigenschaften für Betonstähle, gibt aber im *Modul 805.0103* Empfehlungen für die Annahmen der charakteristischen Werte (5%-Quantile):

- Für Betonstähle, die vor 1972 eingebaut wurden, dürfen für die Zugfestigkeit  $R_m$  und die Bruchdehnung  $A_{10}$  die in den Vorschriften der Produktionszeit geforderten Mindestwerte als charakteristische Werte zugrunde gelegt werden.
- Für die charakteristischen Werte der Streckgrenze (bzw. 0,2%-Dehngrenze)  $f_{yk}$  sind in Abhängigkeit vom Herstellungsjahr des Tragwerkes und der seinerzeitigen Betonstahlgüte die Werte der folgenden Tabelle anzunehmen.

Herstellungsjahr	Betonstahlgüte	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
vor 1930	-	130
	Handelseisen (Anm.:St 37)	210
von 1930 bis 1948	hochwertiger Betonstahl(Anm.:St 52)	260
ab 1948 bis 1972	I	245
	II, III; IV	315
ab 1972	es gilt DIN 1045 (Anm.: mit DIN 488)	

Tab. 2.17: Charakteristische Werte  $f_{yk}$  der Betonstähle, nach *DB-Richtlinie 805, Modul 805.0103*,  
Tabelle 7

In der vorliegenden Arbeit wird von der Annahme ausgegangen, dass die ausgesprochenen Empfehlungen der *DB-Richtlinie 805; 2002* bezüglich der charakteristischen Werkstoffwerte für in Brückenbauwerken verwendeten Betonstahl auch für Hochbauten angewendet werden können.

Die in Tab. 2.17 genannten charakteristischen Kennwerte der Streckgrenze für Stahlgüten ab 1948 (I, II, III, IV) werden hier ebenfalls für Betonstähle, die auf dem Hoheitsgebiet der ehemaligen DDR zwischen 1965 und 1972 nach *TGL 101-054; 1965-06* produziert wurden,

verwendet. Es wird hier davon ausgegangen, dass deren Produktionsqualität mindestens dem Niveau von 1948 entspricht. Ausgehend von der geforderten Mindeststreckgrenze gemäß *TGL 104-054; 1965* werden die warmgewalzten Betonstähle ST A-0 und ST A-I der Betonstahlgüte I und der warmgewalzte Betonstahl ST A-III der Betonstahlgüte II zugeordnet.

### 2.3.5.2. Betonstähle ab 1972

Mit den Einführungen der Reihen DIN 488 und TGL 12530 von 1972 werden die mechanischen Materialkennwerte der genormten Betonstähle erstmals in ganz Deutschland als 5%-Quantile der Grundgesamtheit definiert. Für Betonrippenstähle mit Zulassung legte der Arbeitskreis „Betonstähle“ des Länder-Sachverständigenausschusses in den westlichen Bundesländern bereits im April 1968 das 5%-Quantil der Festigkeitseigenschaften als Anforderungskriterium in den *Vorläufigen Richtlinien für die Güteüberwachung von Betonrippenstahl* fest. Zuvor waren die Anforderungen als Mindestwerte festgelegt.

Für Betonstähle, die in den 1970er Jahren entsprechend *DIN 488 Teil 1; 1972* produziert wurden, liegen statistische Kennwerte aus einer Untersuchung von *Rehm und Rußwurm 1977* vor. Sie beinhaltet die Auswertung von Messergebnissen der Streckgrenze, Zugfestigkeit und Bruchdehnung an zwei Stahlarten (BSt 42/50 RU, Stabstahl und BSt 50/55 RK, geschweißte Matten). Als eine Bezugsgröße diente die Produktion einer Gruppe von Werken (19 Mattenhersteller, 12 Stabstahlhersteller) innerhalb eines Zeitraums von zum Teil mehreren Jahren.

Bezugsgröße	BSt 42/50 RU								
	$R_{eH}$ [N/mm <sup>2</sup> ] n = 7341			$R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ] n = 4233			$A_{10}$ [%] n = 7366		
	Art	$\bar{x}$	s	Art	$\bar{x}$	s	Art	$\bar{x}$	s
Mehrere Werke, mehrere Jahre	MV	470	27	NV	735	45	NV	16,5	2,5
	Art : Art der Verteilung (NV: Normalverteilung; MV: Mischverteilung) $\bar{x}$ : Mittelwert s : Streuung								

Tab. 2.18: Statistische Kennwerte von Betonstabstahl der Sorte BSt 42/50 RU, nach *Rehm und Rußwurm 1977*

Bezugseinheit	BSt 50/55 RK								
	R <sub>eH</sub> n = 18678			R <sub>m</sub> n = 8398			A <sub>10</sub> n = 19302		
	Art	$\bar{x}$	s	Art	$\bar{x}$	s	Art	$\bar{x}$	s
Mehrere Werke, mehrere Jahre	MV	610	50	NV	658	44	MV	11,6	2,4
	Art : Art der Verteilung (NV: Normalverteilung; MV: Mischverteilung) $\bar{x}$ : Mittelwert s : Streuung								

Tab. 2.19: Statistische Kennwerte von Betonstahlmatten der Sorte BSt 42/50 RU, nach *Rehm und Rußwurm 1977*

Der Variationskoeffizient der Streckgrenze des Stabstahls  $v = 0,057$  liegt ungefähr am unteren Bereich, den *Spaethe 1992* für Variationskoeffizienten von unterschiedlichen Profilen aus verschiedenen Herstellerwerken mit 0,06 bis 0,12 angibt. Die Streckgrenze der Betonstahlmatten streut mit einem etwas höheren Variationskoeffizienten von  $v = 0,08$ . Unter der Annahme einer Normalverteilung nach *Fischer 2003* für Variationskoeffizienten  $< 0,20$  ergibt sich als 5%-Quantile für die Streckgrenze der Stabstahls ein Wert von  $425 \text{ N/mm}^2$  und für die Betonstahlmatten ein Wert von  $527 \text{ N/mm}^2$ .

Die vom Deutschen Institut für Bautechnik zur Verfügung gestellten anonymisierten Überwachungsunterlagen von Betonstahlhersteller zeigen ebenfalls, dass die in den 1970er Jahren produzierten Betonstähle die gestellten Anforderungen an die Festigkeitswerte in der Regel überschreiten. Somit können die in *DIN 488 Blatt 1; 1972* geforderten Nennwerte der Betonstahlsorten auf der sicheren Seite als 5%-Quantile angenommen werden.

Für Betonstähle, die gemäß der Reihe TGL 12530 ab 1972 produziert wurden, liegen keine statistischen Kennwerte aus der Produktion vor. In der vorliegenden Arbeit wird davon ausgegangen, dass die eingebauten Betonstähle die geforderten 5%-Quantile der Festigkeitseigenschaften einhalten und somit als charakteristische Werte angesetzt werden können.

### **2.3.6. Charakteristische Materialeigenschaften von Betonstählen**

Wie in Abschnitt 2.3.4 erläutert, sind die in den einzelnen Normengenerationen geforderten mechanischen Materialeigenschaften der Betonstähle hinsichtlich ihrer Prüfbedingungen ab 1936 als vergleichbar zu bewerten.

In den folgenden Tabellen sind die charakteristischen Streckgrenzen bzw. 0,2%-Dehngrenzen für Betonstähle - geordnet nach ihren Bezeichnungen - aus verschiedenen Zeitperioden zu entnehmen. Des Weiteren werden Betonstabstähle entsprechend den Empfehlungen und Erkenntnisse der Abschnitte 2.3.1 und 2.3.4.4 den Duktilitätsklassen nach *DIN 1045-1; 2001* zugeordnet. Für die in verschiedenen Zeitperioden produzierten Betonstahlmatten können keine allgemeinen Empfehlungen zur Einstufung in eine Duktilitätsklasse gegeben werden.

#### **Betonstähle vor 1972**

Da für Betonstähle, die vor 1972 produziert wurden, keine ausreichenden statistischen Kennwerte vorliegen, werden die in Abschnitt 2.3.5.1 genannten Empfehlungen auf der Grundlage der *DB-Richtlinie 805* zur Annahme der charakteristischen Streckgrenze  $f_{yk}$  übernommen.

#### **Betonstähle ab 1972**

Entsprechend den Erläuterungen in Abschnitt 2.3.5.2 werden als charakteristische Streckgrenzen  $f_{yk}$  die geforderten Nennwerte der jeweiligen Normen und Standards (*DIN 488; 1972 oder TGL 12530; 1972, TGL 33403; 1980*) als auch der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (bereits ab 1968) angenommen.

### 2.3.6.1. Betonstabstahl

Bezeichnung	Stahlgüte [Duktilitätsklasse]	Verwendung	Jahr	charakt. Streckgrenze * [N/mm <sup>2</sup> ]	
glatte Rundstähle	Flusseisen; Flusstahl (ab 1925: St 00.12) [B]	1860-1937	-	130	
	Flusstahl, Handelseisen (ab 1925: St 37, St 37.12) [B]	1860-1972	vor 1943	210	
			ab 1943	245	
	Betonstahl I (ab 1943) [B]	1943-1972	1943	245	
	BSt 220/340 GU (DIN 488) [B]	1972-1984	1972	220	
	hochwertiger Stahl St 52 [B]	1932-1972	1932	260	
	Betonstahl IIa (ab 1943) [B]	1943-1972	1943	315	
	St A-0 (DDR) Betonstahl I [B]	1965-1985	ab 1965	245	
			ab 1972	220	
	St A-I (DDR) Betonstahl II [B]	1965-1990	ab 1965	245	
ab 1972			240		
St B-IV / St B-IV S (DDR) [-]	1970-1990	1972	490		
Beton- Rippenstahl DIN 488	BSt 220/340 RU (I) [B]	1972-1984	1972	220	
	BSt 420/500 RU (III) [B]			420	
	BSt 420/500 RK (III) [A]				
	BSt 420 S (III) [B]	seit 1984	1984	420	
	BSt 420 S (III) verwunden [A]				
	BSt 500 S (IV) [B]				500
	BSt 500 S (IV) verwunden [A]				
Beton- Rippenstahl (DDR) TGL 101-054 TGL 12530 TGL 33403	St A-III [B]	1965-1990	ab 1965	315	
			ab 1972	390	
	St T-III [B]	1972-1985	1972	400	
	St T-IV (ab 1981) [B] St B-IV RDP [-] St B-IV S-RDP [-]	1977-1990	1977	490	

Tab. 2.20: Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonstabstählen verschiedener Zeitperioden, in Anlehnung an *Fingerloos und Becker 2008*

### 2.3.6.2. Betonformstahl mit Zulassung

Bezeichnung	Stahlgüte [Duktilitätsklasse]	Verwendung	Jahr	charakt. Streckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]	
Isteg-Stahl	min. St 37, durch Verwindung kaltverfestigt [-]	1933-1942	1933	210	
Drillwulst-Stahl	St 52 [B]	1937-1956	1937	260	
	Betonstahl IIIa [B]		1943	315	
Nocken-Stahl	St 52 [B]	1937-1962	1937	260	
	BSt IIa, IIIa, IVa [B]		1943	315	
Torstahl	St 37 [-]	1938-1960	1938	210	
	Betonstahl IIIb [-]		1943	315	
quergerippter Betonformstahl	BSt I [B]	1952-1972	1952	245	
	BSt IIa [B], III a[B], IV a [A]			315	
	BSt IIb; IIIb; IVb [-]				
QUERI-Stahl	Betonstahl IVa [-]	1952-1972	1952	315	
kaltverformter, schrägerippter Betonformstahl	Betonstahl IIIb, IVb [-]	1956-1962	1956		
Rippen-Torstahl	Betonstabstahl IIIb [-]	1959-1972	1959		
FILITON-Stahl	Betonstahl IIIb [-]	1965-1969	1965		
HI-BOND-A-Stahl	Betonstahl IIIa [B]	1959-1972	1959		
NORI-Stahl	Betonstahl IIIa, IVa [B]	1960-1972	1960		
NORECK-Stahl	Betonstahl IIIb [-]	1960-1967	1960		
schrägerippter Betonformstahl	mit Einheitszulassung BSt IIIa [B]	1964-1972	1964		
DIROC-Stahl	Betonstahl IIIa [B]	1964-1969	1964		
Stahl Becker KG	Betonstahl IIIa [B]	1964-1969	1964		
GEWI-Stahl	BSt 420500 RU (III) [B]	seit 1974	1974		420
	BSt 500 S (IV) [B]	seit 1984	1984		500
Betonformstahl vom Ring	BSt 500 WR (IV) [B]	seit 1984	1984	500	
	BSt 500 KR (IV) [A]				
Betonformstahl Kerntechnik	BSt 1100 [-]	seit 1988	1988	500	
Betonformstahl	BSt 420/500 RUS [B] BSt 420/500 RTS [B]	seit 1977	1977	420	
	BSt 500/550 RU (IV) [B] BSt 500/550 RK (IV) [A]	1973 -1984	1973	500	
	BSt 500/550 RUS [B] BSt 500/550 RTS [B]	1976-1984	1976	500	
	Betonstahl in Ringen mit Sonderrippung	BSt 500 WR [A]	seit 1991	1991	500

Tab. 2.21: Charakteristische Streckgrenzen und Duktilitätsklassen von Betonformstählen mit Zulassung verschiedener Zeitperioden, in Anlehnung an *Fingerloos und Becker 2008*

### 2.3.6.3. Betonstahlmatten

Betonstahlmatten <sup>1)</sup>	Stahlgüte	Verwendung	Jahr	charakt. Streckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]
Baustahlgewebe B.St.G. mit glatten Stäben	ST 55 (IVb)	1932-1955	1932	315
- mit Profilierung N, Q, R-Matten	Betonstahl IV B	1957-1973	1957	315
Verbundstahlmatte mit Kunststoffknoten		1964-1969	1964	
- mit Sonderprofilierung <sup>3)</sup>		1968-1973	1968	
- mit Rippung				
- mit glatten Stäben	BSt 500/550 GK (IVb)	1972-1984	1972	500
	BSt 500 G (IV)	seit 1984	1984	
- mit profilierten Stäben	BSt 500/550 PK (IVb)	1972-1984	1972	
	BSt 500 P (IV)	seit 1984	1984	
- mit gerippten Stäben	BSt 500/550 RK (IV)	1972-1984	1984	
	BSt 500 M (IV)	seit 1984	1984	
	BSt 630/700 RK	1977	1977	630
	BSt 550 MW	1989	1989	550
<sup>1)</sup> 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) <sup>2)</sup> ab 1957 zwei Rippenreihen; ab 1962 drei Rippenreihen <sup>3)</sup> sechs Rippenreihen				

Tab. 2.22: Charakteristische Streckgrenzen von Betonstahlmatten verschiedener Zeitperioden, in Anlehnung an *Fingerloos und Becker 2008*

### **3. Bemessungsfälle**

Im Folgenden wird die Vorgehensweise zum Nachweis der Standsicherheit bestehender Gebäude nach aktuellem Normenwerk stichwortartig erläutert. Es wird dabei zwischen den Situationen unterschieden, ob ausreichende Informationen zur Bewertung des Tragwerks vorliegen oder diese erst anhand einer Bestandsaufnahme ermittelt werden müssen.

Ist ein Nachweis der Standsicherheit für beide Situationen gemäß dem aktuellen Normenkonzept mit den dort festgelegten Teilsicherheitsbeiwerten für Neubauten nicht möglich, so kann eine Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte mittels probabilistischen Untersuchungen zielführend sein. Die dazu notwendige Vorgehensweise wird in den folgenden Kapiteln erläutert.

#### **3.1. Informationen aus Planungs- und Errichtungsphase vorhanden:**

- Materialinformationen anhand der vorliegenden Statik und Ausführungspläne vorhanden:
  - Annahmen der charakteristischen Werkstoffkennwerte nach Abschnitt 2.2.5.3 für Beton und Abschnitt 2.3.6 für Betonstähle anhand des Errichtungs-, Umbau- oder Ertüchtigungszeitraums der verwendeten Materialien.
- Vorbemessung der Standsicherheit auf Grundlage der angenommenen charakteristischen Materialkennwerte.
- Abgleich zwischen Planungs- und Ist-Zustand anhand einer Ortsbegehung.
- Überprüfung der angenommenen charakteristischen Materialkennwerte anhand einzelner Stichproben.
- Bemessung nach aktuellem Normenkonzept mit aktuellen Einwirkungen.
- Nachweis erfüllt – kein weiterer Handlungsbedarf notwendig.
- Nachweis nicht erfüllt: Neue Bemessung erforderlich mit Hilfe von:
  1. Updates der vorhandenen Informationen durch Bestandsaufnahmen,
  2. Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Grundlage von probabilistischen Untersuchungen (First Order Reliability Method).
- Falls Bemessung nicht zielführend dann:
  - Planung von Ertüchtigungsmaßnahmen,
  - Teil-/Kompletrückbau.

#### **3.2. Keine oder nur unzureichende Informationen aus Planungs- und Errichtungsphase vorhanden:**

- Bestandsaufnahme:
  - Erstellung von Bestandsplänen,
  - Erkundung des Tragwerks,
  - Materialerkundung (Sichtung, Probekörperentnahme,...).
- Bestandsaufnahme liefert: aktuelle Planungsunterlagen und Materialkennwerte.
- Bemessung nach aktuellem Normenkonzept mit aktuellen Einwirkungen.
- Nachweis erfüllt – kein weiterer Handlungsbedarf notwendig.

- Nachweis nicht erfüllt: Neue Bemessung erforderlich mit Hilfe von:
  - Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Grundlage von probabilistischen Untersuchungen (First Order Reliability Method).
- Falls Bemessung nicht zielführend dann:
  - Planung von Ertüchtigungsmaßnahmen,
  - Teil-/Komplettückbau.

#### **4. Besonderheiten der Zuverlässigkeitsanalyse beim Bauen im Bestand**

Alle aktuellen Normen gehen von der Zuverlässigkeitseinschätzung von Bauwerken im Entwurfsstadium aus. Bei der Zuverlässigkeitsbewertung bestehender Konstruktionen sind somit Besonderheiten zu beachten, die nachfolgend erläutert werden:

Bei Bestandsbauten liegen in der Regel zusätzliche Informationen über die Art der Nutzung aber auch über vorhandene Bauwerkseigenschaften vor. Im Rahmen einer eigenen Expertenbefragung zum Bauen im Bestand *Schnell 2008* hat sich gezeigt, dass die Dokumentation der Entwurfsunterlagen wie z.B. statischen Berechnungen und Plänen in den meisten Fällen unvollständig sind.

Wird allerdings vor Beginn der Baumaßnahme eine Bestandsaufnahme durchgeführt, können die vorhandenen Kenntnisse über das Bauwerk erweitert werden.

Zusätzliche Untersuchungen können auch zerstörungsfreie Prüfungen, Materialprobeentnahmen aber auch die Bestimmung der tatsächlich vorhandenen ständigen Lasten sein.

Durch die bei der Bestandsaufnahme gewonnenen Zusatzinformationen werden die Ungewissheiten, die zum Zeitpunkt der Entwurfsphase noch vorhanden sind, vermindert.

Diese Informationen können durch Änderungen in den Verteilungstypen und den Parametern der Basisvariablen (bzw. Einschränkung der Streuungen) sowie Änderungen der Grenzzustandsbedingungen oder durch zusätzliche Bedingungen, die sich über die bisherige Standzeit ergeben haben, berücksichtigt werden.

Eine weitere Besonderheit bei bestehenden baulichen Anlagen ist die verminderte Restnutzungsdauer die kleiner ist als bei Neubauten. Diese verminderte Nutzungsdauer führt über die geringere Anzahl der Belastungszustände bei variablen Lasten zu verminderten Extremwerten.

Weiter ist das Sicherheitsniveau für eine verminderte Restlebensdauer zu überdenken, um evtl. erforderliche Verstärkungsmaßnahmen einzuschränken und somit zu einer ausgeglichenen Kosten-Nutzen-Analyse für das Bauwerk zu gelangen.

Ebenso ist eine mögliche Erzielung des geforderten Sicherheitsniveaus bei Bestandsbauten gegenüber dem eines Neubauentwurfs mit erheblich größeren Kosten verbunden. Alleine die Beschränkung auf notwendige Maßnahmen zur Sicherstellung einer akzeptablen Tragwerkssicherheit rechtfertigen aufwändige Untersuchungen zur Gewinnung weiterer Informationen über den Bauwerkszustand im Rahmen einer Bestandsaufnahme.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Neubauten müssen alle in Abb. 4.1 dargestellten Unsicherheitsfelder abdecken. Bei Bestandsbauten bleibt nach Bestandsaufnahme somit nur noch ein geringes Ursachenpotential übrig. Daher können Modifikationen bei Teilsicherheitsfaktoren auf der Widerstandseite vorgenommen werden.

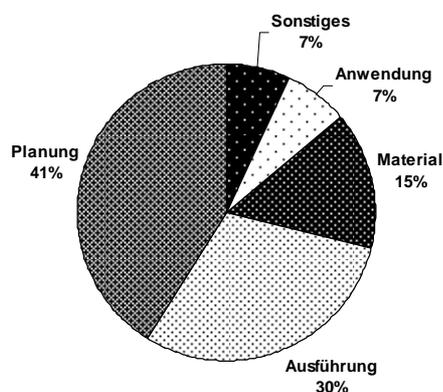


Abb. 4.1: Ursachen für Qualitätsmängel für Bauwerke nach Hansen, M. 2004

## 5. Zuverlässigkeitstheoretische Grundlagen im Bauwesen

### 5.1. Vorbemerkung

In den folgenden Kapiteln werden die wichtigsten Grundlagen der stochastischen Modellierung von Basisvariablen erläutert. Weiter wird ein Einblick in die Zuverlässigkeitstheorie gegeben. Dabei werden Grundkenntnisse der Statistik und Wahrscheinlichkeitstheorie weitestgehend vorausgesetzt. Eine umfassende Darstellung der mathematischen und statistischen Zusammenhänge findet sich in zahlreichen Fachbüchern wie z.B. in Benjamin, J. R. & Cornell, C. A. 1970. Gute Literaturquellen zu den Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen sind Faber, M. H. 2005 und Rackwitz, R. 2001 sowie Spaethe, G. 1992.

### 5.2. Einführung

Die Hauptaufgabe bei der baulichen Auslegung und Dimensionierung von Tragwerken besteht darin, die einzelnen Bauteile derart zu konzipieren, dass sie unterschiedliche Kriterien hinsichtlich der Standsicherheit, Zuverlässigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit unter verschiedensten Einwirkungen erfüllen. Grundsatz ist, dass der Bauwerkswiderstand stets größer als die auf das Bauwerk einwirkenden Beanspruchungen sein muss. Hierbei muss die Herausforderung bewältigt werden, dass sowohl Einwirkung als auch Widerstand so realistisch wie möglich prognostiziert werden. Diese Prognose ist aber zwangsläufig mit Unsicherheiten und Unbestimmtheiten behaftet, die aus einer Vielzahl von Ursachen herrührt. Daher bedient sich das Ingenieurwesen zur Modellierung der Unsicherheiten der Hilfe der Wahrscheinlichkeitstheorie.

Während man unter dem Begriff „Sicherheit“ im Allgemeinen die Abwesenheit von Gefahr für Leib und Leben versteht, ist der Begriff „Zuverlässigkeit“ als Tragwerkeigenschaft und damit

als rechnerische Größe zu verstehen. Eine 100-prozentige Sicherheit kann nicht gewährleistet werden, da nahezu alle Annahmen, die im Rahmen der Bauwerksbemessung getroffen werden, sowohl beim Bauwerksentwurf als auch später bei der Bauausführung gewissen Unsicherheiten unterworfen sind.

Das Grundprinzip der probabilistischen Modellierung ist die Beschreibung der Eingangsparameter (Basisvariablen) mithilfe von statistischen Verteilungen für das im jeweiligen Nachweis zugrunde gelegte Ingenieurmodell. Im Gegensatz hierzu liegen der deterministische Herangehensweise zur Berechnung von Tragwerken repräsentative Werte der Basisvariablen zugrunde. Die bei einer probabilistischen Berechnung erzeugten Ergebnisse liegen als Antwortgrößen des Tragwerks in Form von Traglasten, Schnittgrößen, Verformungen, Rissbreiten, etc. vor, die ebenfalls als statistische Verteilungen angegeben werden können. Somit wird ein höherer Informationsgehalt erzielt, da auf dieser Informationsgrundlage weitergehende Untersuchungen angestrebt werden können. Beispielsweise kann das Auftreten einer gewissen Bauwerksantwort infolge einer Einwirkungsursache mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit vorherbestimmt werden.

Heute werden probabilistische Untersuchungen hauptsächlich zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Tragwerks eingesetzt. Hierzu muss in der Zuverlässigkeitstheorie immer eine Grenzzustandsfunktion definiert werden:

$$Z = g(X) = G(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) = 0. \quad (5.1)$$

Die Eingangsparameter stellen sich als Basisvariablen  $X = X_1, X_2, \dots, X_n$  dar. Diese können unter anderem Material- und Geometrieparameter, Einwirkungen, Modellunsicherheiten sowie Umweltbedingungen etc. sein. Somit können für unterschiedliche Kriterien Grenzzustände erzeugt werden, was im Bauwesen mit der Unterscheidung für Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit genutzt wird.

Dadurch kann die Zuverlässigkeit von einzelnen Bauwerkskomponenten bzw. eines ganzen Systems mit Hilfe von ggf. mehreren Grenzzustandsgleichungen beschrieben werden.

In der Regel gilt, je komplexer das mechanische Modell ist, desto schwieriger ist es, den Grenzzustand des Systems exakt zu beschreiben. Somit müssen manchmal Näherungen oder Vereinfachungen der Grenzzustandsgleichungen in Kauf genommen werden. Generell trifft aber folgende allgemeingültige Definition immer zu: Versagen tritt ein, wenn die Gleichung (5.1) für  $Z < 0$  ergibt; bei  $Z > 0$  befindet sich das Tragwerk im gewünschten „sicheren“ Zustand. Abbildung 5.1 stellt den Sachverhalt schematisch anhand zweier Basisvariablen dar.

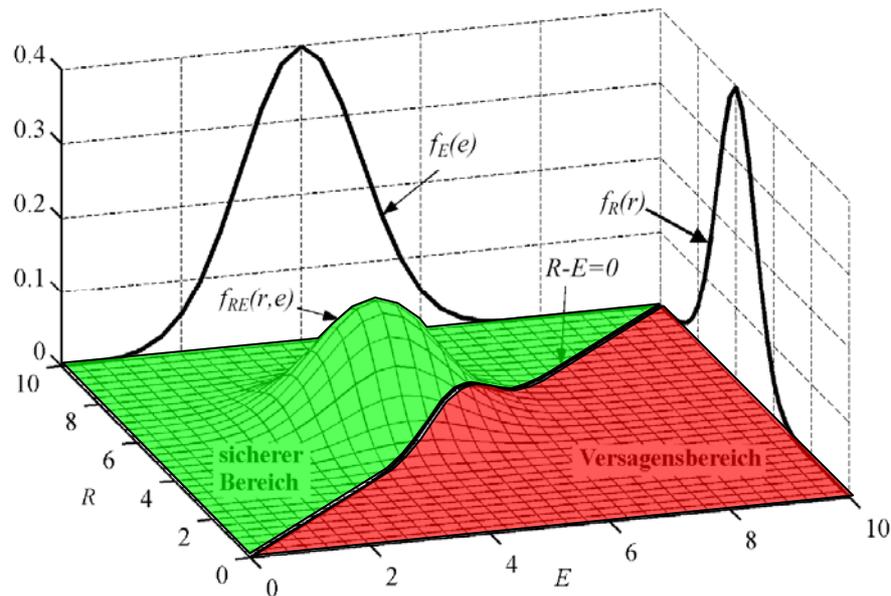


Abb. 5.1: Darstellung der gemeinsamen Verteilungsdichte  $f_{RE}$ , der Randverteilungsdichten  $f_R$  und  $f_E$ , der Grenzzustandsfunktion sowie des Versagensbereiches nach Hausmann, G. 2007

Allgemein sind international für die Einwirkung der Buchstabe  $E$  (engl.: **E**ffect) und für den Widerstand  $R$  (engl.: **R**esistance) gebräuchlich. Sowohl Einwirkung als auch Widerstand werden durch statistische Verteilungsfunktionen  $f_E(e)$  und  $f_R(r)$  dargestellt. Die daraus resultierende gemeinsame Verteilungsdichte wird durch die vorhandene Grenzzustandsfunktion in einen sicheren und unsicheren Bereich (Versagensbereich) aufgeteilt.

$Z$  stellt ebenfalls eine Zufallsvariable dar. Sie beschreibt den Sicherheitsabstand zwischen  $R$  und  $E$  und ist folglich ein Maß für die Zuverlässigkeit des betrachteten Systems.

Ist der Sicherheitsabstand  $Z$  genau Null, so befindet sich das Tragwerk genau im betrachteten Grenzzustand der Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit.

Nach Abbildung 5.1 ergibt sich die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  aus dem Volumen der gemeinsamen Verteilungsdichte  $f_{RE}(r, e)$  im Bereich, in dem  $R - E$  kleiner Null ist:

$$P_f = P(Z < 0) \tag{5.2}$$

## 5.3. Tragwerkszuverlässigkeit

### 5.3.1. Geschichtliche Entwicklung

Im 19. Jahrhundert hat die Ingenieurwissenschaft damit begonnen, sich mit der Zuverlässigkeit von Tragwerken zu beschäftigen. Damals erfolgte die Tragwerksberechnung auf Grundlage der Elastizitätstheorie und zulässiger Spannungen, die mithilfe von empirisch bestimmten Sicherheitsbeiwerten auf Basis von Erfahrungswerten abgemindert wurden.

Die Grundlage der modernen Sicherheitstheorie für Tragwerke wurde um 1950 gelegt. Ende der 60er Jahre des letzten Jahrhunderts wurde bereits ein Teilsicherheitskonzept zur Bemessung von Tragwerken entwickelt, wobei das größte Problem bei der Ermittlung der Sicherheitsbeiwerte die mangelhafte oder fehlende Datengrundlage darstellte. Ein weiteres Problem stellte die Berechnung der aus dem Berechnungsmodell resultierenden, mehrdimensionalen Wahrscheinlichkeitsintegrale dar, die in der Regel nicht analytisch möglich war. Da auch die Computertechnik zu diesem Zeitpunkt noch nicht derart ausgereift war, wurden in den 70er Jahren Näherungslösungen für diese Problemstellung entwickelt.

Erst im Jahr 1976 wurde auf internationaler Ebene vom CEB die Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (*FORM*) zur Lösung der komplizierten Wahrscheinlichkeitsintegrale erarbeitet (*CEB 1976*). Noch im gleichen Jahr wurde das *Joint Committee on Structural Safety* (kurz: *JCSS*) gegründet, das sich mit der Weiterentwicklung der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen beschäftigt. Beide genannten Organisationen arbeiten darüber hinaus an einer Zuschärfung der Datengrundlage auf Einwirkungs- und Widerstandseite. Eine Verfeinerung dieser Näherungslösung wurde schließlich mit der Zuverlässigkeitstheorie 2. Ordnung (*SORM*) erreicht. Sowohl *FORM* als auch *SORM* sind heute Standardmethoden für die Berechnung der Bauwerkssicherheit im konstruktiven Ingenieurwesen.

Auf Basis der nationalen und internationalen Entwicklungen wurden im Jahr 1981 allgemeine Grundlagen zur Berechnung der Sicherheit von baulichen Anlagen (*GruSiBau 1981*) zusammengefasst. Durch die Verwendung moderner Computertechnik ist es heute möglich, komplexere Wahrscheinlichkeitsintegrale und somit die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit exakt zu bestimmen.

Darüber hinaus kann mit einer Monte-Carlo-Simulation die statistische Auswertung von nicht geschlossen berechenbaren Grenzzustandsfunktionen ermöglicht werden.

Der Probabilistic Model Code (*JCSS 2003*) stellt die international anerkannten Regeln zur Berechnung der Tragwerkszuverlässigkeit zusammen. Ebenso werden darin umfangreiche Angaben zu statistischen Parametern, die als Eingangswerte in die probabilistische Berechnung von Tragwerken dienen, aufgezeigt.

Tabelle 5.1 zeigt die verschiedenen Stufen der probabilistischen Berechnung in der Zuverlässigkeitstheorie auf.

Ebene	Berechnungsmethode	Wahrscheinlichkeitsverteilung	Grenzzustandsfunktionen	Sicherheitsmaß; Ergebnis
1 semi-probabilistisch	Kalibrierung	nicht verwendet	-	Teilsicherheitsfaktoren
2 probabilistische Näherungsverfahren	FOSM	ausschließlich Normalverteilung	Lineare Approximation	approximative Versagenswahrscheinlichkeit
	FORM, SORM	alle Typen	Lineare / quadratische Approximation	
3 probabilistisch exakte Verfahren	numerische Integration und Monte Carlo Simulation	alle Typen	beliebig	theoretisch exakte Versagenswahrscheinlichkeit
4 probabilistische Optimierung	siehe Ebene 2 und 3	alle Typen	beliebig unter Einbeziehung ökonomischer Daten	stochastisch optimierte Konstruktionen

Tab. 5.1: Einordnung probabilistischer Verfahren

### 5.3.2. Überblick über die Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse

Die verschiedenen existierenden Methoden zur Beurteilung der Bauwerkssicherheit lassen sich in einem Schaubild nach *DIN 1055-100; 2001* darstellen. Darin wird der Zusammenhang dieser einzelnen Methoden deutlich.

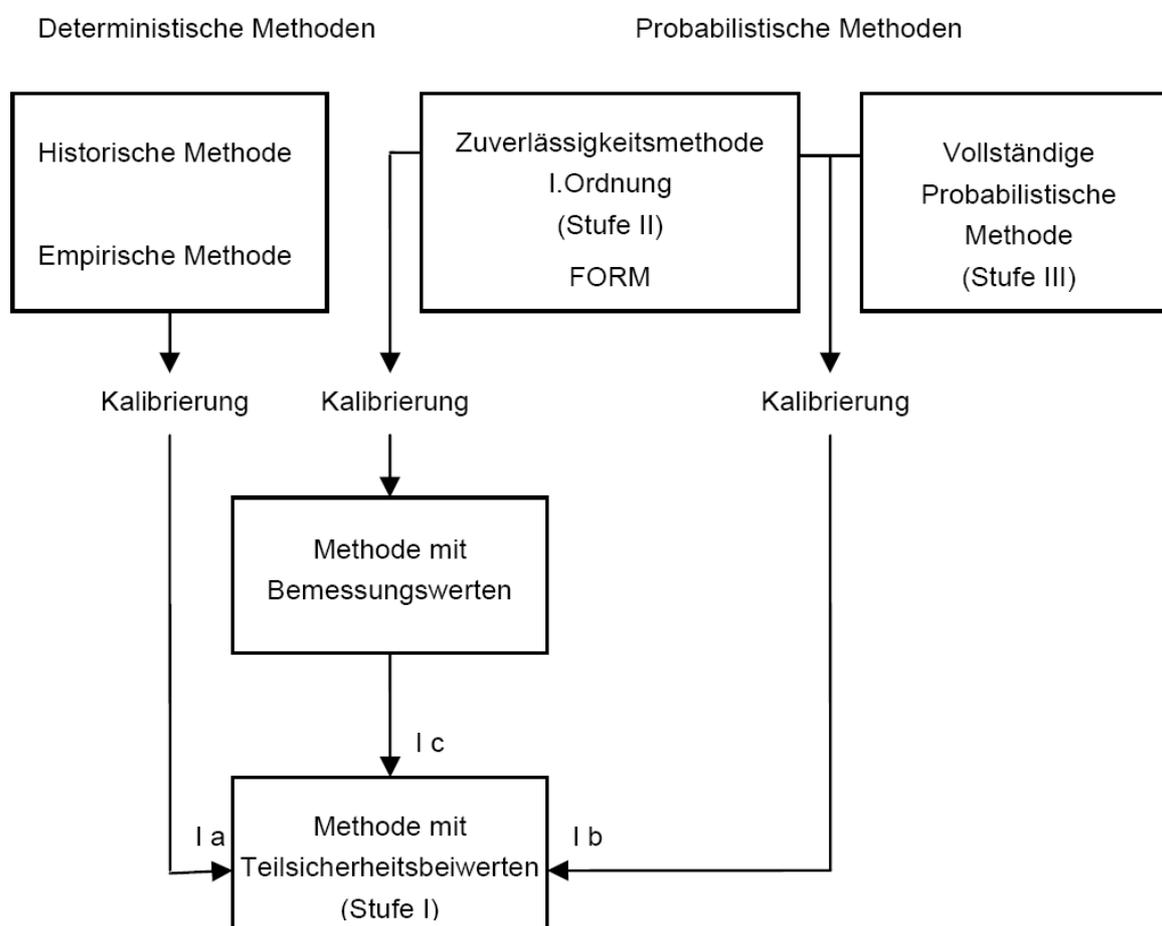


Abb. 5.2: Überblick über die Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse nach *DIN 1055-100 ; 2001*

Im *Anhang B* der *DIN 1055-100; 2001* wird die Vorgehensweise des hier mit Stufe II bezeichneten Verfahrens festgeschrieben und der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  als Maß für die Zuverlässigkeit des Tragwerks verstanden.

In den nachfolgenden Kapiteln werden die einzelnen Methoden näher beschrieben.

### 5.3.3. Mathematische Definition der Tragwerkszuverlässigkeit

Die Tragwerkszuverlässigkeit wird häufig durch den Sicherheitsindex  $\beta$  oder die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_F$  definiert. Die Versagenswahrscheinlichkeit muss in vielen Fällen als Funktion der Zeit beschrieben werden, da ein Großteil der Basisvariablen zeitvariant sind. Die nachfolgenden Ausführungen beschäftigen sich ausschließlich mit zeitinvarianten Zuverlässigkeitsproblemen.

Die Berechnung der Zuverlässigkeit beruht auf der Beschreibung der jeweils auftretenden Versagensart, die durch die sogenannte Grenzzustandsfunktion beschrieben wird. Diese Grenzfunktion beinhaltet die Einwirkungen auf das Bauteil sowie seinen Widerstand und trennt den Versagensbereich von dem sicheren Bereich. Hierbei ist die Qualität des stochastischen Modells von großer Bedeutung. Genauso ist eine realistische Abschätzung der statistischen Kenngrößen der in das Modell einfließenden Basisvariablen vorzunehmen.

Grundsätzlich gilt ein Bauteil als sicher, wenn die Einwirkungen  $E$  kleiner als der Bauteilwiderstand  $R$  ist, während hingegen ein Versagen eintritt, wenn die Beanspruchung den Widerstand überschreitet. Hieraus ergibt sich die Sicherheitsmarge  $Z$  für die einfachste Form der Grenzzustandsfunktion zu:

$$Z = g(R, E) = R - E \quad (5.3)$$

Sind Einwirkung und Widerstand gleich groß, so befindet sich das Tragwerk im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$Z = g(R, E) = R - E = 0 \quad (5.4)$$

In der Regel sind die beiden Größen  $R$  und  $E$  unabhängige Zufallsvariablen mit kontinuierlichen Verteilungsdichten  $f_R(r)$  und  $f_E(e)$ . Somit wird aus  $Z$  eine Zufallsgröße mit der Verteilung  $F_Z$ :

$$F_Z(z) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_E(e) \cdot F_R(z + e) \, de \quad (5.5)$$

Durch Lösen des folgenden Faltungsintegrals resultiert die theoretische Versagenswahrscheinlichkeit  $P_F$  zu:

$$P_F = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) \cdot f_E(e) \, dr \, de = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(e) \cdot f_E(e) \, de \quad (5.6)$$

Aus der Formulierung der Versagenswahrscheinlichkeit kann die Zuverlässigkeit des Tragwerks  $R_F$  als Gegenereignis angegeben werden zu:

$$R_F = 1 - P_F \quad (5.7)$$

Wenn  $R$  und  $E$  normalverteilte Größen sind, dann folgt auch  $Z$  der Normalverteilung mit den statistischen Momenten:

$$\begin{aligned} m_Z &= m_R - m_E \\ \sigma_Z &= \sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_E^2} \end{aligned} \quad (5.8)$$

Unter diesen Voraussetzungen kann die Versagenswahrscheinlichkeit in diesem Fall exakt berechnet werden:

$$P_F = \Phi \left( -\frac{m_R - m_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \right) \quad (5.9)$$

Grafisch stellen sich die drei eben behandelten Verteilungsgrößen wie folgt dar:

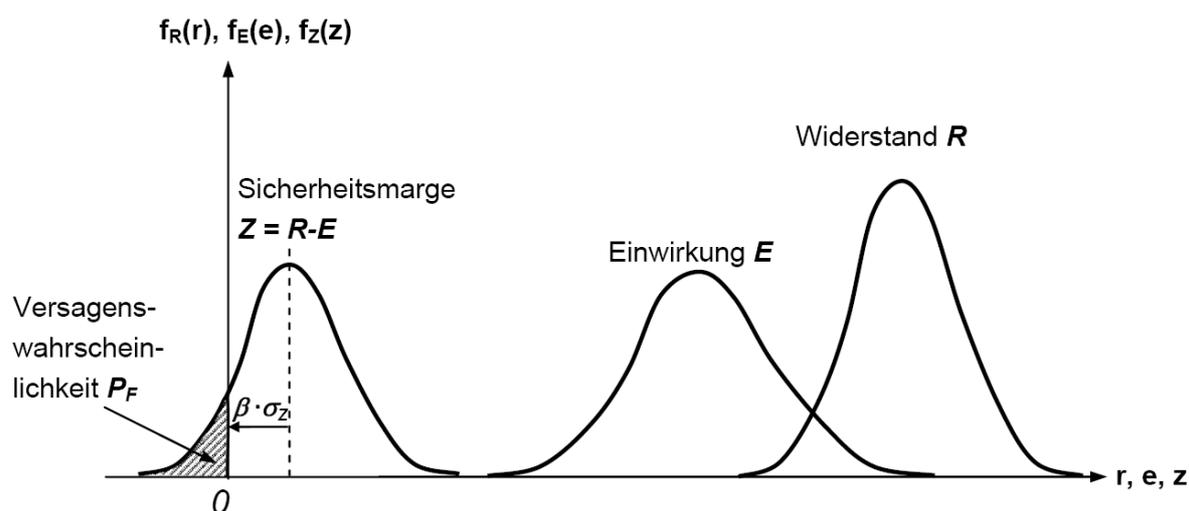


Abb. 5.3: Verteilungsdichte von Einwirkung, Widerstand und Sicherheitsmarge bei normalverteilten Einflussgrößen

Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_c$  wurde von *Cornell* 1969 als Maß für die Tragwerkszuverlässigkeit eingeführt, da dieser allgemeingültig und unabhängig von den Verteilungsfunktionen der einzelnen Basisvariablen definiert werden kann:

$$\beta_c = \frac{E[Z]}{\sqrt{\text{VAR}[Z]}} = \frac{m_z}{\sigma_z} \quad (5.10)$$

Die Berechnung der gemeinsamen Momente erfolgt dabei näherungsweise unter Verwendung einer Taylorreihenentwicklung für den Erwartungswert:

$$E[Z] \approx g(m_{x_1}, m_{x_2}, \dots, m_{x_n}) \quad (5.11)$$

$$\text{VAR}[Z] \approx \sum_{i=1}^n \left( \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{m} \right)^2 \cdot \text{VAR}(X_i) \quad (5.12)$$

Der eindeutige Vorteil dieser Definitionsweise ist, dass nur wenige Informationen über die stochastischen Eigenschaften der Basisvariablen bekannt sein müssen, nämlich der Mittelwert und die Standardabweichung.

Die Berechnung des Sicherheitsindex nach *Cornell* 1969 ist zwar sehr einfach, birgt aber auch gewisse Nachteile. Hauptproblem hierbei ist, dass er abhängig von der speziellen mathematischen Formulierung der Grenzzustandsgleichung  $g(x)$  ist. Das rührt daher, dass der Startpunkt der Taylorreihenentwicklung nicht auf  $g(x)$  liegt. Die Grenzzustandsfunktion kann in verschiedenen mathematischen und mechanischen Arten formuliert werden wie

beispielsweise auf Schnittgrößen- oder Spannungsebene. Dabei können bei der rechnerischen Zuverlässigkeit nach *Cornell 1969* signifikante Unterschiede erwachsen (*Madsen et. al. 1986*). Dieses Invarianzproblem wurde frühzeitig erkannt und durch *Hasofer und Lind 1974* verbessert, indem die Basisvariablen in den Standardraum transformiert werden und anschließend die Reihenentwicklung im Versagenspunkt durchzuführen ist. Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  ist als kürzester Abstand zwischen dem Koordinatenursprung und der Grenzzustandsfunktion im Versagenspunkt  $u^*$  (siehe Abbildung 5.4) definiert, was zu einer iterativen Optimierungsaufgabe führt mit  $u_i$  als Basisvariablen im Standardnormalraum:

$$\beta_{HL} = \min \sqrt{\sum_{i=1}^n u_i^2} \quad (5.13)$$

Wird  $R$  und  $E$  in den Standardnormalraum transformiert, kann die Grenzzustandsfunktion für normalverteilte Basisvariablen wie folgt beschrieben werden:

$$Z = g(U_1, U_2) = U_2 \cdot \sigma_R - U_1 \cdot \sigma_E + m_R - m_E = 0 \quad (5.14)$$

Hierbei sind die transformierten Zufallsgrößen:

$$U_1 = \frac{E - m_E}{\sigma_E} \quad \text{und} \quad U_2 = \frac{R - m_R}{\sigma_R} \quad (5.15)$$

Stellt man die Geradengleichung (5.14) in der Hesse'schen Normalform dar folgt aus der Umformung:

$$Z = g(U_1, U_2) = \alpha_E \cdot U_1 - \alpha_R U_2 \cdot \sigma_E - \beta = 0 \quad (5.16)$$

mit den zugehörigen Parametern:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (5.17)$$

$$\alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (5.18)$$

$$\beta = \frac{m_R - m_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (5.19)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit kann nun direkt aus dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  unter Verwendung der Standardnormalverteilung berechnet werden:

$$P_F = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (5.20)$$

Die Vorfaktoren  $\alpha_E$  und  $\alpha_R$  werden aufgrund ihres signifikanten Einflusses auf die Versagenswahrscheinlichkeit als Sensitivitätsfaktoren bzw. Wichtungsfaktoren bezeichnet. Generell gilt für diese: je größer der Sensitivitätsfaktor der jeweiligen Zufallsvariable umso größer ist ihr Einfluss hinsichtlich der Bauteilzuverlässigkeit. Im zweidimensionalen Fall ist es möglich, das Zuverlässigkeitsproblem grafisch darzustellen (Abbildung 5.4).

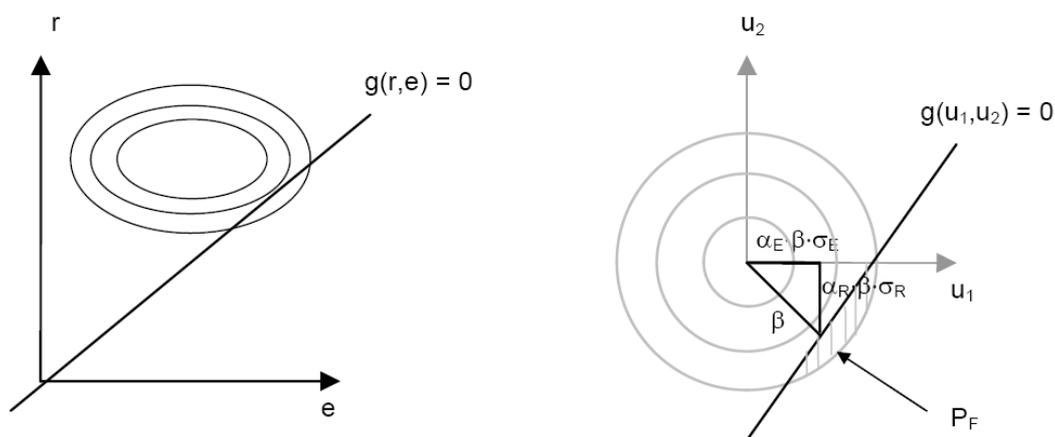


Abb. 5.4: Darstellung zur zweidimensionalen Zuverlässigkeitsanalyse in wahren und transformierten Koordinaten

Fällt man das Lot vom Ursprung des transformierten Koordinatensystems auf die Grenzzustandsfunktion, so erhält man den Bemessungspunkt am Lotfußpunkt. Er ist derjenige Versagenspunkt, der über die größte Wahrscheinlichkeitsdichte verfügt.

Aus der geometrischen Beziehung ergibt sich zwischen den Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  der allgemeine Zusammenhang:

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i = 1 \quad (5.21)$$

Die Koordinaten des Bemessungspunktes im Originalraum der Basisvariablen – welche den Quantilwerten der Normalverteilung von Einwirkung und Widerstand im Versagenspunkt entspricht – erhält man durch Rücktransformation:

$$R_d = m_R + \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \quad (5.22)$$

$$E_d = m_E + \alpha_E \cdot \beta \cdot \sigma_E \quad (5.23)$$

Die Bemessungswerte  $R_d$  des Widerstandes und der Einwirkung  $E_d$  können nun mithilfe der Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  berechnet werden.

Allgemein können die Wichtungsfaktoren  $\alpha$  und der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  wie folgt gewonnen werden:

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i = \frac{\left. \frac{\partial g}{\partial y_i} \right|_{y^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^m \left( \left. \frac{\partial g}{\partial y_i} \right|_{y^*} \right)^2}} \quad (5.24)$$

mit 
$$y_i = \frac{x_i - m_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (5.25)$$

$$g(m_{x_1} + \sigma_{x_1} \cdot y_1 + \dots + m_{x_1} + \sigma_{x_1} \cdot y_1) \quad (5.26)$$

Der Zuverlässigkeitsindex ergibt sich somit zu:

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^m \left. \frac{\partial g}{\partial y_i} \right|_{y^*} \cdot y_i^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^m \left( \left. \frac{\partial g}{\partial y_i} \right|_{y^*} \right)^2}} \quad (5.27)$$

Die Werte der Basisvariablen im Bemessungspunkt werden mit  $y_i^*$  bezeichnet.

Da der Bemessungspunkt zur Berechnung des Zuverlässigkeitsindex vor Beginn der Berechnung bekannt sein muss, ist ein iteratives Vorgehen zur Berechnung der Tragwerkszuverlässigkeit zu empfehlen.

Wenn neben der Größe des Erwartungswertes und der Varianz zusätzliche Informationen über die statistische Verteilungsfunktion der Basisvariablen vorliegen, kann die Berechnungsgenauigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit im Hinblick auf das mathematisch exakte Ergebnis deutlich gesteigert werden.

## 5.4. Lösungsverfahren in der Zuverlässigkeitstheorie

### 5.4.1. Momentenmethode (FOSM)

Aus den vorausgegangenen Seiten der vorliegenden Arbeit wird ersichtlich, dass das Rechnen mit Wahrscheinlichkeitsverteilungen immer mit dem Lösen komplexer Integrale einher geht. Ein geeignetes Näherungsverfahren zur Berechnung der theoretischen Versagenswahrscheinlichkeit stellt die Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung dar. Hierzu muss zwischen der First Order Second Moment Method (FOSM) und der allgemeinen Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung, der First Order Reliability Method (FORM) differenziert werden, die später verwendet wird.

Sind nur wenige Informationen der einzelnen Basisvariablen vorhanden, wie z.B. Erwartungswerte, Varianzen und evtl. Kovarianzen (Second Moment) bietet sich die Berechnung der Tragwerkszuverlässigkeit mithilfe der Momentenmethode (FOSM) an, da hierzu keine Aussagen hinsichtlich der Verteilungsfunktionen der Zufallsvariablen erforderlich sind. Vereinfacht wird den Variablen unabhängig von deren tatsächlicher Verteilung eine Normalverteilung unterstellt (*Stewart & Melchers 1997*), was die Berechnung wesentlich vereinfacht. Ebenso wird eine linearisierte Grenzzustandsfunktion zugrunde gelegt, wobei evtl. nichtlineare Funktionen in lineare Grenzzustandsfunktionen transformiert werden (siehe Abbildung 5.5).

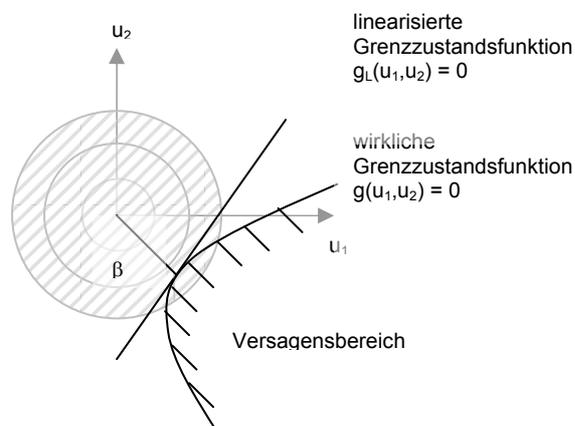


Abb. 5.5: Nichtlineare und linearisierte Grenzzustandsfunktion im Standardnormalraum

Die durch eine Taylorreihe ausgedrückte Grenzzustandsfunktion wird derart vereinfacht, indem nur das Reihenglied (First Order) für die weitere Berechnung verwendet wird. Zur Genauigkeitssteigerung der Zuverlässigkeitsberechnung wird die Taylorreihe dabei im iterativ bestimmten Versagenspunkt  $\mathbf{u}^*$  ( $u_1, u_2, \dots, u_n$ ) entwickelt, d.h. es wird eine tangentielle Ebene an die exakte Versagensfunktion angelegt.

### 5.4.2. Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung (FORM)

Im Gegensatz zur Momentenmethode können durch die Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung weitere gesicherte Informationen über den Verteilungstyp der Basisvariablen genutzt werden. Diese zusätzlichen Daten beruhen nicht unbedingt auf statistischen Erkenntnissen, sondern können auch durch theoretische Überlegungen gewonnen werden.

FORM gehört zu den sogenannten Stufe II Verfahren (siehe Abb. 5.2) und stellt somit ein probabilistisches Näherungsverfahren dar. In der praktischen Anwendung werden vereinfachte Rechenverfahren für die im Rahmen der probabilistischen Analysen zu lösenden komplexen mathematischen Problemstellungen verwendet.

Die Entwicklung der Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung ist eng mit den Namen Lind, Rackwitz und Fiessler verbunden. Sie wird heute meistens mit der Abkürzung FORM bezeichnet, was für First Order Reliability Method steht.

Für normalverteilte Basisvariablen und bei linearen Grenzzustandsgleichungen erhält man relativ einfache Lösungen, wobei der wesentliche Teil des Sicherheitsnachweises auf die Bestimmung des kürzesten Abstands zwischen Koordinatenursprung und Grenzzustandsgleichung im standardisierten Raum zurückgeführt wird. An diese Lösung lehnt sich die FORM als Näherungslösung für den allgemeinen, nichtlinearen und nicht normalverteilten Fall an. Hierzu ist es notwendig, dass die Basisvariablen in standardisiert normalverteilte Zufallsgrößen transformiert werden.

Die Grenzzustandsfunktion wird in FORM mithilfe einer Taylorreihe im Versagenspunkt linearisiert, wobei vereinfacht nur die ersten Glieder bei der Reihenentwicklung berücksichtigt werden. Als Ergebnis resultiert der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  sowie die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$ . Daraus lassen sich durch Rücktransformation der Basisvariablen die realen Bemessungswerte bestimmen.

Zur Zuverlässigkeitsbestimmung der Tragwerke mit FORM wurde der Algorithmus nach *Rackwitz & Fiessler 1978* entwickelt. Mithilfe dieses Prozesses werden nicht normalverteilte Basisvariablen unter Verwendung einer einfachen statistischen Näherung in normalverteilte Zufallsvariablen transformiert, so dass beide Verteilungen in der Umgebung des Bemessungspunktes relativ gut übereinstimmen. In Fachkreisen ist das beschriebene Verfahren auch als „Normal-Tail-Approximation“ bekannt.

## 5.5. Zielwert der Zuverlässigkeit

### 5.5.1. Zuverlässigkeitsindex $\beta$

In den aktuellen Regelwerken, die nur teilweise probabilistisch begründet sind, wird ein einheitliches Zuverlässigkeitsniveau angestrebt. In diesem Kontext ist auf den operativen Charakter der mithilfe der Zuverlässigkeitstheorie berechenbaren Versagenswahrscheinlichkeiten hinzuweisen.

Der Parameter  $\beta$  ist eine zentrale Größe in der Zuverlässigkeitstheorie und wird in der Literatur häufig auch als Sicherheitsindex bezeichnet.

Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  beschreibt die Überlebenswahrscheinlichkeit  $P_s = 1 - P_f$ . Da der Bauwerkswiderstand sowie die Beanspruchung, die dem Bauwerkswiderstand gegenübergestellt wird, Zufallsvariablen sind, wird die Grenzzustandsfunktion  $g$  auch als Zufallsgröße angesehen:

$$g = R - E \tag{5.28}$$

Ist  $g > 0$ , so kann Überleben der Tragkonstruktion unterstellt werden.

Wenn die Grenzzustandsfunktion als normalverteilt angenommen wird, so darf die Versagenswahrscheinlichkeit durch den negativen Zuverlässigkeitsindex  $-\beta$  beschrieben werden:

$$P_f = P(g \leq 0) = \Phi(-\beta) \tag{5.29}$$

Aus der Gleichung (5.29) wird in Tab. 5.2 der Zuverlässigkeitsindex für unterschiedliche Versagenswahrscheinlichkeiten angegeben.

$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Tab. 5.2: Beziehung zwischen dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  bei normalverteilter Grenzzustandsfunktion

Für den Fall, dass die Grenzzustandsfunktion nicht normalverteilt ist, darf die Gleichung (5.29) als Näherung für die Abhängigkeit von Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  und Sicherheitsindex  $\beta$  verstanden werden.

### 5.5.2. Zielwert des Zuverlässigkeitsindex

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  kann sehr empfindlich auf Veränderungen im stochastischen Modell reagieren, insbesondere dann, wenn sehr kleine Versagenswahrscheinlichkeiten auftreten. Der  $\beta$ -Wert ist als bedingte Wahrscheinlichkeit formuliert und von verschiedenen Faktoren wie z.B. dem Verteilungstyp der Basisvariablen oder der Zeit abhängig. Infolge zeitabhängiger Einwirkungen und Materialeigenschaften ist auch die Versagenswahrscheinlichkeit zeitabhängig. Somit ist es unerlässlich, einen Bezugszeitraum festzulegen, wenn die Versagenswahrscheinlichkeit als Sicherheitsmaß herangezogen werden soll.

Als Bezugszeitraum wird in der Regel die vorgesehene Nutzungs- oder die anvisierte Lebensdauer des Tragwerkes gewählt. In *EN 1990; 2002* werden in Tabelle 3.6 einige Nutzungszeiträume für Tragwerke angegeben.

Klasse der Nutzungsdauer	Planungsgröße der Nutzungsdauer [Jahre]	Beispiele
1	10	Tragwerke mit befristeter Standzeit
2	10 - 25	Austauschbare Tragwerksteile (z.B. Lager)
3	15 - 30	Landwirtschaftlich genutzte u. ähnliche Tragwerke
4	50	Gebäude oder andere gewöhnliche Tragwerke
5	100	Monumentale Gebäude, Brücken, etc.

Tab. 5.3: Klassifizierung der Nutzungsdauer nach *EN 1990; 2002*

Werden außer den herkömmlichen Bezugszeiträumen andere Zeiträume betrachtet, so kann die Umrechnung des Zuverlässigkeitsindex näherungsweise mit der nachfolgenden Gleichung erfolgen:

$$\Phi(\beta_n) \approx [\Phi(\beta_1)]^n \quad (5.30)$$

In Gleichung (5.30) bedeutet

$\beta_n$  der Zuverlässigkeitsindex für den Bezugszeitraum von n Jahren

$\beta_1$  der Zuverlässigkeitsindex für den Bezugszeitraum von einem Jahr.

Der Sicherheitsindex  $\beta$  stellt nicht unbedingt ein Indiz für die wirkliche Versagenshäufigkeit dar. Die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit steht im Wesentlichen mit dem menschlichen Versagen, das bei der Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte unberücksichtigt bleibt, im Zusammenhang. Die Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex nach *DIN 1055-100; 2001* werden in Tab. 5.4 zusammengefasst.

Grenzzustand	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex	
	1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung	-	1,5 bis 3,8 <sup>1)</sup>
Gebrauchstauglichkeit	3,0	1,5

1) abhängig von der Prüfbarkeit, Instandsetzbarkeit und Schadenstoleranz

Tab. 5.4: Zielwert des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für Bauteile nach *DIN 1055-100; 2001 Anhang B* für unterschiedliche Bezugszeiträume

## 5.6. Normative Umsetzung der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen

### 5.6.1. Baupraktische Sicherheitskonzepte

In der baupraktischen Bemessung von Tragwerken sind die gerade beschriebenen Verfahren aufgrund des erheblichen zeitlichen Aufwands und der Komplexität der probabilistischen Methoden meist nur wenig praktikabel. Probabilistische Analysen kommen daher heute nur bei der Bemessung von Sonderbauten von großem wirtschaftlichen und gesellschaftlichen Interesse zum Einsatz.

Mögliche Anwendungsgebiete liegen im Kraftwerks- oder Pipelinebau. Hierbei handelt es sich um Spezialbauten, die entweder einer „Serienproduktion“ unterliegen oder mit außergewöhnlich hohen Risiken für die Bevölkerung verbunden sind wie z.B. bei Staudämmen oder Kernkraftwerken. Da im Bauwesen in der Regel nur Unikate erstellt werden, ist eine Optimierung der Konstruktion mit probabilistischen Methoden nur in den wenigsten Fällen sinnvoll und ökonomisch vertretbar.

Für die allgemeine Tragwerksbemessung wurde daher ein vereinfachter Lösungsansatz für die Sicherstellung des normativ geforderten Zuverlässigkeitsniveaus entwickelt. Hierbei bedient man sich den sogenannten Sicherheitsfaktoren  $\gamma$ , die die rechnerische Tragfähigkeit derart modifizieren, dass ein Versagen nur in sehr seltenen Fällen eintritt. Nachteil dieser vereinfachten Methode ist allerdings, dass die optimale Ausnutzung der Materialien im Hinblick auf das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau nicht gewährleistet werden kann.

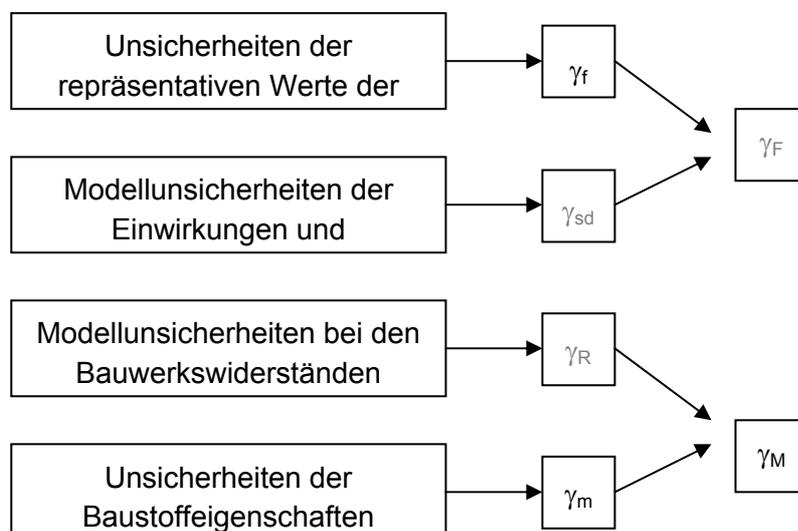


Abb. 5.6: Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten nach *DIN 1055-100; 2001*

Da in die Bemessungsgleichungen eine Vielzahl von Basisvariablen Eingang finden, ist die Anpassung der Norm an die Zuverlässigkeitstheorie umso besser, je mehr Teilsicherheitsbeiwerte zum Einsatz kommen. Theoretisch könnte man für jede Basisvariable einen Teilsicherheitsbeiwert definieren, was allerdings die Umsetzung in Bemessungsverfahren für die Praxis nicht praktikabel gestaltet.

*Spaethe G. 1992* hat sich mit dieser Thematik beschäftigt und den Baustoffverbrauch hinsichtlich der Anzahl der verwendeten Teilsicherheitsbeiwerte grafisch ausgewertet:

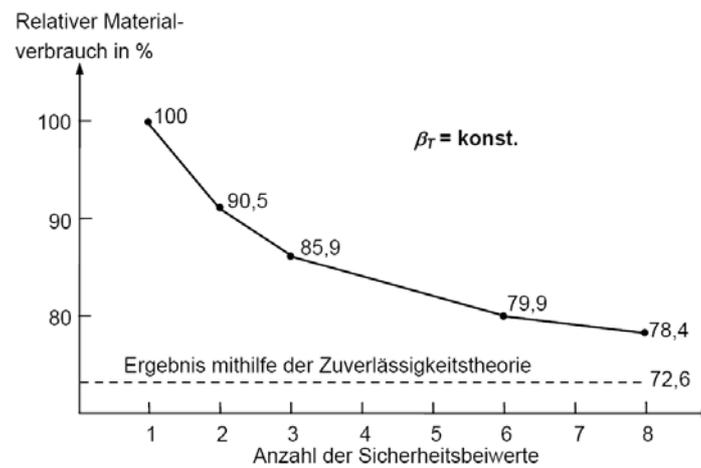


Abb. 5.7: prozentualer Baustoffverbrauch in Abhängigkeit der Flexibilität der Norm bei gleicher zulässiger Versagenswahrscheinlichkeit nach *Spaethe G. 1992*

Mit zunehmender Anzahl von Teilsicherheitsbeiwerten nähert sich der prozentuale Baustoffverbrauch dem Optimum, das bei einer individuellen Bemessung aller Tragwerke nach Zuverlässigkeitstheorie erzielt wird, an.

### 5.6.2. Methoden zur probabilistisch fundierten Definition von Teilsicherheitsbeiwerten

Die Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für eine semiprobabilistische Bemessung von Tragwerken zur Sicherstellung des gewünschten Zuverlässigkeitsniveaus ist eine zentrale Aufgabenstellung der Zuverlässigkeitstheorie im Bauwesen. Unter Zuhilfenahme der statistischen Informationen der vorhandenen Basisvariablen ist es möglich, Sicherheitselemente  $\gamma$  zur Erzielung des in der Norm geforderten Sicherheitsniveaus zu kalibrieren. Allgemein werden diese Sicherheitselemente aus dem Verhältnis des charakteristischen Wertes und des Bemessungswertes bestimmt. Somit gilt:

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} \text{ bzw. } \gamma_R = \frac{R_k}{R_d} \quad (5.31)$$

Die Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten folgt im Allgemeinen einem zweigleisigen Vorgehen wie das Schaubild in Abbildung 5.8 zeigt.

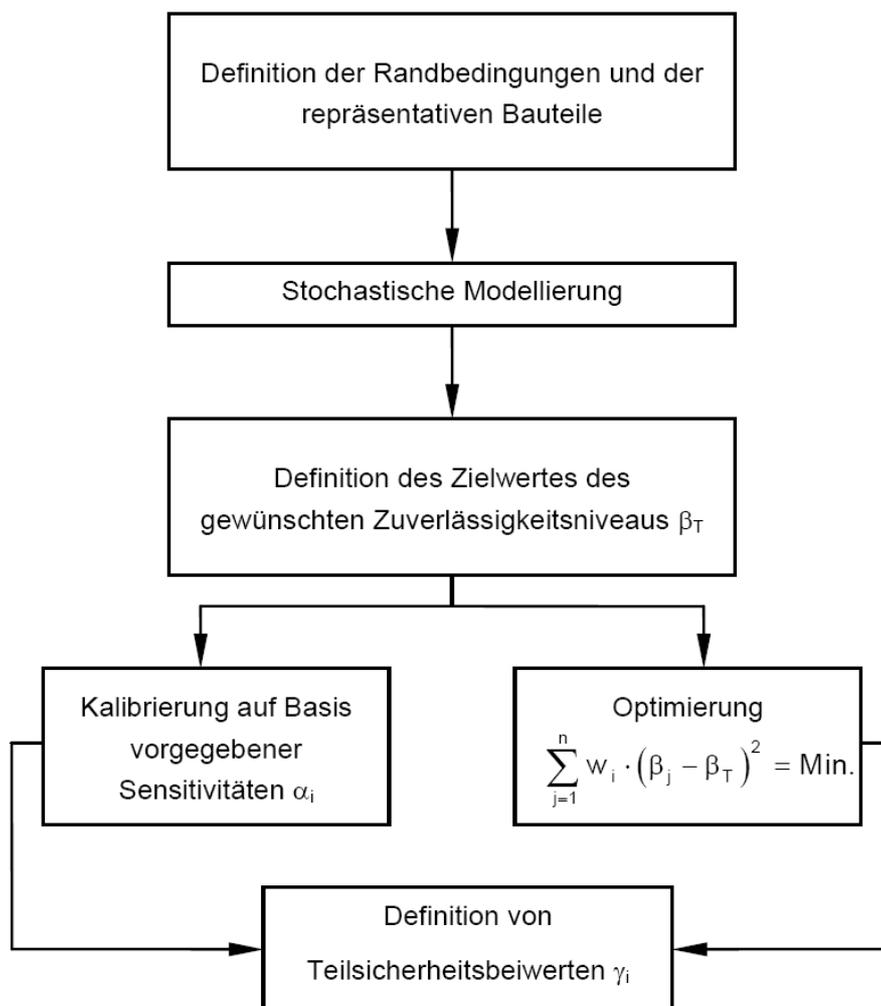


Abb. 5.8: Methoden zur Definition von Teilsicherheitsbeiwerten auf probabilistischer Basis bei vorgegebenem Zuverlässigkeitsindex nach *Glowienka, S. 2007*

Zu Beginn müssen alle Randbedingungen der Kalibrierung festgelegt und alle repräsentativen Bauteile zusammengestellt werden. Darüber hinaus sind die verwendeten deterministischen Bemessungsmodelle zu spezifizieren. Hieraus ergibt sich die Definition des stochastischen Modells zur Ermittlung der Zuverlässigkeit. Das Modell muss sowohl die Widerstands- als auch Einwirkungsseite relativ exakt erfassen. Weiter muss der gewünschte Zielwert der Zuverlässigkeit auf Basis der bisherigen Erfahrungen oder durch eine probabilistische Risikooptimierung (*Rackwitz 2004*) festgesetzt werden.

Der weitere Ablauf bei der Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten kann auf Grundlage der vorangestellten Definitionen mithilfe von unterschiedlichen Verfahren erfolgen. Hierbei haben sich in der Fachwelt zwei Verfahren durchgesetzt (siehe Abbildung 5.8). Eine Methode zur Bestimmung der Sicherheitselemente ist die Verwendung der geschätzten Sensitivitätsfaktoren, mit denen die Bemessungswerte der eingehenden Basisvariablen  $X_d$  bei vorgegebenen Zuverlässigkeitsindex  $\beta_T$  berechnet werden. Die gesuchten Teilsicherheitsbeiwerte ermitteln sich nach Gleichung (5.31) in Abhängigkeit von den zugehörigen charakteristischen Werten  $X_k$ .

Diese erste Methode ist allerdings nur für einfache Systeme, die über eine lineare Grenzzustandsfunktion verfügen, geeignet, da hier keine direkte Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt. Das Ergebnis hängt somit sehr stark von der Qualität der geschätzten Sensitivitätsfaktoren ab. Daher können erhebliche Abweichungen von dem gewünschten Zuverlässigkeitsniveau auftreten.

Das zweite Verfahren, bei dem die Versagenswahrscheinlichkeit auf probabilistischer Basis für jede untersuchte Bemessungssituation berechnet wird, ermöglicht eine genauere Erfassung der Randbedingungen. Ebenso ist es möglich, beide Verfahren für eine Vorabschätzung der Teilsicherheitsbeiwerte zu kombinieren.

Heute ist es möglich, die Größe der Versagenswahrscheinlichkeit sowie der Sicherheitsbeiwerte zur Erfüllung des gewünschten Zielwertes der Zuverlässigkeit mithilfe der gerade beschriebenen Verfahren zu berechnen. Jedoch wurden die meisten Teilsicherheitsbeiwerte in den aktuellen Normen wie *DIN EN 1990; 2002* bzw. *DIN 1055-100; 2001* nur grob durch Kalibrierung anhand der Vorgängernormen festgelegt.

### **5.6.3. Bestimmung von Teilsicherheitsfaktoren auf Basis von Bemessungswerten**

Die Kalibrierung von Teilsicherheitsfaktoren ist relativ einfach, wenn eine lineare Grenzzustandsfunktion in vereinfachter Form mit wenigen Basisvariablen formuliert werden kann. Wenn zudem die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  bekannt sind, können die zugehörigen Bemessungswerte der Basisvariablen und hieraus die Teilsicherheitsfaktoren ermittelt werden. Diese vereinfachte Vorgehensweise ist nach der derzeit gültigen Norm *DIN 1055-100; 2001 Anhang B* zur Ermittlung von Teilsicherheitsbeiwerten erlaubt.

Der gesuchte Quantilwert der Basisvariablen im Bemessungspunkt ergibt sich hiernach aus den geschätzten Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  sowie dem Zielwert der Zuverlässigkeit  $\beta_T$  unter Berücksichtigung der statistischen Eigenschaften der in der Bemessung eingebundenen Basisvariablen. Die dabei benötigten Gleichungen zur Festlegung der Bemessungswerte sind in Tabelle 5.5 zusammengestellt.

Verteilung	Bemessungswert <sup>1)</sup>	Parameter
Normal	$m_x + \alpha_x \cdot \beta \cdot \sigma_x$	-
Lognormal	$m_x \cdot \exp\left(-0,5 \cdot \ln(1 + V_x^2) + \alpha_x \cdot \beta \cdot \sqrt{\ln(1 + V_x^2)}\right)$ $\approx m_x \cdot \exp(\alpha_x \cdot \beta \cdot V_x)$	-
Gumbel	$u - \frac{1}{a} \cdot \ln(-\ln \Phi(\alpha_x \cdot \beta))$	$u = \mu - \frac{0,577}{a}; a = \frac{\pi}{\sigma \cdot \sqrt{6}}$
1) Für ein vorgegebenes Zuverlässigkeitsniveau ist $\beta$ durch $\beta_T$ zu ersetzen		

Tab. 5.5: Bemessungswerte häufig verwendeter Verteilungsfunktionen

Für den Fall von normalverteilten Einwirkungs- und Widerstandsgrößen können die Bemessungswerte sowie die resultierenden Teilsicherheitsbeiwerte mithilfe von Tabelle 5.5 und Gleichung (5.31) direkt angegeben werden zu:

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} = \frac{m_E - \alpha_E \cdot \beta \cdot \sigma_E}{m_E + k \cdot \sigma_E} = \frac{1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot V_E}{1 + k \cdot V_E} \quad \text{mit } V_E = \frac{\sigma_E}{m_E} \quad (5.32)$$

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{m_R - k \cdot \sigma_R}{m_R + \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R} = \frac{1 - k \cdot V_R}{1 + \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} \quad \text{mit } V_R = \frac{\sigma_R}{m_R} \quad (5.33)$$

Oft werden Widerstandsgrößen auch als lognormale Größen modelliert. Für diesen Fall erhält man die gesuchten Teilsicherheitsbeiwerte zu:

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{m_R \cdot \exp(-k \cdot V_R - 0,5 \cdot V_R^2)}{m_R \cdot \exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R - 0,5 \cdot V_R^2)} = \exp(V_R (-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R - k)) \quad (5.34)$$

(Anmerkung: Für  $V < 0,2$  können die  $0,5 \cdot V^2$ -Terme in Gleichung (5.34) vernachlässigt werden.)

Die Schwierigkeit dieses Verfahrens besteht in der realistischen Festlegung der Sensitivitätsfaktoren, da diese einen wesentlichen Einfluss auf die Qualität der Teilsicherheitsbeiwerte haben. Nach *Pottharst 1977* haben Untersuchungen an einfachen Systemen mit linearem Verhalten gezeigt, dass sich baustoffübergreifend bei Verwendung der beiden Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_R = -0,9$  und  $\alpha_E = +0,6$  akzeptable Abweichungen vom gewählten Zuverlässigkeitsniveau unter baupraktischen Randbedingungen ergeben. Dabei gelten die gerade vorgestellten Wichtungsfaktoren für die jeweiligen Variablen auf Einwirkungs- und Widerstandsseite, die die Zuverlässigkeit des vorhandenen Systems entscheidend beeinflussen. Für die übrigen Basisvariablen mit kleineren Streuungen und untergeordneter Bedeutung hinsichtlich der Zuverlässigkeit der Konstruktion wird von *Pottharst 1977* die Verwendung von  $\alpha_i = \pm 0,4$  vorgeschlagen.

Ähnliche Werte für die vereinfachte Abschätzung der Sensitivitäten finden sich in *DIN 1055-100; 2001* und *DIN EN 1990; 2002* wonach  $\alpha_R = -0,8^{1)}$  und  $\alpha_E = +0,7^{1)}$  für übliche Verhältnisse zwischen der Streuung des Widerstandes und der Einwirkungen vorgeschlagen werden. Für Basisvariablen von untergeordneter Bedeutung für die Tragwerkszuverlässigkeit schlägt die Norm *DIN 1055-100 (2001)* genauso wie *Pottharst 1977*  $\alpha_i = \pm 0,4$  vor. Demgegenüber sollen Basisvariablen mit dominierendem Einfluss auf die Zuverlässigkeit einen Sensitivitätsfaktor  $\alpha_i = \pm 1,0$  erhalten (*Grünberg J. 2004*).

Die Qualität der Teilsicherheitsfaktorschätzung kann durch Einsetzen der Bemessungswerte in die Grenzzustandsgleichung derart überprüft werden, indem das Ergebnis schließlich einen Wert nahe Null ergeben muss. Tritt hierbei ein negatives Ergebnis auf, ist davon auszugehen, dass das vorher festgesetzte Zuverlässigkeitsniveau unterschritten wird, wohingegen positive Werte eine mehr als ausreichende Zuverlässigkeit sicherstellen.

<sup>1)</sup> In *DIN 1055-100; 2001* gilt für die Sensitivitäten  $\alpha_R$  und  $\alpha_E$  eine abweichende Vorzeichendefinition. Die angegebenen Vorzeichen beziehen sich auf die angegebenen Formeln in Tabelle 5.5.

## 6. Tragwiderstand der Bauteile

### 6.1. Einführung

Der Tragwiderstand  $R$  der Bauteile setzt sich aus mehreren Anteilen zusammen. Neben der Bauteilgeometrie müssen auch die Materialkennwerte betrachtet werden. Ein weiterer Aspekt beim Bauen im Bestand ist die Verarbeitung in der Erstellungsphase und die evtl. Bauteilschädigung durch Alterungseinflüsse.

### 6.2. Bauteilgeometrie und Querschnittswerte

#### 6.2.1. Betonquerschnitt

Der Bauteilquerschnitt ist je nach Ausführungsqualität Schwankungen unterworfen. Diese Schwankungen wirken sich sowohl auf Einwirkungs- als auch auf Widerstandsseite aus. Das Eigengewicht des Bauteils beeinflusst die Einwirkungsseite, der tatsächlich vorhandene Querschnitt an der maßgebenden Nachweisstelle hat Auswirkungen auf den Bauteilwiderstand. Beide Einflüsse werden bei der probabilistischen Bemessung implementiert.

Weitere Grundlagen zur probabilistischen Modellierung des Betonquerschnitts sind im Kapitel 7 zur Modellierung der Bauteileigenlast beschrieben.

#### 6.2.2. Betondeckung

Angaben zu Streuung der Betondeckung finden sich in zahlreichen Quellen. Im *JCSS 2000* wird dabei nach Art des Bauteils sowie Lage (oben bzw. unten) der Bewehrung im Bauteil unterschieden.

In der vorliegenden Arbeit wird gemäß *JCSS 2000* nach folgendem Ansatz verfahren:

Obere Bewehrung:  $\mu_c = c_{nom} + 10 \text{ mm}$   $\sigma_c = 10 \text{ mm}$  normalverteilt

Untere Bewehrung:  $\mu_c = c_{nom}$   $\sigma_c = 10 \text{ mm}$  normalverteilt

Diese Erkenntnisse werden dazu verwendet die Schwerpunktlage  $d_1$  der Betonstahlbewehrung im Bauteil vom gezogenen Bauteilrand aus festzulegen.

#### 6.2.3. Statische Nutzhöhe des Betonbauteils

Die Nutzhöhe des Betonbauteils wird in der vorliegenden Arbeit nicht explizit betrachtet. Vielmehr setzt sich die Statische Nutzhöhe aus den Angaben zur Bauteilhöhe  $h$  und der Schwerpunktlage der Bewehrung  $d_1$  zusammen.

In dem Maß  $d_1$  sind die Informationen zur Betondeckung sowie der Stabdurchmesser enthalten.

#### 6.2.4. Betonstahlbewehrung

Die Querschnittsfläche der im Bauteil eingelegten Bewehrung ist nur sehr geringen Streuungen unterworfen. Gemäß *JCSS 2000* kann hierfür eine Normalverteilung mit einem Mittelwert gleich dem Nominalwert und einem Variationskoeffizienten von 2% verwendet werden. Ähnliche Werte werden auch in *Rußwurm, D. 1988A* vorgeschlagen.

### **6.2.5. Systemabmessungen**

Die Streuungen der Stützweite können z.B. aus den Lageabweichungen der Stützen bzw. Wänden bestimmt werden. Der lichte Abstand zwischen den vertikalen Traggliedern kann nach *Maaß und Rackwitz 1980* mit einem Mittelwert  $\mu_{\Delta L} \approx -10$  bis  $+8$  mm betragen bei einer zugehörigen Standardabweichung  $\sigma_{\Delta L} \approx 7$  bis  $14$  mm angegeben werden. In der Regel wird hierbei zwischen Stützen und Wänden unterschieden.

## 6.3. Statistische Kenngrößen der Festigkeiten

### 6.3.1. Betonstahl

#### a) Streckgrenze

Die in *DIN 1045-1; 2001* definierte Spannungs-Dehnungslinie von Betonstahl stellt sich für warm gewalzte Stähle als bilineare Funktion dar. Wichtigstes Kriterium zur Charakterisierung des Betonstahls ist die Streckgrenze  $f_y$ , die in Abhängigkeit der 0,2% Dehngrenze angegeben wird. Der Variationskoeffizient der Streckgrenze hängt von mehreren Faktoren ab: dem Stabprofil, Herstellerwerk und dem Produktionsjahr.

In *Spaethe, G. 1992* findet man folgende Auflistung der Variationskoeffizienten  $v_x$ :

- gleiches Stabprofil, gleiches Herstellerwerk:  $v_x = 0,01 \dots 0,04$
- unterschiedliche Stabprofile, gleiches Herstellerwerk:  $v_x = 0,04 \dots 0,07$
- gleiches Stabprofil, unterschiedliches Herstellerwerk:  $v_x = 0,05 \dots 0,08$
- unterschiedliche Profile, verschiedene Herstellerwerke:  $v_x = 0,06 \dots 0,12$

In der Literatur wird der Variationskoeffizient  $v_x$  der Streckgrenze im Bereich zwischen 4 % und 10 % angegeben, wobei festzustellen ist, dass bei größerem  $v_x$  meistens schon die Schwankung der Querschnittsfläche des Bewehrungsstahls mit eingeflossen ist.

Im *JCSS 2000* wird die Standardabweichung unabhängig von der Festigkeitsklasse mit konstant  $\sigma_y = 30 \text{ N/mm}^2$  festgesetzt und der Mittelwert der Streckgrenze wird definiert zu:

$$f_{ym} = f_{yk} + 2 \cdot \sigma_y \quad (6.1)$$

mit:  $f_{yk}$  charakteristischer Wert der Streckgrenze

$\sigma_y$  Standardabweichung der Streckgrenze

Somit ergibt sich für einen BSt 500 ein Mittelwert der Streckgrenze von  $f_{ym} = 560 \text{ N/mm}^2$  mit einem Variationskoeffizienten von  $v_x = 5,4 \%$ . Dieser Variationskoeffizient erfasst allerdings nicht die Schwankungen der Querschnittsfläche der Bewehrungsstähle mit dem Nominalwert als Mittelwert und einer Streuung von 1 % bis 3 %. Da in den angestellten Berechnungen die Querschnittsflächenstreuung nicht explizit betrachtet wird, erfolgt die Berücksichtigung über einen höheren Variationskoeffizienten der Streckgrenze von  $v_x = 6 \%$ . Als Verteilungsfunktion kann für die Streckgrenze im *JCSS 2000* eine Normalverteilung, nach *Spaethe, G. 1992* auch eine Lognormalverteilung wie bei anderen Materialkennwerten unterstellt werden.

Nach *König G. & Hosser, D. 1982* wird ebenfalls ein Variationskoeffizient von  $v_x = 6 \%$  vorgeschlagen. Ebenso wird ein Vorschlag für den Teilsicherheitsbeiwert von Betonstahl mit  $\gamma_s = 1,13$  gemacht.

### b) Elastizitätsmodul

Nach *JCSS 2000* wird der Elastizitätsmodul als konstante Größe ( $\sigma = 0$ ) zu  $E_s = 205.000 \text{ N/mm}^2$  definiert. In *Spaethe, G. 1992* wird ein Variationskoeffizient  $v_x = 0,02 - 0,06$  vorgeschlagen.

### c) Querdehnungszahl

Der Variationskoeffizient der Querdehnungszahl wird von *Spaethe, G. 1992* mit  $v_x = 0,03$  angegeben.

### d) Nennquerschnitt

Nach *DIN EN 10080; 2005* darf die Querschnittsfläche der Bewehrungsstäbe vom Nennquerschnitt abweichen. Die Abweichungen gliedern sich nach Größe des Stabdurchmessers:

Stabquerschnitte  $\leq 8\text{mm}$ :  $v_x \approx \pm 6,0 \%$

Stabquerschnitte  $> 8\text{mm}$ :  $v_x \approx \pm 4,5 \%$

Für probabilistische Untersuchungen werden in der Literatur kleinere Werte angegeben (siehe auch Punkt a) Streckgrenze).

Die Variation des Nenndurchmessers wird durch eine größere Streuung der Streckgrenze mit berücksichtigt.

## **6.3.2. Beton**

Wichtigste Quellen für die Streuungen der Betoneigenschaften sind die Streuungen der Eigenschaften der einzelnen Komponenten, die Streuungen in der Zusammensetzung, die zufälligen Einflüsse während des Mischvorgangs, des Transportes, des Einbaus und der Nachbehandlung sowie die Unterschiede in der Qualitätsüberwachung, der Kontrolle und der Prüfverfahren.

### **6.3.2.1. Druckfestigkeit**

Das vorhandene Datenmaterial der Druckfestigkeiten zeigt, dass in den mittleren und höheren Festigkeitsbereichen, mit einer konstanten Standardabweichung und in den unteren Festigkeitsbereichen mit einem konstanten Variationskoeffizienten  $v_x$  zu rechnen ist. Für die Grenzen zwischen beiden Bereichen werden mittlere Betonfestigkeiten zwischen  $12,5$  und  $28 \text{ N/mm}^2$  genannt.

Die statistischen Parameter der Druckfestigkeitsverteilung sind stark von der Fertigungsqualität sowie der installierten Kontrollmechanismen abhängig, was in *Spaethe, G. 1992* ausführlich beschrieben wird.

Über eine geeignete Verteilungsfunktion der Druckfestigkeit gibt es unterschiedliche Angaben. *Rüsch, H et al. 1969* empfiehlt zur Beschreibung der Zufallsvariable Druckfestigkeit eine Normalverteilung. Neuere Veröffentlichungen wie z.B. von *König, G. et*

al. 1998 und JCSS 2000 empfehlen eine Lognormalverteilung, die auch den nachfolgenden Parameterstudien unterstellt wird.

### 6.3.3. Modellunsicherheiten auf Widerstandsseite

#### 6.3.3.1. Allgemeines

Für die Bemessung von Bauteilen und Tragwerken müssen für die baupraktische Anwendung sowie für die probabilistische Analyse der Zuverlässigkeit Modelle zur Berechnung der maximalen Traglast definiert werden. Dabei wird die rechnerische Traglast  $R$  aus den in das Modell eingehenden Parametern ermittelt, die in den meisten Fällen Zufallsvariablen darstellen.

$$R = f(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (6.2)$$

Der reale Wert der Traglast  $R'$  beinhaltet zusätzlich die Unsicherheiten  $\theta_i$  aus der Approximation der Traglast  $R$  durch ein mathematisch-mechanisches Modell und durch menschliches Fehlverhalten bei der Planung und bei der Bauausführung. Die letztgenannten Einflüsse können durch den Einsatz von qualifizierten Arbeitskräften minimiert werden.

$$R' = f(X_1, X_2, \dots, X_n, \theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n) \quad (6.3)$$

Als Modellunsicherheit kann prinzipiell die Abweichungen zwischen der im Versuch erzielten und der rechnerisch ermittelten Traglast definiert werden. Generell muss zwischen Unsicherheiten infolge der Anpassung des Rechenmodells an die Realität und zwischen statistisch bedingten Unsicherheiten unterschieden werden. Obwohl beide Größen direkt mit dem experimentellen Untersuchungsumfang verknüpft sind, können Modellunsicherheiten bei der Definition von praxistauglichen Bemessungsmodellen nicht gänzlich ausgeschlossen werden.

Weiter ist nicht zu vergessen, dass die zur Modellbildung benötigten experimentellen Untersuchungen aus ökonomischen Gründen auf ein Minimum reduziert werden und hieraus schließlich eine nicht 100%ige Schlussfolgerung gezogen wird.

#### 6.3.3.2. Definition der Modellunsicherheiten

Um verlässliche Aussagen über die Modellunsicherheiten treffen zu können, müssen eine Vielzahl von Versuchen für die unterschiedlichen Versagenskriterien nachgerechnet werden. Angaben über die Modellunsicherheiten auf Widerstandsseite sind in *JCSS 2000* sowie in *Hansen, M. 2004* zu finden.

Versagen infolge	Verteilung	Mittelwert	Variationskoeffizient
Normalkraft	L / LN	1,00	0,05
Biegung	L / LN	1,025	0,10
Querkraft	L / LN	1,10	0,10

Tab. 6.1: Stochastische Modellierung der Modellunsicherheiten auf Widerstandsseite nach *Hansen, M. 2004*

## 7. Einwirkungen auf Gebäude

### 7.1. Einführung

Das Kapitel beschreibt die Modellierung von ständigen und veränderlichen Einwirkungen auf Bauwerke. Zuerst werden die auftretenden ständigen und anschließend die veränderlichen Einwirkungen erläutert. Weiter wird die Umsetzung der Einwirkungen in das stochastische Modell beschrieben, das als Eingangsgröße für die Zuverlässigkeitsanalyse benötigt wird.

### 7.2. Ständige Einwirkungen

#### 7.2.1. Definition

Bei der Ermittlung der Zufallsvariablen der ständigen Einwirkungen ist laut *NABau 1981* nach der Größe des Variationskoeffizienten zu differenzieren:

Treten bei ständigen Lasten kleine Variationskoeffizienten auf ( $v \leq 0,1$ ) dann ist der Mittelwert zu betrachten. Für ständige Einwirkungen großem Variationskoeffizienten ( $v > 0,1$ ) ist noch mal eine Unterteilung vorzunehmen: liegt eine günstige Wirkung vor, dann sind die 95%-Quantile zu verwenden – bei günstiger Lastwirkung das 5%-Quantil.

Der *Eurocode 1* empfiehlt zur Beurteilung der Zufallsvariablen Geometrie die charakteristischen Werte aus den Mittelwerten zu bilden.

Nach *Spaethe, G. 1992* ist eine Einteilung in Eigenlast der Tragkonstruktion und der Eigenlast nichttragender Elemente vorzunehmen.

Die Eigenlast der tragenden Konstruktion ist unmittelbarer Bestandteil des Tragsystems und wirkt während der gesamten Lebensdauer ohne wesentliche Änderung.

Die Eigenlast der nichttragenden Bauteile kann sich während der gesamten Lebensdauer durch Reparaturen und Modernisierungen verändern. Diese Veränderungen können sowohl die Größe als auch die räumliche Verteilung der Last betreffen.

Mögliche Ursachen für Ungewissheiten in der Vorhersage der Eigenlasten können Streuungen in der Dichte der Materialien, Abweichungen der Abmessungen von den Sollwerten, Ungewissheiten in der endgültigen Wahl der Baustoffe, Lastanteile von Verbindungselementen, spätere Änderungen im Ausbau, Vereinfachungen in den Berechnungsansätzen und die Wirkung von Umwelteinflüsse auf die Baustoffe (z.B. Wasseraufnahme) sein.

Die Eigenlast lässt sich als Produkt zweier Zufallsgrößen, des Raumgewichts und des Volumens darstellen. Die Streuungen des Volumens ist von der Streuung der geometrischen Abmessungen abhängig.

Die Mittelwerte der Abmessungen stimmen in der Regel mit den geplanten Abmessungen überein. Allerdings ist im Betonbau bei kleinen Abmessungen die Tendenz zu etwas vergrößerten mittleren Abmessungen (bis zu 2 cm) zu beobachten (*Graubner, C.-A. & Glowienka, S. 2005*).

Bei Stahlbetonkonstruktionen sollte der Bewehrungsprozentsatz gesondert berücksichtigt werden.

Bei Baustoffen, die eine Wasseraufnahmefähigkeit besitzen, ist dies zu beachten und gegebenenfalls vom durchfeuchteten Zustand auszugehen.

## **7.2.2. Modellierung der Bauteileigenlast**

### **7.2.2.1. Allgemeines**

Die schwerkraftbedingten Eigenlasten lastabtragender Strukturen entstehen schon in der Errichtungszeit und bleiben dann über die Bauteillebenszeit im Wesentlichen konstant. Allerdings können die Eigenlasten nichttragender Bauteile wie Beläge, Anstriche oder Trennwände Veränderungen unterworfen sein. Diese müssen gegebenenfalls als veränderliche Last in die Bauteilberechnung Eingang finden. In vielen Fällen ist eine strikte Trennung zwischen veränderlichen und unveränderlichen Eigenlasten nicht immer möglich.

Die Bauteileigenlast ist eine ständige Einwirkung, deren Änderungen in der Zeit um ihren Mittelwert gering sind und langsam verlaufen.

Eigene Überlegungen haben gezeigt, dass bei Gebäuden des üblichen Hochbaus in Beton- und Mauerwerksbauweise der Anteil des Konstruktionseigengewichts in den vertikalen, lastabtragenden Bauteilen im Durchschnitt etwa bei 70% liegt. Bei horizontal abtragenden Bauteilen wie z.B. Deckenplatten und Balken kann der Eigenlastanteil deutlich unter dem Wert 70 % liegen.

Die Eigenlast tragender Bauteile kann nach folgender Beziehung angegeben werden:

$$dG = \gamma \cdot dV \tag{7.1}$$

Wobei die Wichte  $\gamma$  in [kN/m<sup>3</sup>] und  $dG$  das Gewicht pro Volumenelement  $dV$  beschreibt. Abweichungen entstehen in der Regel durch räumliche Streuungen des spezifischen Gewichts (Wichte), Streuungen der Abmessungen und für einige Baustoffe, durch äußere Einwirkungen wie Feuchtigkeit oder Verdichtung.

Die Streuungen der Bauteilabmessungen können im Allgemeinen durch

$$a = a_0 + \Delta a(\xi) \tag{7.2}$$

erfasst werden. Hierbei ist  $a_0 = a_{\text{nominal}}$  die vorgesehene Abmessung und  $\Delta a(\xi) = \Delta a_1 + \Delta a_2(\xi)$  beschreibt ein Zufallsfeld, welches sich aus einer, die Streuungen zwischen Bauteilen, Bauwerken, etc. beschreibenden Komponente  $\Delta a_1$  und einer, die Streuung innerhalb der Bauteile erfassenden Komponente  $\Delta a_2(\xi)$ , mit jeweils dem Mittelwert Null zusammensetzt.

Die Größe der Standardabweichung der ersten Komponente ist ein Maß für die Qualität der Produktion bzw. Bauausführung. Sie kann in der Regel als einfache Zufallsvariable angesehen werden. Genauso kann auch die zweite Komponente als Qualitätsmaßstab angesehen werden. In ihr kommen meist unvermeidliche Streuungen in der laufenden Produktion zum Ausdruck. Die Modellierung erfolgt als Zufallsfeld mit dem Mittelwert Null und einem Korrelationsradius, der für die meisten Bauteile in der Größenordnung der Bauteillängsrichtung anzusehen ist. Weiter können die Abweichungen der Bauteilabmessungen in den verschiedenen Richtungen als unabhängig voneinander angesehen werden.

In Abhängigkeit vom eingesetzten Baustoff können die jeweiligen Streuungskomponenten überwiegen. In den meisten Fällen ist jedoch eine Unterscheidung der beiden Komponenten nicht zwingend notwendig. In der Regel ist  $E[a] = a_0$  und für die Gesamtstreuung gilt:

$$\text{Var}[\Delta a] = \text{Var}[\Delta a_1] + \text{Var}[\Delta a_2(\xi)] \quad (7.3)$$

Somit kann auch das spezifische Gewicht in analoger Weise modelliert werden:

$$\gamma = \gamma_0 + \Delta\gamma \quad (7.4)$$

So ist auch  $\Delta\gamma$  als Zufallsfeld zu beschreiben. Allerdings liegen nur wenige Beobachtungen darüber vor. Daher muss die Beschreibung als einfache Zufallsvariable genügen.

Das Eigengewicht folgt damit zu

$$G = \int \gamma \cdot dV \quad (7.5)$$

wobei näherungsweise gilt

$$E[G] \approx E[V] + V[\gamma] \quad (7.6)$$

und

$$V^2[G] \approx \sum_{i=1}^n V^2[a_i] + V^2[\gamma] \quad (7.7)$$

mit  $n = 1, 2$  und / oder  $3$  und  $V[\ ]$  den Variationskoeffizienten der angegebenen Variablen.

Des Weiteren darf sowohl für die Wichte als auch für die Abmessungen als Verteilungsfunktion eine Lognormalverteilung angenommen werden. Bei kleinen Variationskoeffizienten kann ohne einen Verlust der Genauigkeit auch eine Normalverteilung unterstellt werden.

Für eine genauere Einschätzung der durch streuende Eigenlasten hervorgerufenen statistischen Eigenschaften von Schnittgrößen genügt es, Zufallsfelder zu unterstellen, die eine ausreichend schnell abfallende Korrelationsfunktion besitzen. Dabei ist nach wenigen einschlägigen Messungen der Korrelationsmaßstab  $l_0$  sowohl für die Abmessungen als auch für die Wichte in der Größenordnung der (transversalen) Bauteilabmessungen anzunehmen. Die Schnittgröße  $S$  folgt mithilfe der beiden Gleichungen (7.2) und (7.4)

$$S = \int_{V(\xi)} i(\xi) \gamma(\xi) d\xi = E[S] + \Delta S \quad (7.8)$$

mit  $V(\xi)$ , der zufälligen Oberfläche des Bauteils,

$i(\xi)$  der Einflusslinie und mit

$$E[S] \approx E[\gamma(\xi)] \int_{V_0} i(\xi) d\xi \quad (7.9)$$

$$\Delta S = \int_{V_0} \Delta\gamma(\xi) \cdot i(\xi) d\xi + E[\gamma]_{\Delta V(\xi)} \int i(\xi) d\xi. \quad (7.10)$$

Hierbei wird die Unabhängigkeit zwischen Wichte und den Abmessungen unterstellt, und  $V_0$  als das nominelle, mittlere Volumen eingeführt.

Vereinbarungsgemäß ist der Mittelwert der Größe  $\Delta S$  gleich Null ( $E[\Delta\gamma(\xi)] = 0$ ). Die Varianz des ersten Terms kann näherungsweise bestimmt werden:

$$\text{Var} \left[ \int_{V_0} \Delta\gamma(\xi) \cdot i(\xi) d\xi \right] \approx l_0 \cdot \text{Var} [\Delta\gamma(\xi)] \cdot \int_{V_0} i^2(\xi) d\xi \quad (7.11)$$

Exakte Berechnungen des zweiten Terms in Gleichung (7.10) sind schwierig, da hierfür ein Integral über zufällige Grenzen zu bilden ist. Genauere Berechnungen können insbesondere für die Wahrung des indifferenten Gleichgewichtes bei Waagebalken z.B. bei Brücken im Freivorbau oder ähnlichen Aufgabenstellungen erforderlich werden.

Die vorliegende Arbeit unterstellt, dass bei der Modellierung der Eigenlast als stochastisches Feld davon abgesehen wird, da dieser Effekt nur bei größeren räumlichen Streuungen - wie z.B. bei Nutzlasten - einen signifikanten Einfluss hat. Somit wird vereinfacht eine 100% Korrelation der Ordinaten des Eigengewichts angenommen und eine gleichmäßige Verteilung des Eigengewichts unterstellt.

Statistische Angaben für Eigenlasten wie Mittelwerte und Streuungen von Wichten und Abmessungen können den beiden nachfolgenden Tabellen 7.1 und 7.2 entnommen werden.

Material	Mittelwert	Variationskoeffizient
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]
<b>Beton</b>		
Normalbeton <sup>1)</sup> B ≤ 20 [N/mm <sup>2</sup> ]	23,5	0,04
B > 40 [N/mm <sup>2</sup> ]	24,5	0,03
Leichtbeton <sup>2)</sup>	9 – 20	0,05 - 0,15
Gasbeton <sup>3)</sup>	7 – 15	0,05 - 0,15
Schwerbeton für besondere Zwecke <sup>2)</sup>	> 28	0,03 - 0,10
Mauerwerk aus künstlichen Steinen <sup>2)</sup>	-	≈ 0,05
<b>Mauerwerk aus natürlichen Steinen</b>		
Basalt, Diorit, Gabbro	28 – 31	≈ 0,05
Basaltlava	24	≈ 0,05
Granit, Porphy	28	≈ 0,05
Kalkstein, Marmor, Sandstein	26 – 28	≈ 0,05
<b>Metalle</b>		
Stahl	78,5	< 0,01
Gusseisen	73	< 0,03
Aluminium (-legierungen)	28	< 0,03
Blei	112	≈ 0,03
Bronze, Messing	83	< 0,03
Kupfer	89	< 0,03
Zink	69	< 0,03
Zinn	75	< 0,03
<b>Holz<sup>3)</sup></b>		
Fichte, Tanne (Picea)	4,4	≈ 0,1
Kiefer, Lärche (Pinus)	5,1	≈ 0,1
Lärche (Larix)	6,6	≈ 0,1
Buche (Fagus)	6,8	≈ 0,1
Eiche (Quercus)	7,5	≈ 0,1
verleimt. Brettschichtholz	4,5	≈ 0,07

<sup>1)</sup> ohne Bewehrung bei üblichen Umweltbedingungen, für Stahlbeton ist der Mittelwert um rund 1 [kN/m<sup>3</sup>] zu erhöhen. Für trockenen Beton kann der angegebene Wert um 1 [kN/m<sup>3</sup>] vermindert werden, für Frischbeton sind die angegebenen Werte um 1 [kN/m<sup>3</sup>] zu erhöhen.

<sup>2)</sup> Hängt von der Art und Herstellungsweise bzw. Festigkeitsklasse ab.

<sup>3)</sup> Bei einem Feuchtigkeitsgehalt von 12% . Die Wichte für andere Feuchtigkeitsgehalte x berechnet sich näherungsweise nach  $Y(x\%) = Y(12\%) + (x\% - 12\%) / 12\%$ .

Tab. 7.1: Anhaltswerte für Mittelwert und Streuungen der Wichte von Baustoffen nach *Rackwitz, R.*

1996

Signifikante Unterschiede bei der Bestimmung des Eigengewichts resultieren nicht alleine aus den Streuungen der Materialwichten der Einzelkomponenten sondern auch aus den Bauteilabmessungen. Diese können stellenweise erhebliche Unterschiede in ihren jeweiligen Streuungen aufweisen und sind oftmals von der Fertigungsweise des Bauteils abhängig. Somit sind aufgrund der Fertigungsgenauigkeit in Fertigteilwerken die Soll-Abmessungen von Betonbauteilen wesentlich besser zu erzielen als bei vor Ort geschalteten Betonbauteilen.

Bauwerk oder Bauteil	Streuung zwischen Einheiten	Streuung innerhalb der Einheiten
	[mm]	[mm]
Betonbauteile		
$a_{nom} \leq 1000$ mm	0,003 $a_{nom}$	4+0,006 $a_{nom}$
$a_{nom} \geq 1000$ mm	3 mm	10 mm
Mauerwerk		
unverputzt	0,02 $a_{nom}$	0,04 $a_{nom}$
verputzt	0,02 $a_{nom}$	0,04 $a_{nom}$
Walzstahl		
Profilträger, Fläche A	0,01 $A_{nom}$	0,04 $A_{nom}$
Stahlbleche, Dicke t	0,01 $t_{nom}$	0,02 $t_{nom}$
Holzbauteile		
gesägte Holzbauteile	0,05 $a_{nom}$	2 mm
verleimte Träger	$\approx 0$	1 mm

Tab. 7.2: Anhaltswerte für Streuungen (Standardabweichungen) von Bauteilabmessungen nach Rackwitz, R. 1996

Obwohl Eigengewichtslasten für den Nachweis von Bauteilen einen wichtigen Einfluss haben, ist ihre Sensitivität auf die Bauteilversagenswahrscheinlichkeit in den meisten Fällen eher gering. Begründet werden kann der geringe Einfluss durch die vergleichsweise kleinen Streuungen der Eigenlast. Untermuert wird dies, wenn insbesondere neben der Eigenlast auch veränderliche Einwirkungen mit hohen Variationskoeffizienten in die Bemessung einfließen.

### 7.2.2.2. Eigenlast von Stahlbetonbauteilen

Die Eigenlaststreuungen von Stahl- und Spannbetonbauteilen setzen sich aus der Streuung der Festbeton- und Stahlwichte, der eingebauten Stahlmenge sowie den geometrischen Abweichungen zusammen.

Bei großflächigen Bauteilen hängt die Eigenlastschwankung hauptsächlich von der Betonwichte und der Platten- bzw. Wandstärke ab. Bei Unterzügen und Stützen hat auch die Breite einen signifikanten Einfluss.

Eigene Parameterstudien für Deckenplatten zeigen, dass bei geringen Deckenstärken die Schwankungen der Plattendicke einen ausschlaggebenden Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit hat. Im *JCSS 2003* sind Abweichungen von Plattendicken angegeben, die innerhalb eines Streubereiches von 7 mm bis 25 mm liegen.

Dementsprechend sind bei größeren Plattenstärken die Eigenlaststreuungen weniger von den Streuungen der Bauteildicke, vielmehr jedoch von der Streuung der Betonwichte abhängig.

Untersuchungen von *Graubner & Glowienka 2005* haben für die Festbetonwichte einen Mittelwert von  $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$  mit dem zugehörigen Variationskoeffizienten von 2,5 % ergeben. Fasst man alle Einflüsse von Baustoffwichte, Bauteilabmessungen sowie Bewehrungsgrad zusammen, so folgt hieraus ein Mittelwert von  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$  bei einem Variationskoeffizienten von 6,0 %.

Der Bewehrungsgrad ist eine wichtige Einflussgröße hinsichtlich des Mittelwertes der Deckeneigenlast, jedoch nicht für dessen Streuung, da die Schwankungen bezüglich des Stahleigengewichtes vernachlässigbar klein sind. Die Größe des durchschnittlichen Bewehrungsgrades ist für die Festlegung der Größe des charakteristischen Wertes ein maßgebender Einflussparameter. Legt man gemäß *DIN 1055-100; 2001* einen charakteristischen Wert von  $25 \text{ kN/m}^3$  zugrunde, dann beinhaltet diese Definition einen durchschnittlichen Bewehrungsgrad von 3 % bei einer Festbetonrohichte von  $23,5 \text{ kN/m}^3$ .

Für Stahlbetondecken des üblichen Hochbaus mit Deckenstärken zwischen 16 cm bis 18 cm ergibt sich ein Variationskoeffizient des Deckeneigengewichts von ca. 4 %.

Um die Schwankung des Eigengewichts der Gesamtdecke zu ermitteln muss auch der Deckenaufbau bewertet werden. Beim Einbau von Fließestrich resultiert die Schwankung des Estrichgewichtes hauptsächlich aus der Estrichdicke. Dies ist aber wiederum auch abhängig von der Ebenheit der vorhandenen Stahlbetondecke. Somit wird der Variationskoeffizient des Estrichgewichtes zu 20 % angenommen, was zum größten Teil aus der Streuung der Estrichstärke herrührt. Grund hierfür ist, dass bei einer durchschnittlichen Estrichstärke von ca. 5 cm die Schwankung der Wichte eher einen geringen Einfluss auf die Gesamtstreuung des Eigengewichtes der Deckenkonstruktion hat.

Streuungen von Ausbaulasten infolge Fußbodenaufbau und Installationen der technischen Gebäudeausrüstung haben ebenfalls einen geringen Einfluss, so dass die Ausbaulasten insgesamt im Verhältnis zum Konstruktionseigengewicht relativ gering sind.

## 7.3. Veränderliche Einwirkungen

### 7.3.1. Grundlagen

Verkehrslasten in Gebäuden werden im Wesentlichen durch das Gewicht von Möbeln, Einrichtung, Lagergüter und Personen verursacht. Sie sind zufällige Funktionen des Ortes und der Zeit. Um eine mathematische Modellierung durchzuführen müssen Randbedingungen festgelegt werden, die diese hohe Fluktuation der Einwirkung und die Schwierigkeit, diese vorherzusagen erfassen.

Zur wirklichkeitsnahen stochastischen Beschreibung teilt man Nutzlasten in zwei Arten ein: die kurz- und langfristig wirkenden Lasten. Der ständig (langzeitig) wirkende Lastanteil ist nur selten Änderungen unterworfen, Hingegen ist der kurzzeitig, intermittierende Lastanteil, der nur selten vorkommt, kurz andauernd und mit relativ hohen Lastintensitäten verbunden ist völlig variabel.

Zu den ständig wirkenden Lasten zählen Einrichtungsgegenstände in Büro- oder Wohngebäuden sowie Lagergüter und Maschinen. Auch Personen, die sich unter normalen Betrieb in Gebäuden aufhalten werden als ständig wirkende Nutzlast angesehen.

Langzeitig wirkende Verkehrslasten sind nahezu ständig vorhanden und ändern sich nur selten.

Diese Lasten wirken oft über mehrere Jahre relativ gleichbleibend, bis ein plötzlicher Wechsel in der Lasthöhe z.B. durch einen Umzug oder einer Nutzungsänderung eintritt.

Beispiele hierfür sind die Möbel in Wohn- und Bürogebäuden, die meist über längere Zeiten an ein und derselben Stelle positioniert sind. Dies gilt auch für Maschinen in Industriegebäuden oder Lagergüter in Lager- und Warenhäusern.

Mathematisch lässt sich das zeitabhängige Verhalten dieser Lasten sehr gut mithilfe von Pulsprozessen mit rechteckiger Pulsform beschreiben.

Als Beispiele für intermittierende Lasten sind Renovierungszustände, bei denen hohe Lastintensitäten durch das Zusammenstellen von Möbeln entstehen, zu nennen. Ebenso können Personenansammlungen während Feiern und Versammlungen sowie Notstands- und Paniksituationen dadurch beschrieben werden.

Kurzzeitig wirkende Verkehrslasten sind somit immer mit außergewöhnlichen Situationen, die von kurzer Dauer und großer Lasthöhe sind, verbunden.

Mit kurzzeitigen Lasten werden somit Zustände erfasst, die nicht sehr häufig auftreten, nur für kurze Dauer wirken, aber relativ hohe Lastintensität besitzen und deshalb für die Extremwerte der Lasten während der Nutzungsdauer wichtig sind.

Die kurzzeitigen Lastprozesse sind im *CIB-Report 116* näher beschrieben. Die Standardabweichung einer äquivalenten, örtlich verteilten Last hängt sehr stark von der Größe der betrachteten Belastungsfläche ab. Je größer die zu einer Schnittgröße gehörende Einzugsfläche ist, desto kleiner ist die Standardabweichung der Last und somit auch der obere Quantilwert der äquivalenten, gleichmäßig verteilten Lasten.

Die Häufigkeitsverteilungen zeigen stets eine positive Schiefe! Als Verteilungstypen kommen daher Gammaverteilungen, aber auch logarithmische Normalverteilungen oder

Extremwertverteilungen vom Typ I (auch als Gumbelverteilung bezeichnet / siehe *Spaethe, G. 1992*) in Frage. Die Schiefe nimmt aber mit zunehmender Lasteinflussfläche ab und für sehr große Flächen nähert sich die Verteilung in Übereinstimmung mit dem zentralen Grenzwertsatz immer stärker der Normalverteilung an.

Während man sich bei langfristig wirkenden Verkehrslasten auf sehr viele Messdaten stützen kann, muss bei kurzzeitigen Lasteinwirkung eine ingenieurmäßige Abschätzung vorgenommen werden.

Die intermittierenden Lasten sind für Extremwerte während einer bestimmten Nutzungsdauer von entscheidender Bedeutung. Am besten können beide Lastanteile durch sogenannte Pulsprozesse beschrieben werden, wobei die Lastanteile jeweils durch die Lastintensität, Lastdauer und den Zeitraum zwischen zwei Lastperioden beschrieben werden können. Der zeitliche Verlauf der Gesamtnutzlast wird durch Superposition beider Lastanteile erzielt. Zur Erläuterung ist ein typischer Last- Zeitverlauf in Abb. 7.1 dargestellt.

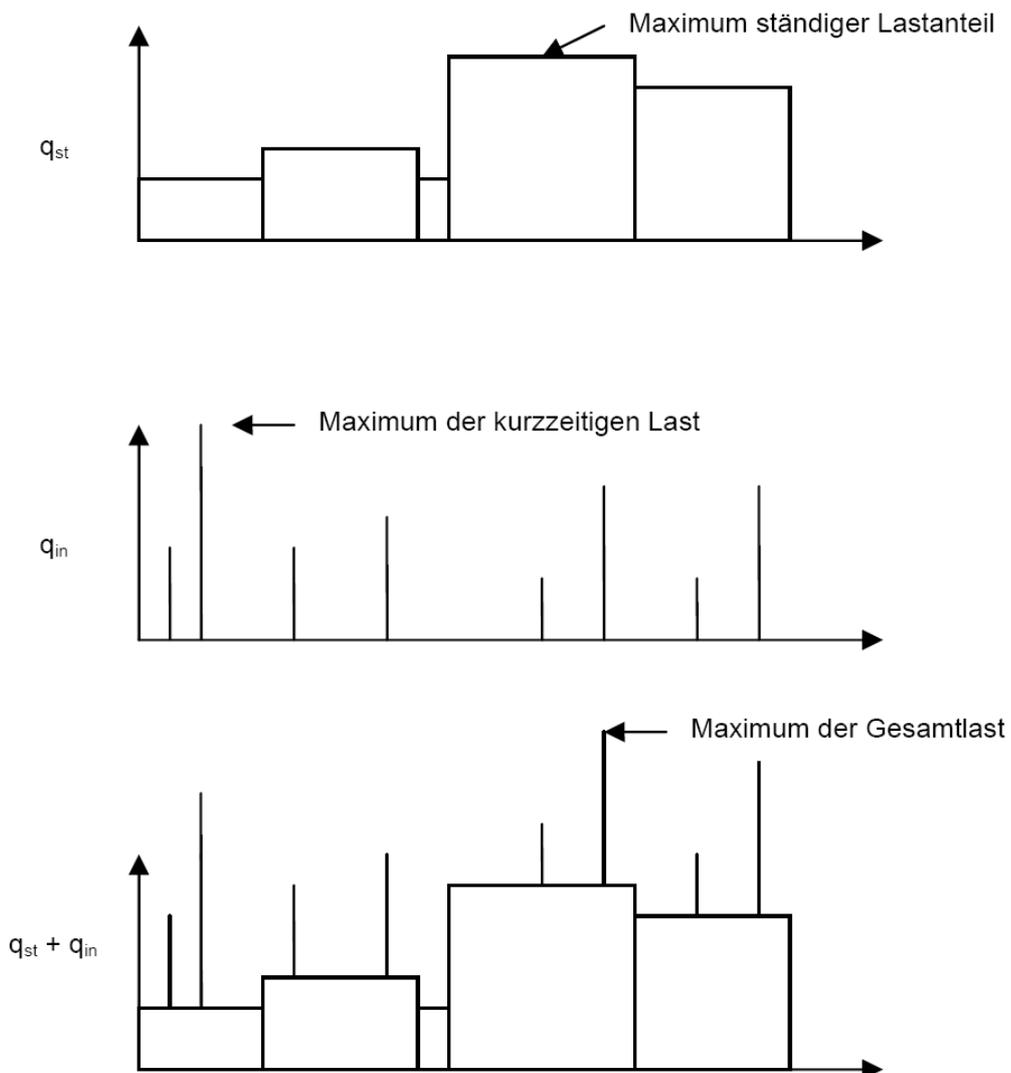


Abb. 7.1: Prinzipdarstellung des zeitlichen Verlaufs von Nutzlasten

### 7.3.1.1. Räumliche Variabilität

Zur Modellierung der zufälligen räumlichen Verteilung von Nutzlasten wird vom *CIB 1989* folgendes Modell empfohlen, welches sich in der Zuverlässigkeitstheorie durchgesetzt hat und Grundlage nationaler und internationaler Normung ist:

$$W(x, y) = m + V + U(x, y) \quad (7.12)$$

Darin sind:

- m Mittelwert der Last in Abhängigkeit der Nutzungsart. Dieser wird in der Regel deterministisch angenommen
- V Zufallsvariable mit dem Mittelwert Null zur Berücksichtigung der Streuungen der Last zwischen unabhängigen Flächen innerhalb eines Stockwerkes oder zwischen mehreren Geschossen
- U(x,y) das homogene Zufallsfeld mit dem Mittelwert Null, das die räumliche Fluktuation der Last innerhalb einer bestimmten Bezugsfläche beschreibt. Es wird häufig mit dem Korrelationsradius  $\rho_0$  spezifiziert, der gemäß *Rackwitz, R. 1996* in einer Größenordnung von 0,5 m bis 1,5 m liegt, so dass hier näherungsweise auf die Berücksichtigung der räumlichen Korrelation verzichtet werden kann und daher das Modell des weißen Rauschens angewendet wird

Da es sich bei U(x,y) um ein homogenes Zufallsfeld handelt, werden räumliche und lokale Lastverdichtungen vernachlässigt, wobei sich zeigt, dass deren Einfluss für die daraus resultierenden Schnittgrößen von geringer Bedeutung ist (*Rackwitz, R. 2006*). Weiter werden die beiden Zufallsgrößen V und U(x,y) als unkorreliert angenommen.

Schnittgrößen infolge W(x,y) können unter Berücksichtigung der Elastizitätstheorie aus dem Produkt von W(x,y) und den Ordinaten der Einflussfläche i(x,y) berechnet werden, wenn eine Superposition einzelner Lastfälle erlaubt ist.

$$S(A)_j = \int_A W(x, y) \cdot i(x, y) dA \quad (7.13)$$

Mithilfe dieser Lastwirkung kann für die praktische Anwendung eine räumlich zufällig verteilte Last W(x,y) in eine gleichförmig verteilte Ersatzflächenlast überführt werden:

$$\int_A q \cdot i(x, y) dA = \int_A W(x, y) \cdot i(x, y) dA \quad (7.14)$$

Die äquivalente, gleichförmig verteilte Nutzlast q ergibt sich durch Umformung der obigen Gleichung (7.14) zu:

$$q_{\text{equ}} = \frac{\int_A W(x, y) \cdot i(x, y) dA}{\int_A i(x, y) dA} \quad (7.15)$$

Somit ergibt sich streng genommen für jede Schnitt- oder Verformungsgröße eine andere gleichförmig verteilte Ersatzflächenlast was aber für die Praxis nur wenig geeignet ist.

Nach Rackwitz, R. 1996 dürfen die statistischen Momente für gleichförmige Nutzlasten nach folgender Vorgehensweise ermittelt werden:

$$E(q_{\text{equ}}) = \frac{E\left[\int_A W(x,y) \cdot i(x,y) dA\right]}{\int_A i(x,y) dA} = \frac{E[W(x,y)] \cdot \int_A i(x,y) dA}{\int_A i(x,y) dA} = E[W(x,y)] = m \quad (7.16)$$

Die Varianz wird wie folgt angegeben:

$$\text{VAR}[q_{\text{equ}}] = \frac{\text{VAR}\left[\int_A W(x,y) \cdot i(x,y) dA\right]}{\left(\int_A i(x,y) dA\right)^2} \approx \sigma_V^2 + \sigma_U^2 \cdot \frac{A_0}{A} \cdot \kappa \quad (7.17)$$

Die Varianz der äquivalenten Nutzlast setzt sich folglich aus zwei Teilen zusammen: der Varianz der Zufallsgröße V, die die Streuung zwischen unabhängigen Flächen innerhalb eines Stockwerks oder zwischen mehreren Stockwerken berücksichtigt, sowie der Varianz des stochastischen Feldes U(x,y). Der Varianzreduktionsfaktor  $\kappa_{\text{red}}$  beschreibt die Tatsache, dass die Streuungen innerhalb des stochastischen Feldes bei großen belasteten Flächen an Bedeutung verlieren. Nach Meinung von Faber M. H. 2005 und Rackwitz, R. 1996 darf der Anteil aus dem stochastischen Feld ganz vernachlässigt werden, was zu  $\kappa_{\text{red}} = 0$  führen würde.

Vereinfacht wird die Gleichung (7.17) durch:

$$\kappa_{\text{red}} \approx \frac{A_0}{A} \cdot \kappa \quad (7.18)$$

Darin bezeichnen  $A_0$  die Größe der Bezugsfläche der durchgeführten Lastmessung und A die Größe der betrachteten Einflussfläche.

Neben der Größe der betrachteten Flächen wird  $\kappa_{\text{red}}$  auch von dem Lastkonzentrationsfaktor  $\kappa$  beeinflusst. Der Faktor  $\kappa$  hängt von der Form der Einflussfläche ab und berücksichtigt somit das zugrunde gelegte statische System. Somit kann der Lastkonzentrationsfaktor mithilfe der Einflussflächenfunktion definiert werden:

$$\kappa \approx A \cdot \frac{\int_A i^2(x,y) dA}{\left(\int_A i(x,y) dA\right)^2} \quad (7.19)$$

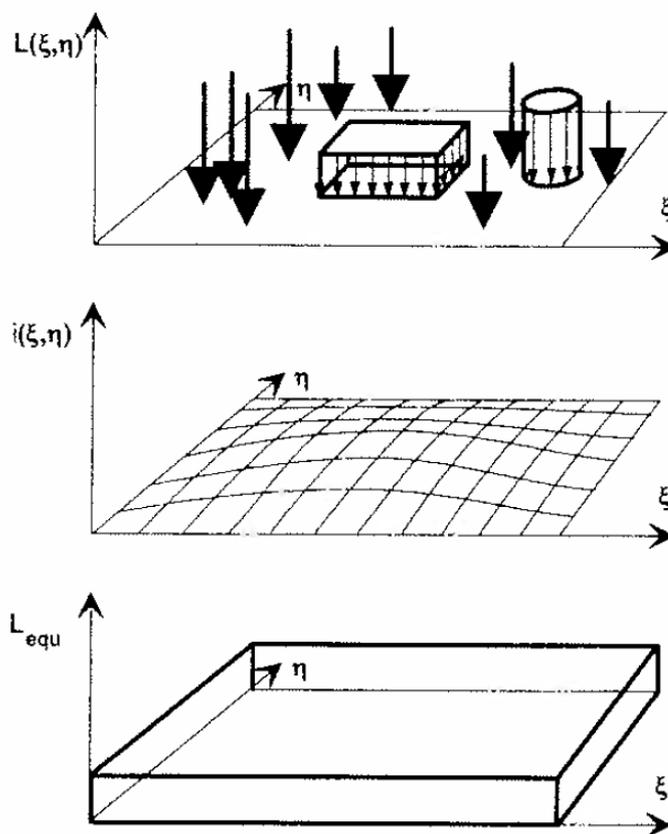


Abb. 7.2: zufällige räumliche Verteilung von Hochbaulasten und äquivalente gleichförmig verteilte Last nach *Rackwitz 1996*

### 7.3.1.2. Bestimmung von Lastkonzentrationsfaktoren

Der Lastkonzentrationsfaktor hängt offensichtlich von der Form der Einflussfläche ab und berücksichtigt damit einerseits das vorhandene statische System, und andererseits die zu untersuchende Lastwirkung und deren Ort.

Im *JCSS 2003* und von *Melchers 1999* werden für verschiedene im Hochbau übliche statische Systeme  $\kappa$ -Werte im Bereich zwischen 1,0 und 2,5 angegeben. Die in diesem Kapitel angegebenen  $\kappa$ -Werte beziehen sich ausschließlich auf Schnittgrößen und nicht auf Lastwirkungseffekte.

Nach *Rackwitz, R. 1996* ist anzusetzen:

$\kappa = 1,5$  für Platten und

$\kappa = 2,0 - 2,5$  für Balken

Nach *Melchers, R. E. 1999* werden folgende Werte empfohlen:

$\kappa = 2,04$  für Balken

$\kappa = 2,2$  für Stützenlasten

$\kappa = 2,74$  für Feldmomente bei Balken

### 7.3.1.3. Verteilung der Gesamtnutzlast

Auf Grundlage von Lastmessungen können die statistischen Momente von  $q_{\text{equ}}$  für die ständigen und intermittierenden Lasten angegeben werden. Die nachfolgend angeführte Tabelle 7.3 stellt die entsprechenden Parameter für unterschiedliche Nutzungsklassen nach *JCSS 2003* zusammen. Hierbei ist zu beachten, dass die angegebenen Werte nur Momentanwerte darstellen, die ggf. noch in die entsprechende Extremwertverteilung überführt werden müssen.

Nutzung	Bezugsfläche m <sup>2</sup>	Ständig wirkender Lastanteil				intermittierender Lastanteil			
		$m_{\text{st}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{v,\text{st}}^{1)}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{u,\text{st}}^{2)}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$1/\lambda^{3)}$ [a]	$m_{\text{in}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{u,\text{in}}^{2)}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$1/\lambda^{3)}$ [a]	$d_p^{4)}$ [d]
Büro	20	0,5	0,30	0,6	5	0,2	0,4	0,3	1 - 3
Wohnen	20	0,3	0,15	0,3	7	0,3	0,4	1,0	1 - 3
Lobby	20	0,2	0,15	0,3	10	0,4	0,6	1,0	1 - 3
Hotelzimmer	20	0,3	0,05	0,1	10	0,2	0,4	0,1	1 - 3
Krankenzimmer	20	0,4	0,30	0,6	5 - 10	0,2	0,4	1,0	1 - 3
Labor	20	0,7	0,40	0,8	5 - 10	-	-	-	-
Bibliothek	20	1,7	0,5	1,0	> 10	-	-	-	-
Verkaufsräume									
Erdgeschoss	100	0,9	0,6	1,6	1 - 5	0,4	1,1	1,1	1 - 14
Obergeschoss	100	0,9	0,6	1,6	1 - 5	0,4	1,1	1,1	1 - 14
Schulräume	100	0,6	0,15	0,4	> 10	0,5	1,4	0,3	1 - 5
Fabriken									
leichter Betrieb	100	1,0	1,00	2,8	5 - 10	-	-	-	-
schwerer Betrieb	100	3,0	1,50	4,1	5 - 10	-	-	-	-

1) Streuung der Zufallsvariable V zur Berücksichtigung der Streuung zwischen unabhängigen Flächen  
 2) Streuung aus der räumlichen Fluktuation der Last innerhalb der Bezugsfläche  
 3) Lastwechselrate  
 4) Lastdauer

Tab. 7.3: Momentanwerte für die stochastische Nutzlastmodellierung in Abhängigkeit der Nutzungsart nach *JCSS 2000*

Gemäß *JCSS 2000* werden für den Ansatz der Verteilungsfunktion des ständig wirkenden Lastanteils eine Gammaverteilung und für den kurzfristig wirkenden Lastanteil eine Exponentialverteilung verwendet.

Die Verteilung der Gesamtnutzlast wird aus den einschlägigen Quellen zusammengestellt:

Nutzung	<i>CIB</i>	<i>CIB</i>	<i>CIB</i>			<i>DIN1055-3</i>
	Bezugsfläche m <sup>2</sup>	Mittelwert kN/m <sup>2</sup>	Standardabweichung kN/m <sup>2</sup>	V <sub>q</sub>	q <sub>k</sub> in kN/m <sup>2</sup>	q <sub>k</sub> in kN/m <sup>2</sup>
Büro	18,6	2,64	0,49	0,19	2,42	2,0
Wohnen	18,6	1,73	0,34	0,20	1,57	1,5
Hotelzimmer	18,6	2,20	0,30	0,14	2,06	1,5
Einzelhandelsgeschäft Erdgeschoss	93	2,73	0,30	0,11	2,60	5,0
Einzelhandelsgeschäft Obergeschoss	93	2,73	0,52	0,19	2,50	5,0
Schulräume	93	1,63	0,20	0,12	1,54	3,0

Tab. 7.4: Gegenüberstellung Verteilung der Gesamtnutzlast nach *CIB116 1989* und *DIN 1055-3; 2002*  
In *Rackwitz, R. 2006* werden folgende Parameter der Gumbelverteilung angegeben:

Nutzung		<i>Rackwitz, R. 2006</i>	<i>Rackwitz, R. 2006</i>			<i>DIN 1055-3</i>
	Bezugsfläche m <sup>2</sup>	Mittelwert kN/m <sup>2</sup>	Standardabweichung kN/m <sup>2</sup>	V <sub>q</sub>	q <sub>k</sub> in kN/m <sup>2</sup>	q <sub>k</sub> in kN/m <sup>2</sup>
Büro	20	1,81	0,37	0,20	1,65	2,0
Wohnen	20	1,52	0,44	0,29	1,32	1,5
Empfangshallen	20	1,63	0,63	0,39	1,34	3,0
Hotelzimmer	20	1,47	0,33	0,22	1,32	1,5
Krankenzimmer	20	1,35	0,45	0,33	1,15	1,5
Einzelhandelsgeschäft Erdgeschoss	100	3,37	0,62	0,18	3,10	5,0
Einzelhandelsgeschäft Obergeschoss	100	2,96	0,76	0,26	2,61	5,0
Schulräume	100	2,65	0,95	0,36	2,22	3,0

Tab. 7.5: Mittelwert und Standardabweichung der auf 50 Jahre bezogenen Extremwertverteilung der Verkehrslasten aus den ständig und kurzfristig wirkenden Nutzlasten

Nutzung		<i>Rackwitz, R. 1996</i>	<i>CIB 116</i>	<i>Chalk/ Corotis<sup>1</sup> 1980</i>	<i>Glowienka/Ha usmann 2006</i>	<i>eigener Vorschlag</i>
	Bezugs- fläche m <sup>2</sup>	V <sub>q</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>q</sub>
Büro	20	0,20	0,19	0,185	0,37	0,20
Wohnen	20	0,29	0,20	0,197	0,28	0,24
Empfangshallen	20	0,39	-	-	-	0,35
Hotelzimmer	20	0,22	0,14	0,14	-	0,17
Krankenzimmer	20	0,33	-	-	-	0,30
Einzelhandelsgeschäft Erdgeschoss	100	0,18	0,11	0,11	-	0,13
Einzelhandelsgeschäft Obergeschoss	100	0,26	0,19	0,19	-	0,21
Schulräume	100	0,36	0,12	0,12	0,19	0,30

Tab. 7.6: Zusammenstellung der Variationskoeffizienten für Nutzlasten aus der Fachliteratur sowie Vorschlag zu weiteren Verwendung im Rahmen dieser Arbeit

Weiter wird in Bezug auf *DIN 1055-3; 2002* die Gesamtnutzlast als gumbelverteilt angenommen. Über die Vorgabe des Variationskoeffizienten erfolgt die Rückrechnung des Mittelwertes der Gesamtbelastung.

Nutzung	<i>eigener Vorschlag</i>			v <sub>q</sub>	qk in [kN/m <sup>2</sup> ]	<i>DIN1055-3</i> qk in [kN/m <sup>2</sup> ]
	Mittelwert [kN/m <sup>2</sup> ]	Standardabweichung [kN/m <sup>2</sup> ]				
Büro	2,20	0,44		0,20	2,02	2,00
Wohnen	1,69	0,41		0,24	1,507	1,50
Empfangshallen	3,55	1,24		0,35	2,991	3,00
Hotelzimmer	1,62	0,28		0,17	1,496	1,50
Krankenzimmer	1,73	0,52		0,30	1,496	1,50
Einzelhandelsgeschäft Erdgeschoss	5,31	0,69		0,13	4,999	5,00
Einzelhandelsgeschäft Obergeschoss	5,52	1,16		0,21	4,998	5,00
Schulräume	3,47	1,04		0,30	3,002	3,00
Lagerräume*	7,98	4,39		0,55	6,005	6,00
Labore*	3,48	1,04		0,30	3,010	3,00
Treppen und Podeste*	3,43	0,96		0,28	2,998	3,00

Tab. 7.7: eigene Annahmen zur Verkehrsbelastung zur weiteren Verwendung in dieser Arbeit mit  $k_{red} = 1,0$

#### 7.3.1.4. Modellierung von Gebäude-Nutzlasten

Genau wie bei der Ermittlung der Zufallsvariablen der ständigen Einwirkungen ist auch bei den veränderlichen Einwirkungen nach *NABau 1981* die Größe des Variationskoeffizienten ausschlaggebend für die Wahl der Verteilung:

Für veränderliche Lasten mit kleinem Variationskoeffizienten ( $v \leq 0,1$ ) sind die Mittelwerte der Extremwertverteilungen zu betrachten. Bei großen Variationskoeffizienten ( $v > 0,1$ ) sind die 99%-Quantile der Extremwertverteilung zu verwenden.

Laut *Eurocode 1 2002* werden die veränderlichen Einwirkungen mit einer Wiederholungsperiode von 50 Jahren definiert, was dem 98%-Quantil entspricht.

#### 7.3.2. Äußere Einwirkungen

Nachfolgend werden kurz die üblichen äußeren Einwirkungen zusammengestellt:

Die Schneelast auf die Gelände- bzw. Gebäudeoberfläche setzt sich aus dem komplexen Zusammenwirken von mehreren Akkumulations- und Zerfallsprozessen zusammen. Hier spielen einerseits geographische und klimatische Faktoren sowie die Geometrie der Gebäude eine bestimmende Rolle. Im Wesentlichen hängen diese vom Niederschlag, der Lufttemperatur, dem Wind, Sonneneinstrahlung, Dachform sowie Oberflächentemperatur des Daches bzw. der Wärmeabgabe des Daches zusammen. Stochastische Schneelastmodelle finden sich in *JCSS 2000*, *Scheuermann 2000*, *Sørensen 2002* sowie in *Vrouwenvelder und Siemes 1987*, wovon sich das Modell *Scheuermann 2002* am besten eignet. Das Modell des Probabilistic Model Code (*JCSS 2000*) berücksichtigt zwar alle oben aufgeführten Parameter, es enthält jedoch keine Angaben zur wirkenden Schneelast auf dem Boden.

Wind ist eine turbulente, sich zeitlich, örtlich zufällig ändernde Luftbewegung. Eine relativ einfache Beschreibung der Windlast lässt sich dadurch vornehmen, wenn die Windgeschwindigkeit in einen sich langsam ändernden Anteil und den turbulenten Anteil aufgeteilt wird. In der Literatur *Spaethe, G. 1992*, *Rackwitz, R. 1996*, *JCSS 2000* und *CIB W81 1991* finden sich ausreichend Informationen darüber.

Alle gängigen äußeren Einwirkungen sind in Tab. 7.8 übersichtlich dargestellt.

Basisvariable	Verteilungstyp	Variationskoeffizient $v_x$
Ständige Einwirkungen	Normal	4% - 8%
Nutzlasten	Gumbel	25% - 100%
Fahrzeuglasten	Mischverteilung	-
Schneelasten	Gumbel	(45% -) 80%
Schneelasten (Spitzenwerte)	Gumbel	20%
Windlasten (Staudruck) Extremwerte	Gumbel	15%
Windlasten (Staudruck) Momentanwerte	Lognormal	60%
Erdbeben	Extremwert	100%
Außergewöhnliche Lasten	Extremwert	100%

Tab. 7.8: Verteilungen und Variationskoeffizienten von Einwirkungen

#### 7.4. Modellunsicherheiten bei der Schnittgrößenermittlung

Ebenso wie bei der Berechnung des maximalen Tragwiderstandes liegen auch bei der Festschreibung der Bauteileinwirkungen Unsicherheiten bei der Schnittgrößenermittlung vor, die im probabilistischen Modell berücksichtigt werden müssen. Hierbei ist anzumerken, dass hinsichtlich der Unsicherheiten der Lastmodelle dies in der Probabilistik durch einen erhöhten Variationskoeffizienten der Last nach *CIB 1996* erfolgt.

Die Modellunsicherheiten bei der Berechnung der Schnittgrößenverläufe resultieren zum einen aus den Vereinfachungen bei der Berechnung und zum anderen aus dem verwendeten Verfahren der Schnittgrößenermittlung selbst.

Darüber hinaus werden z.B. Streuungen der Systemsteifigkeit in der Regel bei der Schnittgrößenermittlung nach Theorie I. Ordnung in der probabilistischen Bemessung vernachlässigt, so dass dieser Einfluss durch die Modellunsicherheit auf Einwirkungsseite miterfasst werden muss.

Im Stahlbetonbau erfolgt die Schnittgrößenermittlung im Allgemeinen nach der Elastizitätstheorie, wobei für den Werkstoff Beton ein ausgeprägtes nichtlineares Verhalten anzutreffen ist, woraus entsprechende Reserven bzw. Modellsicherheiten entstehen. Nach *DIN 1045-1; 2001* sind für die Stahlbetonbemessung drei vereinfachte Verfahren möglich: die Anwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms, das einfachere bilineare Diagramm und der Spannungsblock.

Eine weitere Problemstellung bei der Festlegung der Modellunsicherheiten auf Schnittgrößenseite ist, dass Schnittgrößen nicht direkt messbar sind. Zur Quantifizierung dieser Unsicherheiten ist ein Vergleich mit den genaueren Ergebnissen aus einer Finiten-Element-Berechnung möglich. Hierbei sind die spezifischen Werkstoffeigenschaften möglichst realistisch abzubilden, und in den Finite-Elementen zu implementieren.

## 8. Zuverlässigkeit von Bauwerken

### 8.1. Einführung

Die grundlegendste Anforderung an Bauwerke ist, dass sie sicher sein müssen. Im Vergleich zu anderen technischen Dingen wird die Frage der Sicherheit von Bauwerken in der Öffentlichkeit in der Regel nicht mehr wahrgenommen. Ausnahmen sind aktuelle Schadenereignisse, die für kurze Zeit in den Blickpunkt rücken.

Im Gegensatz zum Bauwerk dient bei Kraftfahrzeugen oder Verkehrsmitteln wie z.B. dem Flugzeug die Sicherheit als Werbeargument. Somit wird offensichtlich die Sicherheit von Bauwerken von der Öffentlichkeit als ausreichend angesehen. Es besteht somit bei herkömmlichen Bauwerken kein Handlungsbedarf, die Sicherheitsanforderungen zu erhöhen. Anders sieht es bei Bauwerken von großen öffentlichen bzw. wirtschaftlichen Interesse bzw. von Gebäuden mit erhöhten Gefahrenpotential aus, die durch die Ereignisse der letzten Jahre in das Visier von Terroristen gerückt sind.

Der Begriff der Sicherheit beschreibt das Maß der Bewahrung oder des Erreichens eines vorgegebenen Zustandes. Im Bauwesen versteht man unter Sicherheit die qualitative Fähigkeit eines Tragwerkes Einwirkungen jeglicher Art zu widerstehen (siehe *DIN 1055-100; 2001* und *DIN ISO 2394; 1998*). Natürlich kann ein Tragwerk nicht allen möglichen Einwirkungen widerstehen, aber es muss gegen die meisten der Einwirkungen in einem ausreichenden Maß standsicher sein. Die Entscheidung ob ein Bauwerk sicher ist oder nicht, muss mit einem quantitativen Maß beschreiben werden. Dazu wird im Bauwesen der Begriff Zuverlässigkeit verwendet. Diese wird in den heute vorhandenen Bauvorschriften als Wahrscheinlichkeit wiedergegeben. Durch den Vergleich von Wahrscheinlichkeiten kann somit eine Aussage über die Sicherheit der Bauwerke angestellt werden. Die Wahrscheinlichkeitsrechnung ist eine mathematische Methode zur Beschreibung zufälliger Ereignisse. Im Bauwesen basiert sie auf Häufigkeitsinformationen von Schadensfällen aus der Vergangenheit und erlaubt so Rückschlüsse auf die Wahrscheinlichkeit solcher Ereignisse. Den zufälligen Schadensereignissen werden so Wahrscheinlichkeiten für ihr Eintreten zugeordnet.

### 8.2. Zuverlässigkeitsanalyse von Stahlbetonbauteilen

#### 8.2.1. Allgemeines

Die in den aktuellen Normen verankerten Bemessungsverfahren haben den Anspruch die Zuverlässigkeit von Bauwerken zu gewährleisten. Im Stahlbetonbau bedient man sich dem semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzept, das auf probabilistischen Überlegungen beruht.

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_F$  einer Konstruktion kann als kann aus der Zuverlässigkeit  $Z$  dieser Struktur errechnet werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_F$  einer Struktur lässt sich durch den Tragwiderstand und die Einwirkungsgrößen bestimmen. Diese beiden Einflussgrößen finden sich in der Beschreibung des Grenzzustandes wieder. Diese Grenze entscheidet zwischen Erfüllung und Nichterfüllung der Tragwerkssicherheit, die durch die Versagens- bzw. Überlebenswahrscheinlichkeit ausgedrückt werden kann.

Zur Berechnung der repräsentativen Werte der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_F$  sollte eine Vielzahl von Stichproben aus der Grundgesamtheit vorliegen. Dies ist bei Baukonstruktionen im Gegensatz zu Massenerzeugnissen - wo umfangreiche Stichproben möglich sind – problematisch. Ihr Ausfall ist ein seltenes Ereignis und daher ist die Versagenswahrscheinlichkeit sehr klein (Spaethe, G. 1992). Weiter handelt es sich bei jedem Bauwerk um ein Unikat, über das keine Versagensdaten für eine Schadensstatistik vorliegen. Bauwerke bestehen allerdings aus mehreren Komponenten, die durch deren Eigenschaften (Betondruckfestigkeit, Stahlzugfestigkeit etc.) charakterisiert werden. Diese Baustoffeigenschaften (Basisvariablen) besitzen aber Massencharakter und somit lassen sich natürliche Streuungen der Eigenschaften feststellen. Die Streuungen der mechanischen Eigenschaften und somit auch die mechanischen Eigenschaften der Bauwerkskomponenten hängen von physikalischen und statistischen Unsicherheiten sowie von den Modellunsicherheiten ab. Die Formulierung des Tragwiderstandes haben daher mindestens diese drei vorhandenen Unsicherheiten zu berücksichtigen. Somit streut die Größe „Tragwiderstand“ selbst und kann daher als Zufallsvariable angesehen werden. Eine Gegenüberstellung der beiden Zufallsvariablen Einwirkung und Tragwiderstand liefert die Versagenswahrscheinlichkeit, die mit diversen statistischen Methoden ermittelt werden kann.

### **8.2.2. Grenzzustände der Tragfähigkeit**

Zur Beschreibung der Sicherheit des Tragwerks und damit verbunden der sich in dem Bauwerk befindenden Personen müssen Grenzzustände der Tragfähigkeit betrachtet werden. Diese Grenzzustände beziehen sich auf die Gesamtstabilität des Bauwerks, den Tragwiderstand des Tragwerks oder seiner Einzelteile sowie die Ermüdungsfestigkeit.

Entsprechend der gültigen Normung sind für den Nachweis der Tragfähigkeit folgende Grenzzustände zu untersuchen:

- Erschöpfung des Querschnittswiderstandes
- Stabilitätsversagen der Bauteile
- Versagen der Verbindungsmittel
- Nachweis der Ermüdungsfestigkeit

### **8.3. Modellierung Querschnittstragverhalten**

#### **8.3.1. Allgemeines**

Im weiteren Verlauf werden überwiegend biegebeanspruchte Bauteile wie Balken und Platten betrachtet.

Erfahrungsgemäß sind beim Bauen im Bestand Defizite auf der Widerstandsseite in Form von zu geringer vorhandener Bewehrung sowie tatsächlicher Materialeigenschaften sowohl bei Beton als auch bei Betonstahl zur Beurteilung der Tragfähigkeit bestimmend.

Meistens ist aber der zu geringe Bewehrungsgehalt in Verbindung mit der Betonstahlqualität versagensbestimmend. Häufige rechnerische Versagensursache ist daher der Biegezugbruch der Bauteile. Biegezugbruch tritt somit bei gering und mäßig bewehrten Bauteilen auf.

Ebenso ist ein Versagen der Betondruckzone möglich falls die Betondruckfestigkeit aufgrund der Verarbeitung von schlechten Betons sehr gering ist.

Bei biegebeanspruchten Bauteilen muss neben dem Biegeversagen auch das Querkraftversagen betrachtet werden. Vielerorts ist in älteren Bauteilen keine Schubbewehrung oder nur unzureichende Schubbewehrung vorhanden. Oft wurden die Aufbiegungen der Längsbewehrung an den Auflagern als Schubbewehrung angerechnet, bzw. die eingebaute Querkraftbewehrung besteht vollständig aus Schubzulagen.

### **8.3.2. Grenzzustandsgleichung für reine Zugbeanspruchung**

Die Grenzzustandsgleichungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von rein auf Zug beanspruchten Stahlbetonbauteilen werden nachfolgend aufgezeigt:

Solange die Zugtragfähigkeit des Betons nicht überschritten ist, nimmt er die einwirkende zentrische Zugkraft komplett auf. Der Bewehrungsstahl wird noch nicht aktiviert.

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{ctm} = b \cdot h \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c \quad (8.1)$$

Die Grenzzustandsgleichung für die probabilistischen Untersuchungen stellt sich somit wie folgt dar:

$$N_{Rd} = \theta_R \cdot b \cdot h \cdot 0,3 \cdot f_c^{2/3} \quad (8.2)$$

mit  $f_c$  mittlere Druckfestigkeit des Betons

$\theta_R$  Modellunsicherheit auf Widerstandsseite

Wird die Betonzugfestigkeit im Betonquerschnitt überschritten, fällt der Beton auf Zug komplett aus. Die äußere Einwirkung geht dann komplett vom Beton- auf den Stahlquerschnitt über. Die Grenzzugkraft ist erreicht bei:

$$N_{Rd} = (A_{s1} + A_{s1}) \cdot f_{yd} \quad (8.3)$$

Die Grenzzustandsgleichung für die probabilistischen Untersuchungen wird mit der Stahlstreckgrenze angegeben:

$$N_R = \theta_R \cdot (A_{s1} + A_{s1}) \cdot f_y \quad (8.4)$$

mit  $f_y$  mittlere Stahlzugfestigkeit

$\theta_R$  Modellunsicherheit auf Widerstandsseite

### 8.3.3. Grenzzustandsgleichung für eine zentrische Druckkraft

Die aufnehmbare Betonkraft für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von unbewehrten Betonbauteilen für eine zentrische Druckbelastung kann der Gleichung (8.5) entnommen werden.

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} = A_c \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (8.5)$$

Die Grenzzustandsgleichung für die probabilistischen Untersuchungen stellt sich somit wie folgt dar:

$$N_R = \theta_R \cdot b \cdot h \cdot \alpha \cdot f_c \quad (8.6)$$

Bei bewehrten Betonbauteilen muss der Traganteil der Bewehrung zusätzlich berücksichtigt werden:

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + (A_{s1} + A_{s1}) \sigma_s \quad (8.7)$$

Die Grenzzustandsgleichung für die probabilistischen Untersuchungen wird mit der Stahlstreckgrenze angegeben:

$$N_R = \theta_R \cdot (b \cdot h \cdot \alpha \cdot f_c + (A_{s1} + A_{s1}) \cdot f_y) \quad (8.8)$$

mit  $f_c$  mittlere Druckfestigkeit des Betons

$f_y$  mittlere Stahlzugfestigkeit

$\theta_R$  Modellunsicherheit auf Widerstandsseite

### 8.3.4. Grenzzustandsgleichung für reine Biegebeanspruchung

#### 8.3.4.1. Einfach bewehrter Rechteckquerschnitt

Zuerst wird die Grenzzustandsgleichung für reine Biegebeanspruchung zum probabilistischen Nachweis von Bauteilen ermittelt. Zuerst werden nur Querschnitte ohne Druckbewehrung untersucht. Hierfür wird das einwirkende Moment dem Bauteilwiderstand gegenübergestellt:

$$M_{Rd} = M_{Ed} \quad (8.9)$$

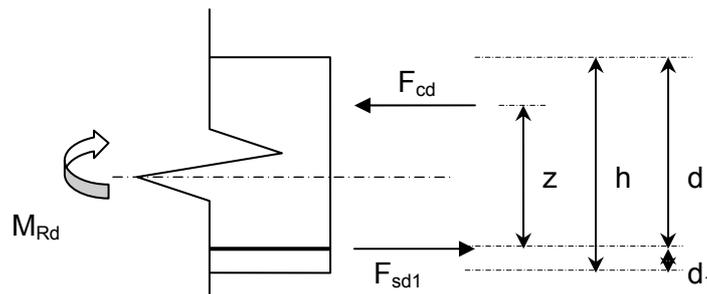


Abb. 8.1: Rechteckquerschnitt unter einachsiger Biegung

Zur Ermittlung des Bruchmomentes  $M_{Rd}$  muss die Stahlzug sowie die Betondruckkraft definiert werden.

Die Betondruckkraft folgt zu:

$$F_{cd} = b \cdot x \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (8.10)$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad (8.11)$$

$$F_{cd} = b \cdot \xi \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (8.12)$$

Die Stahlzugkraft bestimmt sich aus:

$$F_{sd} = A_{S1} \cdot \sigma_{S1} \quad (8.13)$$

Es wird unterstellt, dass der Stahl seine Streckgrenze erreicht:

$$F_{sd} = A_{S1} \cdot f_{yd} \quad (8.14)$$

Die Bestimmung des inneren Hebelarms ergibt:

$$z = d - a = d - k_a \cdot \xi \cdot d = d \cdot (1 - k_a \cdot \xi) \quad (8.15)$$

Die Betondruckkraft muss mit der Stahlzugkraft im Gleichgewicht stehen  $\Sigma N = 0$ :

$$F_{sd} = F_{cd} \quad (8.16)$$

$$F_{cd} = b \cdot \xi \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = A_{S1} \cdot f_{yk} / \gamma_s = F_{sd} \quad (8.17)$$

Das Auflösen der Gleichung nach  $\xi$  ergibt somit:

$$\xi = \frac{A_{S1} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c}{b \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} \cdot \gamma_s} \quad (8.18)$$

Einsetzen von  $\xi$  in die Gleichung des Bruchmomentes liefert:

$$M_{Rd} = F_{sd} \cdot z = F_{sd} \cdot d \cdot (1 - k_a \cdot \xi) \quad (8.19)$$

Aus Umformen folgt:

$$M_{Rd} = F_{sd} \cdot d \cdot (1 - k_a \cdot \xi) = A_{S1} \cdot f_{yk} / \gamma_s \cdot d \cdot \left( 1 - k_a \cdot \frac{A_{S1} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c}{b \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} \cdot \gamma_s} \right) =$$

$$M_{Rd} = A_{S1} \cdot f_{yk} / \gamma_s \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{k_a}{\alpha_R} \cdot \frac{A_{S1} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c}{b \cdot d \cdot \alpha \cdot f_{ck} \cdot \gamma_s} \right) \quad (8.20)$$

In der probabilistischen Formulierung der Grenzzustandgleichung für die Biegetragfähigkeit auf Grundlage der Gleichgewichtsbeziehungen am Querschnitt im gerissenen Zustand:

$$M_R = \theta_R \cdot A_{S1} \cdot f_y \cdot d \cdot \left( 1 - k \cdot \frac{A_{S1} \cdot f_y}{b \cdot d \cdot \alpha \cdot f_c} \right) \quad \text{mit} \quad k = \frac{k_a}{\alpha_R} \quad (8.21)$$

Die Ermittlung der Grenzzustandgleichung für reine Biegung auf Grundlage des Parabel-Rechteck-Diagramms gestaltet sich aufgrund der beiden veränderlichen Parameter  $k_a$  und  $\alpha_R$  als schwierig, da diese von der Dehnungsverteilung im Querschnitt abhängig sind.

Für die zahlreichen durchzuführenden Parameterstudien ist diese Gleichung zu komplex, daher erfolgt die Herleitung der Grenzzustandgleichung für Biegezugversagen mithilfe des Spannungsblocks.

Die Ermittlung der Grenzzustandsgleichung kann somit wie angegeben hergeleitet werden:

Die Betondruckkraft beträgt:

$$F_{cd} = b \cdot k \cdot x \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (8.22)$$

$$\xi = \frac{x}{d} \text{ und } k = 0,8; \quad \kappa = 0,95 \quad (8.23)$$

$$F_{cd} = b \cdot k \cdot \xi \cdot d \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (8.24)$$

Die Stahlzugkraft errechnet sich zu:

$$F_{sd} = A_{S1} \cdot \sigma_{S1} \quad (8.25)$$

Es wird unterstellt, dass der Stahl seine Streckgrenze erreicht:

$$F_{sd} = A_{S1} \cdot f_{yd} \quad (8.26)$$

Die Bestimmung des inneren Hebelarms liefert:

$$z = d - a = d - \frac{x}{2} \cdot k = d - \frac{k}{2} \cdot \xi \cdot d = d \cdot (1 - k/2 \cdot \xi) = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \xi) \quad (8.27)$$

Betondruckkraft muss mit der Stahlzugkraft im Gleichgewicht stehen  $\Sigma N = 0$ :

$$F_{sd} = F_{cd} \quad (8.28)$$

$$F_{cd} = b \cdot k \cdot \xi \cdot d \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = A_{S1} \cdot f_{yk} / \gamma_s = F_{sd} \quad (8.29)$$

Das Auflösen der Gleichung nach  $\xi$  ergibt:

$$\xi = \frac{A_{S1} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c}{b \cdot d \cdot k \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot f_{ck} \cdot \gamma_s} = \frac{A_{S1} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c}{b \cdot d \cdot 0,34 \cdot f_{ck} \cdot \gamma_s} \quad (8.30)$$

Einsetzen von in  $\xi$  in:

$$M_{Rd} = F_{sd} \cdot z = F_{sd} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{k}{2} \cdot \xi\right) \quad (8.31)$$

Daraus folgt:

$$M_{Rd} = F_{sd} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{k}{2} \cdot \xi\right) = A_{S1} \cdot f_{yk} / \gamma_s \cdot d \cdot \left(1 - \frac{k}{2} \cdot \frac{A_{S1} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c}{b \cdot d \cdot k \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot f_{ck} \cdot \gamma_s}\right) =$$

$$M_{Rd} = A_{S1} \cdot f_{yk} / \gamma_s \cdot d \cdot \left(1 - \frac{A_{S1} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c}{2 \cdot b \cdot d \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot f_{ck} \cdot \gamma_s}\right) \quad (8.32)$$

In der probabilistischen Formulierung der Grenzzustandsgleichung für die Biegetragfähigkeit auf Grundlage der Gleichgewichtsbeziehungen am Querschnitt im gerissenen Zustand:

$$M_R = \theta_R \cdot A_{S1} \cdot f_y \cdot d \cdot \left(1 - \frac{A_{S1} \cdot f_y}{2 \cdot b \cdot d \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot f_c}\right) \quad (8.33)$$

### 8.3.5. Grenzzustandsgleichung für Biegung mit Längskraft

#### 8.3.5.1. Einfach bewehrter Rechteckquerschnitt

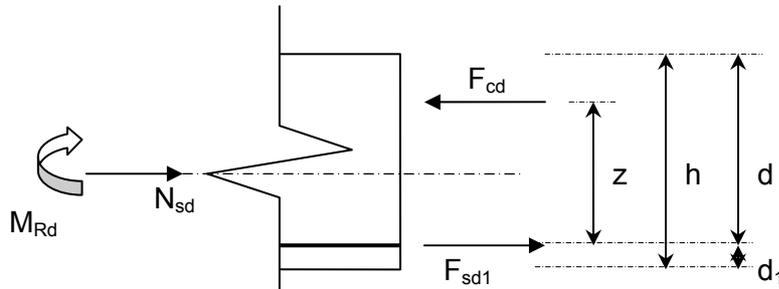


Abb. 8.2: Rechteckquerschnitt unter einachsiger Biegung mit Längskraft

Aus dem Gleichgewicht am System nach Abbildung 8.2 folgt:

$$M_{Rds} = M_{Eds} \quad (8.34)$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} \quad (8.35)$$

$$z_{s1} = \frac{h}{2} - d_1 = \frac{d + d_1}{2} - d_1 = \frac{d - d_1}{2} \quad (8.36)$$

Die Betondruckkraft ergibt sich aus:

$$F_{cd} = b \cdot x \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (8.37)$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad (8.38)$$

$$F_{cd} = b \cdot \xi \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (8.39)$$

Die Stahlzugkraft ermittelt sich zu:

$$F_{sd} = A_{S1} \cdot \sigma_{S1} \quad (8.40)$$

Es wird unterstellt, dass der Stahl seine Streckgrenze erreicht:

$$F_{sd} = A_{S1} \cdot f_{yd} \quad (8.41)$$

Die Bestimmung des inneren Hebelarms folgt zu:

$$z = d - a = d - k_a \cdot \xi \cdot d = d \cdot (1 - k_a \cdot \xi) \quad (8.42)$$

Die Betondruckkraft muss mit der Stahlzugkraft und der äußeren Einwirkung im Gleichgewicht stehen  $\Sigma N = 0$ :

$$F_{sd} + N_{sd} = F_{cd} \text{ mit } N_{sd} \text{ als Druckkraft positiv!} \quad (8.43)$$

$$F_{cd} = b \cdot \xi \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = A_{s1} \cdot f_{yk} / \gamma_s + N_{sd} = F_{sd} + N_{sd} \quad (8.44)$$

Das Auflösen der Gleichung nach  $\xi$  führt zu:

$$\xi = \frac{(A_{s1} \cdot f_{yk} / \gamma_s + N_{sd}) \cdot \gamma_c}{b \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck}} = \frac{A_{s1} \cdot f_{yk} / \gamma_s + N_{sd}}{b \cdot d \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c} \quad (8.45)$$

Wird das Momentengleichgewicht um den Angriffspunkt der Stahlzugkraft gebildet, dann bestimmt sich das Bruchmoment zu:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{cd} \cdot z - N_{sd} \cdot z_{s1} = (F_{sd} + N_{sd}) \cdot z - N_{sd} \cdot z_{s1} = \\ &= F_{sd} \cdot z + N_{sd} \cdot z - N_{sd} \cdot z_{s1} \\ &= F_{sd} \cdot z + N_{sd} \cdot (z - z_{s1}) \end{aligned} \quad (8.46)$$

Mit  $z_{s1} = d - h / 2$  und  $z = d \cdot (1 - k_a \cdot \xi)$  kann geschrieben werden:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{sd} \cdot z + N_{sd} \cdot (z - z_{s1}) \\ &= F_{sd} \cdot d \cdot (1 - k_a \cdot \xi) + N_{sd} \cdot [d \cdot (1 - k_a \cdot \xi) - (d - h/2)] \\ &= (F_{sd} + N_{sd}) \cdot d \cdot (1 - k_a \cdot \xi) + N_{sd} (h/2 - d) \\ &= (A_{s1} \cdot f_{yk} / \gamma_s + N_{sd}) \cdot \left[ d - k_a \cdot \frac{A_{s1} \cdot f_{yk} / \gamma_s + N_{sd}}{b \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c} \right] + N_{sd} \left( \frac{d_1 - d}{2} \right) \end{aligned} \quad (8.47)$$

In der probabilistischen Formulierung der Grenzzustandgleichung für die Biegetragfähigkeit auf Grundlage der Gleichgewichtsbeziehungen am Querschnitt im gerissenen Zustand folgt:

$$M_R = \theta_R \cdot \left\{ (A_{s1} \cdot f_y + \theta_E N_{sd}) \cdot \left[ d - k \cdot \frac{A_{s1} \cdot f_y + \theta_E N_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_c} \right] + \theta_E \cdot N_{sd} \left( \frac{d_1 - d}{2} \right) \right\} \quad (8.48)$$

mit  $k = \frac{k_a}{\alpha_R}$

Problematisch ist hier der gemischte Term aus Widerstandsgrößen und Einwirkung. Somit ist keine strikte Trennung in Widerstands- und Einwirkungsseite vorhanden. Weiter erhält man ein Produkt aus den Modellunsicherheiten des Widerstands und der Einwirkung. Diese Tatsache macht eine Rückrechnung der Teilsicherheitsbeiwerte für die einwirkende Normalkraft komplizierter.

### 8.3.6. Grenzzustandsgleichung für Querkraftversagen

Nach *DIN 1045-1 2001* wird nach Bauteilen mit oder ohne erforderlicher Querkraftbewehrung unterschieden. Somit sind für biegebeanspruchte Bauteile neben dem Grenzzustand für Biegung und Längskraft auch die Grenzzustände für Querkraft zu betrachten. Es sind infolge Querkraft drei Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führen. Zuerst muss das Tragvermögen des Stahlbetonbauteils ohne Querkraftbewehrung bestimmt werden. Anschließend ist die Tragfähigkeit mit erforderlicher Querkraftbewehrung zu bestimmen. Weiter muss die Druckstreben­tragfähigkeit überprüft werden.

Die wesentlichen Einflussparameter auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung werden in mit einem Produktansatz nach Gleichung (6.62) berücksichtigt:

$$V_{Rd,ct} = \left[ c \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (8.49)$$

mit:

$c = 0,10$  empirischer Vorfaktor nach Norm

$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  Beiwert für den Einfluss der Bauteilhöhe mit  $d$  in [mm]

$\eta_1$  Tragfähigkeitsbeiwert für Normalbeton

$\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d \leq 0,02$  Längsbewehrungsgrad der Zugbewehrung

$f_{ck}$  charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit in [N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{cd} = N_{Ed} / A_c$  Bemessungswert Betonlängsspannung im Querschnittsschwerpunkt

$b_w$  kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts

$d$  statische Nutzhöhe der Biegebewehrung

Der Vorfaktor  $c = 0,1$  ( $c = 0,1 = 0,15 / \gamma_c$ ) wurde empirische ermittelt (*DAfStb/Heft 525 2003*) um die Gleichung unter Ansatz einer auf die Fläche  $A = b_w \cdot d$  „verschmierten“ Querkraft unter Berücksichtigung des erforderlichen Sicherheitsniveaus für 50 Jahre ( $\beta = 3,8$ ) zu kalibrieren. Die Versuchsergebnisse zur Festlegung dieses empirischen Faktors ergaben einen Mittelwert von  $c_m = 0,2$ . Aus dem Mittelwert ergibt sich unter Berücksichtigung der statistischen Verteilungsparameter der Versuchsergebnisse der charakteristische Wert des Vorfaktors zu  $c_k = 0,14$ .

Ersetzt man die einzelnen Faktoren in (8.49), dann ergibt sich unter den oben aufgeführten Randbedingungen:

$$V_{Rd,ct} = \left[ c \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 1000}} \right) \cdot \eta_1 \cdot \left( 100 \cdot \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \cdot f_{ck} \right)^{1/3} - 0,12 \cdot \frac{N_{Ed}}{A_c} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (8.50)$$

Für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung ist zur Begrenzung des Druckstrebenneigungswinkels die Rissreibungskraft  $V_{Rd,c}$  zu ermitteln:

$$V_{Rd,c} = \beta_{ct} \cdot c \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left( 1 - 0,12 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (8.51)$$

Für den Vorfaktor  $c$  gelten ebenso die schon oben dargestellten Erkenntnisse. Nach *A1 Änderung der DIN 1045-1; 2001* stellt sich die Gleichung (8.51) in leicht abgeänderter Form dar:

$$V_{Rd,c} = c_j \cdot c \cdot 4,8 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left( 1 - 0,12 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad (8.52)$$

mit dem Größtwert aus  $z = d - c_{v,l} - 30 \text{ mm}$  bzw.  $z = d - 2 \cdot c_{v,l}$   
und dem Rauigkeitsbeiwert  $c_j = 0,5$

Der Druckstrebenneigungswinkel soll nach Gleichung (73) der *DIN 1045-1; 2001* innerhalb folgender Grenzen liegen:

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}} \leq 3,0 \quad (8.53)$$

Beim Nachweis der Querschnitte auf Querkraft muss auch der Grenzzustand für das Versagen der Druckstrebe untersucht werden. *DIN 1045-1* liefert allgemein nach Gleichung (78) die maximale Druckstrebentragfähigkeit bei Neigung der Querkraftbewehrung unter dem Winkel  $\alpha$  zur Bauteilachse:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (8.54)$$

mit

- $\alpha_c$  Abminderungsbeiwert infolge Querkzug für die Druckstrebenfestigkeit von Normalbeton  $\alpha_c = 0,75$
- $\alpha$  Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse
- $\theta$  Winkel zwischen den Betondruckstreben und der Bauteilachse

Für Bauteile mit Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse ( $\alpha = 90^\circ$ ) vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (8.55)$$

Vereinfacht kann nach *DIN 1045-1; 2001* für  $z = 0,9 \cdot d$  gesetzt werden:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (8.56)$$

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,sy}$  von Bauteilen mit geneigter Bügelbewehrung ergibt sich nach Norm mit:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (8.57)$$

Bei Bauteilen mit senkrechter Schubbewehrung kann die Gleichung (8.57) vereinfacht werden:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (8.58)$$

Vereinfacht kann nach DIN 1045-1 für  $z = 0,9 \cdot d$  gesetzt werden:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \cot \theta \quad (8.59)$$

Vereinfacht darf bei reiner Biegung für den Druckstrebenneigungswinkel  $\cot \theta = 1,2$  angesetzt werden. Dies gilt auch für die Beanspruchung infolge Biegung und Längsdruckkraft.

Allgemein kann der Druckstrebennachweis für reine Biegung sowie Biegung mit Längsdruckkraft mit der vereinfachten Beziehung für den inneren Hebelarm  $z = 0,9 d$  geführt werden. Somit ergibt sich:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,75 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1,2 + \cot \alpha}{1 + 1,2^2} \quad (8.60)$$

Bei senkrechter Querkraftbewehrung mit  $\cot(\alpha = 90^\circ) = 0$  ergibt sich:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,75 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1,2 + 0}{1 + 1,2^2} = \frac{b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,75 \cdot f_{cd}}{1,2 + 1/1,2} \quad (8.61)$$

$$V_{Rd,max} = 0,2821 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot (1,2 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot 1,2 \quad (8.62)$$

Für den probabilistischen Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen werden die Gleichungen (8.50), (8.56) und (8.59) entsprechend der zu berücksichtigenden Basisvariablen aufgeschlüsselt. Die Querkrafttragfähigkeit wird in der probabilistischen Bemessung mit den Grenzzustandsgleichungen (8.63), (8.64) und (8.65) analysiert.

Tragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung bei Biegung mit Längskraft:

$$V_{Rd,ct} = \left[ 0,15 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 1000}} \right) \cdot \eta_1 \cdot \left( 100 \cdot \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \cdot f_c \right)^{1/3} - 0,12 \cdot \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot d} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (8.63)$$

Die Arbeit beschränkt sich vorerst auf den Fall der reinen Biegung. Somit beträgt  $V_{Rd,ct}$  für Normalbeton:

$$V_{ct}^R = \theta_R \cdot \left[ 0,15 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d \cdot 1000}} \right) \cdot \left( 100 \cdot \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \cdot f_c \right)^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (8.64)$$

Bei der Untersuchung von Platten ist darauf zu achten, dass der Faktor  $\kappa$  (siehe Gl. 8.49) nicht größer als 2,0 wird: Daraus folgt eine maximale statische Nutzhöhe von 20 cm. Somit ist bei Plattendicken von bis maximal 22 cm Vorsicht geboten.

Die Grenzzustandsgleichung für den Druckstrebenachweis definiert sich zu:

$$V_{\max}^R = \theta_R \cdot \frac{b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,75 \cdot 0,85 \cdot f_c}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (8.65)$$

Die Querschnittstragfähigkeit mit Querkraftbewehrung beträgt somit

$$V_{sy}^R = \theta_R \cdot \left( \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d \cdot \cot \theta \right) = \theta_R \cdot (\rho_w \cdot b \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d \cdot 1,20) \quad (8.66)$$

Durch Auflösen des Druckstrebenneigungswinkels aus Gleichung (8.53) ergibt sich der Term nach (8.67). Dies hat zur Folge, dass die Grenzzustandsgleichungen (8.65) und (8.66) nun auch von der Einwirkungsseite abhängig sind:

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - \frac{c_j \cdot c \cdot 4,8 \cdot f_c^{1/3} \cdot \left( 1 - 0,12 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z}{\theta_E \cdot (G + Q) \cdot \left( 1,25 \cdot \frac{l}{2} - 0,5 \cdot b_{\text{Auflager}} - d \right)}} \quad (8.67)$$

## 9. Probabilistische Untersuchungen für Bestandsbauten

### 9.1. Einführung

Zur Kalibrierung von Teilsicherheitsbeiwerten für das Bauen im Bestand müssen probabilistische Parameterstudien durchgeführt werden. Zuerst werden druckbeanspruchte Bauteile und später biegebeanspruchte Bauteile untersucht.

Beim Bauen im Bestand können durch Bestandsanalyse verschiedene Einflussparameter genau erfasst werden, die sich auf die Tragsicherheitsbeurteilung unter anderem durchaus auch positiv auswirken können, da Streuungen von Basisvariablen eingeschränkt werden können.

Bei neu zu erstellenden Bauteilen ist mit Schwankungen / Toleranzen, die infolge der Bauausführung auftreten, zu rechnen. Dies wird durch die Sicherheitsreserven der Norm weitgehend kompensiert. Als Beispiele hierfür können u. a. die vorhandene Bauteilgeometrie, die tatsächlichen Materialfestigkeiten oder die tatsächliche Lage der Bewehrung angeführt werden.

### 9.2. Probabilistische Untersuchungen druckbeanspruchter Bauteile

#### 9.2.1. Allgemeines

Bei druckbeanspruchten Bauteilen ist zwischen Spannungs- und Stabilitätsversagen zu unterscheiden.

Stützen in Bestandsbauten weisen meistens geringe Betonfestigkeiten sowie einen geringen Bewehrungsgehalt auf. In diesem Fall wird voraussichtlich immer ein Spannungsversagen bei nahezu zentrischer Druckbeanspruchung maßgebend.

Für schlanke Stahlbetonstützen mit exzentrischer Belastung kommt es zum Stabilitätsproblem.

#### 9.2.2. Zuverlässigkeit zentrisch belasteter Druckstäbe

Nachfolgend werden zunächst nicht-stabilitätsgefährdete Bauteile behandelt. Eine Betrachtung am verformten System kann entfallen, wenn die kritische Schlankheit nach den Formeln (9.1) und (9.2) nicht überschritten wird.

$$\lambda_{\text{crit}} \leq 25 \quad \text{für } |v_{\text{Ed}}| \geq 0,41 \quad (9.1)$$

$$\lambda_{\text{crit}} \leq \frac{16}{\sqrt{v_{\text{Ed}}}} \quad \text{mit } v_{\text{Ed}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c \cdot f_{\text{cd}}} \quad \text{für } |v_{\text{Ed}}| < 0,41 \quad (9.2)$$

Für Stützen in unverschieblichen Tragwerken, die zwischen den Stützenenden nicht durch Querlasten beansprucht werden, gilt weiterhin:

$$\lambda_{\text{crit}} \leq 25 \cdot (2 - e_{01}/e_{02}) \quad \text{mit } |e_{01}| \leq |e_{02}| \quad (9.3)$$

Dabei ist zu beachten, dass die Stützenenden mit mindestens  $N_{\text{Rd}} = N_{\text{Ed}}$  und  $M_{\text{Rd}} > N_{\text{Ed}} \cdot h / 20$  zu bemessen sind.

In Kapitel 8 wurde bereits die Grenzzustandsgleichung des Bauteilwiderstandes für die probabilistischen Untersuchung solcher Druckglieder aufgezeigt. In Abhängigkeit von den verschiedenen Einwirkungen auf das Bauteil kann die Versagensbedingung allgemein beschrieben werden.

Als ständige Einwirkungen werden die Bauteileigenlast sowie Lasten aus der aufgehenden Konstruktion angesetzt. Bei veränderlichen Einwirkungen ist je nach ihrer Art zu differenzieren.

Die vorliegende Arbeit beschränkt sich auf die Bauteilbelastungen infolge ständiger Lasten und Nutzlasten.

Da die durchgeführten Untersuchungen wirklichkeitsnah erfolgen sollen, wird das Verhältnis ständige Lasten / Nutzlasten für den herkömmlichen Hochbau auf  $N_g / N_Q = 70 : 30$  beschränkt.

Für die probabilistischen Untersuchungen werden unterschiedliche Randbedingungen bezüglich Schlankheit, Geometrie, statisches System, Bewehrungsgehalt und Betonfestigkeitsklasse festgelegt.

Im vorliegenden Bericht sollen hauptsächlich Stützen untersucht werden, die im üblichen Hochbau häufig auftreten. Im Wohnungsbau liegen die Geschosshöhen in der Regel zwischen 2,80 m und 3,00 m. Bei gewerblicher Nutzung liegen die Geschosshöhen etwas höher bei 3,50 m bis 4,00 m. Für gewerblich genutzte Hallen, sind Stockwerkshöhen von 6,00 m und höher möglich.

Die untersuchten Stützen beschränken sich auf quadratische Querschnitte mit den Abmessungen:

Zeile	Spalte	1	2	3
	Querschnitt [cm]	I [m <sup>4</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	i [m]
1	20 x 20	0,0001333	0,04	0,057735
2	30 x 30	0,0006750	0,09	0,086603
3	40 x 40	0,0021333	0,16	0,115470
4	50 x 50	0,0052083	0,25	0,144337
5	60 x 60	0,0108000	0,36	0,173205

Tab. 9.1: untersuchte Stützenquerschnitte

Um Stabilitätsversagen auszuschließen, werden nur Stützen bis zu einer Schlankheit von  $\lambda_{crit} \leq 25$  bzw.  $\lambda_{crit} \leq 16 / (v_{Ed})^{1/2}$  untersucht. Je nach vorhandener Knicklänge aufgrund der Lagerbedingungen dürfen gewisse Querschnittsabmessungen nicht unterschritten werden.

Die im Bestand anzutreffenden Druckglieder verfügen meist über geringe Bewehrungsmengen. Die Mindestbewehrungsmenge sowie -durchmesser nach aktueller Normung werden teilweise nicht berücksichtigt. Die maximal mögliche Bewehrungsmenge in Stützen von 9% wird als obere Grenze beachtet.

Daher wurden die Parameterstudien für festgesetzte Bewehrungsgehalte von 1% bis maximal 9% der Betonquerschnittsfläche durchgeführt. Dabei wurde unterstellt, dass mindestens jeweils ein Bewehrungsseisen pro Stützenecke vorhanden ist und weiter eine symmetrische Bewehrungsverteilung im Querschnitt über die Bauteillänge sichergestellt ist.

Weiter wurde die Betonfestigkeitsklasse in den Parameterstudien variiert und die Auswirkungen hinsichtlich der Zuverlässigkeit des Druckgliedes wurden untersucht. Die Stahlstreckgrenze wurde nicht verändert, da diese einen sehr geringen Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit hat (siehe Abb. 9.1 und Abb. 9.2).

Die Parameterstudien werden zuerst mit den heute üblichen Streuungen für die Basisvariablen der Materialkennwerte durchgeführt, da bei der Bestandsaufnahme in der Regel geringere Abweichungen auftreten können als üblicherweise bei Ersterstellung der Bauteile unterstellt wird. Sollten allerdings dennoch größere Streuungen bei den Materialkennwerten auftreten, werden hierfür ebenfalls Parameterstudien in Bezug auf die Zuverlässigkeit des Druckgliedes angestellt.

Die Streuungen der Bauteilgeometrie werden nicht in den Parameterstudien berücksichtigt, da die aus der Bestandsaufnahme resultierenden geringsten Abmessungen an den maßgebenden Stellen in den Bauteilnachweis Eingang finden.

Basisvariable	Verteilung	Variationskoeffizient $v_x$
Stützenbreite $b$ [cm]	konstant	-
Stützhöhe $h$ [cm]	konstant	-
Bewehrungsmenge $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	konstant	-
Stahlzugfestigkeit $f_y$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Lognormal	6,0%
Betondruckfestigkeit $f_c$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Lognormal	13,0%
Normalkraft aus ständiger Last $N_g$ [kNcm]	Normal	4,0%
Normalkraft f. Nutzlast Wohnen $N_q$ [kNcm]	Gumbel (max.)	20,0%
Modellunsicherheit Einwirkungen $\theta_E$	Normal	5,0%
Modellunsicherheit Widerstand $\theta_R$	Lognormal	10%

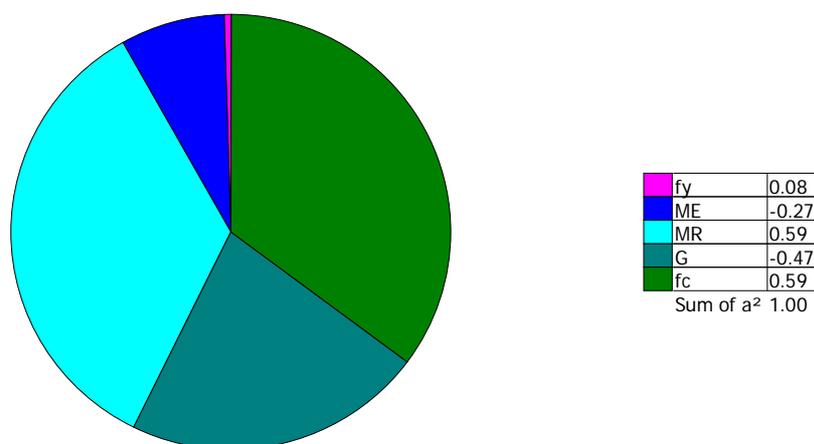
Tabelle 9.2: übliche Streuungen für die Parameterstudie druckbeanspruchter Bauteile

Die Probabilistischen Untersuchungen wurden mit dem Programm *COMREL 2007* durchgeführt.

### 9.2.2.1. Untersuchung für ständige Einwirkungen

Zuerst wird Spannungsversagen an zentrisch gedrückten Stützen untersucht. Hierbei wurden zunächst die Bauteilgeometrie und der Bewehrungsstahlquerschnitt als konstante Werte angesetzt.

Der Einfluss der einzelnen Basisvariablen hinsichtlich der Zuverlässigkeit der Stützen kann der Abbildung 9.1 entnommen werden. Man erkennt deutlich, dass die Bauteilzuverlässigkeit wesentlich von drei Basisvariablen beeinflusst wird: Die Betondruckfestigkeit, die Modellunsicherheiten auf Widerstandsseite sowie die einwirkende ständige Last.



mit  $f_c$  mittlere Druckfestigkeit des Betons  
 $f_y$  mittlere Stahzugfestigkeit  
 $M_R$  Modellunsicherheit auf Widerstandsseite  
 $M_E$  Modellunsicherheit auf Einwirkungsseite  
 G ständige Belastung

Abb. 9.1: Darstellung der Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für Spannungsversagen von Stahlbetonstützen infolge ständiger Last

Zuerst werden die Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit durch die Wahl unterschiedlicher Betondruckfestigkeitsklassen erörtert. Hierzu werden exemplarisch die die normalfesten Betone C12/15, C30/37 sowie C50/60 herangezogen.

### 9.2.2.2. Untersuchung für ständige Einwirkungen und eine veränderliche Einwirkung

Die Kombination aus ständigen und veränderlichen Lasten wird vorerst für das Verhältnis von  $N_G : N_Q = 70 : 30$  betrachtet. Bei dem Vorhandensein von ständigen Lasten und nur einer Nutzlast sieht die *DIN 1055-100; 2001* folgende Lastfallkombination vor:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,50 \cdot Q_{k,1} \quad (9.4)$$

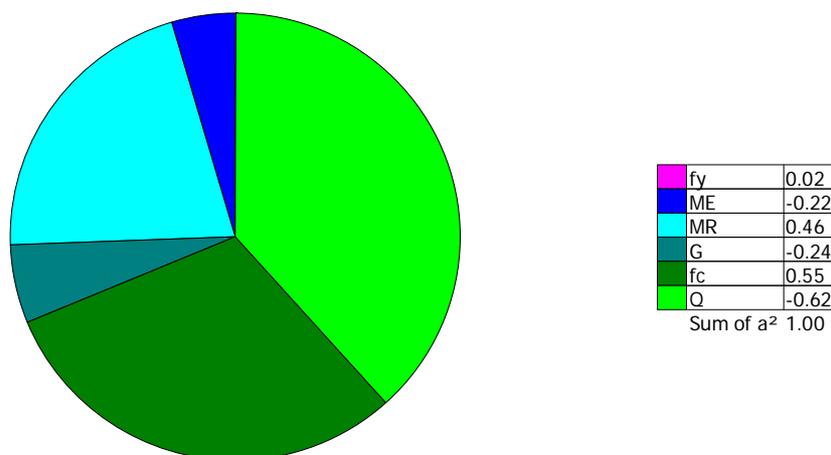
Bei dem vorgegebenen Verhältnis von ständiger zu veränderlicher Last kann man die auf das Bauteil einwirkende Kraft angeben zu:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} N_{Gk,j} + 1,50 \cdot N_{Qk,1} = 1,35 \cdot \frac{0,7}{0,3} N_{Qk,1} + 1,50 \cdot N_{Qk,1} = 4,65 \cdot N_{Qk,1} \quad (9.5)$$

Damit folgt für

$$\sum_{j \geq 1} N_{Gk,j} = \frac{0,7}{0,3} N_{Qk,1} \quad (9.6)$$

Bei der probabilistischen Untersuchung wird als veränderliche Einwirkung eine Nutzlast für den normalen Hochbau untersucht.



- mit
- $f_c$  mittlere Druckfestigkeit des Betons
  - $f_y$  mittlere Streckgrenze von Betonstahl
  - $M_R$  Modellunsicherheit auf Widerstandsseite
  - $M_E$  Modellunsicherheit auf Einwirkungsseite
  - Q veränderliche Last
  - G ständige Belastung

Abb. 9.2: Darstellung der Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für Spannungsversagen von Druckstützen für  $g/q = 70/30$

### 9.3. Probabilistische Untersuchungen biegebeanspruchter Bauteile im Bestand

#### 9.3.1. Allgemeines

Die überwiegende Anzahl von Bauteilen und Tragwerken ist biegebeansprucht. Zu unterscheiden sind die Bauteile nach ihrer Beanspruchung auf reine Biegung sowie Biegung mit Längskraft.

Versagenskriterien bei Platten können neben dem Biegeversagen das Querkraftversagen und auch Durchstanzen sein.

Bei Balken dagegen kann neben dem Biege- und Querkraftversagen auch – in Abhängigkeit von der Schlankheit – in seltenen Fällen auch Stabilitätsversagen infolge Kippen des Trägers maßgebend werden.

Eine separate Betrachtung für Biegung mit Längskraft betrifft nur einen geringen Anteil der biegebeanspruchten Bauteile. Diese Bauteile werden nur am Rande betrachtet.

#### 9.3.2. Zuverlässigkeit bei Stahlbetonbalken/-platten infolge reiner Biegung

Das Kapitel beschäftigt sich mit der Zuverlässigkeit von Stahlbetonplatten und –balken. Zuerst werden Deckenplatten näher betrachtet – anschließend Biegebalken. Die Zuverlässigkeitsuntersuchungen sind hinsichtlich der Art der Einwirkung zu differenzieren.

##### 9.3.2.1. Geschossdecken unter ständigen und veränderlichen Lasten

Das Kapitel behandelt mittlere Geschossdecken in Stahlbetonbauweise. Wirtschaftliche Konstruktionen herkömmlicher Stahlbetonbaudecken sind mit Stützweiten bis zu 6,00 m möglich. Es werden herkömmliche Deckenstärken von  $d = 0,16$  m bis  $0,20$  m untersucht.

Die Decken werden infolge Eigenlast der Deckenkonstruktion sowie deren Ausbaulast beansprucht. Weiter werden je nach Nutzung entsprechende Nutzlasten als veränderliche Einwirkung aufgebracht.

Dabei wird davon ausgegangen, dass im üblichen Hochbau ein konstantes Verhältnis von Eigen- / Nutzlast von  $70 : 30$  vorhanden ist.

Für den normalen Wohnbereich sind in der *DIN 1055-3; 2002*  $1,5$  kN/m<sup>2</sup> als Belastung ausgewiesen.

Das maximale Feldmoment tritt in Feldmitte auf. Dem Nachweis des maximalen Feldmomentes im Grenzzustand der Tragfähigkeit liegt folgende Lastfallkombination zugrunde:

$$M_{sd} = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} M_{G,k,j} + 1,50 \cdot M_{Q,k,1} = (1,35 \cdot g_k + 1,50 \cdot q_k) \cdot L_i^2 / 8 \quad (9.7)$$

Die Betrachtungen werden für den Bruchzustand geführt:

$$M_{Rd} = M_{sd} \quad (9.8)$$

Ausformulieren der Gleichung (9.7) führt zu:

$$M_{Rd} = A_{S1} \cdot f_{yk} / \gamma_s \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{A_{S1} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c}{2 \cdot b \cdot d \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot f_{ck} \cdot \gamma_s} \right) = \quad (9.9)$$

$$(1,35 \cdot g_k + 1,50 \cdot q_k) \cdot L_i^2 / 8 = M_{Sd}$$

Als Bewehrungsmenge für die Decke wird die Mindestbiegebewehrung nach heute gültiger Norm eingelegt. Diese ermittelt sich für überwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile über das Rissmoment:

$$A_{s,min} = M_{cr} / (z_{II} \cdot f_{yk}) = (f_{ctm} \cdot I / z_{I,c1}) / (0,9 \cdot d \cdot f_{yk}) \quad (9.10)$$

Untersuchungen werden mit verschiedenen Betonfestigkeitsklassen sowie der Variation des Längsbewehrungsgrades durchgeführt.

### 9.3.2.2. Stahlbetonbalken unter ständigen und veränderlichen Lasten

Genauso wie bei dem vorangestellten Kapitel der Geschossdecken werden auch die Stahlbetonbalken auf die gleiche Art und Weise untersucht. Als weiteren streuenden Parameter kommt hier noch die Balkenbreite hinzu. Die Untersuchungen der Geschossdecken wurden je Meter Breite geführt und diese als nicht streuend unterstellt.

Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit wird für den Biegenachweis wie bei den Geschossdecken verfahren. Für den Querkraftnachweis hat nun die Breite einen elementaren Einfluss. Weiter ist zu beachten, dass fast alle Balken mit Schubbewehrung versehen sind und daher das Versagenskriterium für Querschnitte ohne Querkraftbewehrung irrelevant ist.

Somit bleibt für die Zuverlässigkeitsbetrachtungen hinsichtlich Querkraft nur die Untersuchung der Querschnittsgrößen  $V_{Rd,sy}$  und  $V_{Rd,max}$ .

## 9.4. Probabilistische Untersuchungen für Teilsicherheitsbeiwerte nach Belastungsrichtlinie

### 9.4.1. Allgemeines

Die vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton verfasste Richtlinie zu *Belastungsversuchen an Betonbauwerken 2000* gilt für Bauwerke des Hochbaus aus Beton und Stahlbeton. Weiter darf die Richtlinie auch bei anderen Massivbauwerken im üblichen Hochbau sinngemäß verwendet werden.

Die Belastungsversuche an Tragwerken dürfen den Standsicherheitsnachweis von bestehenden Bauwerken in begründeten Fällen ergänzen, wenn dieser trotz gründlicher Bauwerksuntersuchung und nach statischer Berechnung nicht erbracht werden kann. Laut Vorbemerkung der Richtlinie beschränkt sich deren Anwendung auf schadhafte oder umzunutzende Bestandsbauten, von denen die Kenntnisse des Berechnungsmodells und Zusammenwirken der einzelnen Bauteile sowie die Wirksamkeit durchgeführter Verstärkungsmaßnahmen nicht ausreichen.

Die Durchführung von Belastungsversuchen an Bestandsbauten darf nur von qualifizierten Prüfstellen, die ausreichende Kenntnis und Erfahrung im Umgang mit der erforderlichen Belastungs- und Messtechnik verfügen, durchgeführt werden.

Zur Beurteilung des Bauwerkszustandes sind alle vorhandenen Bauwerksunterlagen zu bewerten und fehlende Informationen hinsichtlich des Tragverhaltens, der Geometrie und der Baustoffkennwerte - falls notwendig - zu ergänzen. Nach Inaugenscheinnahme, der eventuellen Anwendung von Prüfverfahren sowie Sichtung aller Unterlagen kann eine Rechnerische Beurteilung der vorhandenen Bauwerkstragfähigkeit erfolgen. Die Nachweise sind unter Anwendung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes, das jeweils für Einwirkungen und Widerstände Teilsicherheitsfaktoren zugrunde legt, zu führen.

Ist sichergestellt, dass die ständigen Einwirkungen, die charakteristischen Festigkeiten der Baustoffe durch Untersuchungen bekannt sind, dürfen deren Teilsicherheitsbeiwerte abweichend von *DIN 1045-1; 2001* bzw. *DIN 1055-100; 2001* (Werte in Klammern) wie folgt angesetzt werden:

- Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen:  $\gamma_G = 1,15$  ( $\gamma_G = 1,35$ )
- Teilsicherheitsbeiwert für Beton:  $\gamma_C = 1,40$  ( $\gamma_C = 1,50$ )
- Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl:  $\gamma_S = 1,10$  ( $\gamma_S = 1,15$ )

Ebenso sind auch weitergehende Abminderungen der oben aufgeführten Teilsicherheitsbeiwerte im Einzelfall möglich, bedürfen aber einer Begründung.

Es wird hier nochmals ausdrücklich darauf hingewiesen, dass eine Abänderung des Teilsicherheitsbeiwertes für veränderliche Einwirkungen nicht erlaubt ist.

Mit den in der DAfStb - Belastungsrichtlinie empfohlenen Sicherheitsbeiwerten werden probabilistische Untersuchungen hinsichtlich der Zuverlässigkeit der betrachteten Bauwerkskonstruktionen durchgeführt.

### 9.4.2. Biegebeanspruchte Bauteile

Zuerst werden biegebeanspruchte Bauteile wie Stahlbetonplatten und –balken auf Biegezugversagen betrachtet.

Das auf das Bauteil einwirkende Moment setzt sich bei Vorhandensein einer veränderlichen Belastung wie folgt zusammen:

$$M_{sd} = 1,15 \cdot \sum_{j \geq 1} M_{G,k,j} + 1,50 \cdot M_{Q,k,1} \quad (9.11)$$

Das aufnehmbare Moment des Stahlbetonquerschnittes errechnet sich nach der vorne hergeleiteten Formel mit den modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten wie folgt:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yk} / 1,10 \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{A_{s1} \cdot f_{yk} \cdot 1,40}{2 \cdot b \cdot d \cdot \kappa \cdot \alpha \cdot f_{ck} \cdot 1,10} \right) \quad (9.12)$$

Zuerst wird das im üblichen Hochbau vorherrschende Verhältnis von ständiger Last zu veränderlicher Last mit 70 / 30 unterstellt. Somit ergibt sich für das einwirkende Moment:

$$M_{sd} = 1,15 \cdot \frac{70}{30} \cdot M_{Q,k,1} + 1,50 \cdot M_{Q,k,1} = 4,1833 \cdot M_{Q,k,1} \quad (9.13)$$

mit:

$$\sum_{j \geq 1} M_{G,k,j} = \frac{7}{3} \cdot M_{Q,k,1} \quad (9.14)$$

Wird ein Lastverhältnis von  $g/q = 50 / 50$  unterstellt, so folgt das einwirkende Moment in Abhängigkeit vom veränderlichen Momentenanteil zu:

$$M_{sd} = 1,15 \cdot \frac{50}{50} \cdot M_{Q,k,1} + 1,50 \cdot M_{Q,k,1} = 2,65 \cdot M_{Q,k,1} \quad (9.15)$$

Die Probabilistischen Untersuchungen zur Belastungsrichtlinie wurden exemplarisch für drei Betongüten geführt: nämlich für C12/15, C30/37 und C50/60.

Für den Einfluss der Längsbewehrung wurden drei verschiedene Längsbewehrungsgrade untersucht. Gerade bei Bestandsbauten sind die Längsbewehrungsgrade aufgrund der äußerst wirtschaftlichen Bemessung und Ausführung niedrig. Daher wurden die Parameterstudien zuerst mit dem Bewehrungsgrad  $\rho_l = 0,001$ , was in etwa der Mindestbewehrung von Stahlbetonbalken entspricht, geführt. Ebenso wurden probabilistische Untersuchungen mit  $\rho_l = 0,01$  und  $\rho_l = 0,02$  angestellt. Höhere Bewehrungsgrade für das Versagenskriterium Biegezugversagen eher nicht relevant. Zum Vergleich wird die Bauteilzuverlässigkeit über den Bewehrungsgrad für die oben genannten Lastverhältnisse und unterschiedliche Betongüten nach gültiger Bemessungsnorm (Abb. 9.3 und Abb. 9.4) aufgezeigt. Es ist deutlich ersichtlich, dass die Zuverlässigkeiten der betrachteten Bauteile über der Zielzuverlässigkeit  $\beta = 4,70$  für den Bezugszeitraum von einem Jahr liegen.

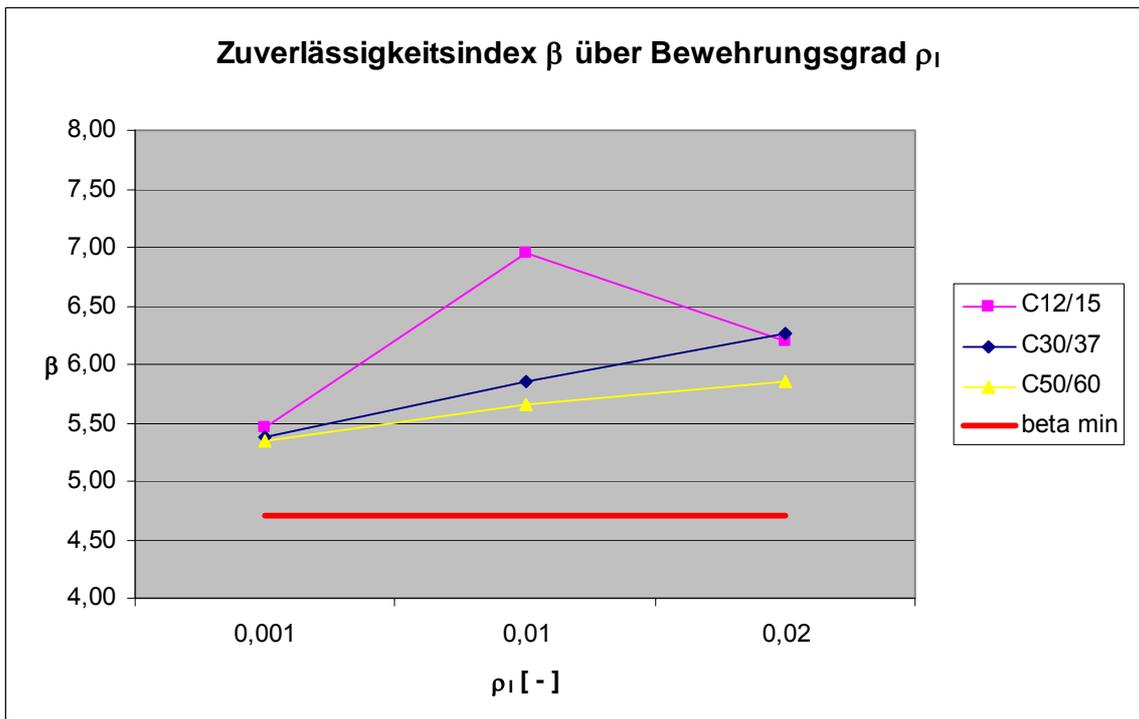


Abb. 9.3: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für das Verhältnis von ständiger zu veränderlicher Last (auf charakteristischer Basis) von 70 :30 infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,50$  und  $\gamma_s = 1,15$  nach Norm.

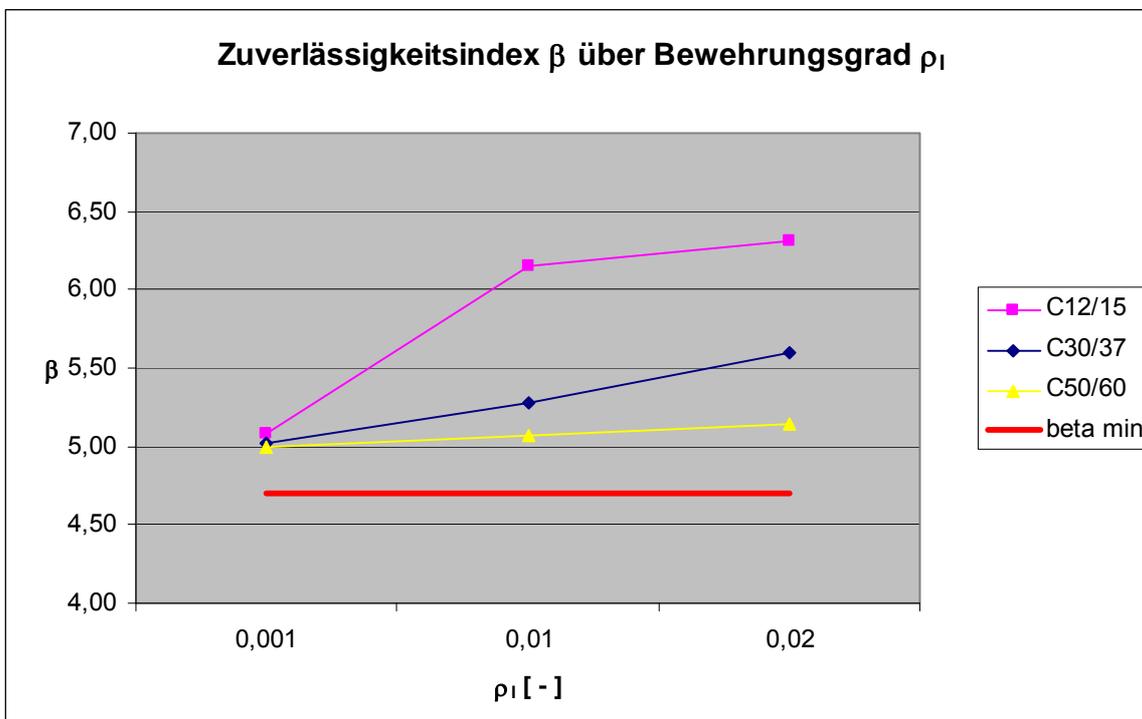


Abb. 9.4: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades für das Verhältnis von ständiger zu veränderlicher Last (auf charakteristischer Basis) von 50 :50 infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,50$  und  $\gamma_s = 1,15$  nach Norm.

Die dargestellten Grafiken verdeutlichen wiederum, dass Betone mit geringerer Betongüte eine wesentlich höhere Zuverlässigkeit liefern als Betone höher Güte. Weiter sind in

diesem Kapitel aufgezeigten Abbildungen auf Parameterstudien an Biegebalken zurückzuführen. Für Deckenplatten ergeben sich für Biegezugversagen leicht geringere Zuverlässigkeiten so dass hier keine Differenzierung zwischen den Bauteilen für diese Versagensart vorgenommen wird.

Betrachtet man nun die Zuverlässigkeitsverläufe für Biegezugversagen von Stahlbetonbauteilen unter Verwendung der oben genannten Teilsicherheitsbeiwerte nach DAfStb-Belastungsrichtlinie, so ergeben sich wesentlich geringe Bauteilzuverlässigkeiten.

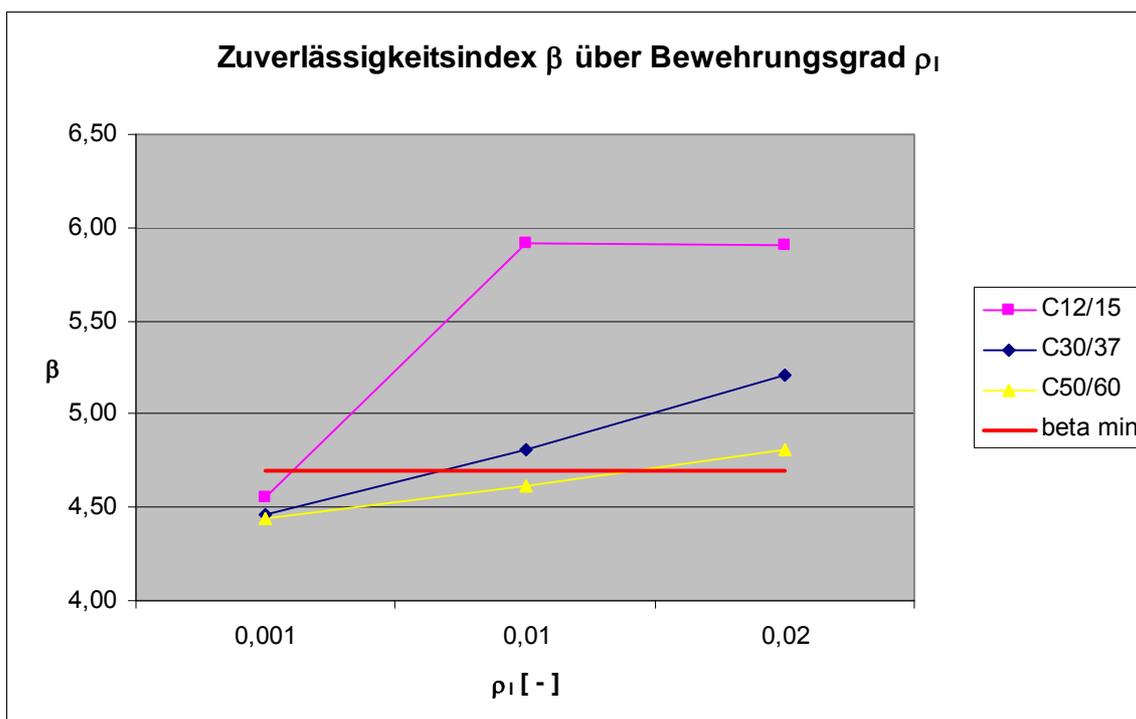


Abb. 9.5: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades für das Verhältnis von ständiger zu veränderlicher Last (auf charakteristischer Basis) von 70 :30 infolge Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,40$  und  $\gamma_s = 1,10$  nach DAfStb-Belastungsrichtlinie

Für das Lastverhältnis  $g/q = 70:30$  fällt der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  um ca. 0,9 ab. Problematisch ist dies für höhere Betongüten in Verbindung mit sehr geringen Längsbewehrungsgraden.

Sind die ständigen und veränderlichen Einwirkungen gleich groß oder die letztgenannten sogar größer, so fällt die Zuverlässigkeit von Betonen höherer Güte nochmals stärker ab als bei denen niedriger Güte (siehe Abb. 9.6).

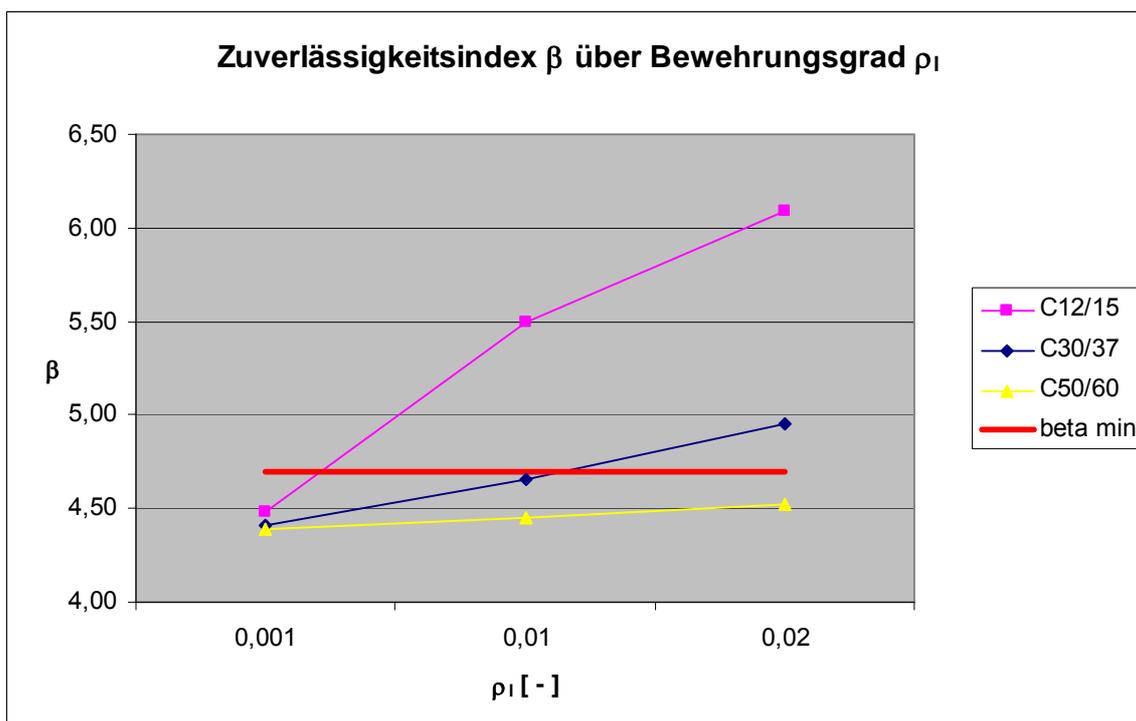


Abb. 9.6: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für das Verhältnis von ständiger zu veränderlicher Last (auf charakteristischer Basis) von 50 :50 infolge Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,40$  und  $\gamma_s = 1,10$  nach DAfStb-Belastungsrichtlinie

Wird die Bauteilzuverlässigkeit über die Betongüte dargestellt, so erhält man die schon bekannten Zuverlässigkeitslinien aus vorangestellten Kapiteln. Beachtenswert hierbei ist die Darstellung von Biegebauteilen mit sehr geringem Bewehrungsgehalt auf Mindestbewehrungsniveau. Hier kann das geforderte Zuverlässigkeitsniveau von  $\beta = 4,70$  (Bezugszeitraum 1 Jahr) nicht gewährleistet werden. Die Unterschreitung fällt allerdings mit  $\Delta\beta = 0,3$  eher gering aus, so dass hier im Einzelfall über das angestrebte Zuverlässigkeitsniveau diskutiert werden muss.

Trägt man die Zuverlässigkeit für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade für die zwei untersuchten Lastverhältnisse auf, so erkennt man wiederum die Zuverlässigkeitsunterschreitungen schwach bewehrter Bauteile (Abb. 9.7).

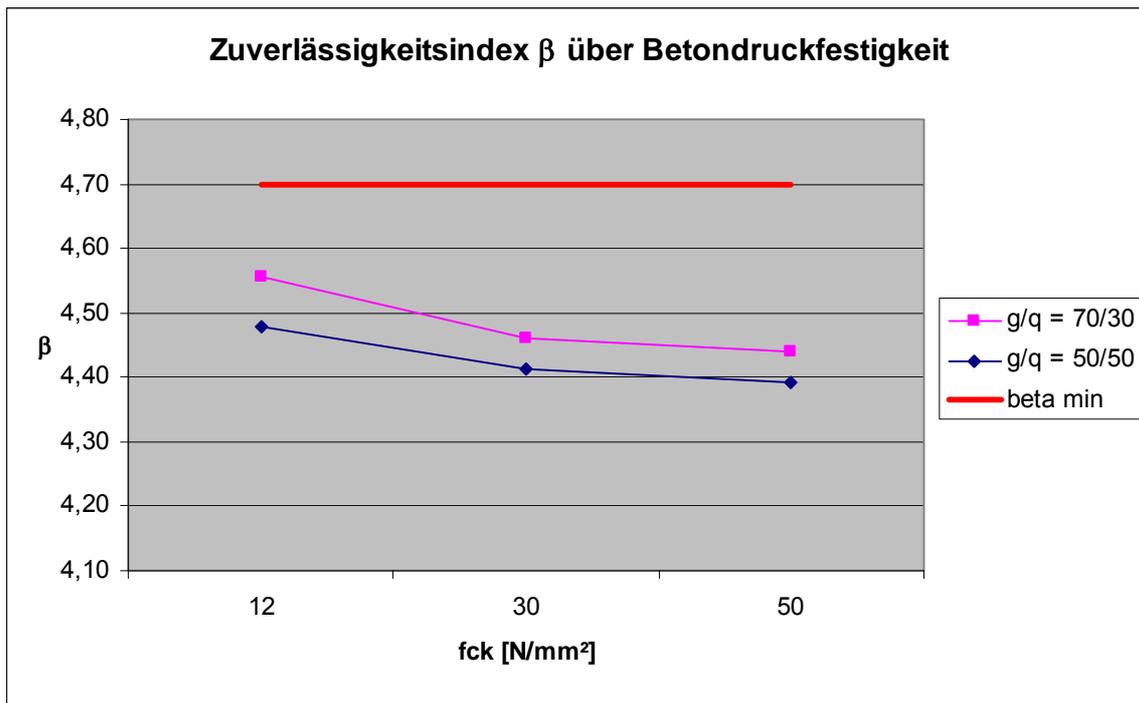


Abb. 9.7: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für einen Längsbewehrungsgrad von 0,1% infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,40$  und  $\gamma_s = 1,10$  nach DAfStB-Belastungsrichtlinie für ein Lastverhältnis von  $g/q = 70 : 30$

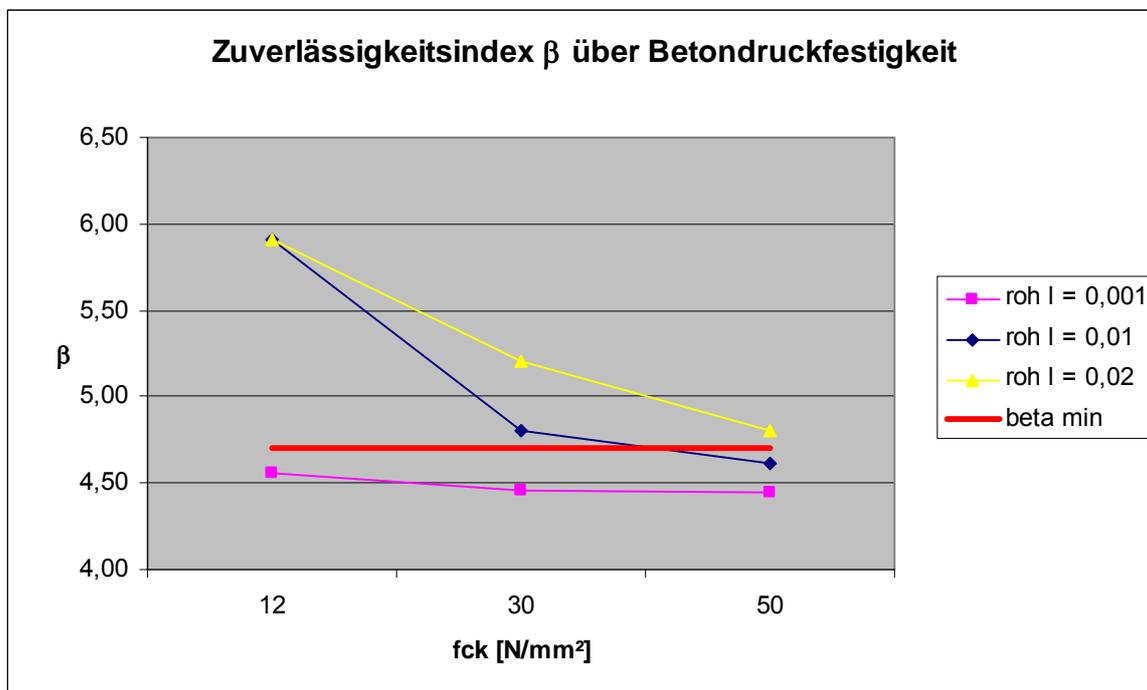


Abb. 9.8: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für ein Lastverhältnis von  $g/q = 70 : 30$  infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,40$  und  $\gamma_s = 1,10$  nach DAfStB-Belastungsrichtlinie für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade

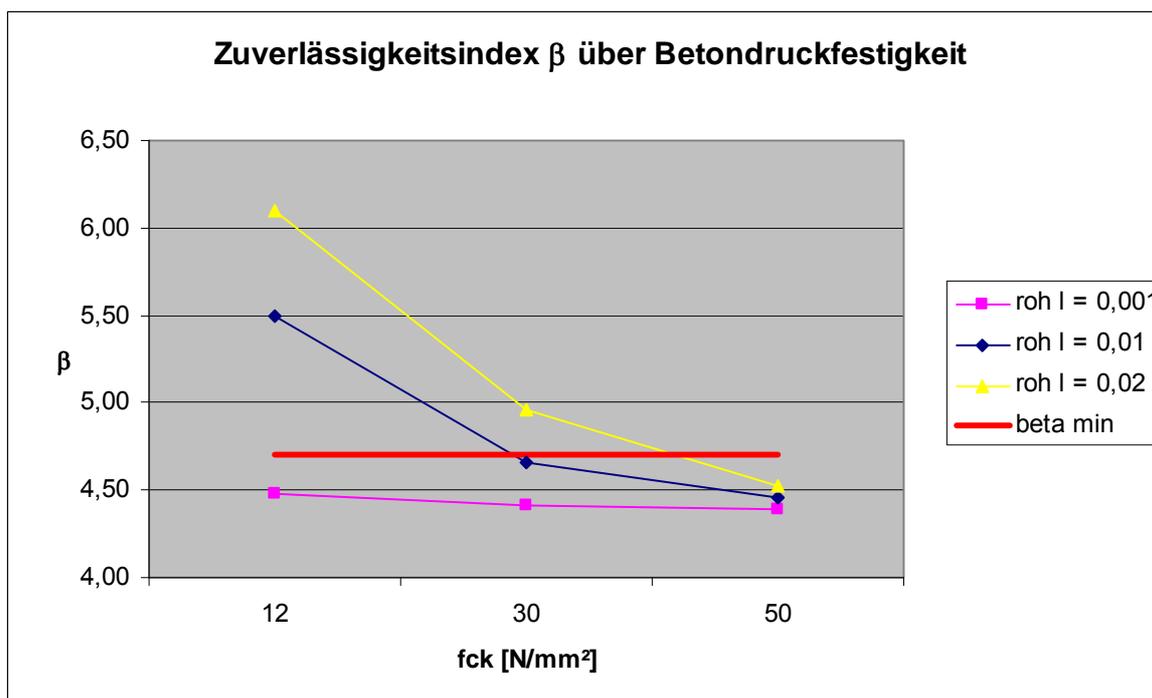


Abb. 9.9: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für ein Lastverhältnis von  $g/q = 50$  : 50 infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,40$  und  $\gamma_s = 1,10$  nach DAfStb-Belastungsrichtlinie für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade

Abschließend wird hier nochmals unterstrichen, dass alle aufgezeigten Ergebnisse für Wohn- bzw. Büronutzlasten mit einem Variationskoeffizienten von ca. 20% gelten.

Werden Bauteile anderer Nutzung wie z.B. für Schulräume, Fabrik- und Produktionsstätten untersucht, liefert die Nachbemessung mit den modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten nach Belastungsrichtlinie keine hinreichende Zuverlässigkeit. Hier liegt eine Überschätzung der Tragfähigkeit der Bauteile vor. Gleiches gilt für Einwirkungen infolge Schnee und Wind, da auch hier Variationskoeffizienten von etwa  $v_x = 0,40$  vorliegen. Studien haben gezeigt, dass bei diesen Einwirkungen nochmals eine Abfall der oben aufgezeigten Zuverlässigkeitskurven um mindestens  $\Delta\beta = 0,5$  eintritt.

### 9.4.3. Bewertung der Querkrafttragfähigkeit

Zur Bewertung der Zuverlässigkeit von querkraftbeanspruchten Bauteilen ist primär zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung zu unterscheiden. Während in herkömmlichen Geschossdecken kaum Schubbewehrung vorhanden ist, stellt dies bei Stahlbetonbalken eher eine Ausnahme dar. Wichtig für die Untersuchungen von Deckenplatten ist die Bewertung der Zuverlässigkeit des Betontraganteils  $V_{Rd,ct}$ .

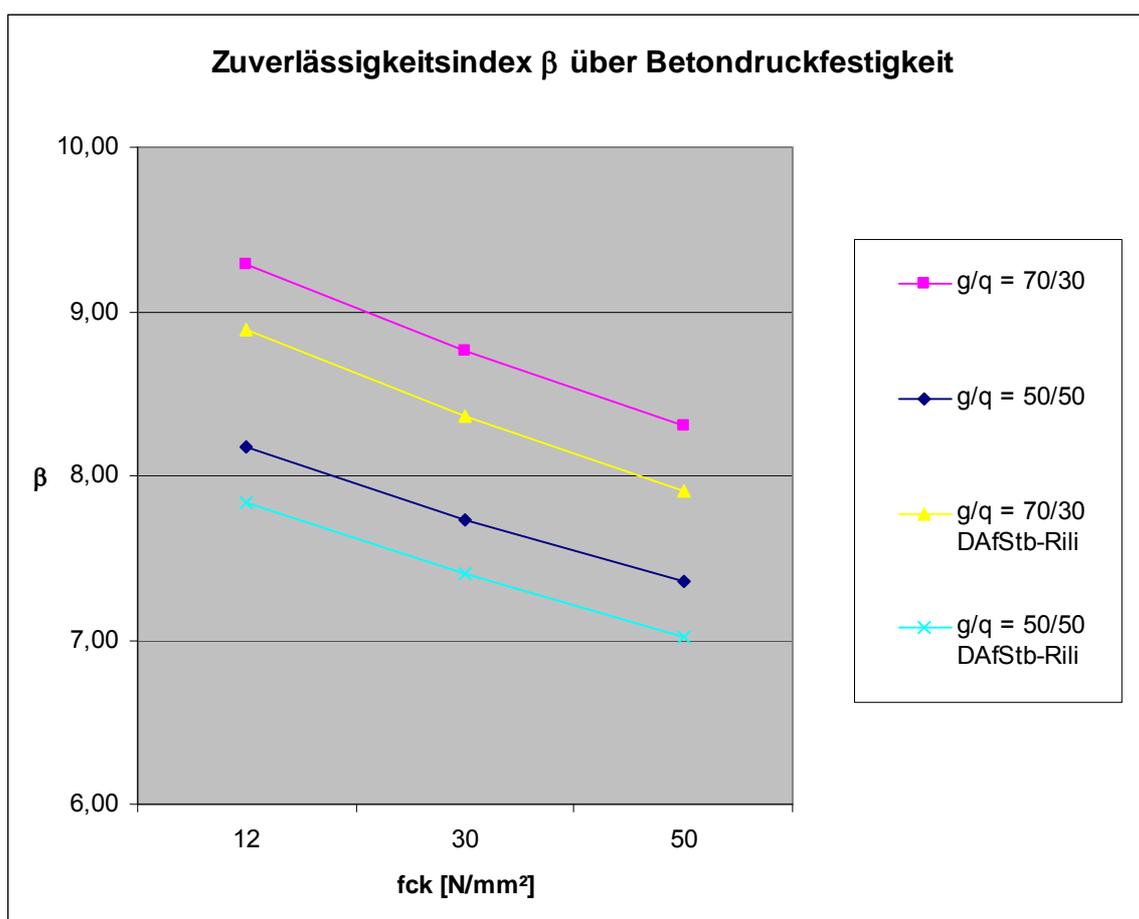


Abb. 9.10: Zuverlässigkeit von  $V_{Rd,ct}$  in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für unterschiedliche Lastverhältnis von  $g/q$  für Teilsicherheitsbeiwerte nach DAfStb-Belastungsrichtlinie und aktueller Bemessungsnorm

Die Zuverlässigkeitsverläufe Abb. 9.10 wurden für den Längsbewehrungsgrad von 0,1% ermittelt. Hierbei liegen alle Kurven weit über dem geforderten Sicherheitsniveau. Deutlich zu erkennen ist auch das reduzierte Sicherheitsniveau gegenüber der aktuellen Bemessungsnorm für Neubauten. Mit steigenden Längsbewehrungsgrad wird die Zuverlässigkeit noch weiter erhöht, was grafisch nicht dargestellt wird.

Die Tragfähigkeit von schubbewehrten Bauteilen wird rechnerisch durch die Größe  $V_{Rd,sy}$  ausgedrückt. Die Tragwerkszuverlässigkeit wird für einen Schubbewehrungsgrad von  $\rho_w = 0,001$  in Abb. 9.11 dargestellt. Allerdings zeigen die Parameterstudien eine völlige Unabhängigkeit der Zuverlässigkeit hinsichtlich Längsbewehrungsgrades. Sinkt der Schubbewehrungsgrad  $\rho_w$ , dann sinkt auch die Zuverlässigkeit leicht ab. Die Grafik zeigt wiederum ein verringertes Sicherheitsniveau für die Nachweise nach Belastungsrichtlinie.

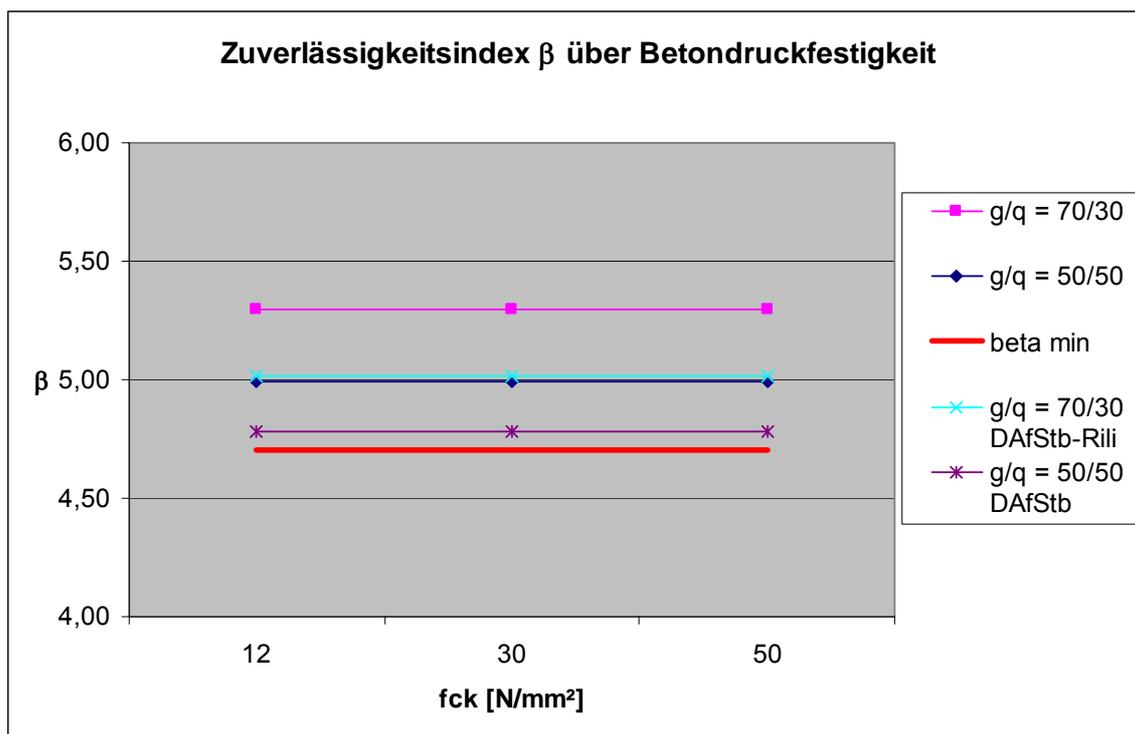


Abb. 9.11: Zuverlässigkeit von  $V_{Rd,sy}$  über die Betondruckfestigkeit nach DAFStb-Belastungsrichtlinie und aktueller Bemessungsnorm mit  $\rho_w = 0,1\%$

Für gleichgroße Anteile von ständiger und veränderlicher Einwirkung wird die Zielzuverlässigkeit gerade erreicht. Steigt der veränderliche Lastanteil weiter, wird dieses Niveau unterschritten. Ähnliches gilt hier auch für Einwirkungen mit größeren Variationskoeffizienten (siehe oben).

Gerade im Auflagerbereich ist zur endgültigen Bewertung des Bauteilwiderstandes auch die Druckstrebentragfähigkeit  $V_{Rd,max}$  zu kontrollieren. Hier hat die Betondruckfestigkeitsklasse sehr großen Einfluss auf die Zuverlässigkeit (siehe Abb. 9.12). Das Bauteilsicherheitsniveau ist hier völlig unabhängig von den vorhandenen Bewehrungsgraden.

Ein Druckstrebenversagen in Bauteilen kann somit bei Anwendung der Belastungsrichtlinie weitgehend ausgeschlossen werden.

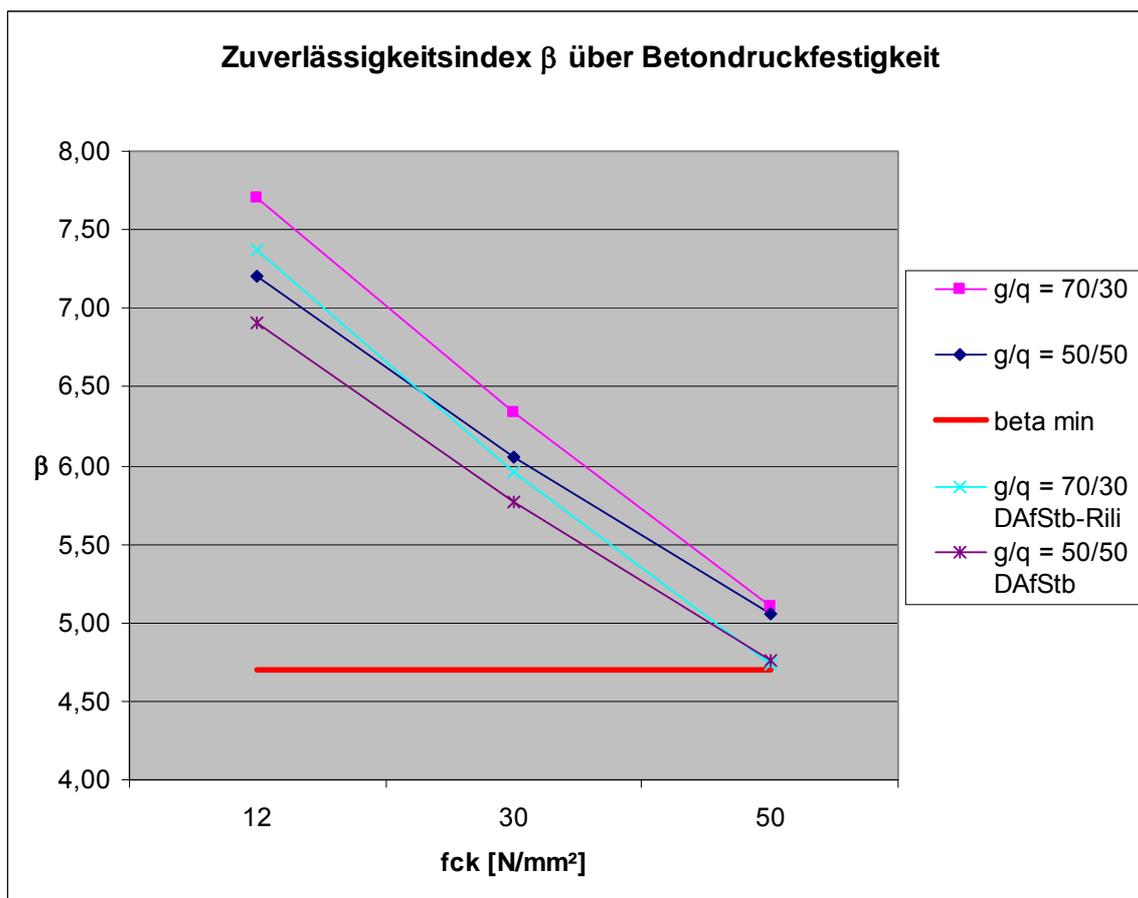


Abb. 9.12: Zuverlässigkeit von  $V_{Rd,max}$  über die Betondruckfestigkeit nach DAfStb-Belastungsrichtlinie und aktueller Bemessungsnorm

#### 9.4.4. Druckbeanspruchte Bauteile

Zuverlässigkeitsbetrachtungen wurden auch für druckbeanspruchte, nicht stabilitätsgefährdete Bauteile bei Wohn- und Büronutzung angestellt. Qualitativ kann der Zuverlässigkeitskurvenverlauf nach Belastungsrichtlinie dem der Bemessungsnorm entnommen werden (Abb. 9.13). Das Lastverhältnis  $g/q$  beträgt hier 70 : 30. Für gleichgroße ständige und veränderliche Einwirkungen sinkt das Zuverlässigkeitsniveau um ca.  $\Delta\beta = 0,55$  konstant für alle Kurven.

Die punktuelle Auswertung für modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte nach Richtlinie liefert folgende Erkenntnisse: die Zuverlässigkeit fällt bei geringeren Betongütern wesentlich stärker ab ( $\Delta\beta \approx 0,95$ ) als bei höheren Gütern ( $\Delta\beta \approx 0,35$ ). Wird ein Lastverhältnis  $g/q = 50 : 50$  und Anwendung der Belastungsrichtlinie bei Wohn- und Büronutzung unterstellt, so kann die Zielzuverlässigkeit gerade noch gewährleistet werden. Allerdings ist anzumerken, dass bei Druckstützen im üblichen Wohnungsbau gleich große ständige und veränderliche Einwirkungen (charakteristisch) sehr unwahrscheinlich sind.

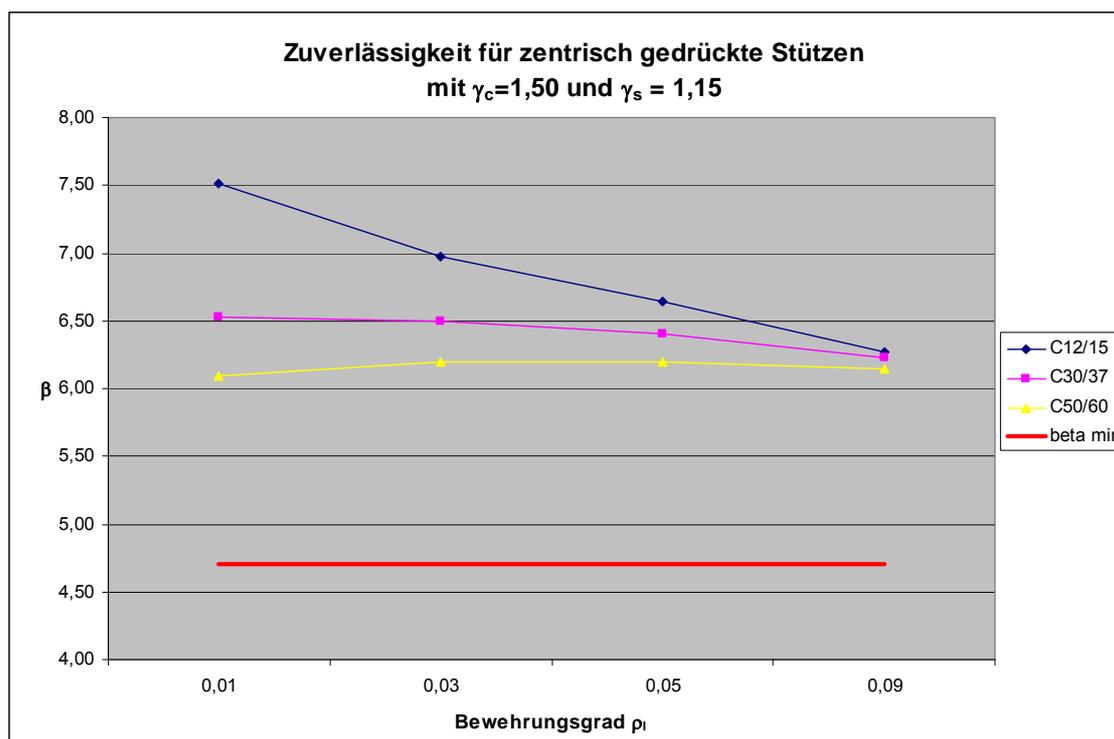


Abb. 9.13: Zuverlässigkeit zentrisch gedrückten Stützen über den Bewehrungsgehalt nach Bemessungsnorm für  $g/q = 70/30$

Wie bei allen vorangestellten Untersuchungen kann die Zielzuverlässigkeit für stärker streuende veränderliche Einwirkungen nicht sichergestellt werden.

#### 9.4.5. Bewertung der Untersuchungsergebnisse

Die durchgeführten Parameterstudien an verschiedenen Bauteilen zeigen, dass bei Anwendung der Belastungsrichtlinie für den Tragsicherheitsnachweis eine Absenkung des Zuverlässigkeitsniveaus gegenüber der herkömmlichen Bemessungsnorm erfolgt. Es wird nochmals darauf hingewiesen, dass alle hier aufgezeigten Ausführungen ausschließlich für normale Wohn- und Bürogebäude gelten bzw. für veränderliche Einwirkungen mit einem Variationskoeffizienten  $v_x$  kleiner als 20%. Dachdecken, die hauptsächlich auf Schneelasten ( $v_x = 0,40$ ) ausgelegt werden, können das geforderte Zuverlässigkeitsniveau nicht erzielen. Kritisch ist insbesondere der Nachweis von biegebeanspruchten Bauteilen mit geringem Längsbewehrungsgrad in der Größenordnung der heute geforderten Mindestbiegebewehrung. Hier liegt durchaus ein Sicherheitsrisiko vor. Dieses wird bei Vorhandensein von hohen, veränderlichen Lastanteilen noch verstärkt. Bei Betonen geringerer Festigkeit bis C30/37 lässt sich die geforderte Zuverlässigkeit für Längsbewehrungsgrade größer 1% gerade noch erzielen (siehe Abb. 9.5 und Abb. 9.6).

Hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit von Biegebauteilen stellen Geschossdecken ohne Schubbewehrung bei Anwendung der Belastungsrichtlinie kein Sicherheitsdefizit dar. Somit kann davon ausgegangen werden, dass auch bei Lasten mit größeren Streubreiten eine angemessene Sicherheit erreicht wird.

Ähnlich sieht es für Nachweise von schubbewehrten Bauteilen aus. Nach Abb. 9.11 kann die Zuverlässigkeit für Wohnraum- und Büronutzung bei Anwendung der Belastungsrichtlinie erfüllt werden. Für alle anderen Einwirkungen wird von einer gleichzeitigen Abminderung der Sicherheitsbeiwerte auf Einwirkungs- und Widerstandsseite nach Richtlinie abgeraten.

Druckstrebenversagen stellt nach DAfStb-Richtlinie ebenfalls für die untersuchten Einwirkungen kein Sicherheitsdefizit dar. Wobei anzumerken ist, dass gerade bei sehr hohen Betongüten für andere Einwirkungen eine Unterschreitung des Sicherheitsniveaus eintreten kann (siehe Abb. 9.13).

Im Rahmen der Bearbeitung wurden auch Zuverlässigkeitsbetrachtungen an zentrisch gedrückten Stützen angestellt und eine ausreichende Sicherheit für nicht stabilitätsgefährdete Druckglieder unter den betrachteten Einwirkungen nach Belastungsrichtlinie beobachtet. Einzelne Versuchswerte deuten ebenfalls darauf hin, dass auch andere veränderliche Einwirkungen mit den Sicherheitsbeiwerten nach Richtlinie von diesem Bauteil zuverlässig abgetragen werden können.

Abschließend kann festgehalten werden, dass eine pauschale Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Belastungsrichtlinie bei Tragsicherheitsnachweisen in manchen Fällen das geforderte Sicherheitsniveau nicht ganz erfüllt. Sinnvoll wäre hier eine stärkere Differenzierung nach Einwirkungen sowie Versagensarten. Durch die Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes für die ständigen Einwirkungen ist sehr auf das Lastverhältnis von ständigen und veränderlichen Einwirkungen zu achten. Gerade bei Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den Lastsicherheitsbeiwerten nach DIN 1055-100; 2001 gleicht der etwas zu hohe Beiwert für ständige Lasten  $\gamma_G = 1,35$  den für einige veränderlichen Einwirkungen zu geringen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_Q = 1,50$  aus.

Aufgrund der Erfahrungen aus den nachfolgend aufgezeigten Parameterstudien wird daher empfohlen, im Zweifelsfall nur Modifikationen an den Materialsicherheitsbeiwerten vorzunehmen und die Lastbeiwerte unverändert zu lassen.

## 10. Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten für Bestandsbauten

### 10.1. Einführung

Die Tragwerksbemessung ist immer ein Kompromiss zwischen der möglichst hohen Ausnutzung der eingesetzten Materialien und einer ausreichenden Zuverlässigkeit. 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 baustoffübergreifende Sicherheitskonzept geregelt. Hierin sind in *Anhang A Tabelle A.3* 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; 2001* für den Werkstoff Stahlbeton die Materialsicherheitsbeiwerte für Beton  $\gamma_c$  und für Bewehrungsstahl  $\gamma_s$  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. Diese Gründe legen nahe, nur die baustoffspezifischen Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite im Rahmen dieser Arbeit zu optimieren. Die nach Norm geforderte Zuverlässigkeit der Bauteile soll bei den nachfolgenden Untersuchungen keineswegs in Frage gestellt werden.

In den nachfolgenden Kapiteln wird eine Vielzahl von Stahlbetonbauteilen auf unterschiedliche Einwirkungen untersucht. Weiter werden daraus 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 Norm infolge Biegezugversagens keine ausreichende Zuverlässigkeit aufweisen.

## 10.2. Zuverlässigkeitstheoretische Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten für Geschossdecken

### 10.2.1. Allgemeines

Erfahrungsgemäß bereiten die Bauteilnachweise beim Bauen im Bestand Probleme, da der Tragfähigkeitsnachweis dieser bestehenden Bauteile 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 Geometrie, verwendete 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 der genauen Bauteilkennnisse eine Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte vorgenommen werden.

### 10.2.2. Verwendeter Lösungsansatz

Im Rahmen dieser Arbeit wird aufgrund der Komplexität des vorliegenden Problems die Methode der direkten Optimierung unter Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit angewendet. Da die Sensitivitäten in Abhängigkeit der vorhandenen Einwirkungen signifikanten Schwankungen unterliegen und zusätzlich eine ausgeprägte Korrelation zwischen Einwirkung und Widerstand vorliegt, ist die vereinfachte Methode unter Verwendung von geschätzten Sensitivitätsfaktoren für die angestrebte Optimierung zu ungenau.

Bei der direkten Optimierung muss der Zuverlässigkeitsindex für jeden der analysierten Bemessungsfälle direkt berechnet werden. Die umfangreichen Zuverlässigkeitsberechnungen erfolgen auf Grundlage der in den vorangestellten Kapiteln aufgezeigten probabilistischen Modelle sowie den statistischen Kenngrößen.

Als Zielwert der Zuverlässigkeit wird entsprechend der *DIN 1055-100; 2001* der Sicherheitsindex  $\beta_T = 4,7$  für den Bezugszeitraum von einem Jahr gewählt.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass der Zielwert  $\beta_T$  ausschließlich nur eine Rechengröße darstellt und somit eine Differenzierung der Zuverlässigkeit einzelner Tragglieder ermöglicht und somit nicht direkt im Zusammenhang mit der realen Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerkes steht. Nach *DIN 1055-100; 2001* ist der Zielwert  $\beta_T$  als Mindestwert zu verstehen, wobei nicht explizit erwähnt wird, ob dies für das komplette Bauwerk oder das gerade betrachtete Einzeltragglied gilt. In *Sørensen 2002* hingegen wird der Sicherheitsindex  $\beta_T$  dahingegen 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 die durchgeführten Analysen wird stets eine 100%ige Bauteilnutzung nach der Bemessungsnorm für den Bauteilquerschnitt unterstellt.

Auf Einwirkungsseite wurden zuerst nur Gebäudenutzlasten der Kategorie A2 für Wohn- und Aufenthaltsräume betrachtet. Später werden auch noch Untersuchungen für weitere Gebäudenutzlasten sowie Schnee- und Windlasten untersucht.

### 10.2.2.1. Stochastische Modellierungen

Für alle Parameteruntersuchungen werden die in der Tabelle zusammengestellten Basisvariablen mit den jeweiligen Verteilungsfunktionen und zugehörigen Variationskoeffizienten verwendet.

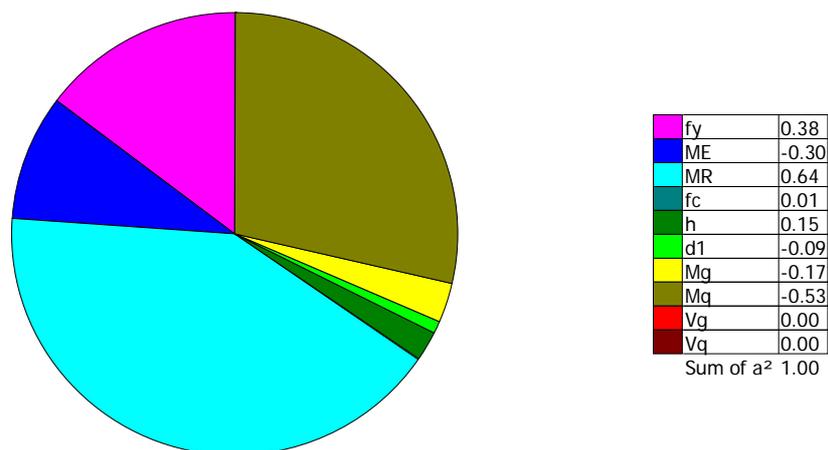
Basisvariable	Verteilung	Variationskoeffizient $v_x$
Breite $b$ [cm]	konstant	-
Deckenhöhe $h$ [cm]	Normal	2,0%
Randabstand Bew. $d_1$ [cm]	Normal	12,5%
Bewehrungsmenge $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	konstant	-
Stahlzugfestigkeit $f_y$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Lognormal	6,0%
Betondruckfestigkeit $f_c$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Lognormal	13,0%
Moment aus ständiger Last $M_g$ [kNcm]	Normal	4,0%
Moment f. Nutzlast Wohnen $M_q$ [kNcm]	Gumbel (max.)	20,0%
Querkraft aus ständiger Last $Q_g$ [kNcm]	Normal	4,0%
Querkraft f. Nutzlast Wohnen $Q_q$ [kNcm]	Gumbel (max.)	20,0%
Modellunsicherheit Einwirkungen $\theta_E$	Normal	5,0%
Modellunsicherheit Widerstand $\theta_R$	Lognormal	10%

Tab. 10.1: Übersicht über die verwendeten Basisvariablen mit zugehörigen Variationskoeffizienten

### 10.2.3. Einfluss des Materialsicherheitsbeiwertes

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden ausschließlich Stahlbetonbiegebauteile betrachtet, da diese im Stahlbetonbau etwa 80% aller Bauteile umfassen. Daher wurden mehrere Bemessungsläufe für schwach bewehrte Biegebauteile durchgeführt. Zuerst wurden herkömmliche Stahlbetondeckenplatten auf Biegezugversagen sowie Querkraftversagen untersucht. Aus allgemeiner Erfahrung kann allerdings festgestellt werden, dass Querkraftversagen für Deckenbauteile nur selten maßgebend wird. Dies haben auch die eigenen Untersuchungen bestätigt.

Abbildung 10.1 zeigt eine typische Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für Biegezugversagen schwach bewehrter Stahlbetondeckenplatten infolge Wohnraumnutzung. Aus der Verteilung der einzelnen Sensitivitäten der Basisvariablen wird schnell der Einfluss der einzelnen Variablen hinsichtlich der Zuverlässigkeit des untersuchten Bauteils ersichtlich. Generell gilt, je größer die dargestellte zugehörige Fläche bzw. je größer der absolute Wert der einzelnen Basisvariable, umso größer ist die Beeinflussung der Bauteilzuverlässigkeit durch diese.



mit	$f_c$	mittlere Druckfestigkeit des Betons
	$f_y$	mittlere Streckgrenze des Betonstahls
	$M_R$	Modellunsicherheit auf Widerstandsseite
	$M_E$	Modellunsicherheit auf Einwirkungsseite
	$M_g$	Moment infolge ständiger Belastung
	$M_q$	Moment infolge veränderlicher Belastung
	$h$	Plattendicke
	$d_1$	Randabstand der Bewehrung

Abb. 10.1: Darstellung der Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für Biegezugversagen schwach bewehrter Stahlbetonplatten für  $g/q = 70/30$

Aus der Darstellung wird ersichtlich, dass die Unsicherheit des mechanischen Modells ( $\theta_R \equiv MR$ ) sowie das Moment der veränderlichen Einwirkung infolge der Nutzlast  $M_q$  einen dominierenden Einfluss auf den Zielwert  $\beta_T$  haben. Ebenso großen Einfluss haben die Streckgrenze des Betonstahls  $f_y$  sowie die Modellunsicherheiten auf Lastseite ( $\theta_E \equiv ME$ ).

Diese beeinflussen die Zuverlässigkeit relativ stark im Gegensatz zur Betondruckfestigkeit  $f_c$ , die nahezu keinerlei Beeinflussung aufzeigt.

Die Bauteilhöhe  $h$ , der Abstand der Bewehrungslage vom Bauteilrand  $d_1$  sowie das Moment infolge ständigen Einwirkungen  $M_g$  beeinträchtigen die Zuverlässigkeit nur mäßig.

Da sich der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s$  bzw.  $\gamma_c$  aus den Sensitivitätsfaktoren der Modellunsicherheiten auf Widerstandsseite sowie denen des Stahls bzw. Betons zusammensetzt, unterstreicht das Gewicht, das der Materialsicherheitsfaktor der Widerstandsseite hinsichtlich der Bauteilzuverlässigkeit hat.

$$\gamma_{m,c} = \gamma_c \cdot \gamma_\theta \text{ bzw. } \gamma_{m,s} = \gamma_s \cdot \gamma_\theta \quad (10.1)$$

## 10.2.4. Einfluss des veränderlichen Lastanteils für Biegezugversagen

### 10.2.4.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$

Das Kapitel beschäftigt sich mit der Untersuchung der Zuverlässigkeit von Biegebauteilen für verschiedene Verhältnisse von ständiger / veränderlicher Last. Für schwach bewehrte Stahlbetondeckenplatten wird in den meisten Fällen Biegezugversagen maßgebend. Diese Versagensart wird in den nachfolgenden Ausführungen behandelt.

Den nachfolgenden Grafiken dieses Kapitels liegen folgende Basisvariablen zugrunde:

Basisvariable	Wert
Breite $b$ [cm]	100
Deckenhöhe $h$ [cm]	20
Randabstand Bew. $d_1$ [cm]	2
Bewehrungsmenge $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	variiert
Stahlzugfestigkeit $f_{yk}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	50
Betondruckfestigkeit $f_{ck}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	variiert
Modellunsicherheit Einwirkungen $\theta_E$	1,0
Modellunsicherheit Widerstand $\theta_R$	1,1

Tab. 10.2: Basisvariablen für die Biegezugzuverlässigkeit

Für herkömmliche Massivbauten im Geschosswohnungsbau ergibt sich regelmäßig ein Verhältnis von ständigen Lasten zu veränderlichen Lasten von 70 : 30. Wie in der Arbeit weiter oben schon festgestellt, hat die veränderliche Einwirkung - unter anderem wegen ihrem 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.

Die nachfolgende Abbildung wurde für einen Längsbewehrungsgrad von 0,63‰ erzeugt.

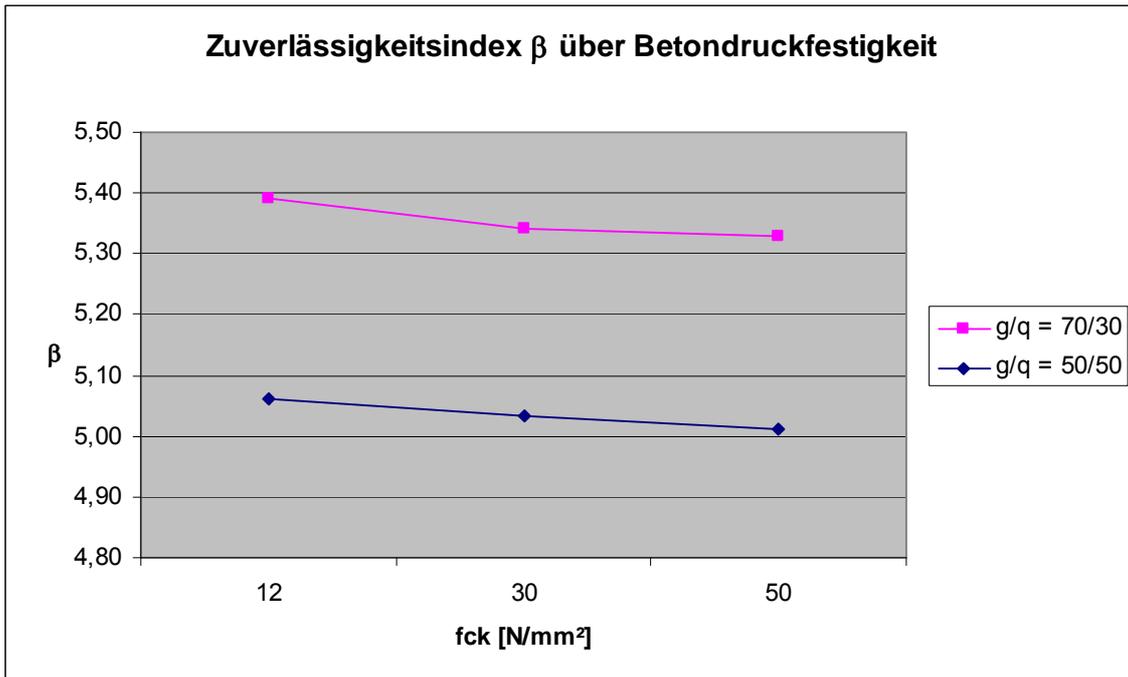


Abb. 10.2: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für unterschiedliche Verhältnisse von ständiger zu veränderlicher Last (auf charakteristischer Basis) infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,50$  und  $\gamma_s = 1,15$

Die obige Abbildung zeigt die deutlich geringere Zuverlässigkeit für den höheren Nutzlastanteil. Weiter ist zu erkennen, dass mit zunehmender Betongüte die Zuverlässigkeit leicht sinkt.

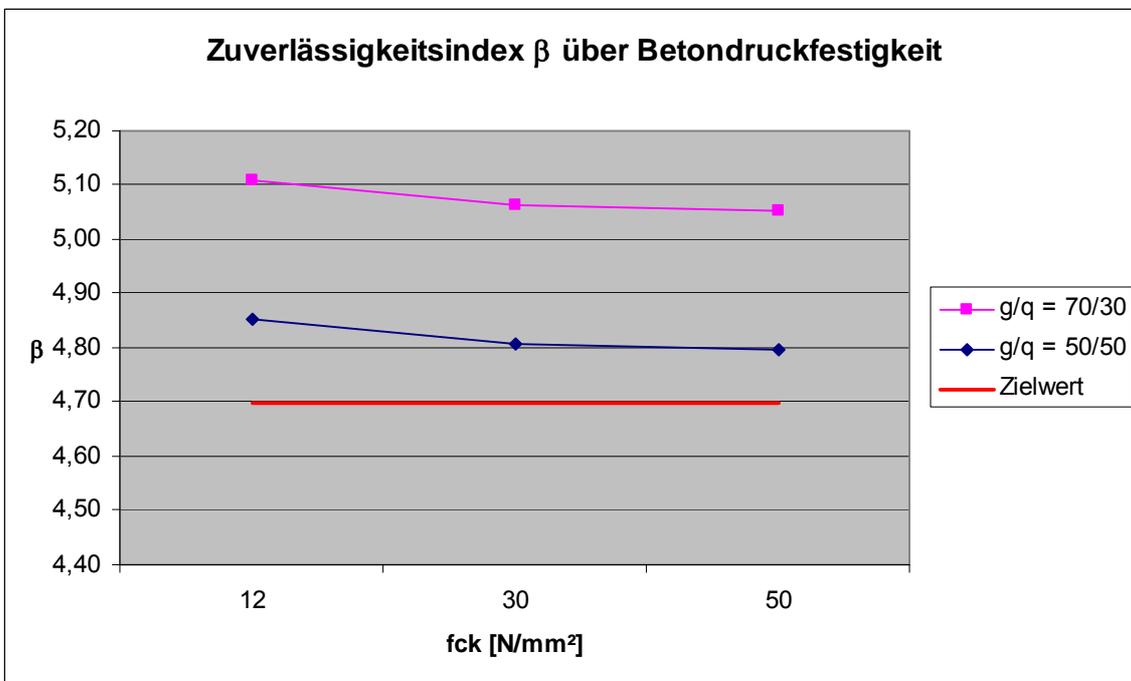


Abb. 10.3: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für unterschiedliche Verhältnisse von ständiger zu veränderlicher Last (auf charakteristischer Basis) infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,50$  und  $\gamma_s = 1,10$

Abbildung 10.3 zeigt das Absinken der Zuverlässigkeit gegenüber Abbildung 10.2 für in der Norm *DIN 1045-1; 2001*, bei Verkleinerung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_s$  für Bewehrungsstahl auf 1,10. Der nach *DIN 1055-100; 2001* geforderte Zuverlässigkeitsindex von  $\beta_T = 4,7$  kann jedoch für beide Lastverhältniskurven übertroffen werden.

In Abbildung 10.4 wird eine weitere Absenkung des Materialbeiwertes des Bewehrungsstahls auf  $\gamma_s = 1,05$  bei konstant gehaltenen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_c = 1,50$  dargestellt.

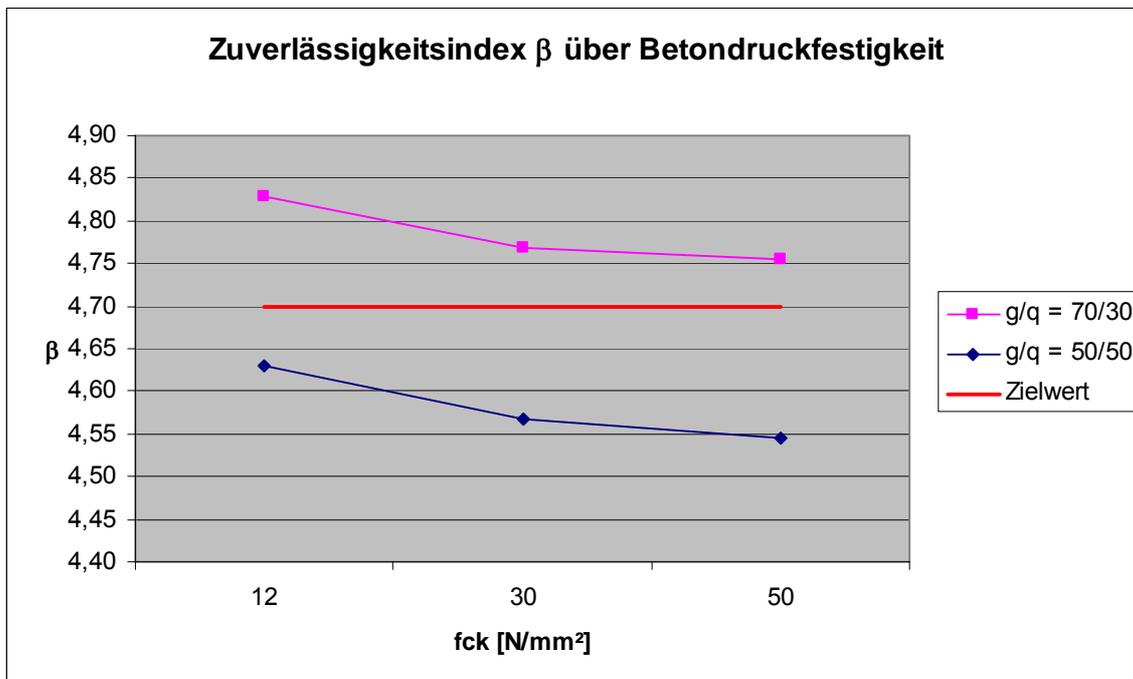


Abb. 10.4: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für unterschiedliche Verhältnisse von ständiger zu veränderlicher Last (auf charakteristischer Basis) infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,50$  und  $\gamma_s = 1,05$

Zu erkennen ist nun, dass für herkömmliche Lastverhältnisse von  $g/q = 70/30$  die Grenzzuverlässigkeit nicht unterschritten wird. Allerdings unterschreitet die Kurve mit dem extrem hohen Nutzlastanteil nun die festgesetzte Grenzlinie.

### 10.2.4.2. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_c$

Der Zuverlässigkeitsverlauf für die Ausgangssituation mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,50$  wurde im vorangestellten Kapitel (Abb. 10.2) dargestellt.

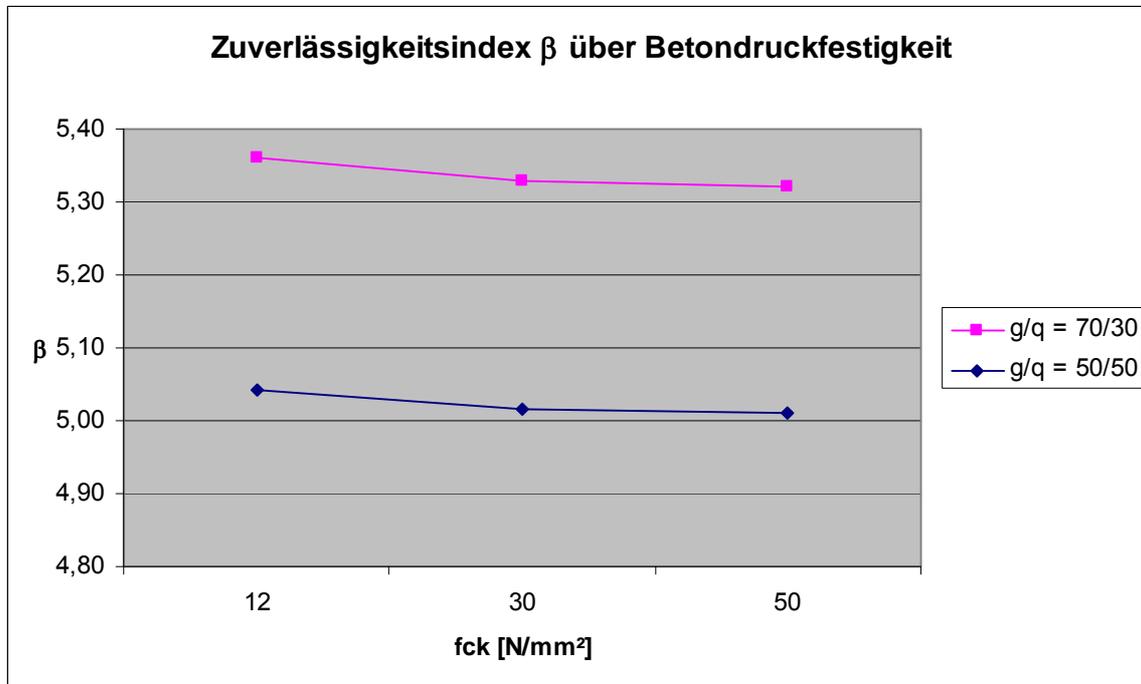


Abb. 10.5: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für unterschiedliche Verhältnisse von ständiger zu veränderlicher Last (auf charakteristischer Basis) infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,20$  und  $\gamma_s = 1,15$

Somit wird der daraus resultierende Zuverlässigkeitsverlauf nicht erneut aufgezeigt. Abbildung 10.5 zeigt nur wenig Veränderung gegenüber der Abbildung 10.2.

Die Zuverlässigkeit sinkt nur minimal ab. Die Begründung liegt in den vorne – für diese Versagensart – aufgezeigte Verteilung der Sensitivitätsfaktoren. Die Betondruckfestigkeit trägt so gut wie gar nicht zur Beeinflussung der Zuverlässigkeit der untersuchten Versagensart bei.

Somit ist es zulässig den Sicherheitsbeiwert von Beton auf  $\gamma_c = 1,00$  abzusenken. Dies darf allerdings nur für einen Materialfaktor des Bewehrungsstahls von  $\gamma_s = 1,15$  erfolgen (siehe Abb. 10.6).

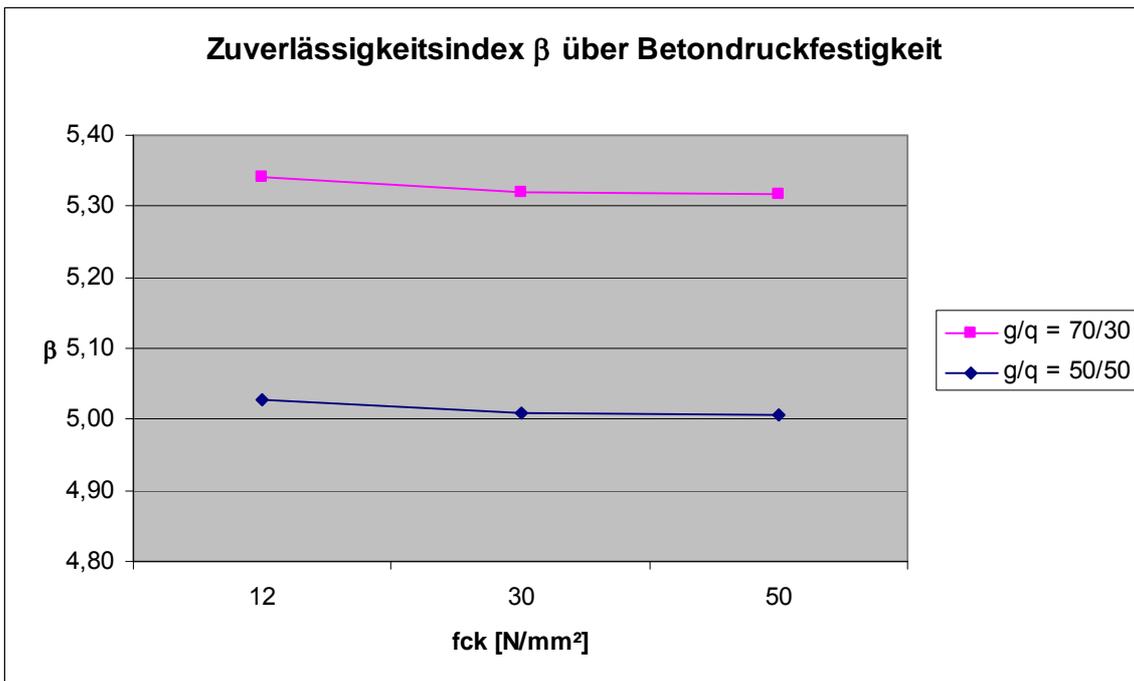


Abb. 10.6: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit für unterschiedliche Verhältnisse von ständiger zu veränderlicher Last (auf charakteristischer Basis) infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,00$  und  $\gamma_s = 1,15$

## 10.2.5. Einfluss der Betondruckfestigkeit $f_{ck}$ für Biegezugversagen

### 10.2.5.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$

Generell ist festzustellen, dass mit zunehmender, angesetzter Betonfestigkeitsklasse die Zuverlässigkeit der Biegebauteile abnimmt.

Betrachtet man die Zuverlässigkeit auf Querschnittsebene für Biegezugversagen von Deckenplatten, ergeben sich die in Abbildung 10.7 dargestellten Verläufe des Zuverlässigkeitsindex. Die Teilsicherheitsbeiwerte der Materialien werden nach *DIN 1045-1; 2001* beibehalten.

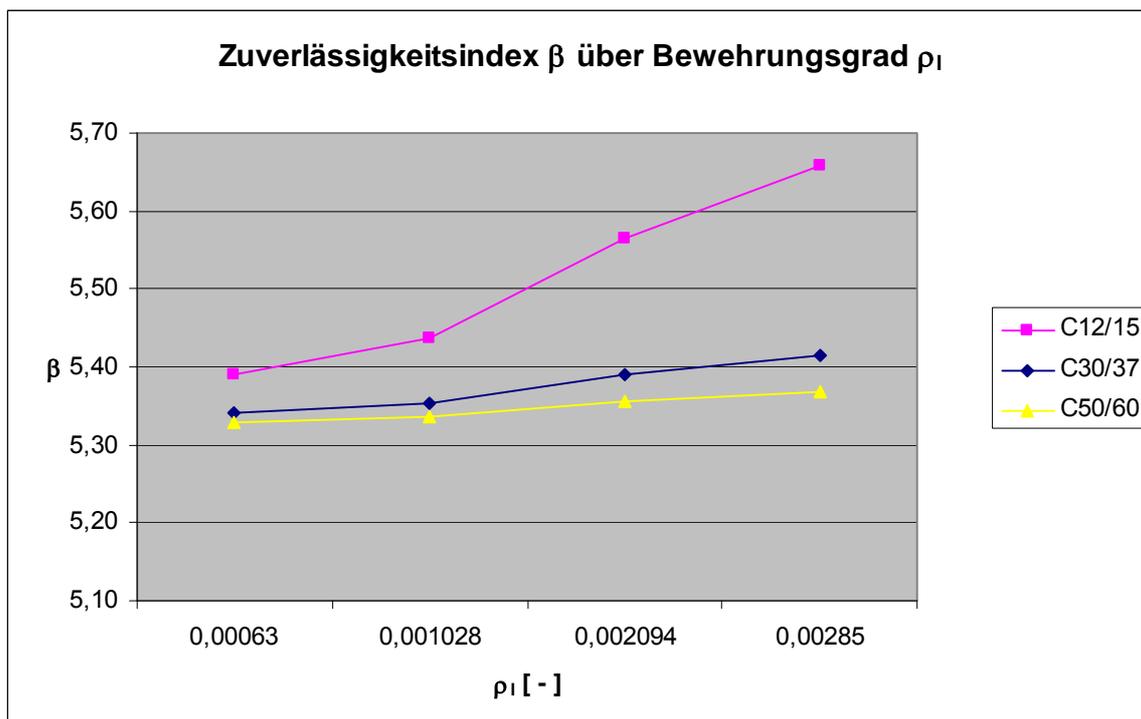


Abb. 10.7: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$  für unterschiedliche Betongüten mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge der nach DIN 1055-100 definierten Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,50$  und  $\gamma_s = 1,15$

Deutlich ist zu erkennen, dass die Bemessungsnorm eine mehr als ausreichende Zuverlässigkeit für die untersuchte Versagenswahrscheinlichkeit für Geschossmitteldecken von herkömmlichen Wohnungsbauten darstellt. Hieraus ist ein enormer Optimierungsbedarf für eine ökonomische Bauteilbewertung erkennbar. Die Kurvenverläufe in Abbildung 10.7 wurden für ein Lastverhältnis von  $g/q = 70/30$  ermittelt.

Generell lässt sich wiederum festhalten, dass ein Absenken des Teilsicherheitsbeiwertes für Bewehrungsstahl einen Abfall der Bauteilzuverlässigkeit zur Folge hat. Dies wird im nachfolgenden Kapitel in Bezug auf den Längsbewehrungsgrad der Deckenplatten untersucht.

## 10.2.6. Auswirkung des Längsbewehrungsgrad für Biegezugversagen

### 10.2.6.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$

Für die nachfolgenden Untersuchungen wird der Materialbeiwert für Beton bei  $\gamma_c = 1,50$  konstant gehalten. Auch das Lastverhältnis  $g : q = 70 : 30$  wird weiter verfolgt. Gegenüber Abbildung 10.7 kann wiederum ein Abfall der Zuverlässigkeit für eine Verringerung des Teilsicherheitsbeiwertes für Bewehrungsstahls auf  $\gamma_s = 1,10$  festgestellt werden. Ebenso verlaufen auch die Zuverlässigkeitskurven für höhere Betongüten wieder niedriger als diese der niedrigeren.

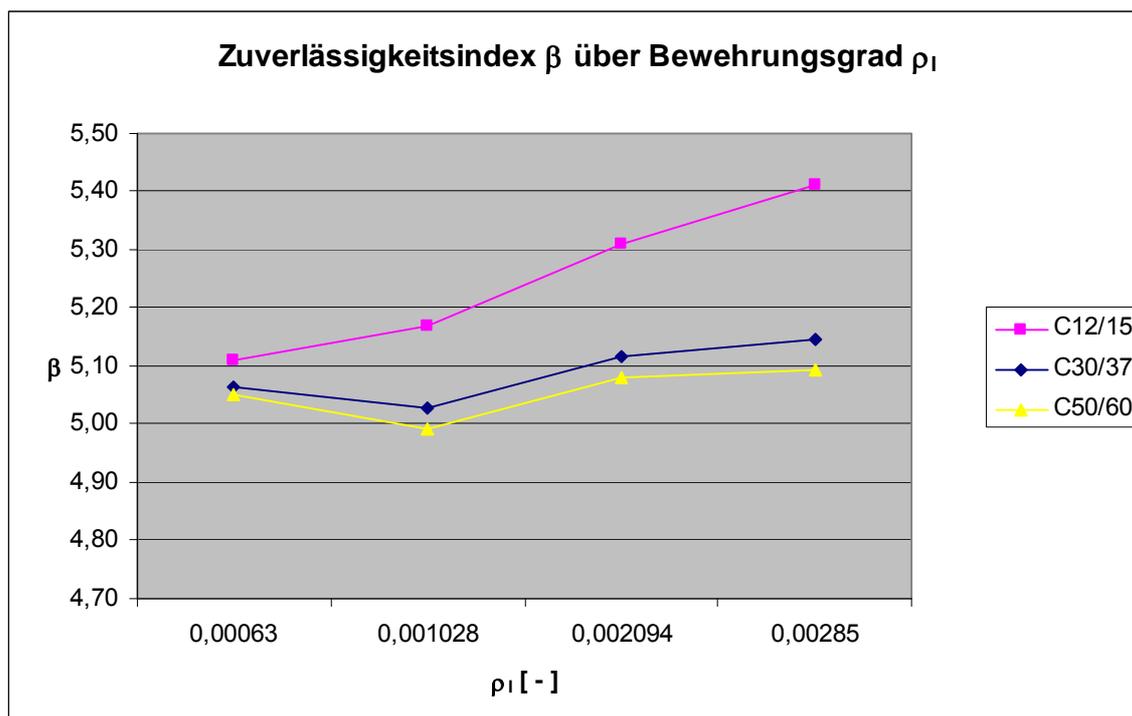


Abb. 10.8: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$  für unterschiedliche Betongüten mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,50$  und  $\gamma_s = 1,10$

In Abbildung 10.8 ist weiter zu erkennen, dass für den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s$  noch weiteren Optimierungsbedarf gibt.

Somit wird die Zuverlässigkeit des Biegezugsversagens bei Deckenplatten für einen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s = 1,05$  in Abbildung 10.9 aufgetragen. Der Trend des Zuverlässigkeitsabfalls setzt sich weiter fort. Das Niveau des Zuverlässigkeitszielwertes  $\beta_T = 4,7$  wird nun schon bei der hohen Betongüte C50/60 für den Längsbewehrungsgrad  $\rho_l = 1,028\text{‰}$  erreicht.

Auch für die Zuverlässigkeitskurve der Betongüte C30/37 ist der Zielwert der Zuverlässigkeit fast erreicht. Der minimale  $\beta$ -Wert von ca. 4,75 ist aus der grafischen Darstellung abzulesen.

Eine weitere Absenkung des Sicherheitsbeiwertes  $\gamma_s$  für Bewehrungsstahl wird nicht weiter verfolgt, da hierfür definitiv eine Unterschreitung des Sicherheitsindex  $\beta_T$  zu erwarten ist.

Somit lässt sich die Schlussfolgerung formulieren, dass bei konstantem Materialfaktor  $\gamma_c = 1,50$  eine Absenkung des Stahlsicherheitsbeiwertes auf  $\gamma_s = 1,05$  für Biegezugversagens problemlos möglich ist.

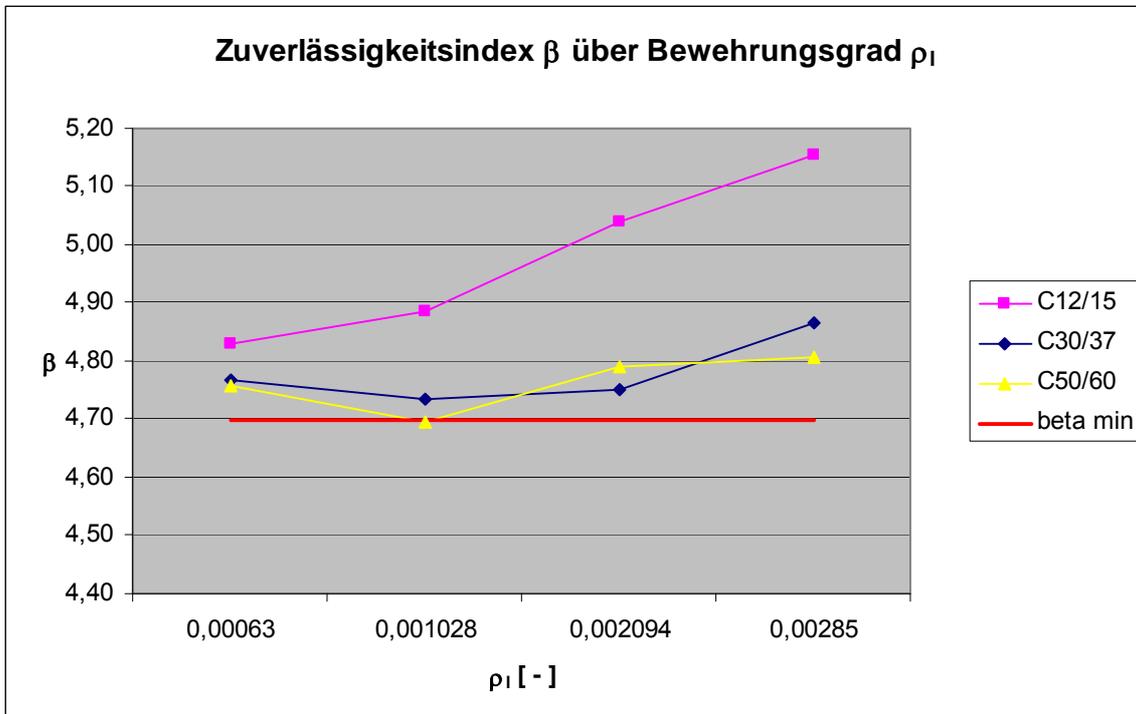


Abb. 10.9: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$  für unterschiedliche Betongüten mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,50$  und  $\gamma_s = 1,05$

### 10.2.6.2. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_c$

Bei der Variation des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_c$  für Beton zur Untersuchungen der Auswirkung des Längsbewehrungsgrades auf die Bauteilzuverlässigkeit ist wie erwartet erneut keine wesentliche Zuverlässigkeitsminderung zu erkennen. Für die Betongüte C12/15 sind mehrere Berechnungen durchgeführt worden. Für die Betongüte C30/37 bzw. C50/60 wurden nur Zuverlässigkeitsberechnungen für den Bewehrungsgrad von  $\rho_l = 0,63\text{‰}$  durchgeführt.

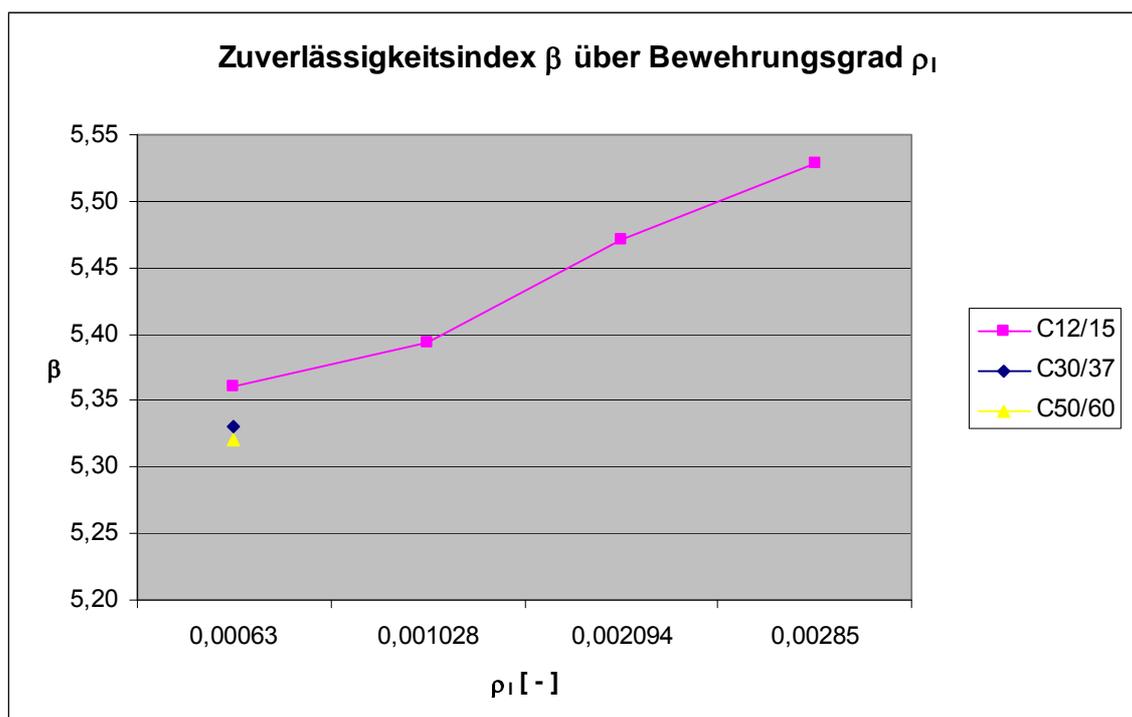


Abb. 10.10: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$  für unterschiedliche Betongüten mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,20$  und  $\gamma_s = 1,15$

Generell setzt sich der Trend fort, dass die Zuverlässigkeit für Bauteile mit Zunahme der Betongüte abnimmt. Genauso wird auch für die beiden Betongüten C30/37 bzw. C50/60 mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad ein Anstieg der Zuverlässigkeit eintreten.

Abschließend wird die Zuverlässigkeit für  $\gamma_c = 1,00$  untersucht. Der schwache Einfluss der Betonfestigkeit auf die Bauteilzuverlässigkeit wird auch durch Abbildung 10.11 gefestigt.

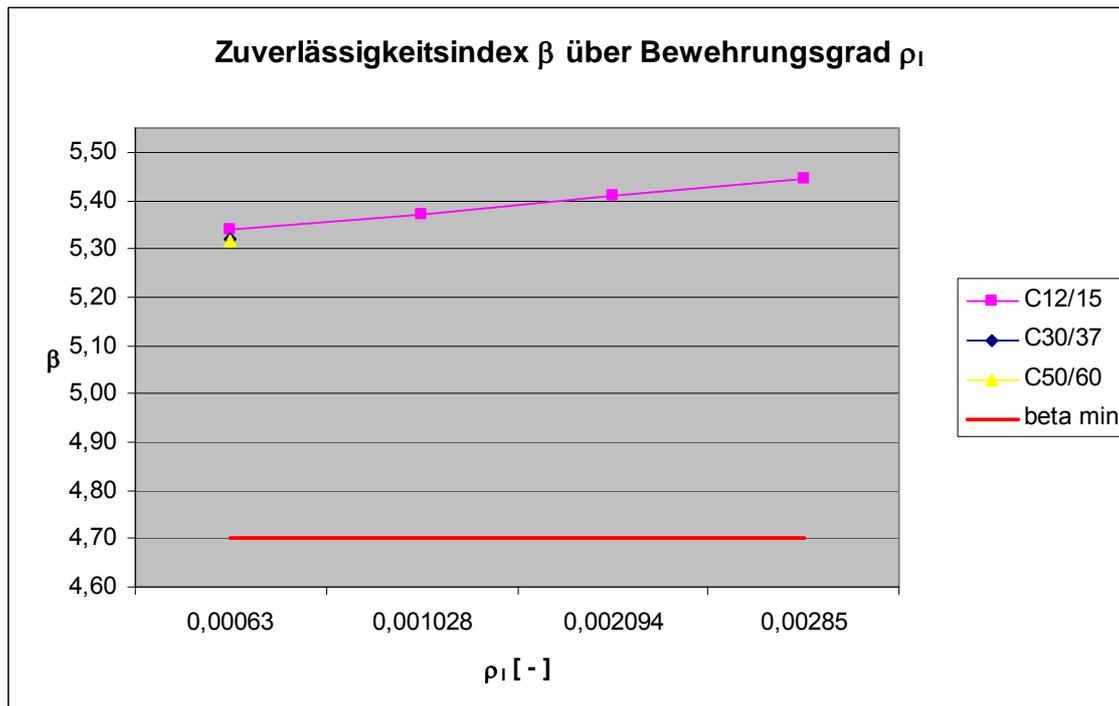


Abb. 10.11: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$  für unterschiedliche Betongüten mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,00$  und  $\gamma_s = 1,15$

### 10.2.7. Variation der Bauteilhöhe für Biegezugversagen

#### 10.2.7.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$

In Abbildung 10.12 werden die Zuverlässigkeitskurven für unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte des Bewehrungsstahls über die Bauteilhöhe aufgetragen. Die Zuverlässigkeit nimmt wiederum mit der Reduktion des variierten Teilsicherheitsbeiwertes ab.

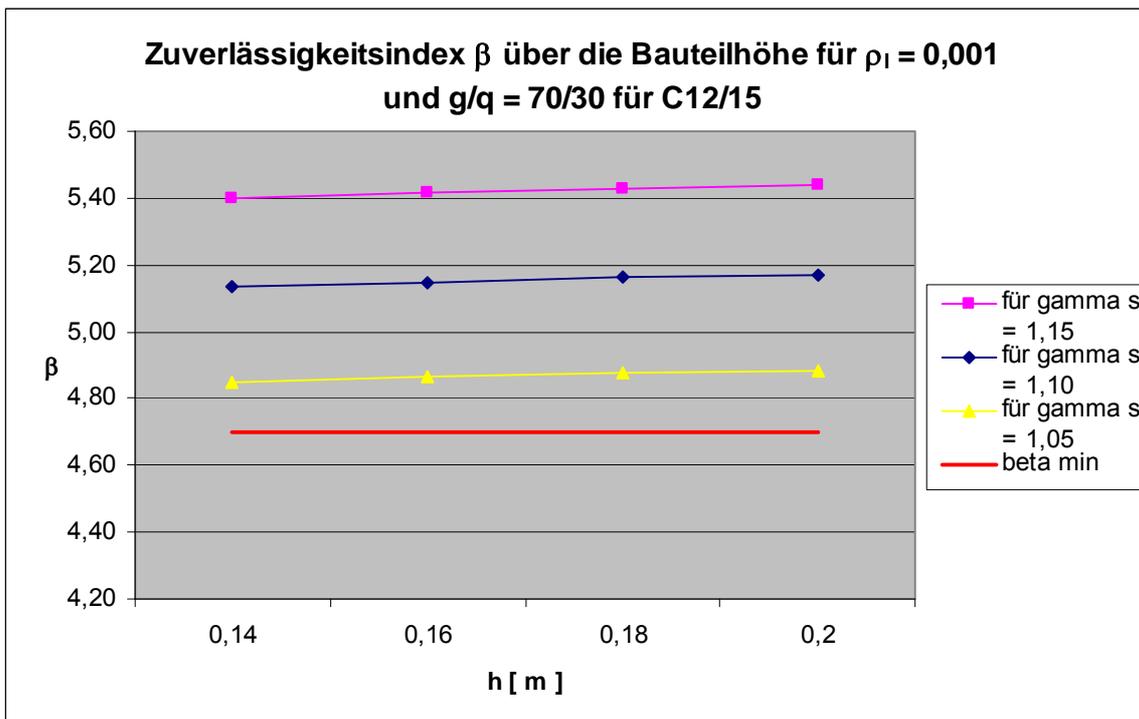


Abb. 10.12: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$  für unterschiedliche Betongüten mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,50$  und  $\gamma_s = 1,05$

Zum Einfluss der Bauteilhöhe auf das Biegezugversagen ist mit zunehmender Deckendicke ein leichter Zuverlässigkeitsanstieg zu erkennen. Der Grenzwert des Zuverlässigkeitsniveaus wird allerdings für  $\gamma_s = 1,05$  nicht unterschritten.

### 10.2.8. Optimierte Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen

Aus den vorangestellten separaten Variationen der beiden Teilsicherheitsfaktoren für Beton  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  für Stahl bei Biegezugversagen von Geschossdecken im Wohnungsbau haben sich folgende Erkenntnisse herauskristallisiert:

- Je höher die im Bauteil unterstellte Betonfestigkeitsklasse, umso geringer ist die Zuverlässigkeit der Deckenplatte für Biegezugversagen.
- Die Zuverlässigkeit des Bauteils steigt mit der Zunahme des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$ .
- Auch mit Zunahme der Bauteildicke ist ein leichter Zuverlässigkeitsanstieg zu verzeichnen.
- Die Zuverlässigkeit der Deckenplatten sinkt rapide durch die Erhöhung des veränderlichen Nutzlastanteils.
- Die Variation der Betondruckfestigkeit  $f_c$  hat einen geringen Einfluss auf die Biegezugzuverlässigkeit der Deckenplatten

Aus den Erkenntnissen der Untersuchungen in den vorangestellten Kapiteln wird der Teilsicherheitsbeiwert für Beton zu  $\gamma_c = 1,20$  vorgeschlagen. Die nachfolgenden Untersuchungen beschäftigen sich damit, in wie weit der Teilsicherheitsbeiwert für Bewehrungsstahl  $\gamma_s$  abgesenkt werden kann, ohne Abstriche bei der geforderten Zielzuverlässigkeit vorzunehmen.

Abbildung 10.13 zeigt die Zuverlässigkeitskurven infolge  $\gamma_s = 1,10$  für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade über die Betondruckfestigkeit aufgetragen. Der Zielwert der Zuverlässigkeit von  $\beta_T = 4,7$  wird keineswegs unterschritten.

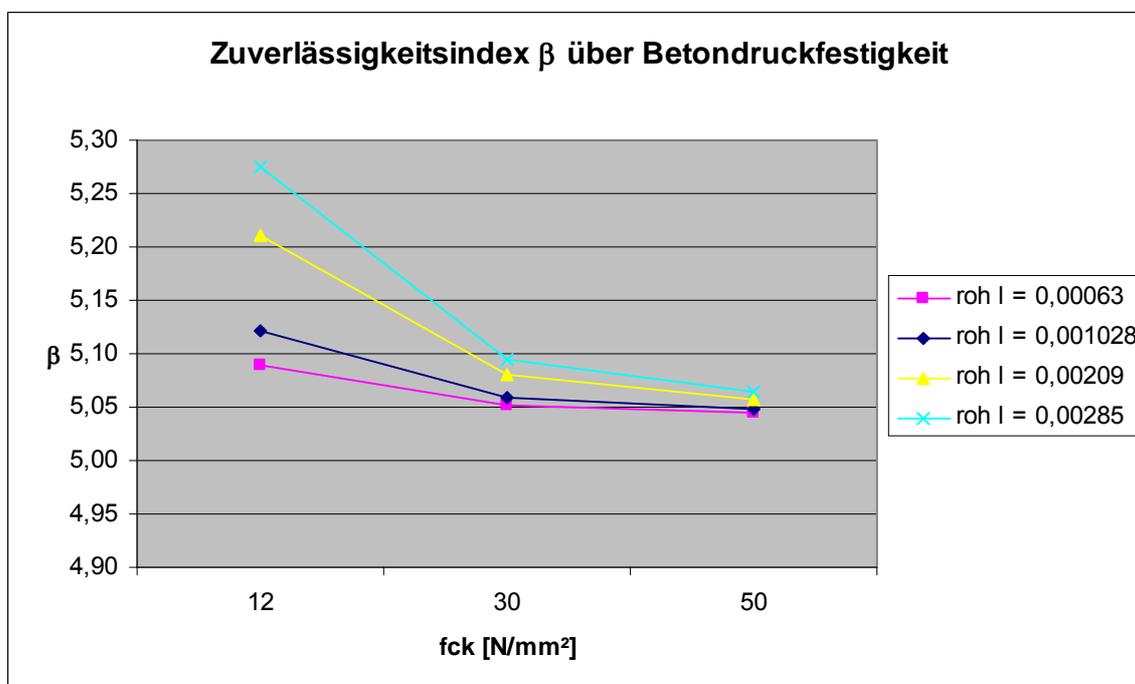


Abb. 10.13: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Betongüte für unterschiedliche Längsbewehrungsgrade  $\rho_l$  mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,20$  und  $\gamma_s = 1,10$

Die Untersuchung wurde jetzt zwar nur für das Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  vorgenommen. Vorhergegangene Untersuchungen haben gezeigt, dass für ein Lastverhältnis von  $g/q = 50/50$  der Zuverlässigkeitsindex etwa um 0,3 absinkt. Somit wäre auch bei gleich großem Lastanteil für ständige und veränderlicher Last die Sicherheitsbeiwerte von  $\gamma_c = 1,20$  und  $\gamma_s = 1,10$  zu vertreten.

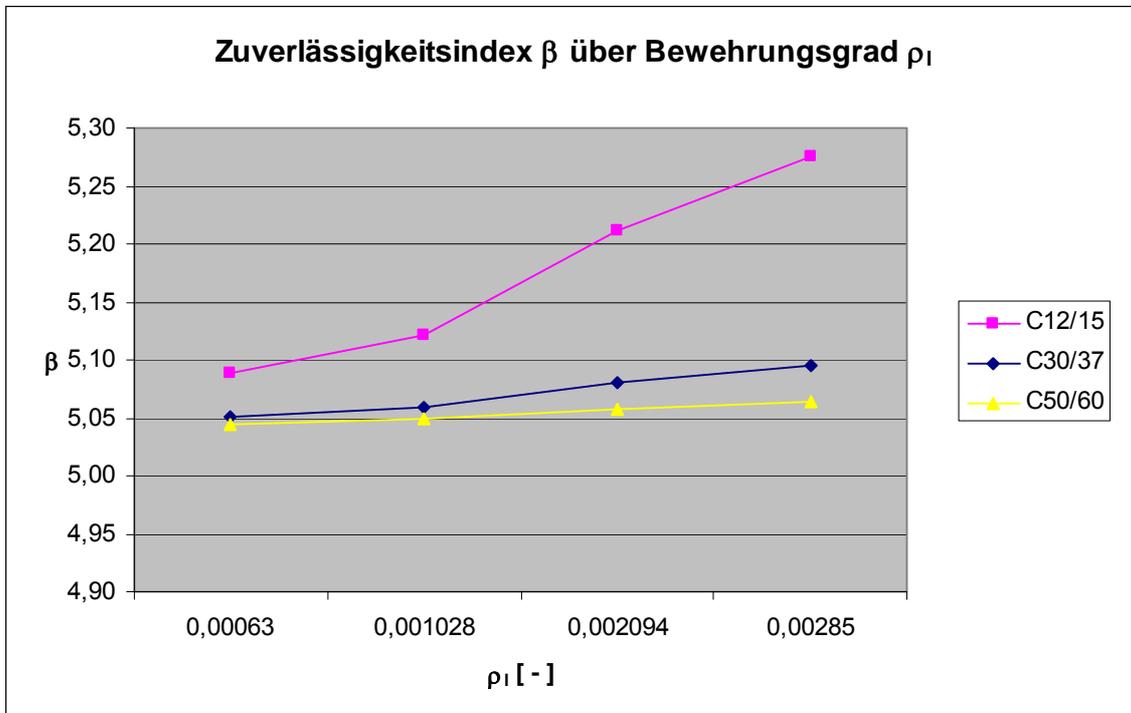


Abb. 10.14: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Längsbewehrungsgrade  $\rho_l$  für unterschiedliche Betongüte mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,20$  und  $\gamma_s = 1,10$

Für das Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  ist jedenfalls noch Spielraum für eine weitere Absenkung des Materialfaktors für Bewehrungsstahl vorhanden. Nach Abbildung 10.15 ist zu erkennen, dass für die Sicherheitsbeiwerte von  $\gamma_c = 1,20$  und  $\gamma_s = 1,05$  die Grenzzuverlässigkeit fast schon erreicht wird.

Ein letzter Iterationsschritt wird für einen Sicherheitsbeiwerte von Bewehrungsstahl von  $\gamma_s = 1,04$  durchgeführt. Hierfür ist für geringe Längsbewehrungsgrade in Kombination mit Betonfestigkeitsklassen über C30/37 das Zielniveau der Zuverlässigkeit für herkömmliche Lastverhältnisse schon leicht unterschritten.

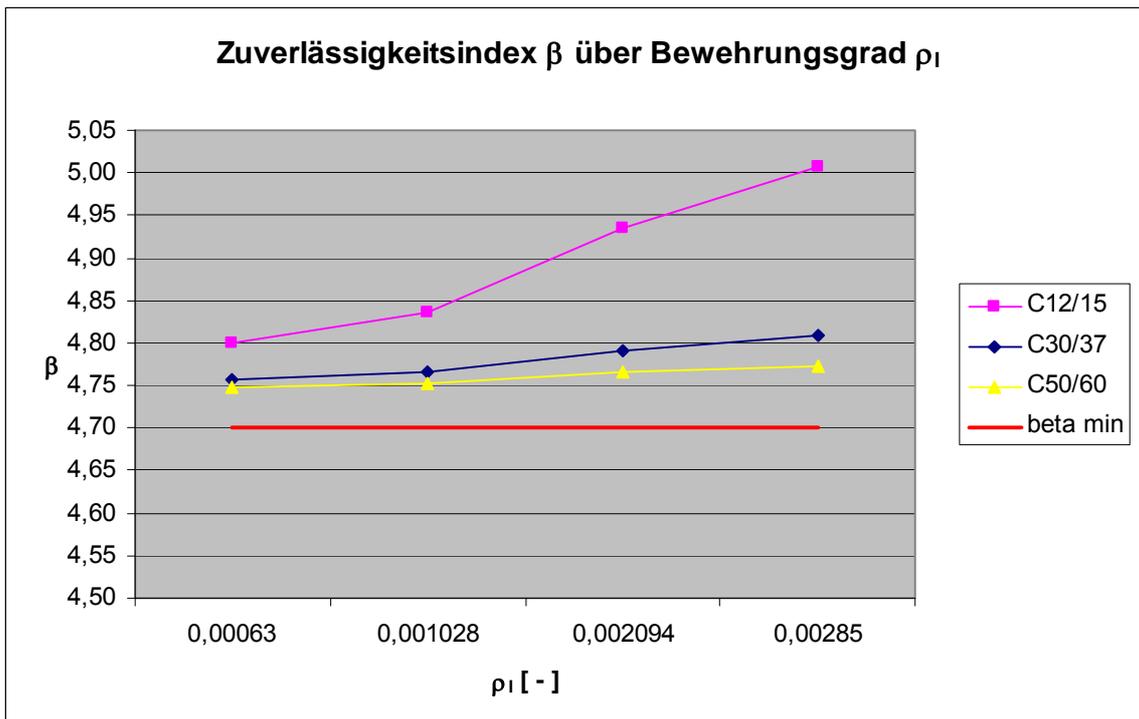


Abb. 10.15: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Längsbewehrungsgrade  $\rho_l$  für unterschiedliche Betongüten mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge Sicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,20$  u.  $\gamma_s = 1,05$

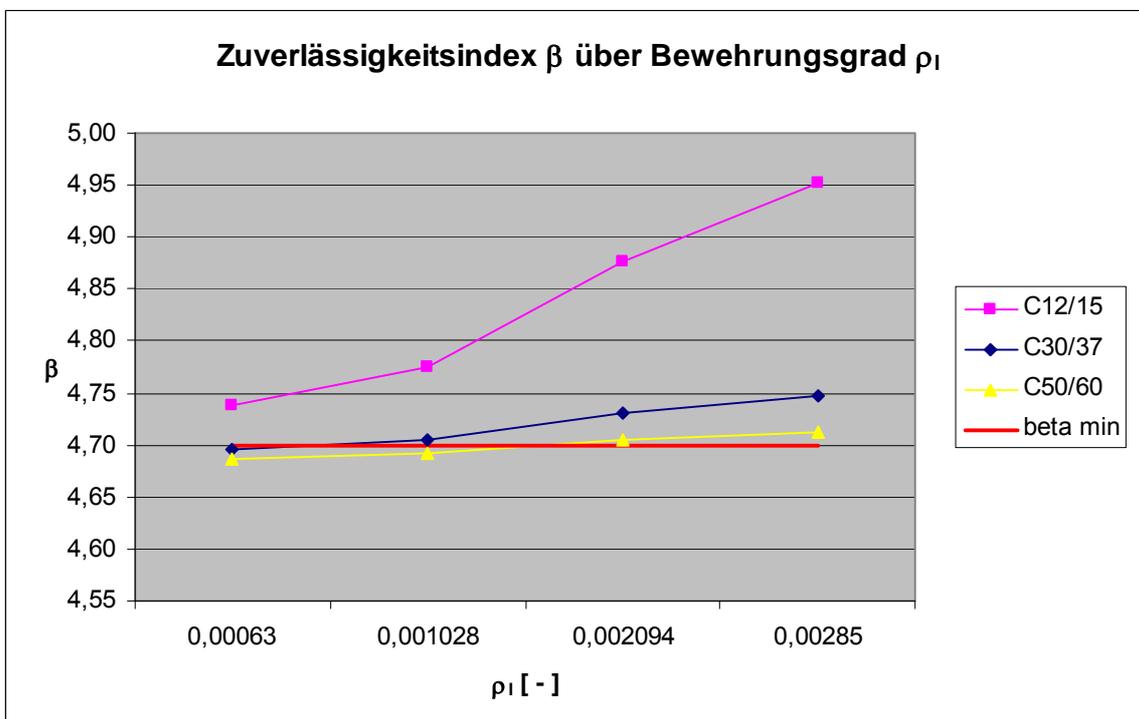


Abb. 10.16: Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Längsbewehrungsgrade  $\rho_l$  für unterschiedliche Betongüten mit dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  infolge Sicherheitsbeiwerte  $\gamma_c = 1,20$  u.  $\gamma_s = 1,04$

Untersuchungen zur Zuverlässigkeit für Biegezugversagen mit dem Lastverhältnis  $g/q = 50/50$  wurden für diese Sicherheitsbeiwert-Kombination nicht durchgeführt.

Abschließend ist festzuhalten, dass biegebeanspruchte Stahlbetondeckenplatten im Bestand für herkömmliche Wohnnutzung mit den Sicherheitsbeiwerten für Beton von  $\gamma_c = 1,20$  und für Stahl von  $\gamma_s = 1,05$ , ohne Unterschreitung des nach *DIN 1055-100; 2001* geforderten Zuverlässigkeitsniveaus, nachzuweisen sind.

Weiter werden Stahlbetondeckenplatten für Büronutzung behandelt. Für die Basisvariable der veränderlichen Einwirkung muss somit die mögliche Laststreuung gegenüber derer der normalen Wohnraumnutzung erhöht werden.

### 10.2.9. Querkraftversagen von Geschossdecken

Neben dem Biegezugversagen wurde auch das Querkraftversagen der Deckenplatten untersucht. Allgemein ist bekannt, dass im herkömmlichen Geschosswohnungsbau i.d.R. die Deckenplatten ohne Schubbewehrung ausgeführt werden können. Daher wird zuerst bei der Bemessung für Querkraft die aufnehmbare Querkraft  $V_{Rd,ct}$  für einen Bauteilquerschnitt ohne Schubbewehrung ermittelt. Diese ist in der Regel größer als die einwirkende Querkraft  $V_{sd}$ .

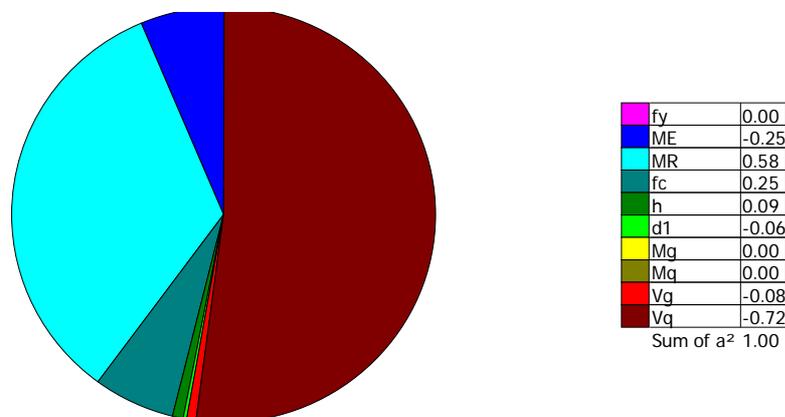
Meistens tritt die größte einwirkende Querkraft im Bereich der Auflager auf, wo sie für direkte Auflagerung abgemindert werden darf. Der Bemessungswert der Querkraft tritt dann nach *DIN 1045-1; 2001* im Abstand  $d$  vom Auflagertrand auf. Je nach Bauteilhöhe kann eine Abminderung der Querkraft von bis ca. 20% erzielt werden.

Trotz dieser Abminderung liegt die Zuverlässigkeit der Geschossmittendecken für Querkraftversagen wesentlich höher (bis doppelt so hoch) als für Biegezugversagen.

Das Versagen des Deckenquerschnitts mit Schubbewehrung bzw. ein Druckstrebenversagen muss somit in den meisten Fällen nicht betrachtet werden.

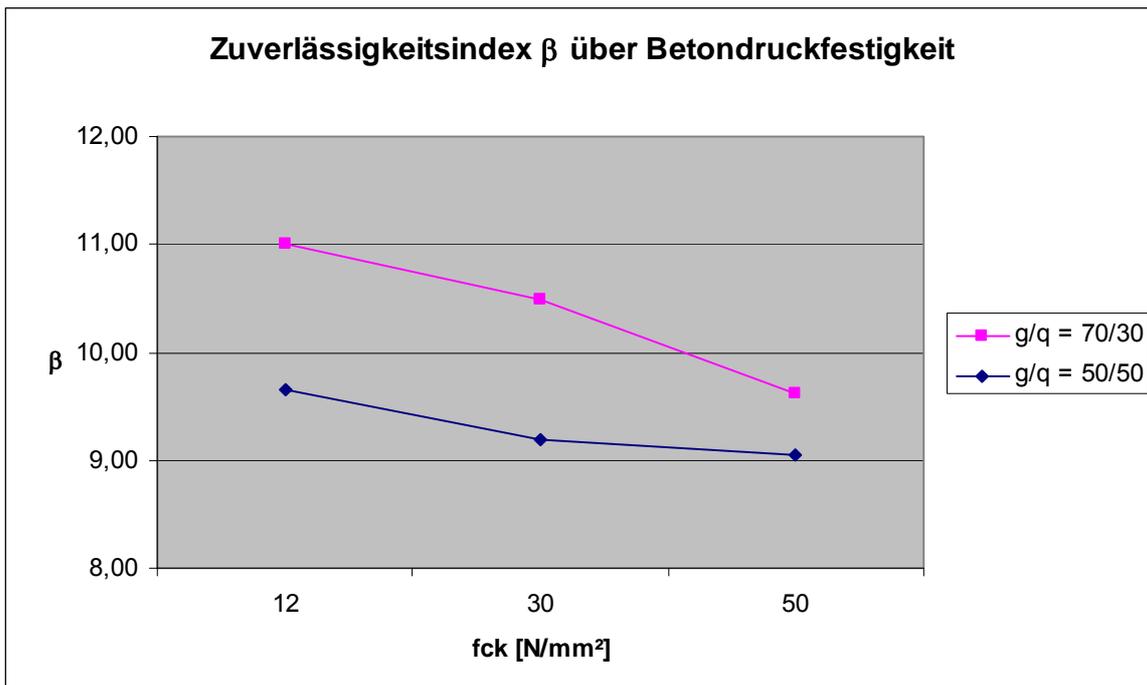
Festzustellen ist allerdings, dass im Gegensatz zum Biegeversagen hier die Betondruckfestigkeit einen größeren Einfluss auf die Zuverlässigkeit hat als die Stahlzugfestigkeit.

Zu Erkennen ist dies wiederum leicht an der Verteilung bzw. Größe der Sensitivitätsfaktoren.



mit  $f_c$  mittlere Druckfestigkeit des Betons  
 $f_y$  mittlere Streckgrenze des Betonstahls  
 $M_R$  Modellunsicherheit auf Widerstandsseite  
 $M_E$  Modellunsicherheit auf Einwirkungsseite  
 $V_g$  Querkraft infolge ständiger Belastung  
 $V_q$  Querkraft infolge veränderlicher Belastung  
 $h$  Plattendicke  
 $d_1$  Randabstand der Bewehrung

Abb. 10.17: Darstellung der Verteilung der Sensitivitätsfaktoren für Querkraftversagen von schwach bewehrter Stahlbetondeckenplatten ohne Schubbewehrung für  $g/q = 70/30$



10.18: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton-deckenplatten ohne Schubbewehrung mit  $\rho_l = 0,6\%$  für  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,50$

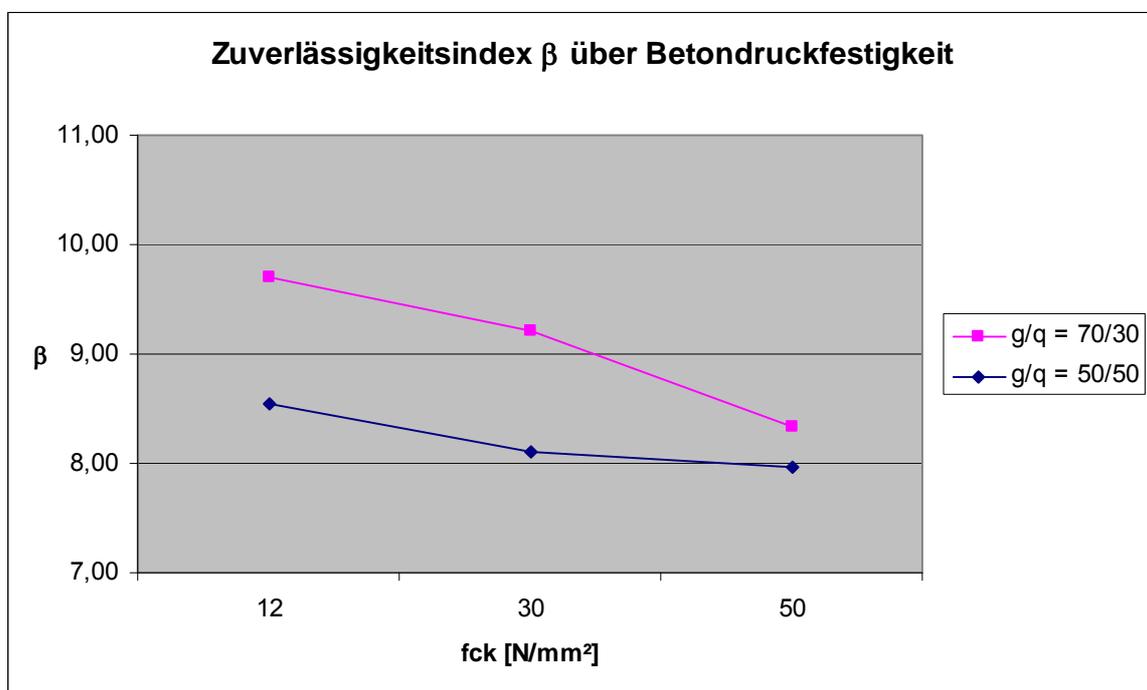


Abb. 10.19: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton-deckenplatten ohne Schubbewehrung mit  $\rho_l = 0,6\%$  für  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,20$

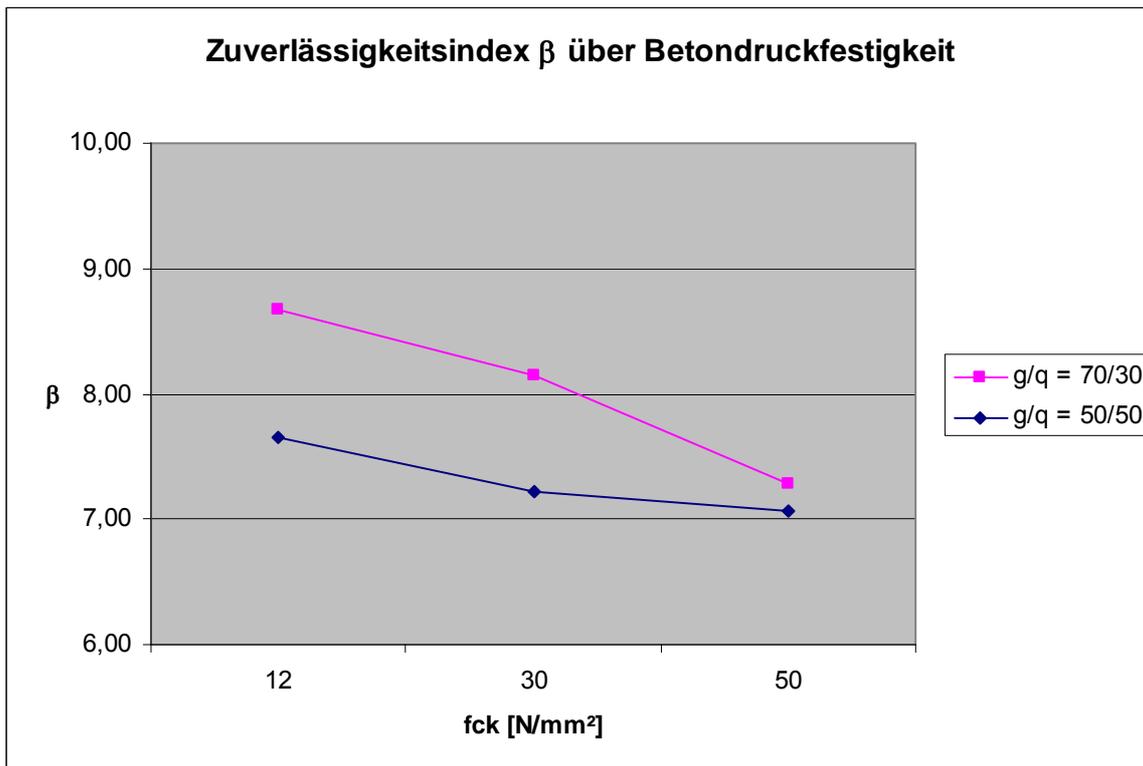


Abb. 10.20: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondeckenplatten ohne Schubbewehrung mit  $\rho_l = 0,6\%$  für  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,00$

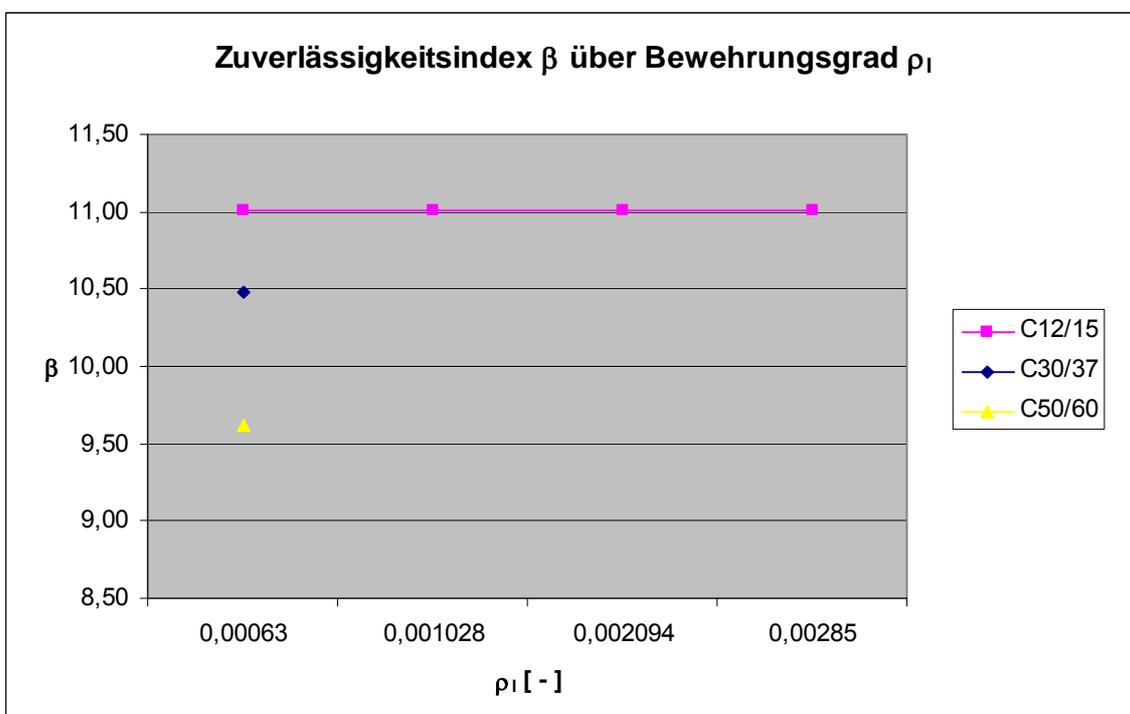


Abb. 10.21: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondeckenplatten ohne Schubbewehrung für  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,50$

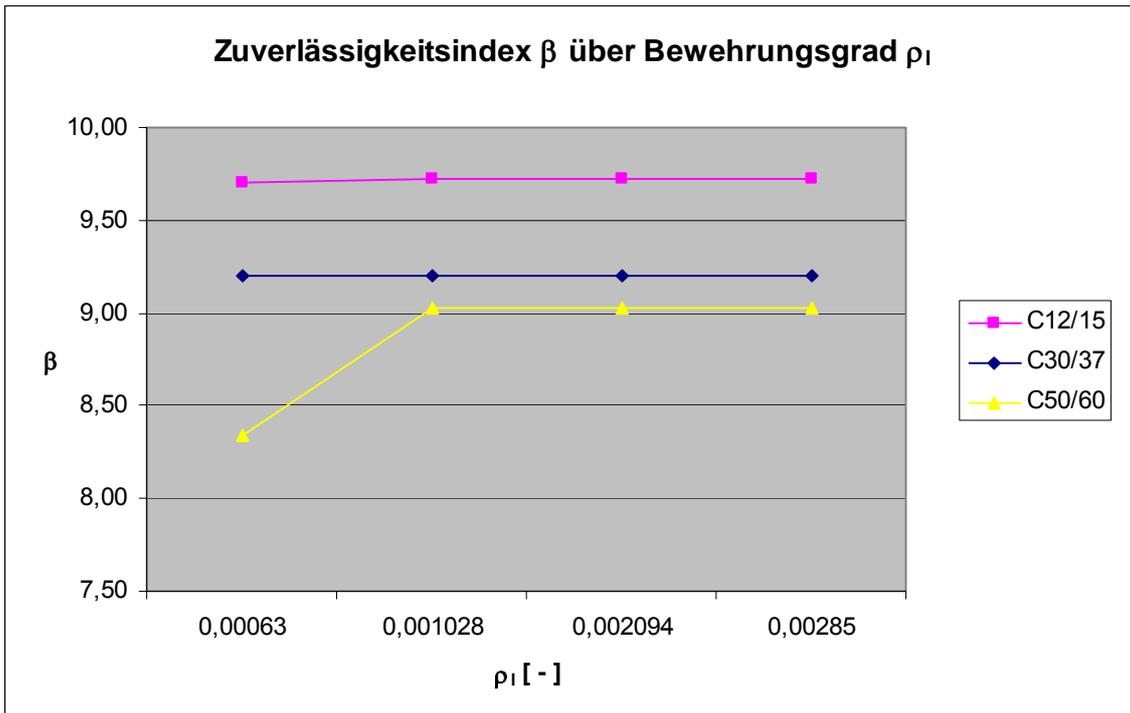


Abb. 10.22: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondeckenplatten ohne Schubbewehrung für  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,20$

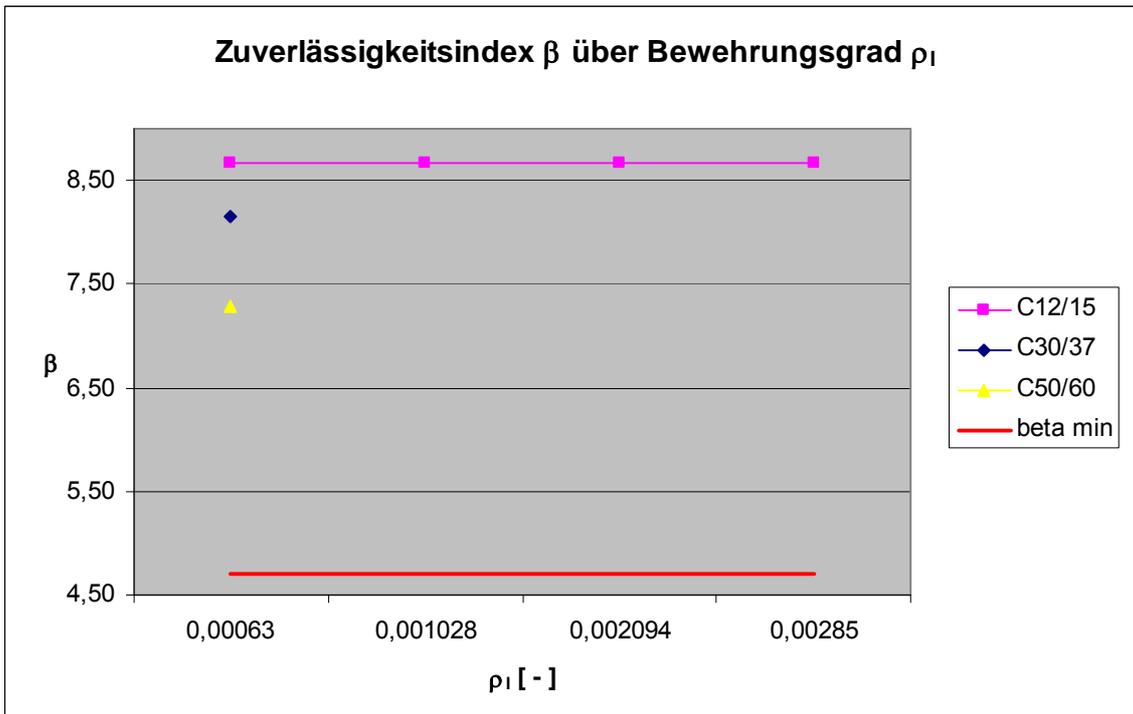


Abb. 10.23: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondeckenplatten ohne Schubbewehrung für  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,00$

Festzustellen ist weiter, dass die Variation von  $\gamma_s$  keine Auswirkung auf die Zuverlässigkeit der untersuchten Konstruktion hat. Genauso hat auch die Variation der Bauteilhöhe keinen signifikanten Einfluss auf die Tragwerkszuverlässigkeit.

### 10.3. Zuverlässigkeitstheoretische Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten für Biegebalken

#### 10.3.1. Allgemeines

Neben den Stahlbetonplatten wurden auch Biegebalken aus Stahlbeton auf ihre Zuverlässigkeit hin untersucht. Auch hier treten im Bestand schwach bewehrte Bauteile mit und ohne Schubbewehrung auf.

Für Querkraftversagen werden Bauteile mit und ohne Querkraftbewehrung untersucht, wobei solche ohne Schubbewehrung eine Ausnahme darstellen, da heute eine Mindestbewehrung einzubauen ist.

Die Untersuchungen werden aufgrund der vorgeschalteten Bestandsaufnahme mit den Materialstreuungen nach heutigem Standard durchgeführt. Im Anschluss daran werden die Auswirkungen von größeren Materialstreuungen hinsichtlich der Bauteilzuverlässigkeit behandelt.

In dem Kapitel werden vorrangig Stahlbetonbalken für ständige Einwirkungen und Nutzlasten aus dem herkömmlichen Hochbau betrachtet.

#### 10.3.2. Biegezugversagen von Balken

Das Kapitel beschäftigt sich mit der Zuverlässigkeit von schwach bewehrten Stahlbetonbalken. Im Gegensatz zu den Deckenplatten aus Stahlbeton hat die Bauteilbreite einen signifikanten Einfluss auf die Tragwerkszuverlässigkeit.

Es wurden mehrere Parameterstudien durchgeführt. Dabei wurden folgende Basisvariablen und deren Streuungen unterstellt:

Basisvariable	Verteilung	Variationskoeffizient $v_x$
Breite $b$ [cm]	konstant	-
Deckenhöhe $h$ [cm]	Normal	2,0%
Randabstand Bew. $d_1$ [cm]	Normal	12,5%
Bewehrungsmenge $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	konstant	-
Streckgrenze des Betonstahls $f_y$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Lognormal	6,0%
Betondruckfestigkeit $f_c$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Lognormal	13,0%
Moment aus ständiger Last $M_g$ [kNcm]	Normal	4,0%
Moment f. Nutzlast Wohnen $M_q$ [kNcm]	Gumbel (max.)	20,0%
Querkraft aus ständiger Last $Q_g$ [kNcm]	Normal	4,0%
Querkraft f. Nutzlast Wohnen $Q_q$ [kNcm]	Gumbel (max.)	20,0%
Modellunsicherheit Einwirkungen $\theta_E$	Normal	5,0%
Modellunsicherheit Widerstand $\theta_R$	Lognormal	10%

Tab. 10.3: Übersicht über die verwendeten Basisvariablen mit zugehörigen Variationskoeffizienten

Generell untermauern die Parameterstudien für Balken die Ergebnisse der Stahlbetondeckenplatten aus Kapitel 10.2. Für die Teilsicherheitsbeiwerte nach Norm DIN 1045-1; 2001 können die Ergebnisse aus Abb. 9.3 und Abb. 9.4 für unterschiedliche Lastverhältnisse entnommen werden.

### **10.3.3. Querkraftversagen von Balken**

Bei Querkraftversagen von Balken ist stets nach den Auflagerbedingungen zu unterscheiden. Liegt eine indirekte Lagerung vor, d.h. der Balken bindet in einen anderen Balken ein, so muss stets die komplette Querkraft vom Bauteil aufgenommen werden. Bei einer direkten Lagerung darf der Bemessungswert der Querkraft abgemindert werden, da ein Teil der Querkraft direkt in das Auflager abgetragen werden kann. Der Balken ist somit am maßgebenden Schnitt in einem Abstand der statischen Nutzhöhe  $d$  vom Auflagertrand entfernt für eine reduzierte Querkraft zu bemessen. Zu beachten ist allerdings, dass der Nachweis der Druckstrebe stets mit der vollen Last zu führen ist.

Die Untersuchungen der Stahlbetonbalken hinsichtlich der Zuverlässigkeit bei Querkraftversagen werden an die Parameterstudien für Biegezugversagen angelehnt.

Die Parameterstudien wurden mit den stochastischen Eigenschaften der Basisvariablen nach Tab. 10.3 durchgeführt. Die Erkenntnisse aus den Zuverlässigkeitsbetrachtungen hinsichtlich Querkraftversagen ohne Schubbewehrung von Geschossdecken können bestätigt werden. Bei Bewertung des Sicherheitsniveaus nach Belastungsrichtlinie wurde die Zuverlässigkeit für Querkraftversagen von Biegebalken mit den in DIN 1045-1 festgeschriebenen Teilsicherheitsbeiwerten untersucht. Die Ergebnisse sind in den Abb. 9.10, Abb. 9.11 und Abb. 9.12 für die drei zu führenden Querkraftnachweise dargestellt.

## **10.4. Zuverlässigkeitstheoretische Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten für zentrisch gedrückte Stützen**

### **10.4.1. Allgemeines**

Das Kapitel 8.4 befasst sich mit der Zuverlässigkeit von zentrisch gedrückten Stahlbetongliedern. Hierbei werden die Auswirkungen der Zuverlässigkeit für ständige und veränderliche Einwirkungen untersucht. Anzumerken ist weiter, dass hier nur reines Spannungsversagen des Druckgliedes behandelt wird. Somit werden nur diejenigen Stützen betrachtet, die nicht stabilitätsgefährdet sind.

Zum Spannungsversagen von druckbeanspruchten Bauteilen wurden mehrere Parameterstudien durchgeführt. Die in Tab. 10.4 zusammengestellten Basisvariablen und deren Streuungen wurden hierfür unterstellt.

Zuerst wird das Spannungsversagen von Stützen unter rein ständiger Einwirkung untersucht. Anschließend werden Zuverlässigkeitsbetrachtungen mit kombinierter Einwirkung angestellt.

Abschließend wird nochmals darauf hingewiesen, dass alle, in diesem Kapitel angestellten Untersuchungen, sich ausschließlich auf eine Wohn- und Bürogebäudenutzung beziehen.

Basisvariable	Verteilung	Variationskoeffizient $v_x$
Querschnittsbreite $b$ [cm]	konstant	-
Querschnittshöhe $h$ [cm]	konstant	-
Bewehrungsmenge $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	konstant	-
Streckgrenze des Betonstahls $f_y$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Lognormal	6,0%
Betondruckfestigkeit $f_c$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Lognormal	13,0%
Normalkraft aus ständiger Last $N_g$ [kN]	Normal	4,0%
Normalkraft f. Nutzlast Wohnen $N_q$ [kN]	Gumbel (max.)	20,0%
Modellunsicherheit Einwirkungen $\theta_E$	Normal	5,0%
Modellunsicherheit Widerstand $\theta_R$	Lognormal	10%

Tab. 10.4: Übersicht über die verwendeten Basisvariablen mit zugehörigen Variationskoeffizienten der durchgeführten Stützenuntersuchungen

#### 10.4.2. Spannungsversagen für Stützen unter ständiger Last

Die probabilistischen Parameterstudien der zentrisch gedrückten Stützen werden zuerst mit einem quadratischen Stützenquerschnitt mit  $b \times h = 20 \times 20$  cm geführt. Hierfür werden alle Auswirkungen der Variation der Material Sicherheitsbeiwerte hinsichtlich der Tragwerkszuverlässigkeit durchgespielt.

Betrachtet man Druckglieder mit einem quadratischen Stützenquerschnitt von  $b \times h = 40 \times 40$  cm, so lassen sich keine Abweichungen hinsichtlich der Zuverlässigkeit feststellen. Dies liegt darin begründet, dass die Stützenabmessungen aufgrund der durchgeführten Bestandsaufnahme als nichtstreuend unterstellt werden. Auf die Darstellung der Zuverlässigkeitskurven wird deshalb verzichtet.

##### 10.4.2.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_c$

Die Zuverlässigkeitsuntersuchungen wurden wiederum mithilfe ausgesuchter normalfester Betone vorgenommen. Verwendet wurden hierbei Betone der Festigkeitsklassen C12/15, C30/37 sowie C50/60. In den nachfolgend aufgezeigten Abbildungen wird der Verlauf des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  über den Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  für die genannten Betonfestigkeitsklassen aufgetragen. Das Ergebnis unter Verwendung der Materialteilsicherheitsbeiwerte nach *DIN 1045-1; 2001* stellt sich in Abb. 10. wie folgt dar:

Das Schaubild zeigt, dass infolge ständiger Einwirkung die Grenzzuverlässigkeit  $\beta_{min,1} = 4,7$  (Bezugszeitraum 1 Jahr) sowie  $\beta_{min,50} = 3,8$  (Bezugszeitraum 50 Jahre) nicht unterschritten wird. Somit kann eine Modifikation der Material Sicherheitsbeiwerte vorgenommen werden.

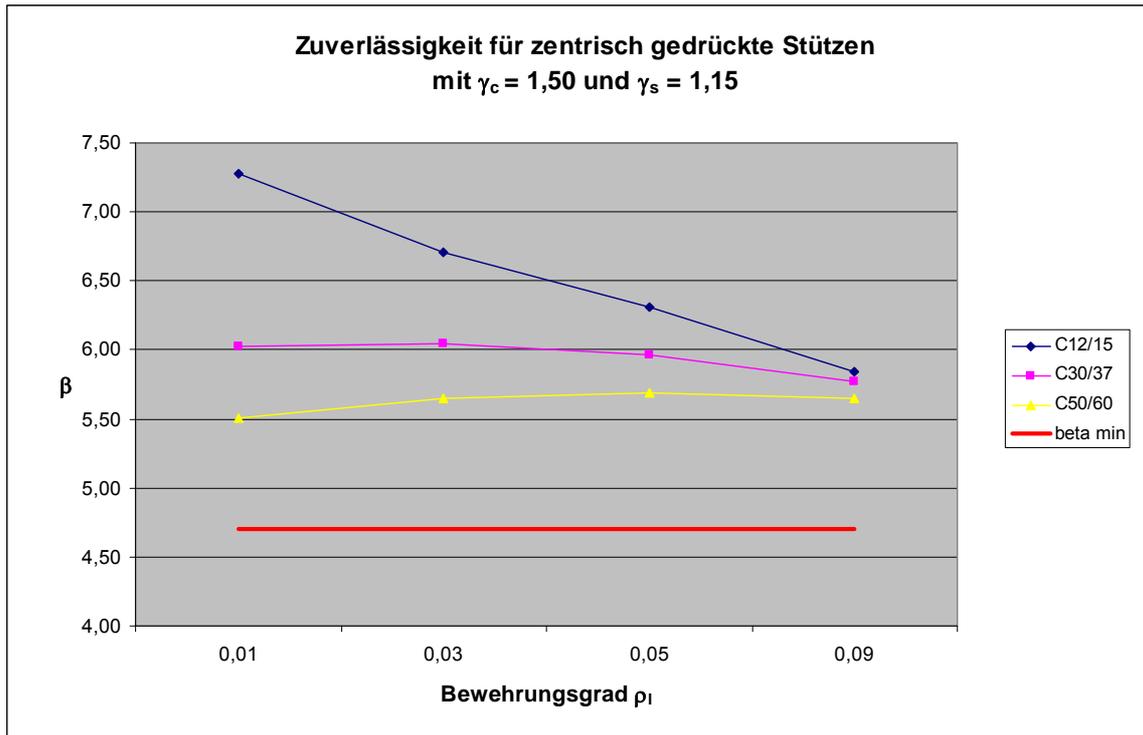


Abb. 10.24: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter ständiger Einwirkung mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,50$

Zuerst erfolgt die Untersuchung zur Variation des Sicherheitsbeiwertes für Beton  $\gamma_c$ .  
Nachfolgend werden die Auswirkung der Variation von  $\gamma_c$  dargestellt.

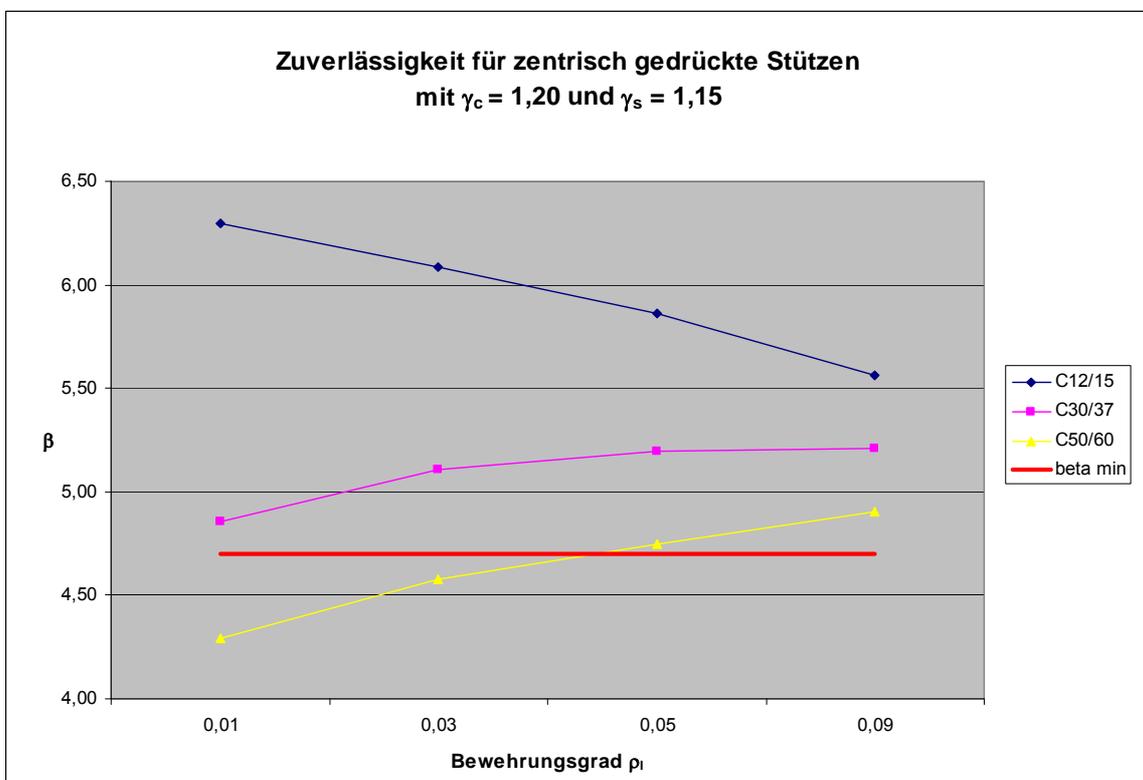


Abb. 10.25: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter ständiger Einwirkung mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,20$

Für geringe Längsbewehrungsgrade  $\rho_l$  (Abb. 10.25) wird die Zielzuverlässigkeit für den Bezugszeitraum von einem Jahr unterschritten – jedoch bezogen auf 50 Jahre kann die Zuverlässigkeit für alle normalfesten Betone sichergestellt werden.

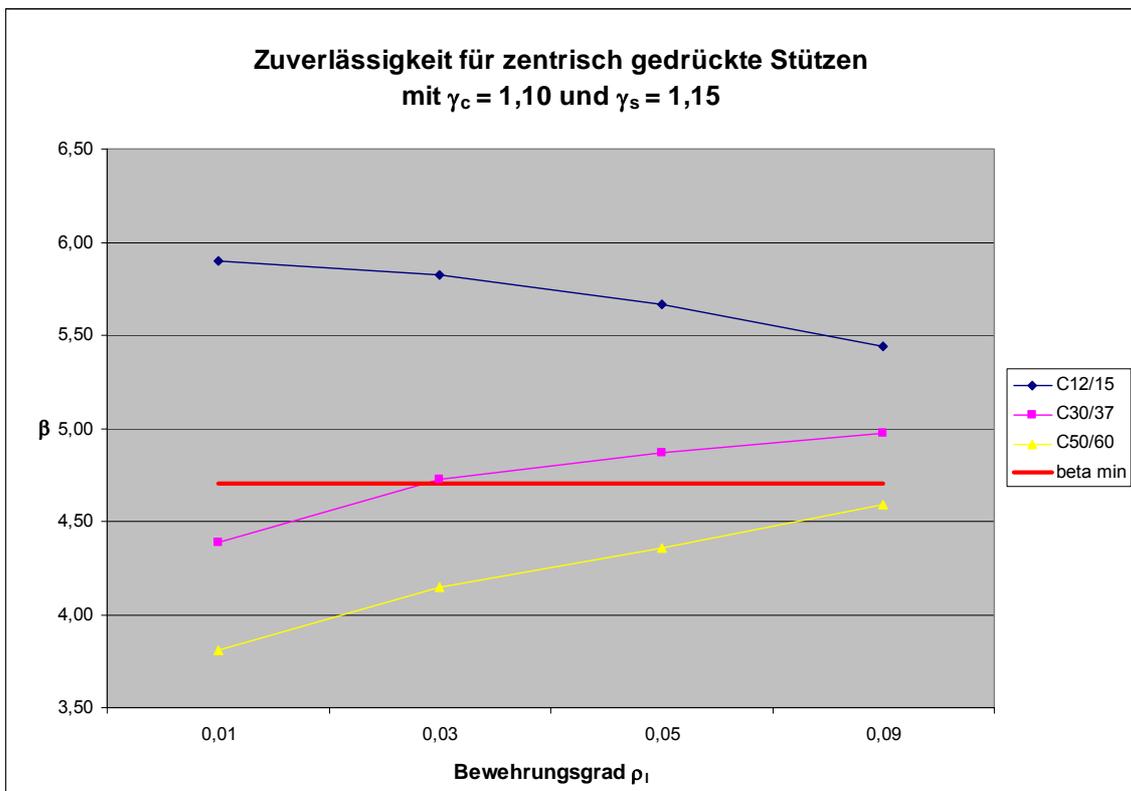


Abb. 10.26: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter ständiger Einwirkung mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,10$

Gleiches gilt auch für die Absenkung von  $\gamma_c$  auf 1,10, wobei der Beton der Festigkeitsklasse C50/60 für einen geringen Bewehrungsgrad die Zielzuverlässigkeit  $\beta_{min,50}$  gerade erreicht.

Eine Absenkung der Teilsicherheitsbeiwertes für Beton auf  $\gamma_c = 1,00$  ist nicht empfehlenswert, da auch die geforderte Zuverlässigkeit für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren mit  $\beta_{min} = 3,8$  für die Betonfestigkeitsklassen größer als C30/37 nicht erfüllt wird (siehe Abb. 10.27).

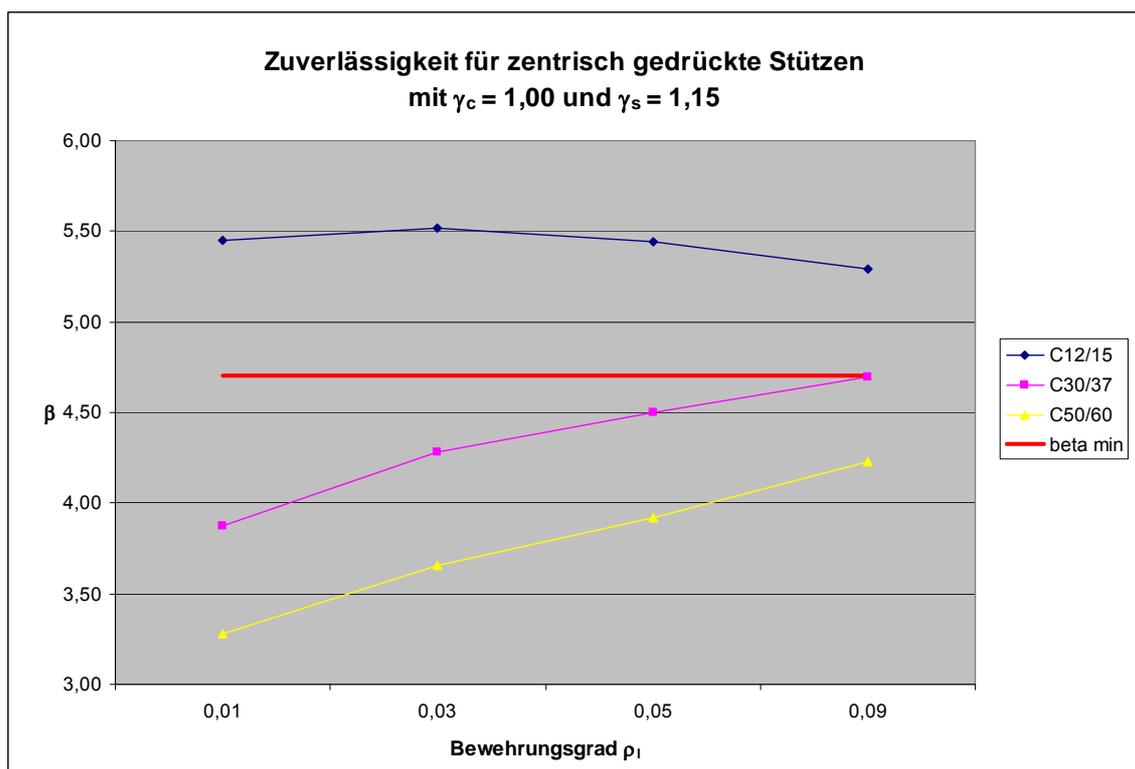


Abb. 10.27: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter ständiger Einwirkung mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,00$

#### 10.4.2.2. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$

Nach Variation des Sicherheitsbeiwertes von Beton wird nun der Beiwert für Bewehrungsstahl modifiziert. Die Parameterstudien an der betrachteten Stütze führen bei einer Absenkung des Beiwertes auf  $\gamma_s = 1,10$  auf eine leicht geringere Zuverlässigkeit als bei Verwendung der nach Norm festgesetzten Materialbeiwerte (Abb. 10.28).

Senkt man den Beiwert  $\gamma_s$  noch weiter ab, verringert sich die Zuverlässigkeit des Bauteils ebenfalls nur gering. Hierfür gibt es zwei Gründe: zum einen ist der Traganteil der Bewehrung bezogen auf die Gesamttragfähigkeit der Stahlbetonstütze eher gering; zum anderen zeigt der geringe Sensitivitätsfaktor für die Stahlzugfestigkeit den geringen Einfluss hinsichtlich der Stütztragfähigkeit. Das heißt weiter, dass alle anderen im Tragfähigkeitsnachweis eingehenden Größen - relativ gesehen - wesentlich mehr streuen als es die Stahlzugfestigkeit tut.

Ebenso ist erkennbar, dass die Zuverlässigkeit mit steigender Betongüte über die Zunahme des Längsbewehrungsgrades nur noch wenig verändert. Bei geringen Betongüten hat der Bewehrungsgrad allerdings einen signifikanten Einfluss, da hier der Traganteil der Bewehrung bezogen auf die Gesamttragfähigkeit höher als bei Verwendung von Betonen höherer Festigkeit ist.

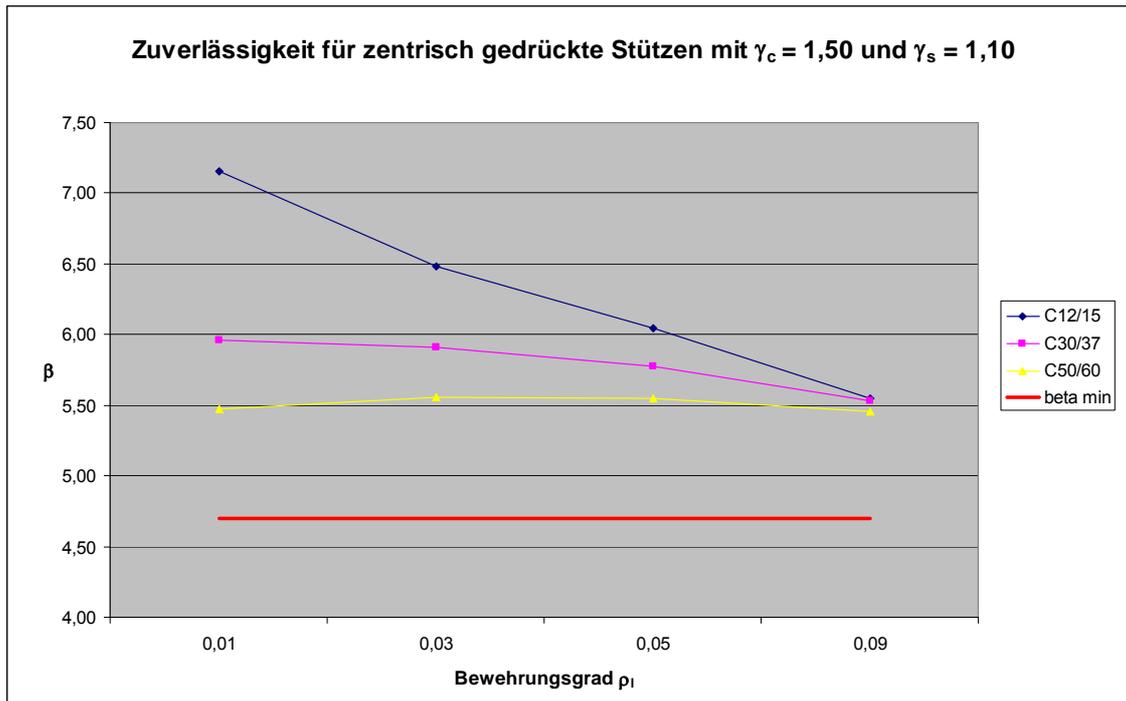


Abb. 10.28: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter ständiger Einwirkung mit  $\gamma_s = 1,10$  und  $\gamma_c = 1,50$

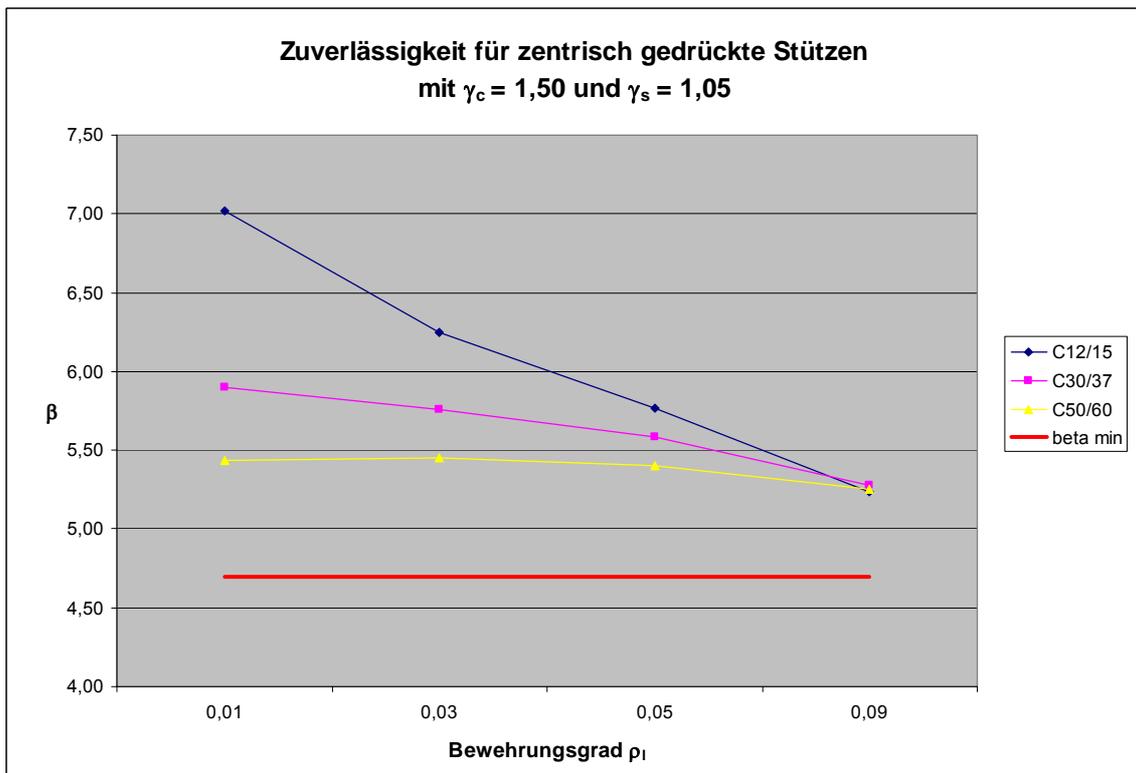


Abb. 10.29: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter ständiger Einwirkung mit  $\gamma_s = 1,05$  und  $\gamma_c = 1,50$

Eine weitere Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes für Bewehrungsstahl unter  $\gamma_s = 1,05$  wird nicht mehr untersucht.

### 10.4.3. Spannungsversagen für Stützen unter ständiger und veränderlichen Lasten

#### 10.4.3.1. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_c$

Alle nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf das Verhältnis von ständiger Last zur Nutzlast von 70 : 30. Bei Anwendung der Materialsicherheitsbeiwerte nach Norm kann eine mehr als ausreichende Zuverlässigkeit festgestellt werden.

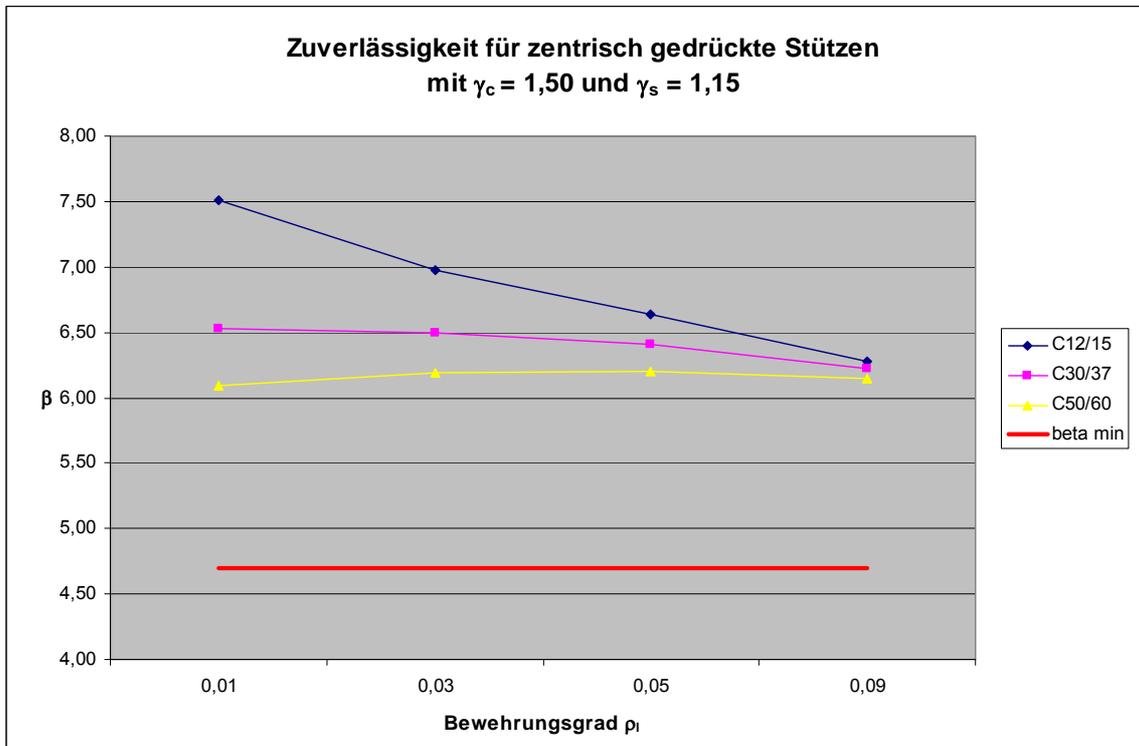


Abb. 10.30: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,50$

Durch Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_c$  für Beton ergeben sich die unten aufgezeigten Zuverlässigkeitskurven.

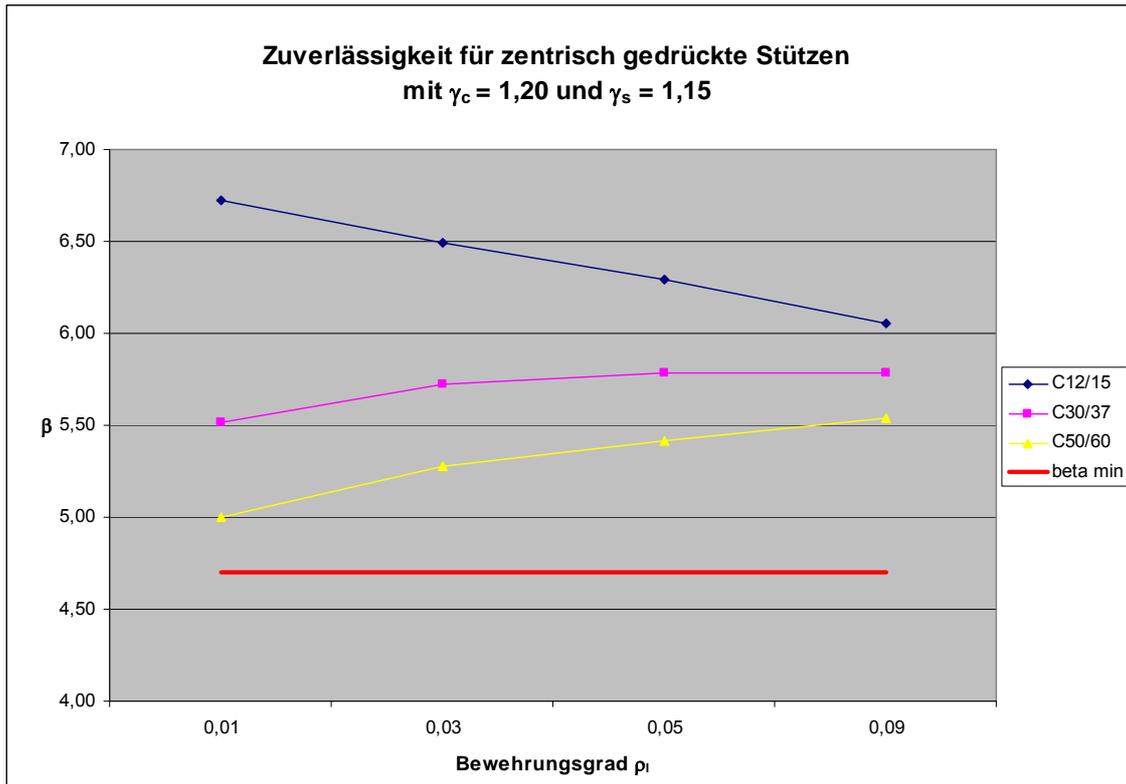


Abb. 10.31: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,20$

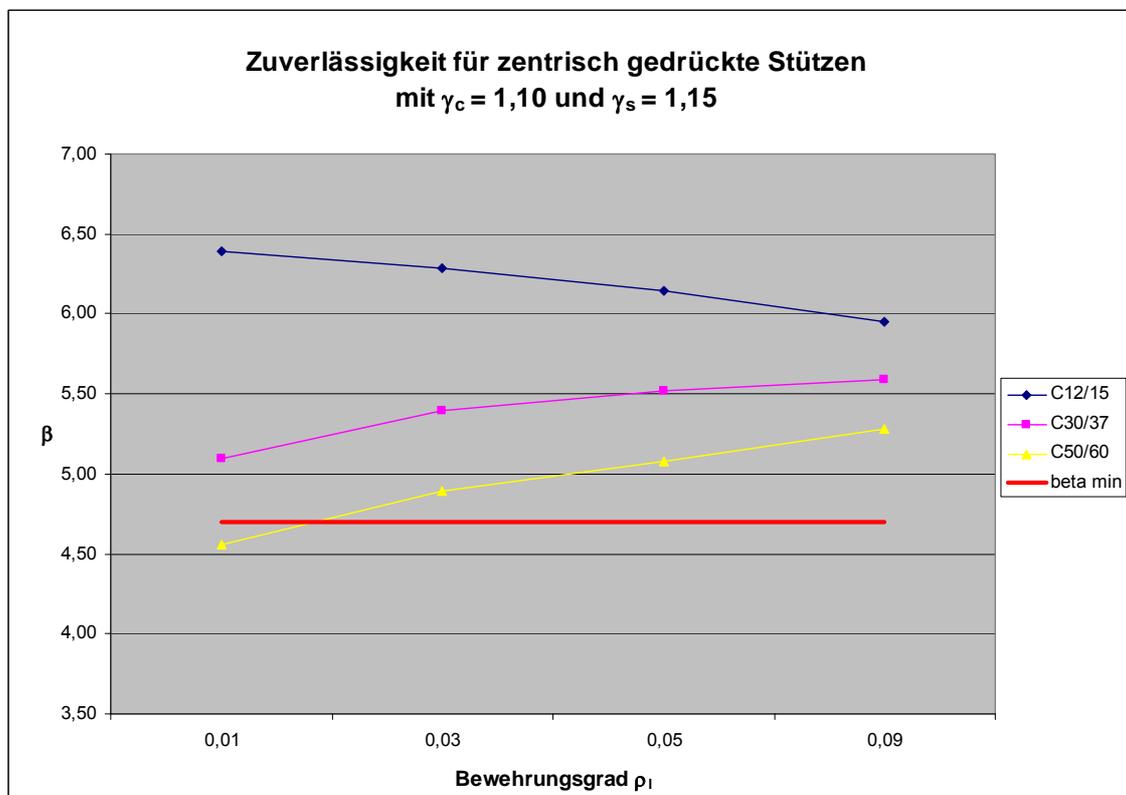


Abb. 10.32: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,10$

Bei allen hier durchgeführten Parameterstudien liegt ein Bezugszeitraum von einem Jahr zugrunde. Somit ist der Zielzuverlässigkeitsindex von  $\beta_{min} = 4,7$  zu gewährleisten.

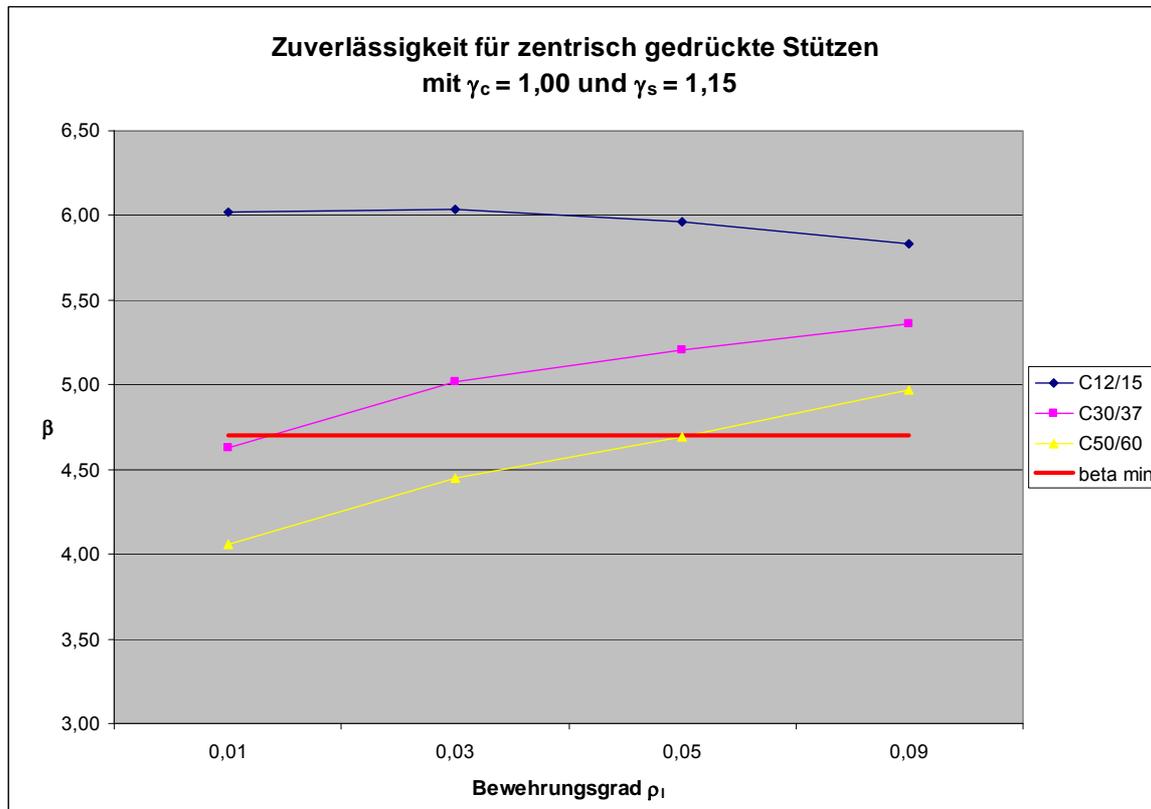


Abb. 10.33: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,15$  und  $\gamma_c = 1,00$

Bei einem Materialbeiwert für Beton von  $\gamma_c = 1,00$  kann für höhere Betongüten als C30/37 die Zielzuverlässigkeit hinsichtlich des jeweils vorliegenden Bewehrungsgrades teilweise nicht mehr gewährleistet werden (Abb. 10.).

#### 10.4.3.2. Auswirkung auf die Variation von $\gamma_s$

Auch für eine kombinierte Belastung von Druckgliedern wird eine Abänderung des Sicherheitsbeiwertes für den Bewehrungsstahl behandelt. Genauso wie bei den Untersuchungen für rein ständige Einwirkungen zeigt auch hier die Variation des Sicherheitsbeiwertes  $\gamma_s$  nur einen sehr geringen Einfluss auf die Bauteilzuverlässigkeit. Es wurden die zwei nachfolgend aufgezeigten Variationen von  $\gamma_s$  vorgenommen:

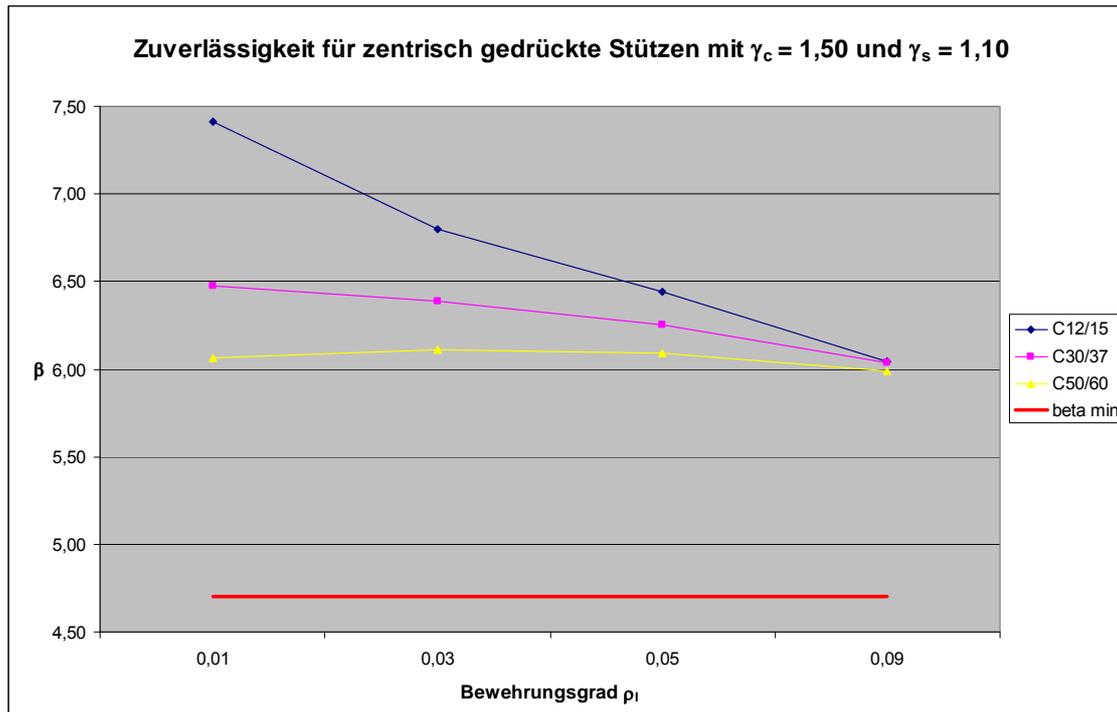


Abb. 10.34: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,10$  und  $\gamma_c = 1,50$

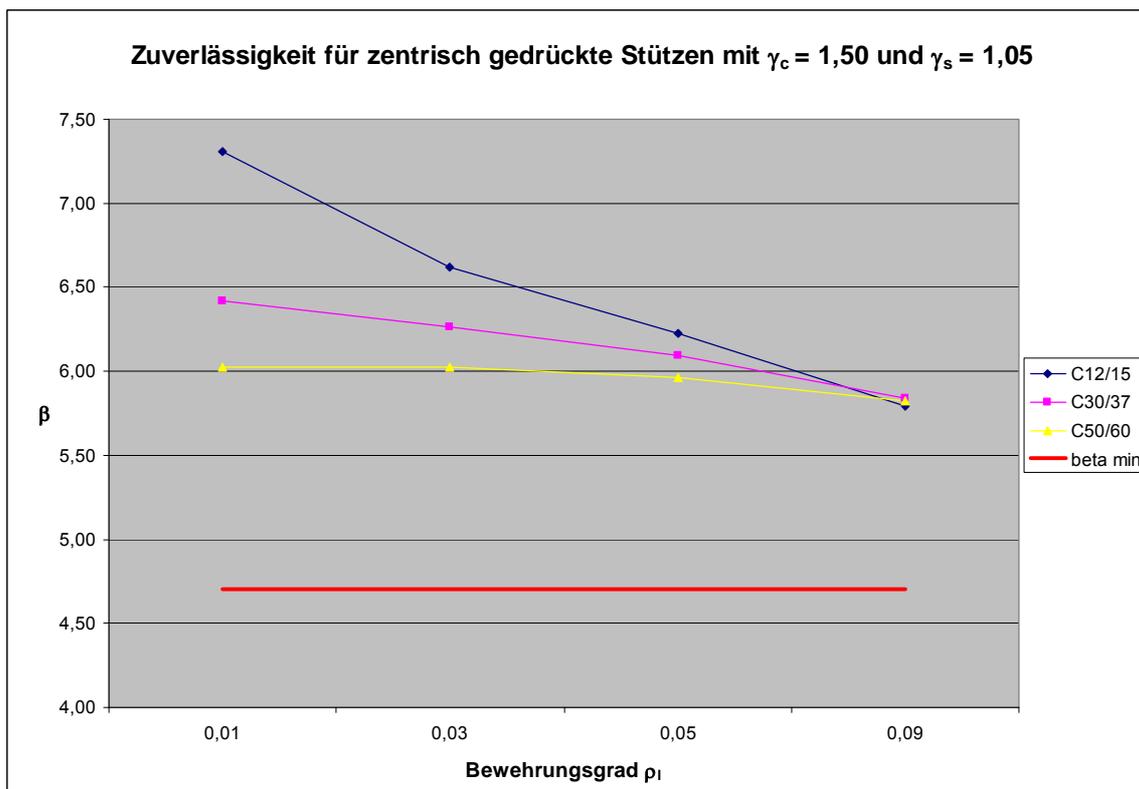


Abb. 10.35: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen unter dem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,05$  und  $\gamma_c = 1,50$

#### 10.4.4. Optimierte Teilsicherheitsbeiwerte für Spannungsversagen

Aus den vorangestellten separaten Variationen der beiden Teilsicherheitsfaktoren für Beton  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  für Stahl bei Spannungsversagen von nicht stabilitätsgefährdeten Druckgliedern im Büro- und Wohnungsbau haben sich folgende Erkenntnisse herauskristallisiert:

- Je höher die im Bauteil unterstellte Betonfestigkeitsklasse, umso geringer ist die Zuverlässigkeit des Druckgliedes hinsichtlich Spannungsversagen.
- Die Zuverlässigkeit des Bauteils sinkt mit der Zunahme des Längsbewehrungsgrades  $\rho_l$  bei Variation von  $\gamma_s$ .
- Bei Betongüten größer als C30/37 ist mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  eine Zuverlässigkeitssteigerung zu beobachten.
- Auch mit Zunahme der Bauteilabmessungen ist keine Veränderung der Zuverlässigkeit zu verzeichnen.
- Die Zuverlässigkeit der Druckglieder sinkt rapide durch die Erhöhung des veränderlichen Nutzlastanteils.
- Die Variation der Streckgrenze des Betonstahls  $f_y$  hat einen sehr geringen Einfluss auf die Zuverlässigkeit der untersuchten Druckglieder.

Aus den Erkenntnissen der Untersuchungen in den vorangestellten Kapiteln wird hier ein Teilsicherheitsbeiwert für Beton zu  $\gamma_c = 1,10$  vorgeschlagen. Aus den vorangestellten Untersuchungen für Betonstahl hat sich eine Absenkung des Teilsicherheitsbeiwertes für Bewehrungsstahl auf  $\gamma_s = 1,05$  herauskristallisiert, ohne Abstriche bei der geforderten Zielzuverlässigkeit zu akzeptieren.

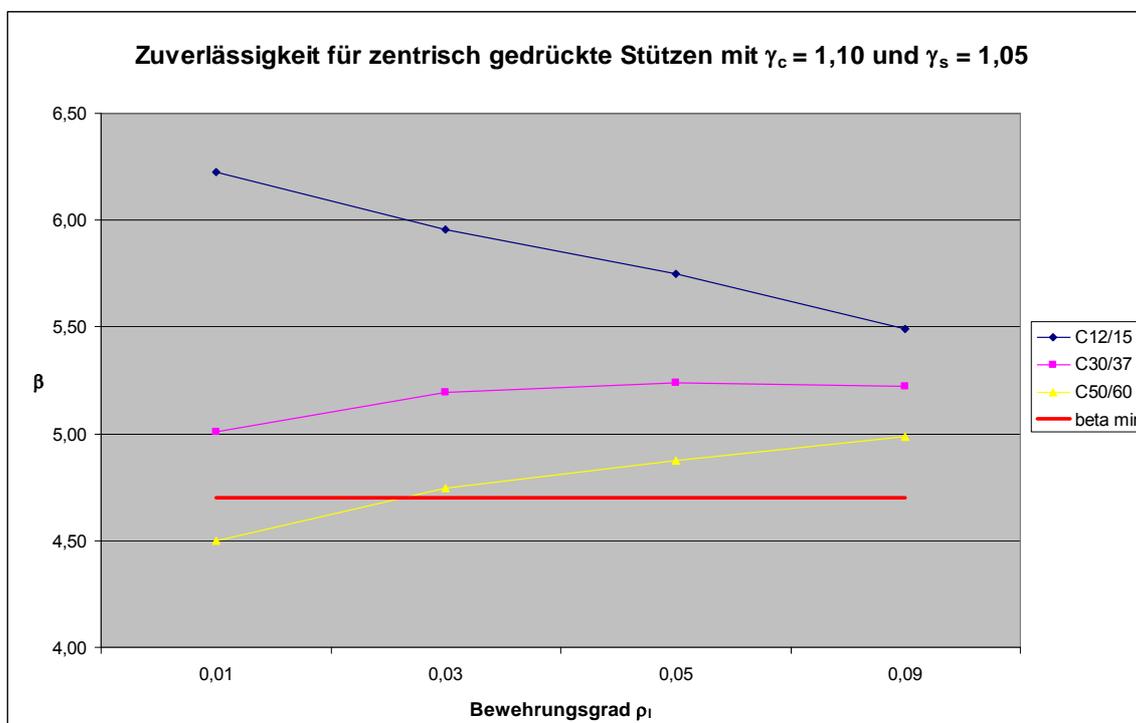


Abb. 10.36: Darstellung der Zuverlässigkeit für die Normalkrafttragfähigkeit von Stahlbetonstützen bis zu einem Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  mit  $\gamma_s = 1,05$  und  $\gamma_c = 1,10$

Abb. 10.36 zeigt die Zuverlässigkeitskurven infolge  $\gamma_s = 1,05$  und  $\gamma_c = 1,10$  für unterschiedliche Betondruckfestigkeit über den Längsbewehrungsgrad aufgetragen. Die

Zielzuverlässigkeit wird zwar für die Betongüte C50/60 leicht unterschritten, kann aber im Rahmen der nach Eurocode zulässigen Abminderung des Sicherheitsindex akzeptiert werden.

### **10.5. Einfluss von Monitoringmaßnahmen**

Im Allgemeinen wird die dauerhafte Überwachung von Gebäuden bzw. Dingen 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 evtl. erforderlichen Datentransportmethoden dem Datenspeicherungssystem zugeführt werden, um eine spätere Auswertung und Interpretation der Ergebnisse vornehmen zu können.

Durch Monitoring am Bauwerk sind unterschiedliche Effekte messbar wie z.B. Verformungen, Verschiebungen und Verdrehungen. Diese gemessenen Größen erlauben – Materialkenntnisse der eingesetzten Baustoffe vorausgesetzt – einen Rückschluss über die auftretenden Schnittgrößen hinsichtlich der tatsächlich auf das Bauwerk wirkenden Beanspruchungen zu ziehen.

Werden die auftretenden 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 führen 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 durchaus einen nicht zu unterschätzenden Effekt.

## 10.6. Einfluss der 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 zu gewährleisteten 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 (SIA 462; 1994).

Sicherlich macht es keinen Sinn, die Versagenswahrscheinlichkeit von Neubauten zugrunde zu legen, da die Restnutzungsdauer in den meisten Fällen einen wesentlich geringeren Zeitraum umfasst als die für Neubau anvisierten Nutzungszeiträume von 50 bzw. 100 Jahren.

Nach der Schweizer Norm SIA 269; 2007 wird eine ausreichende Tragsicherheit bzw. Gebrauchstauglichkeit für die vorgesehene Restnutzungsdauer erfüllt, wenn der vorhandene Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  den Zielwert des Zuverlässigkeitsindex  $\beta_0$  mindestens erreicht:

$$\beta = \Phi^{-1}(p_f) \geq \beta_0 \quad \text{bzw.} \quad \gamma_{m,s} = \gamma_s \cdot \gamma_\theta \quad (10.2)$$

mit:

$p_f$  Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauteils oder Bauwerks

$\beta_0$  Zielwert des Zuverlässigkeitsindex

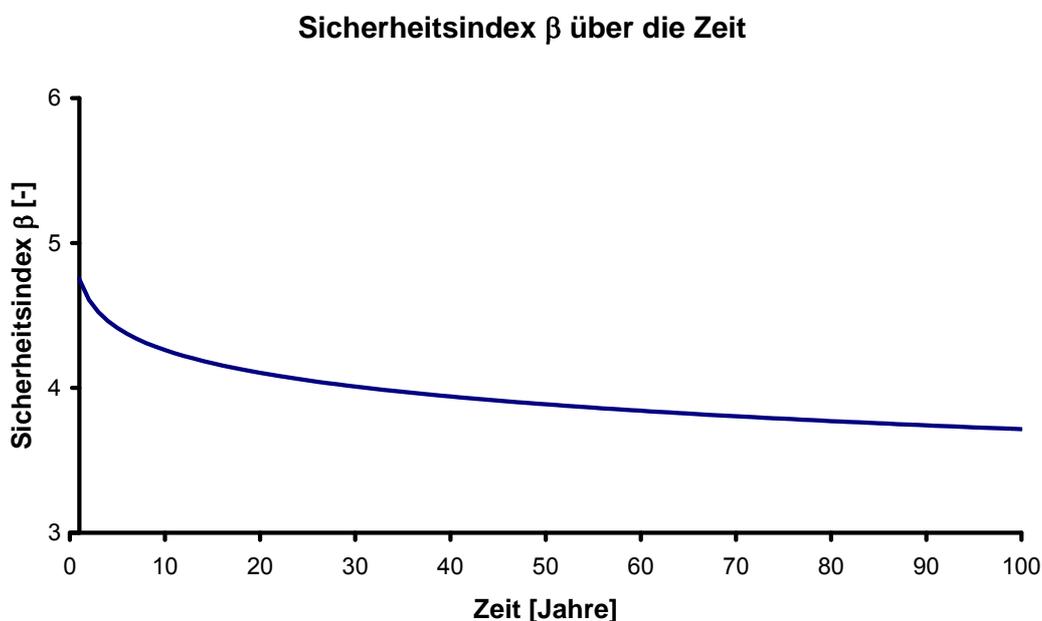


Abb. 10.37: Verlauf des Sicherheitsindex über die Zeit

Der Planer bzw. der Bauherr muss entscheiden, welches Sicherheitsniveau für eine begrenzte Nutzungszeit als ausreichend erachtet wird.

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 wie die Lebensdauer eines Gebäudes betrachtet wird. Hinsichtlich der zeitlichen Variabilität besitzt die Gumbelverteilung die Besonderheit, dass mit wachsendem Betrachtungszeitraum auch der Mittelwert ansteigt, wobei die Standardabweichung konstant bleibt. Die Extremwertverteilungen vom Typ I entstehen somit für unterschiedliche Zeiträume  $T$  durch eine Verschiebung der Verteilungskurve um den Betrag  $\ln(T)$  auf der Abszisse.

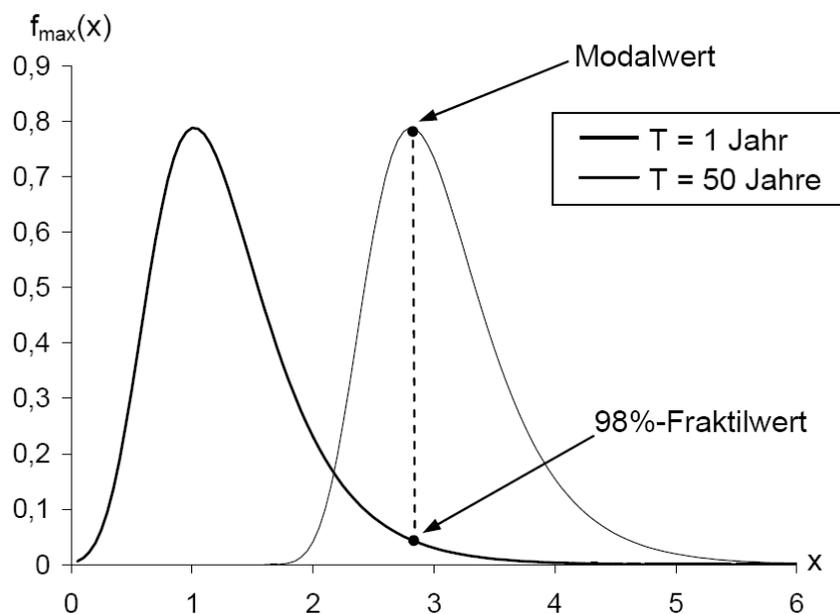


Abb. 10.38: Darstellung der Gumbelverteilung für unterschiedliche Bezugszeiträume

Die statistischen Momente der Extremwertverteilung von Typ I können mithilfe der nachfolgenden Gleichungen für beliebige Bezugszeiträume  $T$  bestimmt werden:

$$m_T = m_1 + 0,78 \cdot \sigma \cdot \ln(T) \quad (10.3)$$

$$\sigma_T = \sigma \quad (10.3)$$

Somit kann für jede beliebige Restnutzungsdauer eine Umrechnung der veränderlichen Einwirkungen vorgenommen werden. Die auf den betrachteten Zeitraum transformierten Einwirkungen fließen somit in die Parameterstudien zur Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte ein.

## 11. Folgerung für die Praxis

### 11.1. Einführung

Die in den Kapiteln 7 und 8 gewonnenen Erkenntnisse über das Zusammenwirken der unterschiedlichen Einflussparameter für den jeweiligen Bauteilnachweis und die daraus vorgeschlagenen Teilsicherheitsbeiwerte werden zur einfachen Anwendung für die Fachwelt zusammengestellt. Hierbei ist wiederum nach Versagens- und Einwirkungsart zu unterscheiden. In den vorausgegangenen Kapiteln wurden die Auswirkungen der Variationen der Sicherheitsbeiwerte von  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  untersucht.

Das Kapitel befasst sich nun mit den Auswirkungen der Schwankungen der Baustoffkennwerte von Beton und Betonstahl und gibt Empfehlungen für eine Modifizierung der Teilsicherheitsbeiwerte für die untersuchten Grenzzustände.

Vorraussetzung für die Teilsicherheitsbeiwertmodifikation ist eine umfangreiche Bestandsanalyse des nachzuweisenden Bauteils. Weiter wird unterstellt, dass keine Bauteilschädigung vorliegt. Auf Grundlage dieser Bestandsanalyse sind Bauteilgeometrie und Materialkennwerte von Betonstahl und Beton zu ermitteln, um eine Änderung der Material Sicherheitsbeiwerte – abhängig von den jeweiligen Randbedingungen - vornehmen zu können.

### 11.2. Bauteilnachweise

#### 11.2.1. Biegezugversagen von Stahlbetonbauteilen unter Nutzlast

Die Untersuchungen für Deckenplatten im Bestand wurden für unterschiedliche Lastverhältnisse von Eigenlast und Verkehrslast untersucht. Die probabilistische Modellierung der Verkehrslast erfolgte für Wohn- und Büroräume. Die hier ausgewerteten Parameterstudien wurden für normalfeste Betone C12/15 bis C50/60 mit unterschiedlichen Variationskoeffizienten vorgenommen. Ebenso wird nach der Streuung des Betonstahls differenziert. Die Ergebnisse der umfangreichen Parameterstudien werden in einem Schaubild gebündelt. Das auf der nachfolgenden Seite ersichtliche Schaubild (Abb. 11.1) stellt eine Zusammenstellung der Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit von verschiedenen Randbedingungen dar. Diese Tafel soll dem Anwender als Hilfsmittel zur Biegebemessung von Deckenplatten im Bestand dienen.

Zu bemerken ist allerdings, dass für sehr große Materialstreuungen des Betonstahls – die zwar selten auftreten – auch größere Teilsicherheitsbeiwerte als nach aktueller Norm erforderlich werden. Ebenso liefern Einwirkungsverhältnisse, bei denen die veränderliche Einwirkung größer als die ständige Einwirkung ist, sehr große Teilsicherheitsbeiwerte auf Materialseite.

Weiter wird darauf hingewiesen, dass bei der Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte auf Materialseite keinerlei Abminderung der Sicherheitsbeiwerte auf Einwirkungsseite vorgenommen werden darf. Hier müssen die in *DIN 1055-100; 2001* festgeschriebenen Sicherheitsbeiwerte verwendet werden.

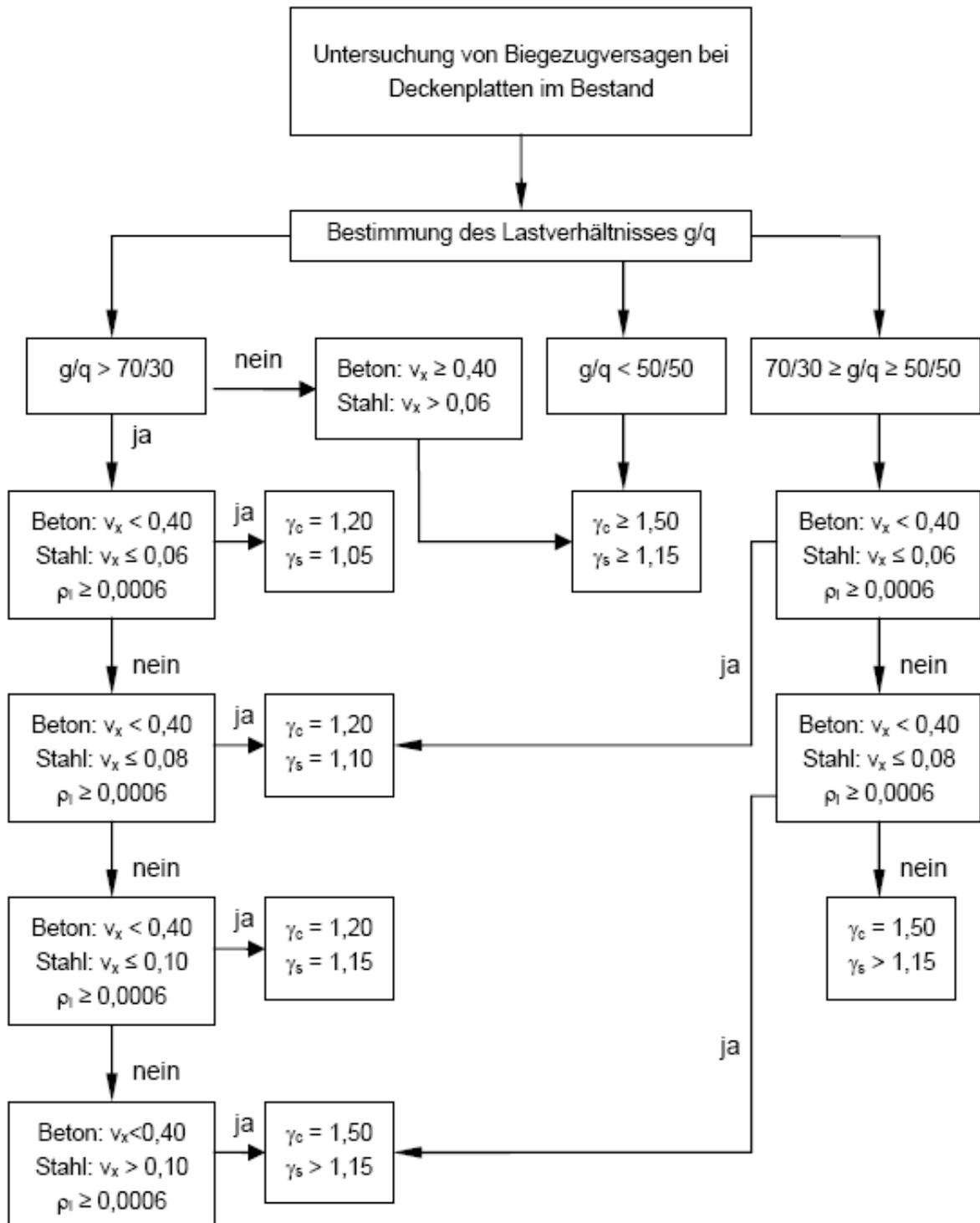


Abb. 11.1: Zusammenstellung der modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte für Biegezugversagen bei Stahlbetonbauteilen im Bestand nach Bestandsaufnahme

### **11.2.2. Querkraftversagen von Stahlbetonbauteilen**

Generell kann auch bei allen drei Querkraftversagensarten eine Abminderung der Materialsicherheitsbeiwerte, unter den vorne im Bericht zugrunde gelegten Streuungen der Basisvariablen, vorgenommen werden zu:

$$\text{Materialsicherheitsbeiwert Beton} \quad \gamma_c = 1,20$$

$$\text{Materialsicherheitsbeiwert Betonstahl} \quad \gamma_s = 1,05$$

Vorraussetzung für die Anwendung bei Bestandsbauten ist eine gründliche Bestandsaufnahme des Bauwerks. Ebenso wird das im Hochbau übliche Lastverhältnis von  $g/q = 70/30$  unterstellt. Weitere Differenzierungen nach den einzelnen Versagenskriterien, Materialstreuungen und Lastverhältnissen sollten noch vorgenommen werden.

### **11.2.3. Spannungsversagen von Stahlbetondruckgliedern**

Für nicht stabilitätsgefährdete Stahlbetonstützen können für das vorherrschende Lastverhältnis  $g/q = 70/30$  die Materialsicherheitsbeiwerte wie folgt im Spannungsnachweis angewendet werden:

$$\text{Materialsicherheitsbeiwert Beton} \quad \gamma_c = 1,10$$

$$\text{Materialsicherheitsbeiwert Betonstahl} \quad \gamma_s = 1,05$$

Voraussetzung ist wiederum eine umfangreiche Bestandsaufnahme am Bauwerk. Auch hierzu sollten weitere Auswertungen infolge Materialstreuungen sowie für verschiedene Lastverhältnisse erfolgen.

## 12. Beispiele

### 12.1. Nachweis Büro- / Wohnhausdeckenplatte

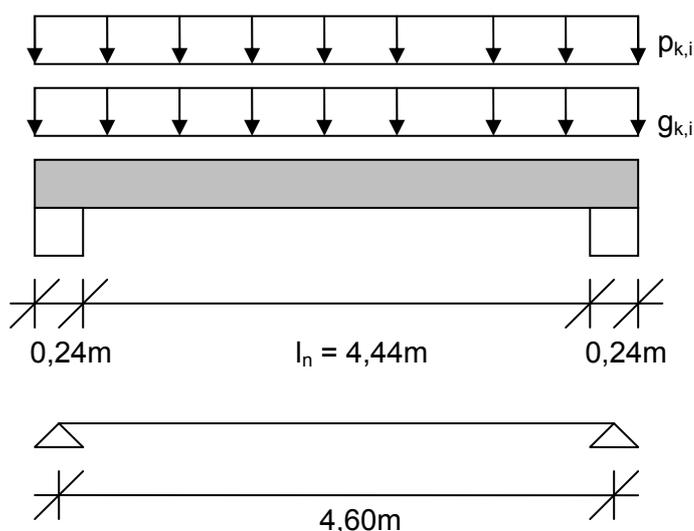
Zunächst erfolgt die Nachrechnung der Beispiele jeweils unter Anwendung der *DIN 1055-100; 2001* und *DIN 1045-1; 2001*. Anschließend wird die Tragfähigkeit der Konstruktion mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten nach Kapitel 11 bewertet.

#### 12.1.1. Bemessung nach DIN 1045-1

Nachfolgend dargestellte Stahlbetondecke wurde 1975 erstellt und nach dem damals gültigen Normenwerk bemessen. Das ursprüngliche zu Wohnungszwecken genutzte Gebäude soll nun ein Bürogebäude umgebaut werden. Infolge der damit verbundenen Lasterhöhung muss die Deckenplatte nach aktueller Norm bemessen werden.

Annahme: Für das Tragwerk wurde eine umfassende Bestandsaufnahme mit Erfassung der tatsächlichen Geometrie durchgeführt.

##### 12.1.1.1. Statisches System, Abmessungen



12.1: statisches System und Belastung der Geschosdecke

Effektive Stützweite:

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 = 4,44 \text{ m} + 0,24 \text{ m} / 3 + 0,24 \text{ m} / 3 = 4,60 \text{ m}$$

Abmessungen:

$$h = 16,0 \text{ cm}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 16,0 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 13,5 \text{ cm}$$

Der Nachweis zur Begrenzung der Durchbiegung darf für Stahlbetonbauteile vereinfacht durch eine Begrenzung Biegeschlankheit  $l_i / d$  für Deckenplatten des üblichen Hochbaus geführt werden:

$$l_i / d \leq 35 \cdot 1,0 \cdot 4,60 \text{ m} / 0,135 \text{ m} = 34,1 \leq 35 \quad \checkmark$$

Annahme: Die gemäß Statischer Berechnung vorhandene Bewehrung wurde mittels Bewehrungssuchgerät mit  $\varnothing 10 - 14,5 \text{ cm}$  (vorh.  $a_s = 5,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) bestätigt.

### 12.1.1.2. Materialkennwerte

Erster Schritt zur Anwendung der aktuellen Stahlbetonnorm ist die Transformation der Materialkennwerte zur Anwendung nach neuer DIN1045.

Material nach alter Norm:      Beton:                      Bn 250 (laut Statik)

    Betonstahl:              BSt 420/500 (III)

Nach DIN 1045-1:                      Umwandlung nach Abschnitt 2:

    Beton:                      Bn 250 mit  $f_{ck} \approx 19,3 \text{ N/mm}^2 \equiv \text{C20/25}$

    Betonstahl:              BSt 420 S / M:       $f_{yk} = 420 \text{ /mm}^2$

Die Überprüfung der Betondruckfestigkeit ergab eine Übereinstimmung mit den in der Ursprungsstatik verwendeten Werten.

### 12.1.1.3. Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen

Die ständigen Einwirkungen auf die Geschosdecke stellen sich wie folgt dar:

Eigenlast Decke:	$g_{k,1} =$	$0,16 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	$= 4,00 \text{ kN/m}^2$
Trittschalldämmung:	$g_{k,2} =$	$5 \cdot 0,01 \text{ kN/m}^2$	$= 0,05 \text{ kN/m}^2$
Zementestrich:	$g_{k,3} =$	$0,05 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3$	$= 1,10 \text{ kN/m}^2$
<u>Keramische Fliesen:</u>	<u><math>g_{k,4} =</math></u>	<u><math>1,5 \cdot 22 \text{ kN/m}^2</math></u>	<u><math>= 0,33 \text{ kN/m}^2</math></u>
Summe ständige Lasten	$\sum g_k =$		$= 5,48 \text{ kN/m}^2$

Die veränderliche Nutzlast nach DIN 1055-3 2002 für Büronutzung ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} \text{Büroflächen Kat. B1: } q_{k,1} &= 2,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Summe veränd. Lasten } \sum q_k &= 2,00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Das Verhältnis der ständigen zur veränderlichen Einwirkung  $\sum g_k / \sum q_k$  beträgt:  $5,48 / 2,00 = 2,74$  und ist somit größer als  $70 : 30 = 2,33$ .

Die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen werden für eine ungünstige Wirkung aus der Norm DIN 1055-100 übernommen:

$$\text{für ständige Lasten: } \gamma_G = 1,35$$

$$\text{für veränderliche Lasten: } \gamma_Q = 1,50$$

Bemessungswert  $E_d$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$q_d^* = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot q_{k,1} = 1,35 \cdot 5,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,50 \cdot 2,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 10,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (12.1)$$

Somit können die Bemessungsschnittgrößen bestimmt werden (ohne Abminderung der Querkraft am Auflager):

$$m_{E_{ds}} = \frac{q_d^* \cdot l_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{10,40 \text{ kN/m}^2 \cdot (4,60 \text{ m})^2}{8} = 27,51 \text{ kNm/m} \quad (12.2)$$

$$V_{Ed} = \frac{q_d^* \cdot l_{\text{eff}}}{2} = \frac{10,40 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,60 \text{ m}}{2} = 23,92 \text{ kN/m} \quad (12.3)$$

#### 12.1.1.4. Bemessung für Biegung

Die Bemessungswerte der Baustoffe sind nach DIN 1045-1 wie folgt zu wählen:

$$\begin{aligned} \text{Beton: } f_{ck} &= 20 \text{ N/mm}^2 \\ f_{cd} &= 0,85 \cdot 20 / 1,50 = 11,33 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Betonstahl: } f_{yk} &= 420 \text{ N/mm}^2 \\ f_{yd} &= 420 / 1,15 = 365 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Teilsicherheitsfaktoren nach DIN 1055-100:

$$\text{für Beton: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{für Betonstahl: } \gamma_s = 1,15$$

Die Hilfwerte für die Bemessung können z.B. aus den Bemessungstabellen mit dimensionslosen Beiwerten ermittelt werden (je lfdm):

$$\mu_{E_{ds}} = m_{E_{ds}} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = \frac{0,02751}{1,00 \cdot 0,135^2 \cdot 11,33} = 0,1332 \quad (12.4)$$

Aus der Bemessungstafel kann somit abgelesen werden:

$$\xi = 0,176$$

$$\zeta = 0,927$$

Die Bemessung liefert eine erforderliche Bewehrungsmenge (je lfdm) von:

$$\text{erf. } a_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left( \frac{m_{Eds}}{z} + n_{Ed} \right) = \frac{1}{365} \cdot \frac{0,02751}{0,927 \cdot 0,135} = 6,02 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (12.5)$$

Die Tragfähigkeit der Deckenplatte kann durch die Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf Materialseite nach DIN 1045-1 nicht nachgewiesen werden. Es fehlt eine Bewehrungsmenge von  $0,60 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

#### 12.1.1.5. Bemessung für Querkraft

Die Bemessungswerte der Baustoffe werden aus der Biegebemessung übernommen. Die vom Querschnitt aufnehmbare Querkraft  $v_{Rd,ct}$  nach Gl. 70 DIN 1045-1 wird ermittelt. Der vorhandene Deckenquerschnitt weist keinerlei Schubbewehrung auf.

$$\begin{aligned} v_{Rd,ct} &= \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot \left( 100 \cdot \text{vorh. } \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ &= \left[ \frac{0,15}{1,50} \cdot 1,0 \cdot 2,0 \cdot \left( 100 \cdot \frac{5,42}{100 \cdot 13,5} \cdot 20 \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1,00 \cdot 0,135 = 54,07 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (12.6)$$

Die Tragfähigkeit des Stahlbetonquerschnitts muss mit der tatsächlich vorhandenen Bewehrung ermittelt werden.

$$v_{Rd,ct} = 54,07 \text{ kN/m} \geq v_{Ed} = 23,92 \text{ kN/m} \quad (12.7)$$

Die Querkrafttragfähigkeit der Deckenplatte ist trotz der durch die Umnutzung auftretenden größeren Querkräfte ohne eine Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte sichergestellt.

#### 12.1.2. Bemessung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte

##### 12.1.2.1. Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen

Die Teilsicherheitsfaktoren auf der Einwirkungsseite nach DIN 1055-100 bleiben unverändert, da diese Norm baustoffübergreifend gültig ist. Somit werden für den nachfolgenden Nachweis nur die Teilsicherheitsfaktoren auf der Widerstandsseite nach Kapitel 11 modifiziert. Da die ständige Last mehr als 70% der Gesamtdeckenlast beträgt, können die Teilsicherheitsfaktoren der Materialseite wie folgt verwendet werden:

für Beton:  $\gamma_c = 1,20$

für Betonstahl:  $\gamma_s = 1,05$

Die Bemessungsschnittgrößen bleiben unverändert mit:

$$m_{Eds} = 27,51 \text{ kNm/m}$$

$$v_{Ed} = 23,92 \text{ kN/m}$$

### 12.1.2.2. Bemessung für Biegung

Die Bemessungswerte der Baustoffe folgen nun zu:

$$\begin{aligned} \text{Beton:} \quad f_{ck} &= 20 \text{ N/mm}^2 \\ f_{cd} &= 0,85 \cdot 20 / 1,20 = 14,17 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Betonstahl:} \quad f_{yk} &= 420 \text{ N/mm}^2 \\ f_{yd} &= 420 / 1,05 = 400 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Die Hilfwerte für die Bemessung können z.B. aus den Bemessungstabellen mit dimensionslosen Beiwerten ermittelt werden (je lfdm):

$$\mu_{Eds} = m_{Eds} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = \frac{0,02751}{1,00 \cdot 0,135^2 \cdot 14,17} = 0,1065 \quad (12.8)$$

Aus der Bemessungstabelle kann somit abgelesen werden:

$$\xi = 0,138$$

$$\zeta = 0,942$$

Die erneute Bemessung mit modifizierten Teilsicherheitsfaktoren liefert eine Bewehrungsmenge (je lfdm) von:

$$\text{erf. } a_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left( \frac{m_{Eds}}{z} + n_{Ed} \right) = \frac{1}{400} \cdot \frac{0,02751}{0,942 \cdot 0,135} = 5,41 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (12.9)$$

Die jetzt errechnete erforderliche Bewehrungsmenge entspricht in etwa der vorhandenen Bewehrungsmenge von ca. 5,42 cm<sup>2</sup>/m. Somit kann die Tragfähigkeit des Deckenfeldes gewährleistet werden.

### 12.1.2.3. Bemessung für Querkraft

Zur Veranschaulichung der Tragfähigkeitssteigerung durch Modifikation Material Sicherheitsbeiwerte wird der Querkraftnachweis nochmals geführt. Die vom Querschnitt aufnehmbare Querkraft  $v_{Rd,ct}$  kann nun ermittelt werden zu:

$$\begin{aligned} v_{Rd,ct} &= \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \text{vorh. } \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ &= \left[ \frac{0,15}{1,20} \cdot 1,0 \cdot 2,0 \cdot \left( 100 \cdot \frac{5,42}{100 \cdot 13,5} \cdot 20 \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1,0 \cdot 0,135 = 67,58 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (12.10)$$

Somit steigert sich die aufnehmbare Querkraft der Decke zu:

$$v_{Rd,ct} = 67,58 \text{ kN/m} \geq v_{Ed} = 23,92 \text{ kN/m} \quad (12.11)$$

### 12.1.3. Vergleich

#### 12.1.3.1. Biegebemessung

Durch Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte auf Widerstandsseite ergibt sich eine Reduktion der Bewehrungsmenge von:

$$\text{erf. } a_{s,\gamma_{\text{DIN}}} = 6,02 \text{ cm}^2/\text{m} \geq \text{erf. } a_{s,\gamma_{\text{mod}}} = 5,41 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (12.12)$$

Dies entspricht einer Reduzierung der erforderlichen Bewehrung um ca. 12%.

#### 12.1.3.2. Querkrafttragfähigkeit

Die aufnehmbare Querkraft der vorhandenen Deckenplatte ohne Schubbewehrung kann durch die Modifikation des Teilsicherheitsbeiwertes für Beton gesteigert werden:

$$V_{\text{Rd,ct},\gamma_{\text{DIN}}} = 54,07 \text{ kN/m} \leq V_{\text{Rd,ct},\gamma_{\text{mod}}} = 67,58 \text{ kN/m} \quad (12.13)$$

Hier ist eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit von bis zu 25% möglich. Gerade bei Deckenplatten mit geringen Spannweiten aber großen Querkraften kann durch eine Sicherheitsbeiwertmodifikation die Tragfähigkeit gesteigert werden.

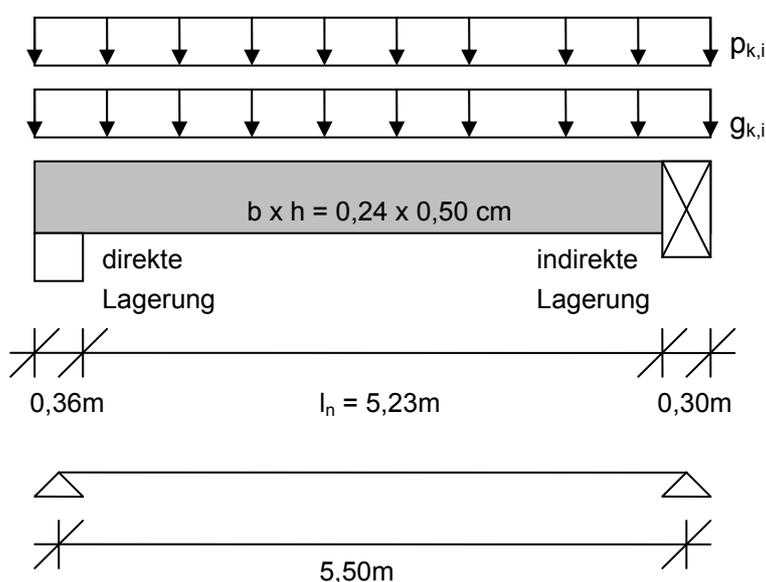
## 12.2. Nachweis Einfeldbalken

### 12.2.1. Bemessung nach DIN 1045-1

Der nachfolgend dargestellte Stahlbetonbalken wurde 1985 erstellt und nach dem damals gültigen Normenwerk bemessen. Das ursprüngliche Wohngebäude erfährt eine Umnutzung zum Bürogebäude. Infolge der damit einhergehenden Lasterhöhung muss der Stahlbetonunterzug nach aktueller Norm bemessen werden.

Das Bauwerk wurde einer umfassenden Bestandsaufnahme unterzogen.

#### 12.2.1.1. Statisches System, Abmessungen



12.2: statisches System und Belastung des Abfangträgers

Effektive Stützweite:

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 = 5,23 \text{ m} + 0,36 \text{ m} / 3 + 0,30 \text{ m} / 2 = 5,50 \text{ m}$$

Abmessungen:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3,5 \text{ cm}$$

$$d = h - d_1 = 50,0 \text{ cm} - 3,5 \text{ cm} = 46,5 \text{ cm}$$

Annahme: Die gemäß Statischer Berechnung vorhandene Bewehrung wurde mittels Bewehrungssuchgerät bestätigt zu:

Biegebewehrung  $6\phi 12 \text{ mm}$  mit vorh.  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

Schubbewehrung  $\phi 6 \text{ mm} - 35 \text{ cm} - 2 \text{ s}$  mit vorh.  $a_{\text{sw}} = 1,60 \text{ cm}^2$

Anmerkung: Hier wurde der maximale Bügelabstand von 30cm überschritten. Eine Bewertung der Tragfähigkeit hinsichtlich Nichteinhaltung der Konstruktionsregeln erfolgt hier nicht!

### 12.2.1.2. Materialkennwerte

Erster Schritt zur Anwendung der aktuellen Stahlbetonnorm ist die Transformation der Materialkennwerte zur Anwendung nach neuer DIN1045.

Material nach alter Norm: Beton: B 25 (laut Statik)

Betonstahl: BSt 500 (IV):

Nach DIN 1045-1: Umwandlung nach Abschnitt 2:

Beton: C20/25  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl: BSt 500 S:  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Die Überprüfung der Betondruckfestigkeit ergab eine Übereinstimmung mit den in der Ursprungsstatik verwendeten Werten.

### 12.2.1.3. Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen

Die ständigen Einwirkungen auf den Abfangträger stellen sich wie folgt dar:

Eigengewicht Balken:  $g_{k,1} = 0,24 \text{ m} \cdot 0,50 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3,00 \text{ kN/m}$

Eigengewicht Decke:  $g_{k,2} = 5,84 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,80 \text{ m} = 16,35 \text{ kN/m}$

Summe ständige Lasten  $\sum g_k = 19,35 \text{ kN/m}$

Die veränderliche Nutzlast nach DIN 1055-3 2002 für Büronutzung ergibt sich zu:

Büroflächen Kat. B1:  $q_{k,1} = 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,80 \text{ m} = 5,60 \text{ kN/m}$

Summe veränd. Lasten  $\sum q_k = 5,60 \text{ kN/m}$

Das Verhältnis der ständigen zur veränderlichen Einwirkung  $\sum g_k / \sum q_k$  beträgt:  $19,35 / 5,60 = 3,46$  und ist somit größer als  $70 : 30 = 2,33$ .

Die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für eine ungünstige Wirkung aus der Norm übernommen:

für ständige Lasten:  $\gamma_G = 1,35$

für veränderliche Lasten:  $\gamma_Q = 1,50$

Bemessungswert  $E_d$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$q_d^* = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot q_{k,1} = 1,35 \cdot 19,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,50 \cdot 5,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 34,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (12.14)$$

Somit können die Bemessungsschnittgrößen bestimmt werden:

$$M_{E_{ds}} = \frac{q_d^* \cdot l_{\text{eff}}^2}{8} = \frac{34,52 \text{ kN/m} \cdot (5,50 \text{ m})^2}{8} = 130,53 \text{ kNm} \quad (12.15)$$

$$V_{Ed} = \frac{q_d^* \cdot l_{\text{eff}}}{2} = \frac{34,52 \text{ kN/m} \cdot 5,50 \text{ m}}{2} = 94,93 \text{ kN} \quad (12.16)$$

#### 12.2.1.4. Bemessung für Biegung

Die Bemessungswerte der Baustoffe sind nach DIN 1045-1 wie folgt zu wählen:

Beton:  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot 20 / 1,50 = 11,33 \text{ N/mm}^2$$

Betonstahl:  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$$

mit Teilsicherheitsfaktoren nach DIN 1055-100:

für Beton:  $\gamma_c = 1,50$

für Betonstahl:  $\gamma_s = 1,15$

Die Hilfswerte für die Bemessung können z.B. aus den Bemessungstabellen mit dimensionslosen Beiwerten ermittelt werden:

$$\mu_{E_{ds}} = M_{E_{ds}} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = \frac{0,13053}{0,24 \cdot 0,465^2 \cdot 11,33} = 0,2220 \quad (12.17)$$

Aus der Bemessungstabelle kann somit abgelesen werden:

$$\xi = 0,351$$

$$\zeta = 0,869$$

Die Bemessung liefert eine erforderliche Bewehrungsmenge von:

$$\text{erf. } A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left( \frac{M_{E_{ds}}}{z} + N_{Ed} \right) = \frac{1}{435} \cdot \frac{0,13053}{0,869 \cdot 0,465} = 7,43 \text{ cm}^2 \quad (12.18)$$

Die Tragfähigkeit des Unterzuges kann durch die Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf Materialseite nach DIN 1045-1 nicht nachgewiesen werden. Es sind nur 6,79 cm<sup>2</sup> Bewehrung im Balken vorhanden und somit fehlt eine Bewehrungsmenge von ca. 0,65 cm<sup>2</sup>.

### 12.2.1.5. Bemessung für Querkraft

Die Bemessungswerte der Baustoffe werden aus der Biegebemessung übernommen. Die vom Querschnitt aufnehmbare Querkraft  $V_{Rd,ct}$  wird zuerst ermittelt.

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,ct} &= \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \text{vorh. } \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d = \\
 &= \left[ \frac{0,15}{1,50} \cdot 1,0 \cdot 1,656 \cdot \left( 100 \cdot \frac{6,79}{24 \cdot 46,5} \cdot 20 \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 0,24 \cdot 0,465 \\
 &= 42,51 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{12.19}$$

Die Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetonquerschnitts wird mit der tatsächlich vorhandenen Bewehrung ermittelt.

$$V_{Rd,ct} = 42,51 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 94,93 \text{ kN} \tag{12.20}$$

Der vorhandene Unterzug benötigt eine Querkraftbewehrung. Die vorhandene Schubbewehrung wird überprüft.

$$\begin{aligned}
 \text{erf. } a_{sw} &= V_{Ed} / \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_c} \cdot z \cdot \cot \theta \right) = \\
 &= 0,09493 / \left( \frac{500}{1,15} \cdot 0,9 \cdot 0,465 \cdot 3,0 \right) = 1,80 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq \text{vorh. } a_{sw}
 \end{aligned} \tag{12.21}$$

Als Schubbewehrung sind zweischnittige Bügel dem Durchmesser  $\varnothing$  6mm mit einer Querschnittsfläche  $\text{vorh. } a_{sw} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$  die hier überschritten wird.

Weiter muss auch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe überprüft werden:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,max} &= \alpha_c \cdot \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta} = \\
 &= 0,75 \cdot 0,85 \cdot \frac{20}{1,5} \cdot 0,24 \cdot 0,9 \cdot 0,465 \cdot \frac{1}{\frac{1}{3,0} + 3,0} \\
 &= 0,24730 \text{ MN} = 247,30 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 94,93 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{12.22}$$

Die Tragfähigkeit der Druckstrebe kann hier ohne Teilsicherheitsbeiwertmodifikation nachgewiesen werden.

## 12.2.2. Bemessung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte

### 12.2.2.1. Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen

Die Teilsicherheitsfaktoren auf der Einwirkungsseite nach DIN 1055-100 bleiben auch hier unverändert. Somit werden für den nachfolgenden Nachweis nur die Teilsicherheitsfaktoren auf der Widerstandsseite nach Kapitel 11 modifiziert. Da die ständige Last mehr als 70% der Gesamtlast beträgt, können die Teilsicherheitsfaktoren der Materialseite wie folgt verwendet werden:

für Beton:  $\gamma_c = 1,20$

für Betonstahl:  $\gamma_s = 1,05$

Die Bemessungsschnittgrößen bleiben unverändert mit:

$$M_{Eds} = 130,53 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 94,93 \text{ kN}$$

### 12.2.2.2. Bemessung für Biegung

Die Bemessungswerte der Baustoffe folgen nun zu:

Beton:  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot 20 / 1,20 = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

Betonstahl:  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yd} = 500 / 1,05 = 476 \text{ N/mm}^2$$

Die Hilfswerte für die Bemessung können z.B. aus den Bemessungstabellen mit dimensionslosen Beiwerten ermittelt werden:

$$\mu_{Eds} = M_{Eds} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = \frac{0,13053}{0,24 \cdot 0,465^2 \cdot 14,17} = 0,1775 \quad (12.23)$$

Aus der Bemessungstafel kann somit abgelesen werden:

$$\xi = 0,243$$

$$\zeta = 0,899$$

Die Bemessung liefert eine erforderliche Bewehrungsmenge von:

$$\text{erf. } A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot \left( \frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed} \right) = \frac{1}{476,2} \cdot \frac{0,13053}{0,899 \cdot 0,465} = 6,558 \text{ cm}^2 \quad (12.24)$$

Die erforderliche Bewehrungsmenge wird durch die vorhandene Bewehrungsmenge von  $6,79 \text{ cm}^2$  abgedeckt. Somit kann die Tragfähigkeit des Unterzuges für das geforderte Zuverlässigkeitsniveau gewährleistet werden.

### 12.2.2.3. Bemessung für Querkraft

Zur Veranschaulichung der Tragfähigkeitssteigerung durch Modifikation der Material Sicherheitsbeiwerte wird der Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung nochmals geführt. Die vom Querschnitt aufnehmbare Querkraft  $V_{Rd,ct}$  beträgt jetzt:

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= \left[ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \eta_1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \text{vorh. } \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ &= \left[ \frac{0,15}{1,20} \cdot 1,0 \cdot 1,656 \cdot \left( 100 \cdot \frac{6,79}{24 \cdot 46,5} \cdot 20 \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 0,24 \cdot 0,465 \\ &= 53,13 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 94,93 \text{ kN} \end{aligned} \quad (12.25)$$

Die gesteigerte Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts ohne Schubbewehrung ist nach wie vor geringer als die einwirkende Last.

Die Überprüfung der vorhandenen Schubbewehrung ergibt jetzt:

$$\begin{aligned} \text{erf. } a_{sw} &= V_{Ed} / \left( \frac{f_{yk}}{\gamma_c} \cdot z \cdot \cot \theta \right) = \\ &= 0,09493 / \left( \frac{500}{1,05} \cdot 0,899 \cdot 0,465 \cdot 3,0 \right) = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{m} = \text{vorh. } a_{sw} \end{aligned} \quad (12.26)$$

Als Schubbewehrung sind zweischnittige Bügel  $\varnothing$  6mm im Auflagerbereich ca. alle 35 cm eingebaut. Die vorhandene Bewehrungsmenge deckt sich mit der statisch erforderlichen.

Auch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe wird wieder überprüft:

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= \alpha_c \cdot \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{\tan \theta + \cot \theta} = \\ &= 0,75 \cdot 0,85 \cdot \frac{20}{1,2} \cdot 0,24 \cdot 0,9 \cdot 0,465 \cdot \frac{1}{\frac{1}{3,0} + 3,0} \\ &= 0,31980 \text{ MN} = 319,80 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 94,93 \text{ kN} \end{aligned} \quad (12.27)$$

### 12.2.3. Vergleich

#### 12.2.3.1. Biegebemessung

Durch Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte auf Widerstandsseite ergibt sich eine Reduktion der Bewehrungsmenge von:

$$\text{erf. } A_{s,\gamma_{DIN}} = 7,43 \text{ cm}^2 \geq \text{erf. } A_{s,\gamma_{mod}} = 6,56 \text{ cm}^2 \quad (12.28)$$

Dies entspricht einer Bewehrungsreduktion im Biegebalken von ca. 12%.

#### 12.2.3.2. Querkrafttragfähigkeit

Die aufnehmbare Querkraft des vorhandenen Stahlbetonbalkens ohne Schubbewehrung kann durch die Modifikation des Teilsicherheitsbeiwertes für Beton gesteigert werden:

$$V_{Rd,ct,\gamma_{DIN}} = 42,51 \text{ kN} \leq V_{Rd,ct,\gamma_{mod}} = 53,13 \text{ kN} \quad (12.29)$$

Hier ist eine Steigerung des Betontraganteils an der Gesamtschubtragfähigkeit von mehr als 25% möglich.

Auch die aufnehmbare Querkraft des vorhandenen Stahlbetonbalkens inklusive Schubbewehrung wird durch Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte ebenfalls erhöht. Somit resultiert aus der einwirkenden Querkraft eine geringere Schubbewehrung:

$$a_{sw,\gamma_{DIN}} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m} \geq a_{sw,\gamma_{mod}} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (12.30)$$

Für das angeführte Beispiel ist eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit des Stahlbetonbalkens von 11% erzielt worden.

Auch die Druckstreben­tragfähigkeit kann um 29% gesteigert werden:

$$V_{Rd,max,\gamma_{DIN}} = 247,73 \text{ kN} \leq V_{Rd,ct,\gamma_{mod}} = 319,80 \text{ kN} \quad (12.31)$$

## 12.3. Nachweis zentrisch gedrückte Stahlbetonstütze

### 12.3.1. Bemessung nach Norm

Auf den weiteren Seiten wird die unten dargestellte, nicht stabilitätsgefährdete Stütze eines Bestandsgebäudes nach neuem Normenkonzept nachgewiesen. Die Stahlbetonkonstruktion wurde 1975 erstellt und nach dem damals gültigen Normenwerk bemessen. Infolge Umnutzung des Wohngebäudes treten höhere Lasten in den Stahlbetonstützen auf. Diese werden nach aktueller Norm DIN 1045-1 nachgerechnet.

Vorraussetzung für die Anwendung von modifizierten Materialsicherheitsbeiwerten ist eine umfassende Bestandsaufnahme. Bei dieser hat sich herausgestellt, dass der ursprünglich nach Statik eingebaute Bn 250 nicht die geforderte Festigkeit erreicht hat. Vielmehr lassen die Ergebnisse darauf schließen, dass ein Bn 150 vorliegt, was einer Betongüte nach aktueller Norm von C12/15 entspricht.

#### 12.3.1.1. Statisches System, Abmessungen

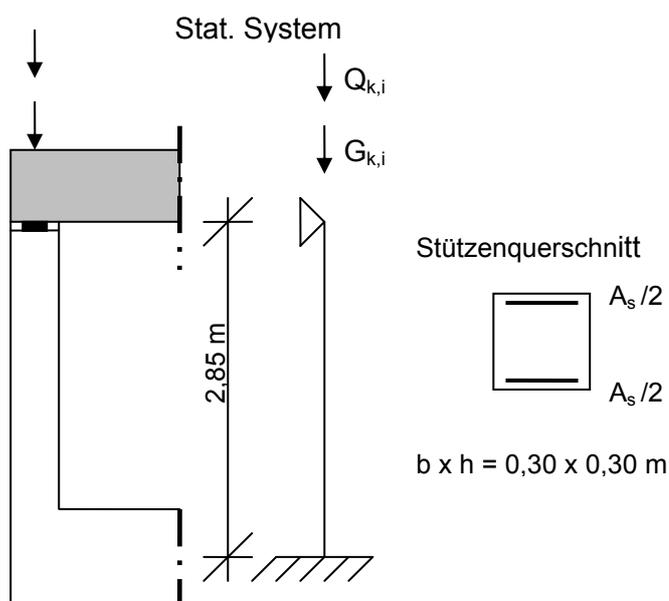


Abb. 12.3: statisches System und Belastung der Stütze

Ersatzlänge und Schlankheit der Stütze:

$$\text{Ersatzlänge: } l_0 = l_{\text{col}} \cdot \beta = 2,85 \cdot 0,7 = 1,995 \text{ m}$$

$$l_{\text{col}} = 2,85 \text{ ca. Geschosshöhe}$$

$$\beta = 0,7 \text{ Ersatzlängenbeiwert}$$

$$\text{Schlankheit: } \lambda = l_0 / i = 199,5 \text{ cm} / (0,289 \cdot 30 \text{ cm}) = 23,0 \leq 25 \quad \text{für } |v_{\text{ED}}| \geq 0,41$$

Die Stütze ist nicht stabilitätsgefährdet!

Annahme: Die gemäß Statik vorhandene Stützenlängsbewehrung wurde mittels Bewehrungssuchgerät ermittelt (ein Stab  $\varnothing 12$  mm je Ecke  $\equiv$  vorh.  $A_s = 4,52$  cm<sup>2</sup>).

### 12.3.1.2. Materialkennwerte

Erster Schritt zur Anwendung der aktuellen Stahlbetonnorm ist die Transformation der Materialkennwerte zur Anwendung nach neuer DIN1045.

Material nach alter Norm:	Beton:	Bn 150 (laut Statik)	
	Betonstahl:	BSt 420/500 (III)	
Nach DIN 1045-1:	Umwandlung nach Abschnitt 2:		
	Beton:	C12/15	$f_{ck} = 12$ N/mm <sup>2</sup>
	Betonstahl:	BSt 420 S / M:	$f_{yk} = 420$ N/mm <sup>2</sup>

Eine Überprüfung der Betonfestigkeit ergab eine Übereinstimmung mit den in der Ursprungsstatik verwendeten Werten.

### 12.3.1.3. Einwirkungen, Bemessungsschnittgrößen

Die ständigen Einwirkungen auf die Stütze stellen sich wie folgt dar:

Eigengewicht Stütze:	$G_{k,1} =$	$0,30 \text{ m} \cdot 0,30 \cdot 2,85 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	$= 6,40 \text{ kN}$
Ständige Lasten:	$G_{k,2} =$		$= 463,60 \text{ kN}$
Summe ständige Lasten	$\sum G_k =$		$= 470,00 \text{ kN}$

Die veränderliche Nutzlast nach DIN 1055-3 2002 für Büronutzung ergibt sich zu:

Büroflächen Kat. B1:	$Q_{k,1} =$		$= 200,00 \text{ kN}$
Summe veränd. Lasten	$\sum Q_k =$		$= 200,00 \text{ kN}$

Das Verhältnis der ständigen zur veränderlichen Einwirkung  $\sum G_k / \sum Q_k$  beträgt:  $470 / 200 = 2,35$  und ist somit größer als  $70 : 30 = 2,33$ .

Die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen für eine ungünstige Wirkung aus der Norm übernommen:

für ständige Lasten:  $\gamma_G = 1,35$

für veränderliche Lasten:  $\gamma_Q = 1,50$

Die Bemessungslast  $N_{Ed}$  der Einwirkungen nach Grundkombination ergibt sich zu (Mindestmoment wird vernachlässigt):

$$N_{Ed} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} = 1,35 \cdot 470 \text{ kN} + 1,50 \cdot 200 \text{ kN} = 934,50 \text{ kN} \quad (12.32)$$

### 12.3.1.4. Maximale Querschnittstragfähigkeit

Die Bemessungswerte der Baustoffe sind nach DIN 1045-1 2001 wie folgt zu wählen:

$$\text{Beton: } f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot 12 / 1,50 = 6,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Betonstahl: } f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 420 / 1,15 = 365 \text{ N/mm}^2$$

Hierbei werden die Teilsicherheitsfaktoren nach DIN 1055-100 verwendet:

$$\text{für Beton: } \gamma_c = 1,50$$

$$\text{für Betonstahl: } \gamma_s = 1,15$$

Die maximal aufnehmbare Längsdruckkraft ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= b \cdot h \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_{s,tot} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \\ &= 0,30 \cdot 0,30 \cdot 0,85 \cdot \frac{1,2}{1,50} + 4,52 \cdot \frac{42,0}{1,15} = 770,08 \text{ kN} \leq N_{sd} = 934,5 \text{ kN} \end{aligned} \quad (12.33)$$

Unter Verwendung der in DIN 1045-1 festgeschriebenen Teilsicherheitsbeiwerte tritt Spannungsversagen des Querschnittes ein.

### 12.3.2. Bemessung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerte

Werden die modifizierten Teilsicherheitsfaktoren nach Abschnitt 11 zugrunde gelegt mit:

$$\text{für Beton: } \gamma_c = 1,10$$

$$\text{für Betonstahl: } \gamma_s = 1,05$$

ergibt sich die maximal aufnehmbare Längsdruckkraft zu:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= b \cdot h \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_{s,tot} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \\ &= 30 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot \frac{1,2}{1,10} + 4,52 \cdot \frac{42,0}{1,05} = 1015,35 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 934,5 \text{ kN} \end{aligned} \quad (12.34)$$

Durch die Berechnung mit modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten kann ein Spannungsversagen des Querschnittes ausgeschlossen werden.

### 12.3.3. Vergleich

Durch Modifikation der Teilsicherheitsbeiwerte auf Widerstandsseite ergibt sich eine Tragfähigkeitssteigerung des Stützenquerschnittes von:

$$N_{Rd,\gamma_{DIN}} = 770,08 \text{ kN} \leq N_{Rd,\gamma_{mod}} = 1015,35 \text{ kN} \quad (12.35)$$

Die Querschnittstragfähigkeit steigt somit um ca. 32% an.

## Literatur

**Arbeitskreis Marktforschung 2007:** Der spezifische Baustoffverbrauch im Hochbau. Hrsg. Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Berlin, 2007.

[www.bdzement.de/fileadmin/gruppen/bdz/downloads/mafo/ZV\\_Hochb\\_2006.pdf](http://www.bdzement.de/fileadmin/gruppen/bdz/downloads/mafo/ZV_Hochb_2006.pdf)

**Bargmann, H. 2001:** Historische Bautabellen – Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 1960. 3. Auflage, Wernerverlag, Düsseldorf, 2001.

**Bauplanung Bautechnik 1963:** Standardisierung (Rubrik). In Bauplanung-Bautechnik, 17 Jahrgang, Heft 5, Mai 1963, Seite 257. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1963.

**Benjamin, J. R. & Cornell, C. A. 1970:** Probability Statics and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill Book Company, New York, 1970.

**Bergmeister 2007:** Überwachung und Analyse der Lebensdauer von Tunnelbauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 1. Berlin, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2007.

**Bindseil, P.; Schmitt, M. 2002:** Betonstähle vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart. Verlag für Bauwesen (CD 2002), Berlin, 2002.

**Bonin, L. 1994:** Kleine Stichprobenumfänge. Materialprüfung 36 (1994) H. 11-12, Seite 482 bis 485. Hanser Verlag, München, 1994.

**Bonzel, J. 1959:** Zur Gestaltsabhängigkeit der Betondruckfestigkeit. Beton und Stahlbetonbau, 54. Jahrgang, Heft 9/10. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1959.

**Bottenbruch 1987:** Bottenbruch, H. ; Noakowski, P.: Versagenswahrscheinlichkeit von turmartigen Bauwerken nach der direkten Integrationsmethode unter Zugrundelegung von verschiedenen Normen. In: Bauingenieur 62. Springer-Verlag, 1987.

**Brandes, K.; Limberger, E. 1985:** Zur Beeinflussung der Festigkeitskennwerte von Betonstahl durch die Dehngeschwindigkeit. In: Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4 (1984), Seite 90 bis 93. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1985

**Brühwiler, E. 2006:** Normen für den Umgang mit bestehenden Tragwerken. In: Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 12. Berlin, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2006.

**Chalk 1980:** Chalk, P. L. & Corotis, R. B.: Probability Model for Design Live Loads, Journal of the Structural Division, Vol.106, No. ST10, October 1980.

**CEB 1976:** First-Order Reliability Concepts for Design Codes, CEB-Bulletin d'Information, No.112, 1976.

**CIB W81 1989a:** Actions on Structures, Self-weight loads, Report No. 115, Rotterdam, June 1989.

**CIB W81 1989b:** Actions on Structures, Live Load in Buildings, Report No. 116, Rotterdam, June 1989.

**CIB W81 1991:** Actions on Structures, Snow Loads, Report No. 141, Rotterdam, September 1991.

**CIB W81 1996:** Actions on Structures, General Principles, Report No. 201, Rotterdam, November 1996.

**Cornell, C. A. 1969:** A Probability Based Structural Code, ACI Journal, Vol.66, No. 12, 1969.

**DAfStb Heft 525 2003:** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 525: Erläuterungen zur DIN 1045-1, Beuth-Verlag, Berlin, Ausgabe 09/2003.

**DAfStb Heft 526 2003:** Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN 4226. Hrsg. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2003.

**Dartsch, B. 1990:** Bauen heute in alter Substanz. Aktuelle Hinweise und historische Baubestimmungen. Verlag R. Müller, Köln, 1990.

**DBV 1949:** 50 Jahre Deutscher Beton-Verein – 1898-1948. Hrsg. Deutscher Beton-Verein (E.V.), Wiesbaden, 1949.

**Donauer, H.; Wöhnl, U 1986:** Auswirkungen veränderter Prüfvorschriften auf Druckfestigkeitsergebnisse. In beton, 36. Jahrgang, Heft 10, Seite 390 bis 392. Oktober 1986.

**Faber, M. H. 2005:** Risk and Savety in Civil Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, ETHZ, Zürich, 2005.

**Fingerloos, F. 2005:** Mobilisierung von Tragfähigkeitsreserven durch Anwendung der neuen DIN 1045-1, Bemessung und Konstruktion, Baukammer Berlin, 04/2005

**Fingerloos, F.; Becker, A. 2008:** Merkblätter Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. Bauen im Bestand – Beton und Betonstahl. Fassung Januar 2008. Hrsg. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin, 2008.

**Fischer, L. 1995:** Bestimmung des 5%-Quantils im Zuge der Bauwerksprüfung – Bezugnahme auf DIN-Normen und Eurocodes. In Bautechnik 72 (1995), Heft 11, Seite 712 bis 722. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1995.

**Fischer, L. 2001:** Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen – Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten. Bautechnik Spezial. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2001.

**Fischer L. 2003:** Charakteristische Werte – ihre Bedeutung und Berechnung – Diskussion einiger aktueller Sachverhalte zur neuen Normengeneration. In Bauingenieur Band 78, Seite 179bis 186. Springer VDI-Verlag, Düsseldorf, 2003.

**Gehlen, C. 2000:** Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken, Beuth-Verlag, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 510, 2000.

**Gehler, W. 1927:** Würfelfestigkeit und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung. In Beton und Eisen 1927, S 141. Verlag Ernst, Berlin, 1927.

**Gehler, W 1932:** Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932. 5. Auflage. S.32. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1932.

**Glowienka, S. 2007:** Zuverlässigkeit von Mauerwerkswänden aus großformatigen Steinen, Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, 2007

**Glowienka, S. & Hausmann, G. 2006:** Hintergründe zur Festlegung der charakteristischen Werte von Nutzlasten, Manuskript, unveröffentlicht.

**Graf, O. 1921:** Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk – Die Zugfestigkeit des unbewehrten und bewehrten Betons – Versuchsergebnisse und

Erfahrungen aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1921.

**Graf, U. ; Henning, H.-J.; Stange, K. 1966:** Formeln und Tabellen der mathematischen Statistik. Springer-Verlag, Berlin, 1966.

**Graubner, C.-A. & Glowienka, S. 2005:** Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetondruckgliedern unter besonderer Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_G$  auf der Einwirkungsseite, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben V 425 des DAfStb, Berlin, 2005.

**Grusibau 1981:** Grundlagen zur Feststellung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. NABau, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin/Köln, 1981.

**Grünberg, J. 2004:** Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau. Erläuterungen zu DIN 1055-100. Praxis Bauwesen, Beuth Verlag 2004.

**Hansen, M. 2004:** Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. Dissertation, Uni Hannover, 2004

**Hausmann, G. 2007:** Verformungsvorhersage vorgespannter Flachdecken unter Berücksichtigung der stochastischen Eigenschaften. Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, 2007

**Häusler, V. 2006:** Die neuen Normen der Reihe DIN 1055 und ihre bauaufsichtliche Behandlung. In: DIBt Mitteilungen 1/2006. Berlin : Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2006.

**Hartz, U. 2002:** Neues Normenwerk im Betonbau. In DIBt-Mitteilungen 1/2002, Seite 2 bis 6. Verlag Ernst&Sohn, Berlin, 2002.

**IPP 2007:** Ingenieursozietät IPP –Prof. Peil & Partner: <http://www.ippbs.de/bauwerks.html>

**JCSS 2000:** Probabilistic Model Code, Joint Committee on Structural Safety, [www.jcss.ethz.ch](http://www.jcss.ethz.ch), 2000.

**JCSS 2001:** Probabilistic Assessment of Existing Structures, RILEM Publications, S.A.R.L., 2001.

**König, G. & Hosser, D. 1982:** Baupraktische Beispiele und Hinweise zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen nach Empfehlung des NABau, Bauingenieur 57, Springer Verlag Berlin, 1982.

**König, G.; Soukhov, D.; Jungwirth, D. 1998:** Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke – Schlußbericht – DBV-Nr. 199. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1998.

**Kunz, C. 2006:** Alte Bauwerke – welche Normen?. In: BAW-Kolloquium der Abteilung Bautechnik : Sicherheit, Dauerhaftigkeit und Instandsetzung bestehender Wasserbauwerke. Tagungsband. Karlsruhe : Bundesanstalt für Wasserwesen, 2006.

**LPBS 2006:** Vereinigung der Prüfengeure für Bautechnik in Sachsen: Strategiepapier Bautechnische Sicherheit. Dresden: 2006.

**Madsen, H. O., Krenk, S., Lind, N. C. 1986:** Methods of structural safety, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1986.

- Melchers, R. E. 1999:** Structural reliability and prediction, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, 1999.
- Pottharst, R. 1977:** Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzeptes für den konstruktiven Ingenieurbau, Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1977
- Moersch, J. 2008:** DAfStb-Richtlinie – Qualität der Bewehrungsarbeiten. Vortagsunterlagen aus der Vortragsreihe Weiterbildung für Tragwerksplaner an der TU Kaiserslautern, 5. März 2008.
- Plate, E. J. 1993:** Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1993.
- Rackwitz, R. 1996:** Einwirkungen auf Bauwerke. In: Mehlhorn, G. (Hrsg.): Der Ingenieurbau: Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1996.
- Rackwitz, R. 2001:** Zuverlässigkeit von Tragwerken. In: Zilch, K. (Hrsg.): Handbuch für Bauingenieure, Berlin, Springer-Verlag 2001.
- Ramm, W. 2007:** Über die faszinierende Geschichte des Betonbaus von Beginn bis zurzeit nach dem 2. Weltkrieg. In: Gebaute Visionen – 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Hrsg. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2007.
- RCP 2004:** STRUREL, A Structural Reliability Analysis Program-System, Modul: COMREL, RCP GmbH. München, 2004.
- Reiche, A. 2000:** Zustandsbewertung von metallischen Tragwerkskomponenten. Fraunhofer-IRB-Verlag, Stuttgart, 2000.
- Rehm, G.; Rußwurm, D. 1977:** Anmerkung zur Güte von Betonstählen. In Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 1+2/1977, Seite 28ff und Seite 66ff. Bauverlag, Gütersloh, 1977.
- Riedner, W. 2007:** Sicherheit und Überwachung von weitgespannten Hallensystemen. In: Bautechnik 84, Heft 1. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2007.
- Rüsch, H.; Sell, R.; Rackwitz, R. 1969:** Statistische Analyse der Betonfestigkeit. Heft 206 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beuth Verlag, Berlin, 1969.
- Rußwurm, D. 1988A:** Teilsicherheitsbeiwerte für Werkstoffwiderstände, Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 10, Seite 30 - 36, 1988.
- Rußwurm, D. 1988B:** Gleichmaßdehnung von Betonstählen. In Heft 397 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- Rußwurm, D. 2000:** Entwicklung der Betonstähle. Hrsg. Institut für Stahlbetonbewehrung e.V. (ISB), München, 2000.
- Rußwurm, D. 2003:** Neue Stahlbetonnorm DIN 1045-1 ohne Betonstahl? In Bauingenieur Band 78, Januar 2003. Springer VDI-Verlag, Düsseldorf, 2003.
- Schäper, M. 2004:** Die drei Tücken der neuen Beton-Baustoffnorm für den Tragwerksplaner. In: Der Prüflingenieur 25 (Oktober 2004), Seite 57 bis 65. Hrsg. Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik e.V., Hamburg, 2004.
- Schmidt, H. 2003:** Versagenswahrscheinlichkeit von Wand- Deckenverbindungen bei Gasexplosionen im Fertigteilbau, Dissertation, Institut für Massivbau, TU Darmstadt, 2003

**Schmidt, H.; Cornelius, V. 2004:** Hintergründe zur Nutzlastabminderung nach DIN 1055-3. Beton- Stahlbetonbau 99, Heft 1, Berlin 2004.

**Schnell, J. 2008:** Strukturierte Erfassung häufigster Fehler beim Bauen im Bestand. DBV-Forschungsprojekt (DBV 270), in Bearbeitung.

**Schnetgöke u. a. 2006:** Schnetgöke, R. ; Klinzmann, C. ; Hosser, D.: Zuverlässigkeitsorientierte Bewertung von Bauwerken auf Grundlage der Bauwerksüberwachung. In: Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 8. Berlin, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2006.

**SIZ 2007:** Stahl-Informations-Zentrum: Bauen im Bestand – Lösungen in Stahlbauweise. Dokumentation 591, Ausgabe 2007.

**Six, M. 2001:** Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Stahlbetonbau, Dissertation, Institut für Massivbau, TU Darmstadt, 2001.

**Spaethe, G. 1992:** Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2., neubearbeitete Auflage. Springer-Verlag, Wien, 1992.

**Statistisches Bundesamt 2004:** Mikrozensus - Zusatzerhebung 2002, Bestand und Struktur der Wohneinheiten, Wohnsituation der Haushalte. Hrsg. Statistisches Bundesamt, Wiesbaden.

**Störmer, H. 1971:** Praktische Anleitung zu statistischen Prüfungen. R. Oldenbourg Verlag, München, 1971.

**Tue, N.V. 2007:** Statistische Auswertung der Betonqualität - Folgerungen für die Bauwerkssicherheit. Kongressunterlagen der 51. BetonTage, Neu-Ulm, 2007.

**Wapenhans, W. 2005:** Tragwerksplanung im Bestand – Band 1. Stuttgart, Fraunhofer IRB Verlag, 2005.

**Zäschke, W. 2003:** Konformitätskontrolle und Konformitätskriterien (zu Abschnitt 8). In Heft 526 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton. Beuth Verlag, Berlin 2003.

**Zilch, K. u. a. 1999:** Zilch, Konrad; Staller, M.; Brandes, Ch.: Anwendung statistischer Verfahren für die Auswertung von Versuchsdaten. Bauingenieur 74 (1999), S. 8-16.

**Zilch, K.; Zehetmaier, G. 2006:** Bemessungen im konstruktiven Betonbau: nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1. Berlin, Heidelberg, New York: Springer Verlag, 2006.

## Technische Regelwerke

**DAfEB 1916:** Bestimmungen für Ausführungen von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. Deutscher Ausschusses für Eisenbeton vom 13. Januar 1916.

**DAfStb 2000:** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Belastungsversuche an Massivbauwerken; Beuth-Verlag, Ausgabe 09/2000.

**DB-Richtlinie 805; 2002:** Tragsicherheit bestehender Brückenbauwerke. Deutsche Bahn, gültig ab 01.09.2002.

**DIN 488 Blatt 1; 1972-04:** Betonstahl – Begriffe, Eigenschaften, Werkkennzeichen.

**DIN 488 Blatt 2; 1972-04:** Betonstahl – Betonstabstahl, Abmessungen

**DIN 488 Blatt 3; 1972-04:** Betonstahl – Betonstabstahl, Prüfungen.

**DIN 488 Blatt 4; 1972-04:** Betonstahl – Betonstahlmatten, Aufbau.

**DIN 488 Blatt 5; 1972-04:** Betonstahl – Betonstahlmatten, Prüfungen.

**DIN 488 Blatt 6; 1974-08:** Betonstahl – Überwachung (Güteüberwachung). Vornorm.

**DIN 488 Teil 1; 1984-09:** Betonstahl – Sorten, Eigenschaften, Kennzeichnung.

**DIN 488 Teil 2; 1986-06:** Betonstahl – Betonstabstahl – Maße und Gewichte.

**DIN 488 Teil 3; 1986-06:** Betonstahl – Betonstabstahl - Prüfungen.

**DIN 488 Teil 4; 1986-06:** Betonstahl – Betonstahlmatten und Bewehrungsdraht – Aufbau, Maße und Gewichte.

**DIN 488 Teil 5; 1986-06:** Betonstahl – Betonstahlmatten und Bewehrungsdraht - Prüfungen.

**DIN 488 Teil 6; 1986-06:** Betonstahl – Überwachung (Güteüberwachung).

**DIN 1045; 1943-03:** A. Bestimmungen für die Ausführungen von Bauwerken aus Eisenbeton.

**DIN 1045-1; 2001-07:** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion.

**DIN 1045-2; 2001-07:** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.

**DIN 1048; 1932-04:** Bestimmungen des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton - Bestimmungen für die Betonprüfung bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton.

**DIN 1048-5; 1991-07:** Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.

**DIN 1055-3 2002:** Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten; Deutsches Institut für Normung e.V., Fassung Oktober 2002.

**DIN 1055-100 2001:** Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln; Deutsches Institut für Normung e.V., Fassung März 2001.

**DIN 1602; 1924-06:** Werkstoffprüfung; Begriffe (Festigkeitsversuche).

**DIN 1605; 1924-06:** Werkstoffprüfung; Versuche.

**DIN 50145; 1978-05:** Prüfung metallischer Werkstoffe; Zugversuche.

**DIN 55350 Teil 21; 1982-05:** Begriffe der Qualitätssicherung und Statistik.

**DIN EN 206-1; 2001-07:** Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.

**DIN EN 1990; 2002-10:** Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.

**DIN EN1992-1-1 2005:** 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. Fassung Oktober 2005.

**DIN EN 12390-1; 2001-02:** Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen.

**DIN EN 12390-2; 2001-06:** Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen.

**DIN EN 12390-3; 2002-04:** Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.

**DIN EN 12390-4; 2000-12:** Prüfung von Festbeton - Teil 4: Bestimmung der Druckfestigkeit - Anforderungen an Prüfmaschinen; Deutsche Fassung EN 12390-4:2000.

**DIN EN ISO 7500-1; 2004-11:** Metallische Werkstoffe Prüfung von statischen einachsigen Prüfmaschinen – Teil 1: Zug- und Druckprüfmaschinen - Prüfung und Kalibrierung der Kraftmesseinrichtung (ISO 7500-1:2004); Deutsche Fassung EN ISO 7500-1:2004.

**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 ISO 2394 1998:** General principles on reliability for structures; ISO 1998.

**prEN 206; 1996-08:** Concrete – Performance, production and conformity.

**Preußische Bestimmungen 1904:** Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten. Runderlaß des Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 16. April 1904.

**Preußische Bestimmungen 1907:** Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten. Runderlaß des Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 24. Mai 1907.

**SIA 269 2007:** Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: SIA 269: Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken; Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich Entwurf 03/2007.

**SIA 462 1994:** Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: SIA 462: Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke; Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 1994.

**SIA 469 1997:** Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: SIA 469: Erhaltung von Bauwerken; Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich 1997.

**TGL 0-1045; 1963-04:** Bauwerke aus Stahlbeton. Projektierung und Ausführung.

**TGL 0-1048; 1963-03:** Bestimmungen für die Betonprüfung bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton.

**TGL 101-054; 1965-08:** Betonstähle.

**TGL 21094/01-1969-12:** Prüfung des erhärteten Betons, Grundsätze.

**TGL 33433/01; 1979-06:** Prüfung des erhärteten Betons; Allgemeine Anforderungen.

**TGL 33411/01;1979-06:** Beton und Leichtbeton; Klassifizierung, Technische Forderungen, Prüfung.

**VDIV 1904:** Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauteilen. Verband Deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine und Deutscher Betonverein, vom 26.03.1904.

**Vorschriften für Lieferung von Eisen und Stahl 1911:** Vorschriften für Lieferung von Eisen und Stahl aufgestellt von dem Verein deutscher Eisenhüttenleute. Ausgabe 1911. Verlag Stahleisen, Düsseldorf.

## Anhang

### 1. DIN-Normen

Für die Bauarten Stahlbeton-, Stahl- und Mauerwerksbau geben die nachfolgenden Tabellen eine Übersicht über die Vorgänger der zurzeit gültigen DIN- und DIN EN-Normen (Stand November 2007). Dabei werden für die jeweiligen Bauarten die Normen bezüglich der Konstruktion und Bemessung, der Materialeigenschaften und die Prüfung der Materialeigenschaften unterteilt.

#### 1.1. Stahlbeton

##### 1.1.1. Bemessung und Konstruktion

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 1045-1; 2001-07</b> Vorgängerdokumente DIN 1045; 1988-07	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion	gültig
<b>DIN 1045-1 Berichtigung 2; 2005-06</b>	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Berichtigungen zu DIN 1045-1:2001-07	gültig
<b>DIN 1045; 1988-07</b> Vorgängerdokumente DIN 1045, 1978-12 DIN 1045; 1972-01 DIN 1045; 1959-11	Beton und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung	
<b>DIN 1045; 1959-11</b> Vorgängerdokumente DIN 1045; 1943-03 DIN 1045; 1937-05 DIN 1045; 1932-05 DIN 1045; 1925-09	Bestimmungen für die Ausführungen von Bauwerken aus Eisenbeton [ab 1943-03: Stahlbeton]	

## 1.1.2. Beton

## 1.1.2.1. Festlegung und Eigenschaften der Materialeigenschaften von Beton

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 1045-2; 2001-07</b> Vorgängerdokumente DIN 1045; 1988-07 DIN 1045/A1; 1996-12 DIN 1084-1; 1978-12 DIN 1084-3; 1978-12 DIN 4219-1; 1979-12	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1	gültig
<b>DIN 1045-2/A2; 2007-06</b>	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1; Änderung A2 (ersetzt A1)	gültig
<b>DIN 1045-2/A1; 2005-01</b>	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1; Änderung A1	
<b>DIN EN 206-1; 2001-07</b> Vorgängerdokumente DIN 1045; 1988-07 DIN 1045/A1; 1996-12 DIN 1084-1; 1978-12 DIN 1084-3; 1978-12 DIN 4219-1; 1979-12	Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität	gültig
<b>DIN EN 206-1/A2; 2005-09</b>	Beton - Teil1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000/A2:2005	gültig
<b>DIN EN 206-1/A1; 2004-10</b>	Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN206-1:2000/A1:2004	gültig
<b>DIN 1084-1; 1978-12</b> Vorgängerdokumente DIN 1084-1; 1972-02	Überwachung (Güteüberwachung) im Beton- und Stahlbetonbau – Beton B II auf Baustellen	
<b>DIN 1084-3; 1978-12</b> Vorgängerdokumente DIN 1084-3; 1972-02	Überwachung (Güteüberwachung) im Beton- und Stahlbetonbau – Transportbeton	
<b>DIN 4219-1; 1979-12</b>	Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge – Anforderungen an Beton, Herstellung und Überwachung	

## 1.1.2.2. Prüfverfahren für Beton

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 1048-1; 1991-06</b> Vorgängerdokumente DIN 1048-1; 1978-12 DIN 1048-1; 1972-01 DIN 1048-3; 1975-01 DIN 4029; 1935-12	Prüfverfahren für Beton; Frischbeton, Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.	gültig
<b>DIN 1048-2; 1991-06</b> Vorgängerdokumente DIN 1048-2; 1976-02 DIN 1048-2; 1972-01 DIN 1048; 1943-xx DIN 4240; 1962-04	Prüfverfahren für Beton; Festbeton in Bauwerken und Bauteilen.	gültig
<b>DIN 1048-4; 1991-06</b> Vorgängerdokumente DIN 1048-4; 1989-02E DIN 1048-4; 1978-12 DIN 1048-4; 1976-02	Prüfverfahren für Beton; Bestimmung der Druckfestigkeit von Festbeton Bauwerken und Bauteilen; Anwendung von Bezugsgeraden und Auswertung mit besonderen Verfahren	gültig
<b>DIN 1048-5; 1991-06</b> Vorgängerdokumente DIN 1048-5; E1989-02 DIN 1048-1; 1978-12 DIN 1048-1; 1972-01 DIN 1048-3; 1975-01 DIN 1048; 1943-xx	Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.	gültig
<b>DIN EN 12390-1; 2001-02</b> Vorgängerdokumente DIN EN 12356; 1996-06E	Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen; Deutsche Fassung EN 12390-1:2000	gültig
<b>DIN EN 12390-1 Berichtigung 1; 2006-05</b>	Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen; Deutsche Fassung EN 12390-1:2000, Berichtigungen zu DIN EN 12390-1:2001- 02	gültig
<b>DIN EN 12390-2; 2001-06</b> Vorgängerdokument DIN EN 12379; 1996-07	Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2000	gültig
<b>DIN EN 12390-3; 2002-04</b> Vorgängerdokumente DIN EN 12399; 1996-07	Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2001	gültig

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN EN 12390-5; 2001-02</b> Vorgängerdokumente DIN EN 12359; 1996-06	Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern	gültig
<b>DIN EN 12390-5</b> <b>Berichtigung 1; 2006-05</b>	Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:200, Berichtigung zu DIN EN 12390-5:2001-02; Deutsche Fassung EN 12390-5:200/AC:2004	gültig
<b>DIN EN 12390-6; 2001-02</b> Vorgängerdokumente DIN EN 12362; 2000-10	Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern	gültig
<b>DIN EN 12504-1; 2000-09</b> Vorgängerdokumente DIN EN 12504; 1997-01E	Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 1: Bohrkernproben; Herstellung, Untersuchung und Prüfung unter Druck	gültig
<b>DIN EN 12504-2; 2001-12</b> Vorgängerdokumente DIN EN 12398; 1996-07E	Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 2: Zerstörungsfreie Prüfung; Bestimmung der Rückprallzahl	gültig
<b>DIN EN 12504-3, 2005-07</b> Vorgängerdokumente DIN EN 12399; 1996-07E	Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 3: Bestimmung der Ausziehkraft	gültig
<b>DIN EN 12504-4, 2004-12</b> Vorgängerdokumente DIN EN 13296; 1988-10E	Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit	gültig
<b>DIN 1048; 1943-xx</b> Vorgängerdokumente DIN 1048; 1937-10 DIN 1048; 1932-04 DIN 1048; 1925-09	Bestimmungen des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton - Bestimmungen für die Betonprüfung bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton	
<b>DIN 4240; 1962-04</b> Vorgängerdokumente DIN 4240; 1960-11 DIN 4240; 1954-09	Kugelschlagprüfung von Beton mit dichtem Gefüge; Richtlinien für die Anwendung	
<b>DIN 4029; 1935-12</b>	Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit	

### 1.1.3. Betonstahl

#### 1.1.3.1. Betonstahl: Festlegungen und Eigenschaften

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 488-1; 1984-09</b> Vorgängerdokumente DIN 488-1; 1972-04 DIN 488; 1939-03	Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen	gültig
<b>DIN 488-2; 1986-06</b> Vorgängerdokumente DIN 488-2; 1972-04 DIN 488; 1939-03	Betonstahl; Betonstabstahl, Abmessungen	gültig
<b>DIN 488-4; 1986-06</b> Vorgängerdokumente DIN 488-4; 1984-09 DIN 488-4; 1972-04	Betonstahl; Betonstahlmatten, Aufbau	gültig
<b>DIN 488-6; 1986-06</b> Vorgängerdokumente VDIN 488-6; 1974-08	Betonstahl; Überwachung (Güteüberwachung)	gültig
<b>DIN 488; 1939-03</b> Vorgängerdokumente DIN 488; 1932-05 DIN 488; 1923-07	Rundstahl, gewalzt, für Eisenbeton	
<b>DIN 1013 Teil 1; 1976-11</b> Vorgängerdokument DIN 1013; 1963-10	Stabstahl; Warmgewalzter Rundstahl für allgemeine Verwendung, Maße, zulässige Maß- und Formabweichungen	
<b>DIN 17100; 1980-01</b> Vorgängerdokumente DIN 17100; 1966-09 DIN 1606; 1935-01 DIN 1611; 1935-12 DIN 1621; 1924-09 DIN 1622; 1933-12	Allgemeine Baustähle; Gütenorm	
<b>DIN 1612; 1943-03</b> Vorgängerdokumente: DIN 1612; 1932-01 DIN 1612; 1924-09	Flussstahl gewalzt; Formstahl, Stabstahl, Breitflachstahl	

## 1.1.3.2. Prüfverfahren für Betonstahl

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN EN ISO 15630-1; 2002-09</b> Vorgängerdokumente DIN 488-3; 1986-06 DIN 488-5; 1986-06	Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht	gültig
<b>DIN EN ISO 15630-2; 2002-09</b> Vorgängerdokumente DIN 488-5; 1986-06 DIN 488-5; 1972-04	Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 2: Geschweißte Matten	gültig
<b>DIN EN 10002-1; 2001-12</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10002-1; 1991-04 DIN 50145; 1975-05	Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur – Deutsche Fassung EN 10002-1:2001	gültig
<b>DIN 488-3; 1986-06</b> Vorgängerdokumente DIN 488-3; 1972-04	Betonstahl –Betonstabstahl - Prüfung	
<b>DIN 488-5; 1986-06</b> Vorgängerdokumente DIN 488-5; 1972-04	Betonstahl - Betonstahlmatten und Bewehrungsdraht - Prüfungen	
<b>DIN 50145; 1975-05</b> Vorgängerdokumente DIN 50145; 1952-07 DIN 50144; 1944-10 DIN 50143; 1944-10 DIN 1605 Blatt 2; 1936-02	Prüfung metallischer Werkstoffe; Zugversuch	
<b>DIN 50144; 1944-10</b>	Ermittlung der 0,2-Grenze	
<b>DIN 50143; 1944-10</b>	Ermittlung der Elastizitätsgrenzen	
<b>DIN 1605 Blatt 1-4; 1936-02</b> Vorgängerdokumente DIN 1605; 1929-07 DIN 1605; 1924-06	Werkstoffprüfung; Mechanische Prüfung der Metalle; Zugversuch bei Zimmertemperatur (Blatt 2)	
<b>DIN 1602;1944x-02</b> Vorgängerdokumente	Werkstoffprüfung; Begriffe (Festigkeitsversuche)	

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
DIN 1602; 1936-03 DIN 1602; 1929-08 DIN 1602; 1927-04 DIN 1602; 1924-06		
<b>DIN 1605; 1927-07</b> Vorgängerdokumente DIN 1605; 1924-06	Werkstoffprüfung; Versuche	

## 1.2. Baustahl

### 1.2.1. Bemessung und Konstruktion

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 18800-1; 1990-11</b> Vorgängerdokumente DIN 18800-1; 1981-03 DIN 1050; 1968-06 DIN 4100; 1968-12	Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion	gültig
<b>DIN 1050; 1968-06</b> Vorgängerdokumente DIN 1050; 1957-12 DIN 1050; 1946-10 DIN 1050; 1937-07 DIN 1050 1934-08	Stahl im Hochbau; Brechung und bauliche Durchbildung	
<b>DIN 4100; 1968-12</b> Vorgängerdokumente DIN 4100; 1956-12	Geschweißte Stahlbauten mit vorwiegend ruhender Belastung	

### 1.2.2. Festlegungen und Eigenschaften Baustähle

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN EN 10025-1; 2005-02</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10025; 1994-03 DIN EN 10113-1; 1993-04 DIN EN 10137-1; 1995-11 DIN 17100; 1980-01	Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen	gültig
<b>DIN EN 10025-2; 2005-04</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10025-2; 2005-02 DIN EN 10025; 1994-03	Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Stähle	gültig

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN EN 10025-3; 2005-02</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10113-2; 1993-04	Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 3: Technische Lieferbedingungen für normalgeglühte/normalisierend gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle	gültig
<b>DIN EN 10025-4; 2005-04</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10025-4; 2005-02 DIN EN 10113-3; 1993-04	Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 4: Technische Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle	gültig
<b>DIN EN 10025-5; 2005-02</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10155; 1993-08	Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 5: Technische Lieferbedingungen für wetterfeste Baustähle	gültig
<b>DIN EN 10025-6; 2005-02</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10137-2; 1995-11	Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 6: Technische Lieferbedingungen für Flacherzeugnisse aus Stählen mit höherer Streckgrenze im vergüteten Zustand	gültig
<b>DIN EN 10083-1; 2006-10</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10083-1; 1996-10 DIN EN 10083-1; 1991-10 DIN 17200; 1987-03 DIN 17212; 1972-08	Vergütungsstähle – Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen	gültig
<b>DIN EN 10083-2; 2006-10</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10083-2; 1996-10 DIN EN 10083-1; 1996-10 DIN 17212; 1972-08	Vergütungsstähle – Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Stähle	gültig
<b>DIN EN 10083-3; 2007-01</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10083-3; 2006-10 DIN EN 10083-3; 1996-02 DIN EN 10083-1; 1996-10 DIN 17212; 1972-08	Vergütungsstähle – Teil 3: Technische Lieferbedingungen für legierte Stähle	gültig
<b>DIN EN 10293; 2005-06</b> Vorgängerdokumente DIN EN 17205; 1992-04 DIN 17182; 1992-05 DIN 1681; 1985-06	Stahlguss für allgemeine Anwendungen	gültig
<b>DIN EN 10088-3; 2005-09</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10088-3; 1995-08 DIN EN 17440; 2001-03	Nichtrostende Stähle – Teil 3: Technische Lieferbedingungen für Halbzeug, Stäbe; Walzdraht; gezogenen Draht; Profile und Blankstahlerzeugnisse aus korrosionsbeständigem Stählen für allgemeine Verwendung	gültig

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 1681; 1985-06</b> Vorgängerdokumente DIN 1681; 1967-06 DIN 1681; 1942-03	Stahlguß für allgemeine Verwendungszwecke; Technische Lieferbedingungen	
<b>DIN EN 10025; 1994-03</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10025; 1991-01 DIN 17100; 1980-01	Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Baustählen; Technische Lieferbedingungen (enthält Änderung A1:1993)	
<b>DIN EN 10113-1; 1993-04</b> Vorgängerdokumente DIN 17102; 1983-10	Warmgewalzte Erzeugnisse aus schweißgeeigneten Feinkornbaustählen – Teil 1: Allgemeine Lieferbedingungen	
<b>DIN EN 10113-2; 1993-04</b> Vorgängerdokumente DIN 17102; 1983-10	Warmgewalzte Erzeugnisse aus schweißgeeigneten Feinkornbaustählen; Teil 2: Lieferbedingungen für normalgeglühte/normalisierend gewalzte Stähle	
<b>DIN EN 10113-3; 1993-04</b>	Warmgewalzte Erzeugnisse aus schweißgeeigneten Feinkornbaustählen; Teil 3: Lieferbedingungen für thermisch gewalzte Stähle	
<b>DIN EN 10137-1; 1995-11</b> Vorgängerdokumente EURONORM 137; 1983-03	Blech und Breitflachstahl aus Baustähle mit höherer Streckgrenze im vergüteten oder im ausscheidungsgehärteten Zustand – Teil 1: Allgemeine Lieferbedingungen	
<b>DIN EN 10137-2; 1995-11</b> Vorgängerdokumente EURONORM 137; 1983-03	Blech und Breitflachstahl aus Baustähle mit höherer Streckgrenze im vergüteten oder im ausscheidungsgehärteten Zustand – Teil 2: Lieferbedingungen für vergütete Stähle	
<b>DIN EN 10155; 1993-08</b>	Wetterfeste Baustähle; Technische Lieferbedingungen	
<b>DIN 17100; 1980-01</b> Vorgängerdokumente DIN 17100; 1966-09 DIN 17100; 1957-10 DIN 1606; 1935-01 DIN 1611; 1935-12 DIN 1621; 1924-09 DIN 1622; 1933-12	Allgemeine Baustähle; Gütenorm	
<b>DIN 17102; 1983-10</b>	Schweißgeeignete Feinkornbaustähle, normalgeglüht; Technische Lieferbedingungen für Blech, Band, Breitflach, Form- und Stabstahl	
<b>DIN 17111; 1980-09</b> Vorgängerdokumente DIN 17111; 1968-01	Kohlenstoffarme unlegierte Stähle für Schrauben, Muttern und Niete; Technische Lieferbedingungen	

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 17182; 1992-05</b> Vorgängerdokumente DIN 17182; 1985-06	Stahlgußsorten mit verbesserter Schweißseignung und Zähigkeit für allgemeine Verwendungszwecke; Technische Lieferbedingungen	
<b>DIN 17200; 1987-03</b> Vorgängerdokumente DIN 17200; 1984-11 DIN 17200; 1969-12 DIN 17200; 1951-12 DIN 1667; 1943-11 DIN 1665; 1941-05 DIN 1663; 1939-12 DIN 1662; 1930-06 DIN 1661; 1929-06	Vergütungsstähle; Technische Lieferbedingungen	
<b>DIN 17212; 1972-08</b>	Stähle für Flamm- und Induktionshärten; Gütevorschriften	
<b>DIN 17440; 2001-03</b> Vorgängerdokumente DIN 17440; 1996-09 DIN 17440; 1985-07 DIN 17440; 1972-12 DIN 17440; 1967-01	Nichtrostende Stähle- Technische Lieferbedingungen für gezogenen Draht	
<b>DIN 1606; 1935-01</b>	Flussstahl geschmiedet oder gewalzt, Erläuterungen zu DIN 1611 und 1661	
<b>DIN 1611; 1935-12</b>	Flussstahl geschmiedet oder gewalzt, unlegiert , Maschinenbaustahl	
<b>DIN 1621; 1924-09</b>	Flussstahl gewalzt, Eisenbleche, Gütevorschriften	
<b>DIN 1622; 1933-12</b>	Flussstahl, Stahlblech von 3 bis 4,75 mm (Mittelblech), Technische Lieferbedingungen, Werkstoffe	
<b>DIN 1667; 1943-11</b>	Vergütungsstähle	
<b>DIN 1663; 1939-12</b> Vorgängerdokument DIN 1663; 1936-05	Chromstahl, Crom-Molybdänstahl	
<b>DIN 1662; 1930-06</b> Vorgängerdokument DIN 1662; 1928-07	Nickel- und Chrom-Nickelstahl für mechanisch hochbeanspruchte Teile	
<b>DIN 1661; 1929-06</b> Vorgängerdokument DIN 1661; 1924-09	(1929-6) Flussstahl, geschmiedet oder gewalzt, unlegiert, Einsatz und Vergütungsstahl, Werkstoffe	

## 1.2.3. Prüfverfahren für Baustahl

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN EN 10002-1; 2001-12</b> Vorgängerdokumente DIN EN 10002-1; 1991-04 DIN 50145; 1975-05	Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur – Deutsche Fassung EN 10002-1:2001	gültig
<b>DIN 50125; 2004-01</b> Vorgängerdokumente DIN 50125; 1991-04 DIN 50125; 1986-03 DIN 50125; 1951-04 DIN 50125; 1940-08	Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben	gültig
<b>DIN 50145; 1975-05</b> Vorgängerdokumente DIN 50145; 1952-07 DIN 50144; 1944-10 DIN 50143; 1944-10 DIN 1605 Blatt 2; 1936-02	Prüfung metallischer Werkstoffe; Zugversuch	
<b>DIN 50144; 1944-10</b>	Ermittlung der 0,2-Grenze	
<b>DIN 50143; 1944-10</b>	Ermittlung der Elastizitätsgrenzen	
<b>DIN 1605 Blatt 1-4; 1936-02</b> Vorgängerdokumente DIN 1605; 1929-07 DIN 1605; 1924-06	Werkstoffprüfung; Mechanische Prüfung der Metalle; Zugversuch bei Zimmertemperatur (Blatt 2)	
<b>DIN 1602; 1944x-02</b> Vorgängerdokumente DIN 1602; 1936-03 DIN 1602; 1929-08 DIN 1602; 1927-04 DIN 1602; 1924-06	Werkstoffprüfung; Begriffe (Festigkeitsversuche)	
<b>DIN 1605; 1927-07</b> Vorgängerdokumente DIN 1605; 1924-06	Werkstoffprüfung; Versuche	

### 1.3. Mauerwerk

#### 1.3.1. Bemessung und Konstruktion von Mauerwerk

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 1053-100; 2007-09</b>	Mauerwerk – Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts	gültig
<b>DIN 1053-1; 1996-11</b> Vorgängerdokumente DIN 1053-1; 1990-02 DIN 1053-1; 1974-11 DIN 1053; 1962-11 DIN 4156; 1943-05	Mauerwerk; Rezeptmauerwerk; Berechnung und Ausführung	gültig
<b>DIN 1053-2; 1996-10</b> Vorgängerdokumente DIN 1053-2; 1984-07	Mauerwerk; Mauerwerk nach Eignungsprüfung; Berechnung und Ausführung	gültig
<b>DIN 1053; 1962-11</b> Vorgängerdokumente DIN 1053; 1952-12 DIN 1053; 1937-02	Mauerwerk – Berechnung und Ausführung	
<b>DIN 4156; 1943-05</b>	Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen – Grundsätze für die Ausführung	

#### 1.3.2. Festlegungen und Eigenschaften für Mauersteine

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN V 105-100; 2005-10</b> Vorgängerdokumente DIN V 105-1; 2002-06 DIN V 105-2; 2002-06 DIN 105-1; 1989-08 DIN 105-2; 1989-08 DIN 105-3; 1984-05 DIN 105-4; 1984-05 DIN 4151; 1941-02	Mauerziegel – Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften.	gültig
<b>DIN EN 771-1; 2005-05</b> Vorgängerdokumente DIN V 105-1; 2002-06 DIN V 105-2; 2002-06 DIN 105-3; 1984-05 DIN 105-4; 1984-05	Festlegungen für Mauersteine – Teil 1: Mauerziegel; Deutsche Fassung EN 771-1:2003 + A1:2005	gültig

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN EN 771-2; 2005-05</b> Vorgängerdokumente DIN EN 771-2; 2003-08 DIN EN 771-2; 2000-08 DIN V 106-1; 2003-02 DIN V 106-2; 2003-02 DIN 106-01; 1980-09 DIN 106-2; 1980-11 DIN 106; 1972-11	Festlegungen für Mauersteine – Teil 2: Kalksandsteine; Deutsche Fassung EN 771-2:2003 + A1:2005	gültig
<b>DIN EN 771-3; 2005-05</b> Vorgängerdokumente DIN EN 771-3;2004-01 DIN 18151; 1987-09 DIN 18152; 1987-04 DIN 18153; 1989-09 DIN 18153-1; 1968-09 DIN 399; 1941-10 DIN 400; 1941-10 DIN 1059; 1941x-10 DIN 4152; 1943-03 DIN 4153; 1943-03 DIN 4154; 1943-03 DIN 4155; 1945x-10 DIN 4161; 1945-10	Festlegungen für Mauersteine – Teil 3: Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen); Deutsche Fassung EN 771-3:2003 + A1:2005	gültig
<b>DIN EN 771-4; 2005-05</b> Vorgängerdokumente DIN EN 771-4; 2003-10 DIN V 4165; 2003-06 DIN 4165; 1996-11	Festlegungen für Mauersteine – Teil 4: Porenbetonsteine; Deutsche Fassung EN 771-4:2003 + A1:2005	gültig
<b>DIN EN 771-5; 2005-05</b> Vorgängerdokumente DIN EN 771-5; 2004-05	Festlegungen für Mauersteine – Teile 5: Betonwerksteine; Deutsche Fassung EN 771-5:2003 + A1:2005	gültig
<b>DIN EN 771-6; 2005-12</b> Vorgängerdokumente DIN EN 771-6; 2001-01	Festlegungen für Mauersteine – Teil 6: Natursteine; Deutsche Fassung EN 771-6:2005	gültig
<b>DIN V 105-1; 2002-06</b> Vorgängerdokumente DIN 105-1; 1989-08 DIN 105-1; 1982-11 DIN 105; 1969-07 DIN 4151; 1941-02	Mauerziegel – Teil 1: Vollziegel und Hochlochziegel der Rohdichteklassen $\geq 1,2$	

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN V 105-2; 2002-06</b> Vorgängerdokumente DIN 105-2; 1989-08 DIN 105-2; 1982-11 DIN 105-2; 1972-01 DIN 105-10; 1969-04	Mauerziegel – Teil 2: Wärmedämmziegel und Hochlochziegel der Rohdichteklasse $\leq 1,0$	
<b>DIN V 106-1; 2003-02</b> Vorgängerdokument DIN 106-1; 1980-09	Kalksandsteine; Voll-, Loch-, Block-, Hohlblock-, und Plansteine	
<b>DIN V 106-2; 2003-02</b> Vorgängerdokumente DIN 106-2; 1980-11	Kalksandsteine; Vormauersteine und Verblender	
<b>DIN 105; 1969-07</b> Vorgängerdokumente DIN 105; 1957-03 DIN 105; 1952-01 DIN 105; 1941-10 DIN 105; 1936-02 DIN 105; 1922-08	Mauerziegel; Vollziegel und Lochziegel	
<b>DIN 105-1; 1989-08</b> Vorgängerdokumente DIN 105-1; 1982-11 DIN 105-1; 1969-07 DIN 4151; 1941-02	Mauerziegel – Vollziegel und Hochlochziegel	
<b>DIN 105-2; 1989-08</b> Vorgängerdokumente DIN 105-2; 1982-11 DIN 105-2; 1972-01 DIN 105-10; 1969-04	Mauerziegel - Leichtlochziegel	
<b>DIN 105-3; 1984-05</b> Vorgängerdokumente DIN 105-3; 1975-07 DIN 105-3; 1974-04	Mauerziegel; Hochfeste Ziegel und hochfeste Klinker	
<b>DIN 105-4; 1984-05</b> Vorgängerdokumente DIN 105-4; 1974-0	Mauerziegel; Keramikklinker	
<b>DIN 105-5; 1984-05</b> Vorgängerdokumente DIN 105-5; 1982-11	Mauerziegel; Leichtlanglochziegel und Leichtlanglochziegelplatten	

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 105-10; 1969-04</b>	Mauerziegel; Vollziegel und Lochziegel (Ergänzung zu DIN 105)	
<b>DIN 106; 1972-11</b> Vorgängerdokumente DIN 106; 1952-10 DIN 106; 1941-10 DIN 106; 1936-02 DIN 106; 1927-01	Kalksandsteine, Vollsteine, Lochsteine und Hohlblocksteine	
<b>DIN 106-1; 1980-09</b> Vorgängerdokumente DIN 106-1; 1969-04 DIN 106-1; 1962-12 DIN 106-1; 1955-05	Kalksandsteine; Vollsteine, Lochsteine, Blocksteine und Hohlblocksteine	
<b>DIN 106-2; 1980-11</b>	Kalksandsteine – Vormauersteine und Verblender	
<b>DIN 398; 1976-06</b>	Hüttensteine; Vollsteine, Lochsteine; Hohlblocksteine	
<b>DIN 399; 1941-10</b> Vorgängerdokument DIN 399; 1936-12	Hüttenschwemmsteine	
<b>DIN 400; 1941-10</b> Vorgängerdokument DIN 400; 1936-12	Schlackensteine	
<b>DIN 1059; 1941x-10</b> Vorgängerdokumente DIN 1059; 1937-05 DIN 1059; 1931-07	Schwemmsteine aus Naturbims	
<b>DIN 4151; 1941-02</b>	Lochziegel für tragendes Mauerwerk	
<b>DIN 4152; 1943-03</b>	Hohlblocksteine und T-Steine aus Naturbimsbeton	
<b>DIN 4153; 1943-03</b>	Hohlblocksteine und T-Steine aus Hüttenbimsbeton oder aus Leichtbeton mit gleichwertigen porigen Zuschlagstoffen	
<b>DIN 4154; 1943-03</b>	Hohlblocksteine aus Schlackenbeton	
<b>DIN 4155; 1945x-10</b>	Hohlblocksteine und T-Steine aus Splittbeton	
<b>DIN 4161; 1945-10</b>	Ziegelbetonsteine	
<b>DIN 4165; 1996-11</b> Vorgängerdokument DIN 4165; 1986-12 DIN 4165; 1982-09 DIN 4165; 1973-12 DIN 4165; 1959-02	Porenbeton-Blocksteine und Porenbeton-Plansteine	

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 4166; 1997-10</b> Vorgängerdokumente DIN 4166; 1986-12 DIN 4166; 1973-12 DIN 4166; 1959-02	Porenbeton-Bauplatten und Porenbeton-Planbauplatten	
<b>DIN 18151; 1987-09</b> Vorgängerdokumente DIN 18151; 1979-02 DIN 1851; 1975-11 DIN 1851; 1952xx-09 DIN 4152; 1943-03 DIN 4153; 1943-03 DIN 4154; 1943-03 DIN 4155; 1943-03	Hohlblöcke aus Leichtbeton	
<b>DIN 18152; 1987-04</b> Vorgängerdokumente DIN 18152; 1978-12 DIN 18152; 1971-07 DIN 18152; 1952x-09 DIN 399; 1941-10 DIN 400; 1941-10 DIN 1059; 1941-10 DIN 4161; 1945-10	Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton	
<b>DIN 18153; 1989-09</b> Vorgängerdokument DIN 18153; 1979-02 DIN 18153; 1972-08	Mauersteine aus Beton (Normalbeton)	
<b>DIN 18153-1; 1968-09</b>	Hohlblocksteine und T-Hohlsteine aus Beton mit geschlossenem Gefüge	
<b>DIN 18162; 2000-10</b> Vorgängerdokumente DIN 18162; 1976-08 DIN 18162; 1954-05 DIN 4162; 1945-10	Wandbauplatten aus Leichtbeton (unbewehrt)	

## 1.3.3. Prüfverfahren für Mauersteine und Mörtel

Bestimmung/DIN-Nr. und Erscheinungsjahr	Titel	Status
<b>DIN 18554-1; 1985-12</b> Vorgängerdokumente DIN 18554; 1971-12 DIN 18554; 1971-03	Prüfung von Mauerwerk – Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls	gültig
<b>DIN 1855-1; 1982-09</b> Vorgängerdokument DIN 18555; 1972-01	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Allgemeines – Probenahme, Prüfmörtel	gültig
<b>DIN 18555-2; 1982-09</b> Vorgängerdokumente DIN 18555; 1972-01	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Frischmörtel mit dichten Zuschlägen – Bestimmung der Konsistenz, der Rohdichte und des Luftgehalts	gültig
<b>DIN 18555-3; 1982-09</b> Vorgängerdokument DIN 18555; 1972-01	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Festmörtel – Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte	gültig
<b>DIN 18555-4; 1986-03</b>	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Festmörtel – Bestimmung der Längs- und Querdehnung sowie von Verformungskenngrößen von Mauermörteln im statischen Druckversuch	gültig
<b>DIN 18555-5; 1986-03</b>	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Festmörtel – Bestimmung der Haftscherfestigkeit von Mauermörteln	
<b>DIN 18555-6; 1987-11</b>	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Festmörtel – Bestimmung der Haftzugfestigkeit	gültig
<b>DIN 18555-9; 1999-09</b>	Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Teil 9: Festmörtel, Bestimmung der Fugendruckfestigkeit	gültig
<b>DIN 18554; 1971-12</b>	Mauerwerk – Ermittlung der Tragfähigkeit von Wänden und Pfeilern	
<b>DIN 18555; 1972-01</b>	Mörtel aus mineralischen Bindemitteln - Prüfung	

## 2. Normen und Standards im Geltungsbereich der ehemaligen DDR

Die nachfolgende Tabelle gibt eine Übersicht zu den wichtigsten Normen, Fachbereichsstandards und DDR-Standards für die Bauarten Stahlbeton-, Stahl- und Mauerwerksbau. Nach Gründung der DDR 1949 galten zunächst auch die DIN-Normen, bis 1963 *Bauplanung Bautechnik 1963* ein generelles Anwendungsverbot für DIN-Normen, die nach dem 13.08.1961 erschienen, ausgesprochen wurde. Ab dem 1. Oktober 1990 wurden die Standards der DDR außer Kraft gesetzt und wieder durch DIN-Normen ersetzt.

### 2.1. Stahlbetonbauregelungen

#### 2.1.1. Beton

TGL-Nummer	Titel	Fassung
DIN 1045	Bestimmungen für die Ausführungen von Bauwerken aus Eisen-/Stahlbeton	1943-05 bis 1963-04
DIN 1047	Bestimmungen für die Ausführungen von Bauwerken aus Beton	1943-08 bis 1963-03
DIN 1048	Bestimmungen für die Betonprüfung bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton	1937-10 bis 1963-03
0-1045	Bauwerke aus Stahlbeton. Projektierung und Ausführung	1973-04 1963-04
0-1047	Bauwerke aus Beton. Projektierung. Ausführung	1963-03
0-1048	Bestimmungen für die Betonprüfung bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton	1963-03
11 422	Bauwerke aus Beton und Stahlbeton, Berechnungsgrundlagen, Traglastverfahren	1964-03 1962
21 094/01	Prüfung des erhärteten Betons. Grundsätze	1969-12
21 094/04	Prüfung des erhärteten Betons. Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit	1969-12
21 096/01	Prüfung des Leichtbetons. Frischbeton	1973-12
21 098/01	Gasbeton Technische Forderungen	1972-08
21 098/02	Gasbeton Prüfung	1972-05
33 402	Betonbau, Berechnungsgrundlagen	1980-10 (ETV-Beton)
33 403	Betonbau, Festigkeits- und Formänderungskennwerte	1980-10 (ETV Beton)
33 404/01	Betonbau; Schnittgrößen und Verformungsberechnung; Grundsätze	1980-05 (ETV Beton)
33 404/02	Betonbau; Schnittgrößen und Verformungsberechnung; Hilfsmittel	1985-05 (ETV Beton) 1980-05 (ETV Beton)

<b>TGL-Nummer</b>	<b>Titel</b>	<b>Fassung</b>
33 405/01	Betonbau; Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit; Konstruktionen aus Beton und Stahlbeton	1980-10 (ETV Beton)
33 405/02	Betonbau; Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit; Konstruktionen Spannbeton	1980-10 (ETV Beton)
33 405/03	Betonbau; Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit; Konstruktionen aus Bewehrungsstahl -Schweißverbindungen	1980-11 (ETV Beton)
33 406/01	Betonbau. Nachweisführung. Konstruktionen aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton	1985-04
33 408/01	Betonbau Korrosion und Korrosionsschutz, Beanspruchungsgrade	1980-11
33 411/01	Beton und Leichtbeton; Klassifizierung, Technische Forderungen, Prüfung	1979-06(ETV Beton) 1976-06
33 411/02	Beton und Leichtbeton; Nachweis der Normwerte der Festigkeiten und der Rohdichteklasse	1979-06 (ETV Beton) 1976-06
33 411/03	Beton und Leichtbeton; Nachweis der Druckfestigkeit bei Beton- und Leichtbetongüten	1979-06 (ETV Beton) 1976-06
33 433/01	Prüfung des erhärteten Betons; Allgemeine Anforderungen	1979-06 (ETV Beton) 1976-06
33 433/04	Prüfung des erhärteten Betons; Bestimmung der Druckfestigkeit	1984-09 (ETV Beton) 1979-06 (ETV Beton) 1976-06
33 433/08	Prüfung des erhärteten Betons; Bestimmung der Formänderungskennwerte	10-1983
33 433/09	Prüfung des erhärteten Betons; Durchführung der Betonanalyse	1983-05
33 433/10	Prüfung des erhärteten Betons; Bestimmung der Spaltzugfestigkeit und der Biegezugfestigkeit	1979-06 (ETV Beton) 1976-06

**2.1.2. Betonstahl**

<b>TGL-Nummer</b>	<b>Titel</b>	<b>Fassung</b>
DIN 1045	Bestimmungen für die Ausführungen von Bauwerken aus Eisen-/Stahlbeton	1943-05 bis 1965-06
101-054	Betonstähle	1965-06
4395	Probenahme von Stahl für mechanische und technologische Prüfungen	1982-09
23 879	Prüfung von Bewehrungsstahl durch Zugbeanspruchung	1984-11 1978-07
12 530/01	Stähle für den Stahlbetonbau; Betonstahl, warm gewalzt, technische Bedingungen	1979-09 1972-12
12 530/01 Änderungsblatt	Stähle für den Stahlbetonbau; Betonstahl, warm gewalzt, technische Bedingungen	1979-09
12 530/02	Stähle für den Stahlbetonbau; Betonstahl, warm gewalzt, Sortiment	1982-12 1979-10 1972-12
12 530/02 1. Änderung	Stähle für den Stahlbetonbau; Betonstahl, warm gewalzt, Sortiment	1984-05
12 530/03	Stähle für den Stahlbetonbau; Betonstahl, gezogen, Technische Lieferbedingungen	1974-12
12 530/04	Stähle für den Stahlbetonbau; Betonstahl, gezogen; Abmessungen	1983-11 1974-12
12 530/08	Stähle für den Stahlbetonbau; Betonstahl warm gewalzt und thermisch verfestigt; technische Bedingungen	1987-12 1980-07 1974-11 1973-12
12 530/09	Stähle für den Stahlbetonbau; Betonstahl warm gewalzt und thermisch verfestigt; Sortiment	1987-08 1978-08 1974-11 1973-12
12 530/10	Stähle für den Stahlbetonbau; Betonstahl gezogen und kalt profiliert	1979-06 1976-06
33 418/01	Betonbau. Bewehrung aus Betonstahl. Vorfertigung	1980-05
33 418/02	Betonbau. Bewehrung aus Betonstahl. Einbau	1980-05

## 2.2. Stahlbauregelungen

TGL-Nummer	Titel	Fassung
DIN 1050	Stahl im Hochbau; Berechnung und bauliche Durchführung	1957-12 1946-10
7 960	Allgemeine Baustähle; Allgemeine technische Forderungen für Stab- und Profilstahl, Band und Blech warmgewalzt	1987-10 1975-05 1967-11 1960-09
22 426	Schweißbare Feinkornbaustähle, allgemeine technische Forderungen für Stab- und Profilstahl, Band und Blech, warmgewalzt	1987-10 1981-06
28 192	Korrosionsträge Baustähle; Allgemeine technische Forderungen für Stab- und Profilstahl, Band und Blech; warmgewalzt	1987-10 1973-12
13 500	Stahlbau, Stahltragwerke, Berechnung und bauliche Durchbildung	1972-03 1965-05
13 500/01	Stahlbau; Stahltragwerke; Berechnung, bauliche Durchbildung	1982-04
13 500/02	Stahlbau; Stahltragwerke Erläuterungen, Berechnungsmöglichkeiten	1982-04
13 500/02 1. Änderung	Stahlbau; Stahltragwerke Erläuterungen, Berechnungsmöglichkeiten	1983-11
13 510/01	Stahlbau; Ausführung von Stahltragwerken; allgemeine Forderungen, technische Unterlagen, Werkstoffe	1984-06 1975-09

### 2.3. Mauerwerksbauregelungen

TGL-Nummer	Titel	Fassung
DIN 1053 Zwischennorm: 0-1053 (1963-03)	Mauerwerk, Berechnungsgrundlagen für Bauteile aus künstlichen und natürlichen Steinen	1952-12 1937-02
0-1053	Mauerwerk, Bemessung	1963-03
112-0880	Mauerwerksbau aus künstlichen Steinen. Projektierung	1965-02 bis 1981
9 809	Kleinformatige Wandbaustoffe; Kalksandsteine	1981-03
22 821	Langlochziegel	1968-12
22 821/01	Kleinformatige Wandbaustoffe, Mauerziegel, Prüfung	1980-06
22 821/02	Kleinformatige Wandbaustoffe, Mauerziegel, Langlochziegel	1982-01 1972-12
22 821/03	Kleinformatige Wandbaustoffe, Mauerziegel, Hochlochziegel	1980-06
22 821/04	Kleinformatige Wandbaustoffe, Mauerziegel, Mauerziegel und Mauerklinker	1980-06
22 821/06	Kleinformatige Wandbaustoffe, Mauerziegel, Radialziegel, Radialklinker	1975-03 bis 1981
22 821/09	Kleinformatige Wandbaustoffe. Mauerziegel. Hochlochleichtziegel	1983-06
22 970	Werksteine aus Naturstein; Technische Lieferbedingungen, Prüfung	1969-12 bis 1981
22 970/01	Naturwerksteine, Gesteinsarten, Gesteinsfarben, Gesteinseigenschaften	1986-06 1975-06
23 066	Hohlblocksteine aus Leicht- und Schwerbeton?	1969-12
25 553	Wandbausteine aus Gasbeton	1972-12