

Frank Breinlinger, Wolfram Jäger

**Verbesserung der Praxistauglichkeit der  
Baunormen durch pränormative Arbeit  
Teilantrag 1:  
Sicherheitskonzept und Einwirkungen**

F 2957

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

2015

ISBN 978-3-8167-9542-1

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)

# PraxisRegelnBau

Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen e.V.  
Kurfürstenstraße 129 ■ 10785 Berlin



## **Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit – Teilantrag 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen**

**BBSR-Forschungsvorhaben**

**Az.: II 3-F20-10-1-085\_PG1 / SWD-10.08.18.7-12.27**

**Zuwendungsbescheid vom 20.09.2012**

## **ENDBERICHT**

### **Berichtszeitraum:**

September 2012 bis Mai 2015

### **Forschende Stelle:**

**Bundesvereinigung der Prüfindenieure für Bautechnik e.V. (BVPI)  
10785 Berlin, Kurfürstenstraße 129**

### **Weitere beteiligte Forschungseinrichtungen:**

**Verband Beratender Ingenieure (VBI)  
10787 Berlin, Budapester Straße 31**

Aufgestellt: 15.05.2015  
Projektleiter: Dr.-Ing. Frank Breinlinger  
Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger

*Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.  
Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt bei den Autoren der Abschnitte.*

Dieser Bericht umfasst 195 Seiten. (EC0 und EC1)

Vorstand: Prof. Manfred Nußbaumer (München), Dr. Hans-Peter Andrä (Stuttgart), Dr. Volker Cornelius (Darmstadt)  
Geschäftsführer: Dr. Lars Meyer (Berlin)  
Sitz des Vereins: Der Verein ist eingetragen unter VR 30946 B beim Vereinsregister am Amtsgericht Charlottenburg von Berlin.

## Inhaltsverzeichnis

<b>Inhaltsverzeichnis</b> .....	<b>1</b>
<b>Abkürzungen</b> .....	<b>7</b>
<b>0 Einführung</b> .....	<b>9</b>
<b>0.1 Ziel und Vorgehensweise</b> .....	<b>9</b>
<b>0.2 Struktur des Endberichtes</b> .....	<b>9</b>
<b>0.3 Bearbeiter der PG1</b> .....	<b>9</b>
<b>0.4 Arbeitsschwerpunkte der PG1</b> .....	<b>12</b>
<b>1 Eurocode 0: Vorschlag vereinfachter Lastkombinationen durch mathematischen Vergleich mit den bisherigen Regeln</b> .....	<b>14</b>
<b>1.1 Sicherheitskonzept</b> .....	<b>14</b>
<b>1.2 Grundlagennorm EN 1990</b> .....	<b>14</b>
<b>1.3 Motivation</b> .....	<b>16</b>
1.3.1 Gegenwärtige Regelungen .....	16
1.3.2 Auswirkung .....	16
1.3.3 Zielstellung PRB/Forschungsvorhaben.....	17
1.3.4 Vorschlag der Projektgruppe 2 „Beton“.....	17
1.3.5 Vorschlag PG 1.....	17
1.3.6 Vorschlag PG 6.....	17
<b>1.4 Anamnese</b> .....	<b>17</b>
1.4.1 Vorgehen.....	17
1.4.2 Prinzipielles Vorgehen bei der Kombination der Einwirkungen .....	18
1.4.3 Auswertung der Hintergrundliteratur.....	18
<b>1.5 Diagnose</b> .....	<b>20</b>
1.5.1 Lösungsweg und Abgrenzung.....	20
1.5.2 Vereinfachte Lastkombinationsregeln für Hochbauten nach ENV 1991-1.....	21
1.5.3 Lastkombinationen in Anlehnung an die ausführliche Regel .....	22
1.5.4 Vereinfachungsmöglichkeit 1 .....	23
1.5.5 Abweichungen von der Grundkombination nach Gl. (1.1) und (1.2) .....	24
1.5.6 Beispiel Stahlhalle.....	27
1.5.7 Diskrepanzen zwischen DIN EN 1990 und NA hinsichtlich Baugrundsetzungen .....	28
1.5.8 Berücksichtigung von Lagerlasten.....	29
<b>1.6 Therapie</b> .....	<b>30</b>
1.6.1 Einordnung des Vereinfachungsvorschlags der PG1 .....	30
1.6.2 Umfassende Lösung .....	31
1.6.3 Abschließende Ergebnisbewertung.....	32
<b>1.7 Zusammenfassung</b> .....	<b>32</b>
<b>2 Eurocode 0: Überprüfung der vorgeschlagenen Lastkombinationen über Zuverlässigkeitsbetrachtungen</b> .....	<b>33</b>
<b>2.1 Zuverlässigkeitsanalyse</b> .....	<b>33</b>
<b>2.2 Anamnese</b> .....	<b>33</b>
<b>2.3 Diagnose</b> .....	<b>33</b>

2.3.1	Angestrebtes Zuverlässigkeitsniveau .....	33
2.3.2	Zuverlässigkeitsuntersuchung.....	34
2.3.3	Zuverlässigkeit der Kombinationen nach EN 1990 in allgemeiner Form.....	38
2.3.4	Vergleich der vereinfachten Kombination mit der Grundkombination nach EN 1990.....	40
<b>2.4</b>	<b>Schlussfolgerung .....</b>	<b>45</b>
<b>2.5</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>46</b>
<b>2.6</b>	<b>Anmerkung .....</b>	<b>46</b>
<b>3</b>	<b>Eurocode 0: Nichtlineare Berechnung und Teilsicherheitskonzept.....</b>	<b>47</b>
<b>3.1</b>	<b>Gegenstand des Teilabschnittes.....</b>	<b>47</b>
3.1.1	Vorbemerkung .....	47
3.1.2	Hinweise zur nichtlinearen Berechnung.....	47
<b>3.2</b>	<b>Allgemeine Grundlagen und Klassifizierung nichtlinearer Probleme.....</b>	<b>48</b>
3.2.1	Allgemeines .....	48
3.2.2	Geometrische Nichtlinearitäten .....	49
3.2.3	Physikalische Nichtlinearitäten.....	49
3.2.4	Kombination beider Arten von Nichtlinearitäten .....	49
<b>3.3</b>	<b>Grundsätze der Anwendung des Teilsicherheitskonzepts.....</b>	<b>49</b>
<b>3.4</b>	<b>Ausgangspunkt Sicherheitskonzept.....</b>	<b>49</b>
3.4.1	Vorbemerkung .....	50
3.4.2	Abschätzen des Variationskoeffizienten für den Widerstand (Estimation of Coefficient of Variation for Resistance) – ECOV .....	50
3.4.3	EN 1992-2-Methode .....	51
3.4.4	PSF-Methode.....	51
<b>3.5</b>	<b>Anamnese .....</b>	<b>51</b>
3.5.1	Begrifflichkeiten.....	51
3.5.2	Anwendung der Normenfestlegungen und konkrete Beispiele.....	52
3.5.3	Zusammenfassende Bewertung.....	66
<b>3.6</b>	<b>Diagnose .....</b>	<b>67</b>
3.6.1	Begrifflichkeiten.....	67
3.6.2	Generelles Vorgehen.....	67
<b>3.7</b>	<b>Therapievorschläge .....</b>	<b>69</b>
<b>3.8</b>	<b>Ausblick .....</b>	<b>70</b>
3.8.1	Klärungen zu extremen Lastspreizungen.....	70
3.8.2	ECOV-Methode als Standard.....	70
<b>4</b>	<b>Eurocode 0: Ermüdung und Teilsicherheitskonzept .....</b>	<b>71</b>
<b>4.1</b>	<b>Vorbemerkungen.....</b>	<b>71</b>
<b>4.2</b>	<b>Anamnese .....</b>	<b>71</b>
4.2.1	Einführung .....	71
4.2.2	Zyklische Beanspruchung.....	71
<b>4.3</b>	<b>Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit.....</b>	<b>71</b>
4.3.1	Allgemeines .....	71
<b>4.4</b>	<b>Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung .....</b>	<b>72</b>
<b>4.5</b>	<b>Lastkombinationen .....</b>	<b>72</b>
<b>4.6</b>	<b>Diagnose .....</b>	<b>74</b>

<b>4.7</b>	<b>Therapie</b> .....	<b>74</b>
<b>4.8</b>	<b>Zusammenfassung</b> .....	<b>75</b>
<b>5</b>	<b>Eurocode 1: Teil 1-1: Einwirkungen - Wichten und Nutzlasten</b> .....	<b>77</b>
<b>5.1</b>	<b>Einführung</b> .....	<b>77</b>
<b>5.2</b>	<b>Anamnese / Diagnose</b> .....	<b>77</b>
5.2.1	Geschichtliche Entwicklung .....	77
5.2.2	Regelungen in DIN 1055-1:2002-07.....	77
5.2.3	Regelungen in DIN 1055-3:2006-03.....	78
5.2.4	Zusammenfassung der Eigen- und Nutzlasten in EN 1991-1-1 .....	79
5.2.5	Umsetzung der Eurocodes in Form der nationalen Anhänge.....	81
<b>5.3</b>	<b>Therapie</b> .....	<b>83</b>
5.3.1	Kategorie A.....	83
5.3.2	Kategorie B.....	83
5.3.3	Kategorie C.....	83
5.3.4	Kategorie D.....	83
5.3.5	Kategorie T und Z .....	83
<b>5.4</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b> .....	<b>86</b>
<b>6</b>	<b>Eurocode 1: Teil 1-2: Brandeinwirkungen</b> .....	<b>87</b>
<b>6.1</b>	<b>Einführung</b> .....	<b>87</b>
<b>6.2</b>	<b>Anamnese</b> .....	<b>87</b>
6.2.1	Entwicklungsstand am Beispiel des nationalen Normenwerks in Deutschland .....	87
6.2.2	Europäischer Sachstand und Abgrenzung.....	88
<b>6.3</b>	<b>Diagnose</b> .....	<b>88</b>
6.3.1	Grundlagen für die Teile 1-2 des EC 2 bis EC 6 .....	88
6.3.2	Standardtemperaturkurven .....	89
6.3.3	Naturbrände.....	89
6.3.4	Bemessungsverfahren von Tragwerken im Brandfall .....	90
<b>6.4</b>	<b>Therapie</b> .....	<b>91</b>
6.4.1	Vereinfachungsvorschlag .....	91
6.4.2	Praxistaugliche Lösung .....	91
6.4.3	Ergebnisbewertung .....	92
<b>6.5</b>	<b>Auswertung der NDP am Beispiel Deutschlands</b> .....	<b>93</b>
<b>6.6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b> .....	<b>94</b>
<b>7</b>	<b>Eurocode 1: Teil 1-3: Einwirkungen – Schneelasten</b> .....	<b>95</b>
<b>7.1</b>	<b>Einführung</b> .....	<b>95</b>
<b>7.2</b>	<b>Anamnese</b> .....	<b>95</b>
7.2.1	Derzeitige Situation .....	95
7.2.2	Allgemeine Qualität, Inhalte und Sprache.....	95
7.2.3	Wissenschaftliche Grundlagen.....	96
7.2.4	Nachweiskonzepte .....	96
7.2.5	Tabellarische Zusammenstellung.....	97
<b>7.3</b>	<b>Diagnose</b> .....	<b>99</b>
7.3.1	Auswertung der NDP.....	99
7.3.2	Charakteristische Werte am Boden.....	100

7.3.3	Formbeiwerte für Pultdächer.....	100
7.3.4	Formbeiwerte für Sheddächer.....	100
7.3.5	Formbeiwerte für Tonnendächer.....	101
7.3.6	Höhensprünge an Dächern.....	101
7.3.7	Verwehungen an Wänden und Aufbauten.....	102
7.3.8	Schneeüberhang an Dachtraufen.....	102
<b>7.4</b>	<b>Therapie.....</b>	<b>102</b>
7.4.1	Charakteristische Werte am Boden.....	102
7.4.2	Formbeiwerte für Flach-, Pult- und Satteldächer.....	103
7.4.3	Formbeiwerte für Sheddächer.....	103
7.4.4	Formbeiwerte für Tonnendächer.....	103
7.4.5	Höhensprünge an Dächern.....	104
7.4.6	Verwehungen an Wänden und Aufbauten.....	104
7.4.7	Schneeüberhang an Dachtraufen.....	104
7.4.8	Normenentwurf.....	104
<b>7.5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>105</b>
<b>8</b>	<b>Eurocode 1: Teil 1-4: Einwirkungen – Windlasten.....</b>	<b>106</b>
<b>8.1</b>	<b>Einführung.....</b>	<b>106</b>
<b>8.2</b>	<b>Anamnese und Diagnose.....</b>	<b>107</b>
8.2.1	Entwicklung der Windlastnormen in Deutschland.....	107
8.2.2	Parallele Modelle der DIN 1055-4:2005-03 und der DIN EN 1991-1-4 & NA.....	109
8.2.3	Untergeordnete Bauteile.....	116
8.2.4	National festzulegende Parameter (NDPs).....	117
<b>8.3</b>	<b>Therapie.....</b>	<b>119</b>
8.3.1	Textkürzungen und Erstellung einer übersichtlicheren Strukturierung für die praktische Anwendung.....	119
8.3.2	Rückführung auf praxisrelevante Parameteranzahlen und -bereiche.....	119
8.3.3	Vereinfachung von Lastkonzepten.....	121
8.3.4	Öffnung des Eurocodes für besonders praxisrelevante Regelungen.....	122
<b>8.4</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>123</b>
8.4.1	Gliederung des neuen Entwurfs der EN 1991-1-4.....	123
8.4.2	Hauptsächliche Ergebnisse zur Erstellung des neuen Entwurfs der EN 1991-1-4.....	124
8.4.3	Vergleichsrechnungen.....	125
<b>9</b>	<b>Eurocode 1: Teil 1-5: Temperatureinwirkungen.....</b>	<b>126</b>
<b>9.1</b>	<b>Einführung.....</b>	<b>126</b>
<b>9.2</b>	<b>Anamnese.....</b>	<b>126</b>
9.2.1	Historische Entwicklung der Temperaturlastnormen in Deutschland.....	126
9.2.2	Aktuelle Fassung.....	127
<b>9.3</b>	<b>Diagnose und Therapie.....</b>	<b>129</b>
<b>9.4</b>	<b>Änderungsvorschläge.....</b>	<b>129</b>
<b>9.5</b>	<b>Entwurf eines editierten Dokuments.....</b>	<b>129</b>
<b>9.6</b>	<b>Auswertung der NDPs.....</b>	<b>129</b>
<b>9.7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>130</b>
<b>10</b>	<b>Eurocode 1: Teil 1-6 Einwirkungen – Bauausführung.....</b>	<b>131</b>
<b>10.1</b>	<b>Einführung.....</b>	<b>131</b>

<b>10.2</b>	<b>Anamnese</b>	<b>131</b>
10.2.1	Die aktuelle Norm DIN EN 1991-1-6:2010-12	131
10.2.2	Auswertung der NDP	132
10.2.3	Die alten nationalen Regelungen der DIN 1055-8	133
10.2.4	Die übliche Praxis	133
<b>10.3</b>	<b>Diagnose</b>	<b>133</b>
10.3.1	Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse	133
10.3.2	Einfluss der nominellen Zeitdauer auf die Einwirkungen	135
10.3.3	Potentiale für Straffungen und Vereinfachungsmöglichkeiten	135
<b>10.4</b>	<b>Therapie</b>	<b>136</b>
<b>10.5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>136</b>
<b>11</b>	<b>Eurocode 1: Teil 1-7 Außergewöhnliche Einwirkungen</b>	<b>137</b>
<b>11.1</b>	<b>Einführung</b>	<b>137</b>
<b>11.2</b>	<b>Anamnese, Diagnose, Therapie</b>	<b>137</b>
11.2.1	Allgemeines	137
11.2.2	Historischer und Technischer Überblick	137
11.2.3	Fachliche Konsistenz und Klarheit	138
11.2.4	Redaktionelle Konsistenz	140
11.2.5	Tabellarische Diagnose und Therapie	140
11.2.6	Vergleich von Nationalen Anhängen	143
<b>11.3</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>144</b>
<b>12</b>	<b>Eurocode 1: Teil 2 Verkehrslasten auf Brücken</b>	<b>145</b>
<b>12.1</b>	<b>Einführung</b>	<b>145</b>
<b>12.2</b>	<b>Anamnese</b>	<b>145</b>
12.2.1	Einwirkungen	146
<b>12.3</b>	<b>Aktuelle Fassung der DIN EN 1991-2</b>	<b>158</b>
12.3.1	Vertikallasten	158
12.3.2	Horizontallasten	158
12.3.3	Ermüdung	159
12.3.4	Außergewöhnliche Einwirkungen	159
12.3.5	Einwirkungen aus Bahnverkehr	159
12.3.6	Klimatische Einwirkungen	160
<b>12.4</b>	<b>Diagnose und Therapie</b>	<b>160</b>
<b>12.5</b>	<b>Änderungsvorschläge</b>	<b>161</b>
<b>12.6</b>	<b>Entwurf eines editierten Dokuments</b>	<b>161</b>
<b>12.7</b>	<b>Auswertung der NDPs</b>	<b>161</b>
<b>12.8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>162</b>
<b>13</b>	<b>Eurocode 1 Teil 3 Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen</b>	<b>163</b>
<b>13.1</b>	<b>Einführung</b>	<b>163</b>
<b>13.2</b>	<b>Anamnese</b>	<b>163</b>
13.2.1	Vorgehen	163
13.2.2	Entwicklung der Kran- und Kranbahnnormen in Deutschland	163
13.2.3	DIN 120	164
13.2.4	DIN 4132	164



13.2.5	Zwischenlösungen DIN ENV 1991-5 bzw. DIN 1055-10.....	166
13.2.6	Neufassung DIN EN 1991-3 .....	168
<b>13.3</b>	<b>Diagnose und Therapie.....</b>	<b>169</b>
13.3.1	Allgemeines .....	169
13.3.2	Zum Vorwort der DIN EN 1991-3: 2010-12.....	169
13.3.3	Methoden zur Ermittlung der Lasten aus Kranen und Hebezeugen .....	169
13.3.4	Lastgruppen.....	169
13.3.5	Schwingbeiwerte bzw. dynamische Vergrößerungsfaktoren.....	170
13.3.6	Einwirkungen aus Maschinen .....	170
13.3.7	Anhang A – Ergänzende Regeln zur EN 1990.....	170
<b>13.4</b>	<b>Überarbeiteter Normenentwurf zu EN 1991-3.....</b>	<b>170</b>
<b>13.5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>170</b>
<b>14</b>	<b>Eurocode 1: Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter.....</b>	<b>172</b>
<b>14.1</b>	<b>Einführung.....</b>	<b>172</b>
<b>14.2</b>	<b>Anamnese .....</b>	<b>172</b>
14.2.1	Allgemeines .....	172
14.2.2	Regelung in DIN EN 1991-4:2006, DIN EN 1991-4/NA, DIN 1055-6 sowie Vornormen .....	172
14.2.3	Gliederung und Umfang von DIN EN 1991-4:2006.....	173
14.2.4	Inhaltliche Zusammenfassung von DIN EN1991-4.....	173
14.2.5	Nationale Anwendungsdokumente.....	178
<b>14.3</b>	<b>Diagnose .....</b>	<b>179</b>
14.3.1	Allgemeines .....	179
14.3.2	Vergleichsberechnungen und sonstige diagnostische Betrachtungen.....	179
<b>14.4</b>	<b>Therapie .....</b>	<b>181</b>
14.4.1	Allgemeines .....	181
14.4.2	Kapitel 5 – 6.....	182
14.4.3	Entleerung mit großen Exzentizitäten.....	184
14.4.4	Trichterlasten .....	184
14.4.5	Umsetzung: Vorgeschlagener Normentext .....	184
<b>14.5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick EC1 Teil 4.....</b>	<b>184</b>
<b>15</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>185</b>
<b>16</b>	<b>Literatur/Quellen .....</b>	<b>187</b>

## Abkürzungen

In diesem Bericht werden folgende Abkürzungen verwendet:

abZ	<u>a</u> llgemeine <u>b</u> auaufsichtliche <u>Z</u> ulassung
BVPi	Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure
CEN	Europäisches Komitee für Normung ( <u>C</u> omité <u>E</u> uropéen de <u>N</u> ormalisation, Euro pean Committee for Standardization)
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN e.V.
DBV	Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
DIN	Deutsches Institut für Normung e.V.
EC0	EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung (Eurocode 0)
EC1	EN 1991, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke (Eurocode 1)
EN	European Normative
ETA	europäische technische Zulassung ( <u>E</u> uropean <u>T</u> echnical <u>A</u> pproval bzw. <u>E</u> uro- pean <u>T</u> echnical <u>A</u> ssessment)
ETK	Einheitstemperaturkurve
EG	Evolution Group (kein Gremium des CEN/TC250 (inoffizielle WG))
F30	Feuerwiderstandsklasse (F in Minuten z.B. 30min)
FB	Fachbericht
GZG	<u>G</u> renzzustände der <u>G</u> ebrauchstauglichkeit
GZT	<u>G</u> renzzustände der <u>T</u> ragfähigkeit
HG	Horizontal Group
HGF	Horizontal Group of Fire (HGF)
iBMB	Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
ISO	International Organization for Standardization
NA	<u>N</u> ationaler <u>A</u> nhang
NABau	<u>N</u> ormenausschuss <u>B</u> auwesen
NCI	nicht widersprechende zusätzliche Angaben und Regeln zur Anwendung von ( <u>N</u> on-contradictory <u>C</u> omplementary <u>I</u> nformation) im NA
NDP	national festzulegende Parameter ( <u>N</u> ational <u>D</u> etermined <u>P</u> arameters) im NA
PG1	<u>P</u> rojektgruppe 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen
PRB	Initiative <u>P</u> ragisgerechte <u>R</u> egelwerke im <u>B</u> auwesen e.V.
PT	Project Team (Gremium des CEN/TC250)
SFB	Sonderforschungsbereich
UDL	Uniform distributed load
ULS	Ultimate limit state design
VBI	Verband Beratender Ingenieure
WG	Working group (Gremium des CEN/TC250)

**Länderkennzeichen (ISO 3166-1):**

AT – Österreich  
BE – Belgien  
BG – Bulgarien  
CY – Zypern  
CZ – Tschechische Republik  
DE – Deutschland  
DK – Dänemark  
EE – Estland  
ES – Spanien  
FI – Finnland  
FR – Frankreich  
GR – Griechenland  
HR – Kroatien  
HU – Ungarn  
IE – Irland  
IS – Island  
IT – Italien  
LT – Litauen  
LU – Luxemburg  
NL – Niederlande  
NO – Norwegen  
PL – Polen  
PT – Portugal  
RO – Rumänien  
SE – Schweden  
SI – Slowenien  
SK – Slowakei  
UK – Großbritannien

## **0 Einführung**

### **0.1 Ziel und Vorgehensweise**

Ziel des Forschungsvorhabens ist die pränormative Forschung für die praxismgerechte Überarbeitung und Weiterentwicklung des Eurocodes 0 (EN 1990): „Grundlagen der Tragwerksplanung“ und des Eurocodes 1 (EN 1991): „Einwirkungen auf Tragwerke“.

Dabei werden zunächst grundsätzliche Schwachstellen und Überregulierungen der Eurocode-Teile in einer Anamnese zusammengetragen. Danach wird im Rahmen einer Diagnose geprüft, inwieweit diese Defizite Bedeutung für die Praxis haben. Im Sinne einer Therapie werden anschließend Verbesserungen und Vereinfachungen erarbeitet sowie bei Bedarf durch Vergleichsrechnungen validiert.

Ziel beim EC0 und EC1 ist es, Formeln und Kombinationen so zu vereinfachen und zu reduzieren, dass dem Konstruieren in der Praxis mehr Raum eingeräumt wird als dem „Nachrechnen“. Die Vereinfachungen sollen nicht den technisch-wissenschaftlichen Standard senken. Die wissenschaftlich fundierte „Absicherung im Hintergrund“ ist wichtig für die planerische Praxis. Besonderes Augenmerk der Arbeit der PG 1 liegt zudem auf der redaktionellen Überarbeitung und Kürzung der derzeit gültigen Normentexte, damit diese der ingenieurtechnischen Kreativität größeren Spielraum einräumen.

Therapievorschläge in Form praxistauglicher Normentwurfe sollen regelmäßig in die nationalen und europäischen Normungsgremien eingebracht werden.

Zur unabhängigen Kontrolle der PG1-Ausarbeitungen wurden entsprechende Vergleichsrechnungen unter Verwendung wichtiger Normenentwürfe sowie Gutachten in Auftrag gegeben und nach dem Vier-Augen-Prinzip geprüft – zum Teil auch ohne direkten PRB-Auftrag.

### **0.2 Struktur des Endberichtes**

Der Bericht gliedert sich in die Kapitel 1 bis 14, wobei die Kapitel 0 bis 14 den bearbeiteten Eurocode-Teilen zugeordnet sind. Kapitel 0 bis 4 beinhalten Berichte zum Grundlagenteil EC0. Die Kapitel 0 bis 14 behandeln die Ausarbeitungen zum Einwirkungsteil EC1. Die Untergliederung dieser Kapitel folgt in der Regel jeweils der oben aufgeführten Methodik aus Anamnese, Diagnose und Therapie.

Aufgrund der Komplexität und des Umfanges des Forschungsvorhabens sind die Kapitel 0 bis 14 nur auszugsweise aus Teilberichten entnommen, welche in ihrer Gesamtheit in Dokument [268] der PRB vorliegen. Gleiches gilt für die pranormativ erarbeiteten Normentexte welche nur zu einem geringem Teil und nur auszugsweise Bestandteil dieses Berichtes sind. Die vollständigen Normenvorschläge der PG 1 sowie die Anhänge der Teilberichte zu den Eurocodes 0 und 1 liegen ebenfalls in [268] vor.

### **0.3 Bearbeiter der PG1**

Durchgeführt wurden die Forschungsarbeiten von den in den folgenden Tabelle 0.1 bis Tabelle 0.3 aufgeführten Mitarbeitern der Projektgruppe 1. In Einzelfällen wurden externe Mitarbeiter hinzugezogen (siehe Tabelle 0.2), um das breite Spektrum des Forschungsfeldes abdecken zu können. Alle Beteiligten sind als Tragwerksplaner und Prufingenieure tätig. Daher verfügen sie über langjährige Erfahrungen bei der Anwendung von Grundlagen- und Bemessungsnormen. Zur Bewertung der Projektgruppenausarbeitungen wurden darüber hinaus externe Ingenieurbüros (siehe Tabelle 0.3) mit Kontroll- und Vergleichsrechnungen beauftragt.

**Tabelle 0.1** Mitarbeiter der PRB – Projektgruppe 1

Name und Schwerpunkt	Adresse
Dr.-Ing. Frank Breinlinger (Projektleiter der PG1, Schwerpunkt EC1)	Breinlinger Ingenieure Kanalstraße 14, 78532 Tuttlingen
Dr.-Ing. Reinhard Gietzelt (permanentes Mitglied der PG1)	Prüfingenieur für Standsicherheit Dr.-Ing Reinhard Gietzelt (Massivbau und Metall- bau), Colditzstr. 32B, 12099 Berlin
Prof. Dr.-Ing. Rüdiger Höffer (federführend für, Eurocode 1, Teil 1-4)	IRS Ingenieurgesellschaft für Bautechnik mbH Prüfingenieur für Baustatik – Fachrichtung Mas- sivbau Theodorstraße 297, 40472 Düsseldorf
Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger (Projektleiter f. Eurocode 0, federfüh- rend für Eurocode 0) Dr.-Ing. Frank Steinigen Dr.-Ing. Tammam Bakeer M.Sc. Hamidreza Salehi	Planungs- und Ingenieurbüro für Bauwesen Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger Prüfingenieur für Standsicherheit (Massivbau) Wichernstr. 12, 01445 Radebeul
Dipl.-Ing. Christian Klein (Redaktion)	Verband Beratender Ingenieure VBI Budapester Str. 31, 10787 Berlin
Dr.-Ing. Cornelius Ruckenbrod (federführend für Eurocode 1, Teil 4)	SMP - Ingenieure im Bauwesen GmbH, Stephanienstr. 102, 76133 Karlsruhe

**Tabelle 0.2** Externe Mitarbeiter und Forscher der PRB – Projektgruppe 1

Name und Schwerpunkt	Adresse
Dipl.-Ing. (FH) Wolfgang Schwind als temporäres Mitglied der PG1 (federführend für Eurocode 1, Teil 1-3)	Schwind Ingenieure GmbH & Co. KG, Mittenwald / München / Dresden, Zur Kreidemühle 4, 82481 Mittenwald
Dipl.-Ing. Karsten Loche als temporäres Mitglied der PG1 (federführend für Eurocode 1, Teil 1-1)	BVS Hessen / Rheinland-Pfalz / Saar GmbH & Co. KG Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfingenieure für Baustatik und der Sachver- ständigen für Standsicherheit Hessen, Rheinland- Pfalz und Saarland, Hintere Bleiche 38, 55116 Mainz
Dipl.-Ing. Christiane Hahn als temporäres Mitglied der PG1 (federführend für Eurocode 1 Teil 1-2)	HAHN Consult, Ingenieurgesellschaft für Tragwerksplanung und Baulichen Brandschutz mbH, Gertigstraße 28, 22303 Hamburg
Prof. Dr. -Ing. Josef Hegger Dr.-Ing. Naceur Kerkeni Dr.-Ing. Wolfgang Roeser (federführend EC0 - Ermüdung)	H+P Ingenieure GmbH & Co. KG, Kackertstr. 10, 52072 Aachen
Prof. Dr.-Ing. M. Feldmann (federführend EC0 - Ermüdung)	Feldmann + Weynand GmbH, Vaalser Straße 259, 52074 Aachen
Prof. Dr.-Ing. Balthasar Novák Dipl.-Ing. Andreas Enslé (federführend für Eurocode 1 Teil 1-5 und Eurocode 1 Teil 2 )	ILEK, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart, Pfaffenwaldring, 770569 Stuttgart

Name und Schwerpunkt	Adresse
Tabelle 0.2 Fortsetzung	
Dr.-Ing. Jens Otto Dipl.-Ing. Klaus Wolf (federführend für Eurocode 1 Teil 1-6)	Ed. Züblin AG, Albstadtweg 3, 70567 Stuttgart Germany
LBDiR Dipl.-Ing. Claus Kunz (federführend für Eurocode 1 Teil 1-7)	Bundesanstalt für Wasserbau, Kompetenz für die Wasserstraßen, Abteilung Bautechnik Kußmaulstr. 17, 76187 Karlsruhe
Prof. Dr.-Ing. André Dürr (federführend für Eurocode 1 Teil 3)	HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult IKS Energy, Lyoner Straße 25, 60528 Frankfurt am Main

**Tabelle 0.3** Externe Ingenieurbüros f. Bewertung und Kontrolle der Ausarbeitung der PG 1

Name und Schwerpunkt	Adresse
Dip.-Ing. Matthias Gerold Schwerpunkt: EC5, Bewertung EC0 LK, EC1-1-3 u. EC1-1-4	Harrer Ingenieure GmbH Reinhold-Frank-Str. 48 b D-76133 Karlsruhe
Dr.-Ing. Frank Purtak Schwerpunkt: EC6, Bewertung EC0 LK	Trag Werk Software Döking+Purtak GbR Prellerstraße 9 01309 Dresden
Prof. Dr.-Ing. Rüdiger Höffer Schwerpunkt: EC3, Bewertung EC0 LK, EC1-1-3 u. EC1-1-4	Prüfingenieur für Baustatik – Fachrichtung Mas- sivbau IRS Ingenieurgesellschaft für Bautechnik mbH Theodorstraße 297, 40472 Düsseldorf
Dr.-Ing. Christine Döbert Schwerpunkt: EC2, Bewertung EC0 LK, EC1-1-3 u. EC1-1-4	WTM Engineers GmbH Johannisbollwerk 6-8 20459 Hamburg
Dip.-Ing. Torsten Friedrich Schwerpunkt: EC3; Bewertung EC0 LK, EC1-1-3 u. EC1-1-4	Rudolstädter Systembau GmbH Oststraße 40 07407 Rudolstadt
Prof. Dr. sc. techn. Daniel Straub Schwerpunkt: EC0, Kontrolle Verein- fachte LK II und Bericht	TUM – Technische Universität München [TUBVRAZ] 80333 München Theresienstr. 90(0106)/II
Dr.-Ing. Volker Cornelius Schwerpunkt: EC1-1-3, Kontrolle Nor- menvorschlag und Bericht	CSZ Ingenieurconsult Marienburgstraße 27 64297 Darmstadt
Dr.-Ing. Wolfgang Vogel Schwerpunkt: EC1-1-4, Kontrolle Nor- menvorschlag und Bericht	Weihermüller & Vogel GmbH Beratende Ingenieure für Bauwesen Alexandrastraße 3 65187 Wiesbaden

## 0.4 Arbeitsschwerpunkte der PG1

Die Arbeitsschwerpunkte der Projektgruppe 1 sind in folgender Tabelle 0.4 dargestellt.

**Tabelle 0.4** Arbeitspakete und Umfang der bearbeiteten Normenteile

Norm	Version	Name	Seitenanzahl Norm	Berichts-Kapitel *)
DIN EN 19 90	2010-12	Eurocode: <b>Grundlagen der Tragwerksplanung</b>	110	1, 2, 3, 4
DIN EN 19 91-1-1	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: <b>Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau</b>	39	0
DIN EN 19 91-1-2	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: <b>Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke</b>	63	6
DIN EN 19 91-1-3	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: <b>Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten</b>	44	7
DIN EN 19 91-1-4	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: <b>Allgemeine Einwirkungen - Windlasten</b>	149	8
DIN EN 19 91-1-5	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: <b>Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen</b>	38	9
DIN EN 19 91-1-6	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6: <b>Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung</b>	31	10
DIN EN 19 91-1-7	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: <b>Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen</b>	65	11
DIN EN 19 91-2	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: <b>Verkehrslasten auf Brücken</b>	163	12
DIN EN 19 91-3	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: <b>Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen</b>	46	13
DIN EN 19 91-4	2010-12	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: <b>Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter</b>	120	14
			<b>868</b>	
*) Vollständiger Bericht siehe [268] – BBSR-Bericht: Zusammenfassung und Auszüge				

# **Berichtsteil**

## **EN1990:**

# **Grundlagen der Tragwerksplanung**

Seiten 14 bis 75



## **1 Eurocode 0: Vorschlag vereinfachter Lastkombinationen durch mathematischen Vergleich mit den bisherigen Regeln**

### **1.1 Sicherheitskonzept**

Hauptaugenmerk in der Tragwerksplanung liegt auf dem einer sicheren, ökonomisch vertretbaren Konstruktion. Dabei muss jedoch das gesellschaftlich akzeptierte Sicherheitsniveau gewährleistet sein, um Gefahr für Leib und Leben ausschließen zu können. Unterschiedliche Normen/Standards/Methoden wurden entwickelt um ein definiertes Zielsicherheitsniveau zu erreichen. In der Vergangenheit wurden mehrere unterschiedliche Methoden angewandt um Bemessungswerte für Widerstände und Belastung zu ermitteln. Das Sicherheitsniveau kann durch rechnerische Erhöhung der zu erwartenden Last und Verringerung des nominalen Widerstandes oder beider Komponenten gleichzeitig erreicht werden. Wird nur der Widerstand oder die Einwirkung mit einem Sicherheitsbeiwert beaufschlagt, spricht man vom „globalen“ Sicherheitskonzept. Werden für Widerstand und Einwirkung unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte angesetzt, spricht man vom (semi-probabilistischen) „Teilsicherheitskonzept“.

In den derzeitigen Normen basiert der Sicherheitsnachweis auf der linearen Schnittkraft- und Verformungsberechnung von Tragwerken und den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit unter Anwendung des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten, die eine differenzierte Zuordnung der Sicherheitselemente auf der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite vornehmen und damit eine zutreffendere und wirtschaftlichere Bemessung erlauben.

Semi-probabilistisch ist das Konzept deshalb, weil es auf der Basis von Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen entwickelt worden ist. Während bei dem alten globalen Sicherheitskonzept mit einem einzigen Sicherheitsfaktor gearbeitet und i.d.R. die maximal mögliche Einwirkung nachgewiesen wurde, geht man heute davon aus, dass diese – wenn sie aus einzelnen Einwirkungen kombiniert wird – nicht mit 100%-iger Wahrscheinlichkeit jemals auftreten werden. Auf der Widerstandsseite ist das ähnliche Phänomen zu verzeichnen, nämlich, dass alle die Tragfähigkeit ungünstig beeinflussenden Erscheinungen nicht gleichzeitig wirksam sind. Zugleich aber akzeptiert man, dass eine gewisse Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerkes vorhanden ist, um wirtschaftlich bauen zu können. Genau genommen, kann man das Problem nur über eine Zuverlässigkeitsanalyse lösen, was aber nicht jedem Ingenieur zumutbar ist. Deshalb werden die wahrscheinlichkeitstheoretischen Ansätze den Teilsicherheitsfaktoren und Kombinationsbeiwerten zugeordnet und man kann so über eine deterministische Lösung ingenieurmäßig nachweisen, dass eine gesellschaftlich vereinbarte Zielzuverlässigkeit der Bauwerke gewährleistet werden kann.

In der aktuellen Normengeneration (z.B. CEB [1] und [2], AHSTO [3] und OHBDC [4], CIRIA [5], Eurocodes [6]) koexistieren unterschiedliche Versionen dieses Konzeptes, welche jedoch prinzipiell auf derselben Grundlage aufbauen.

Zentraler Bestandteil auf der Einwirkungsseite beim semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzept ist, die maßgebenden Lastfallkombinationen unter Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit des Auftretens herauszufinden, um dann diese dem Tragwiderstand gegenüber stellen zu können.

### **1.2 Grundlagennorm EN 1990**

In vielen Normen nimmt die Modellierung von Einwirkungen auf Bauteile eine übergeordnete Stellung als Grundlagendokument ein. Insbesondere die Kombination von Einwirkungen wird dort beschrieben. Dieses Dokument bildet somit die Basis für jedwede statische Berechnung und alle Tragfähigkeitsnachweise. Für die Familie der Eurocodes stellt EN 1990 dieses Grundlagendokument dar. Aufgrund der fundamentalen Bedeutung muss sie neben einer einfachen

Interpretation und Handhabbarkeit ein präzises Bemessungs- oder Nachweisformat enthalten [7].

Die derzeit gültige Grundlagennorm EN 1990 [16] zählt mehrere unterschiedliche Faktoren für die Generierung von Lastkombinationen auf. Die unterschiedlichen Werte für Sicherheitsfaktoren und die vielfältigen Möglichkeiten zur Ermittlung relevanter Lastkombinationen führen zu Schwierigkeiten bei der Umsetzung der EN 1990, welche das entsprechende Grundlagendokument der Eurocodes ist. Aus diesem Grunde sind Vereinfachungen an der Grundlagennorm notwendig.

Eine vereinfachte Regel zur Lastkombination wird in dieser Studie vorgeschlagen, um die Anwendung von EN 1990 nutzerfreundlicher zu gestalten. Vereinfachungsvorschläge für die Kombination mehrerer veränderlicher Einwirkungen werden aufgeführt. Die Vereinfachung beruht auf der Klassifizierung der veränderlichen Lasten in Leiteinwirkung und Begleiteinwirkung. Der Kombinationsfaktor für die Begleiteinwirkungen wird auf einen Wert festgelegt

Hauptaufgabe der vorliegenden Untersuchung ist der Vergleich der vorgeschlagenen, vereinfachten Lastkombination mit den in EN 1990 aufgeführten Kombinationen.

Zuerst wurden die deterministischen Werte der Lastkombinationen verwendet, d.h. die Lastwerte für die verschiedenen Ansätze wurden direkt verglichen ohne die zugehörige Zuverlässigkeit zu bestimmen (Abschnitt 1) .

Im Weiteren wurden dann Zuverlässigkeitsuntersuchungen durchgeführt, die hier das Entscheidungskriterium für den Vergleich und die Bewertung der verschiedenen Kombinationen darstellen. Die Ergebnisse unter dem Ansatz der vereinfachten Lastkombination wurden hinsichtlich ihrer Abweichungen von den Ergebnissen auf Basis von EN 1990 bewertet. Es wurde die vorhandene Zuverlässigkeit nach der vereinfachten Lastkombinationsregel bestimmt und mit dem entsprechenden Wert nach EN 1990 verglichen, um zu prüfen, ob signifikante Abweichungen vorliegen (Abschnitt 2).

Im vorliegenden Bericht werden bewusst die Zuverlässigkeiten nach den verschiedenen Ansätzen verglichen, da so die Wahrscheinlichkeit des Auftretens sämtlicher Lastkombinationen berücksichtigt werden kann.

Im Vergleich zur deterministischen Vorgehensweise deckt der probabilistische Ansatz alle Aspekte der Grenzzustände auf der Last- und Widerstandsseite ab. Aus diesem Grunde wurden die Zuverlässigkeitsuntersuchungen als wirksam für den Vergleich von Lastkombinationen erachtet. Die Zuverlässigkeitsuntersuchungen basieren auf Monte-Carlo-Simulationen. Verschiedene Arten von Bauteilen, z.B. Stahlträger, Stahlbetonbalken, Holzbalken und Träger mit beliebigem Querschnitt, wurden in dieser Studie berücksichtigt.

## 1.3 Motivation

### 1.3.1 Gegenwärtige Regelungen

Es werden unterschiedliche Grenzzustände in EN 1990 definiert ([42] Abschnitt 3.1, Grenzzustand der Tragfähigkeit und Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit), für die Einwirkungskombinationen definiert sind. Die hier angestellten Betrachtungen konzentrieren sich auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Die grundlegende Lastkombination für dauerhafte und vorübergehende Bemessungssituationen ist in Gl. 6.10 von [42] oder in Gl. (1.1) festgelegt.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.1)$$

In EN 1990 werden zwei zusätzliche Gleichungen für die Grenzzustände STR und GEO vorgeschlagen. Die ungünstigere der beiden Kombinationen wird für die Ermittlung der Schnittgrößen verwendet. Im deutschen nationalen Anhang wird die Verwendung dieser Gleichungen ausgeschlossen (siehe NCI zu 6.4.3.2 (3)).

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.2)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.3)$$

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt dann bei Fehlen einer Vorspannung nach [16] für die Grundkombination

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.4)$$

mit

$$\gamma_{G,j} = \begin{cases} \gamma_{inf} = 1,0 \\ \gamma_{sup} = 1,35 \end{cases} \text{ and } \gamma_{Q,i} = \begin{cases} \gamma_{inf} = 0 \\ \gamma_{sup} = 1,5 \end{cases} \quad (1.5)$$

und den im Nationalen Anhang [17] festgelegten Kombinationsfaktoren  $\psi_{0,i}$  nach Tabelle NA.A.1.1.

### 1.3.2 Auswirkung

Die Lastfallkombinatorik führt zu einer sehr großen Anzahl von zu untersuchenden Lastfallkombinationen. Beispielsweise erhält man für zwei unabhängige Verkehrslasten, überlagert mit Schnee- bzw. Windlasten, die jeweils alternativ wirken sollen, insgesamt 210 mögliche Lastfallkombinationen.

In [8] wird anschaulich anhand eines Beispiels gezeigt, wie sehr die Anzahl der zu untersuchenden Lastfallkombinationen anwachsen kann. Bei Vorhandensein einer ständigen Last und zwei Verkehrslasten, z.B. Schnee (links, rechts, voll) und Wind (links, rechts), kommt man auf insgesamt 268 zu untersuchende Lastfallkombinationen (siehe [1]).

### 1.3.3 Zielstellung PRB/Forschungsvorhaben

Ziel der praktisch tätigen Ingenieure ist es, die Anzahl der zu untersuchenden Lastfallkombinationen drastisch zu reduzieren, um damit den Aufwand zu verringern und die Überschaubarkeit wieder herzustellen. Die Gln. (6.10a) und (6.10b) nach DIN EN 1990:2010-12 [16], die im nationalen Anhang (NA) [30] ausgeschlossen worden sind, sind nicht Gegenstand dieser Untersuchungen.

### 1.3.4 Vorschlag der Projektgruppe 2 „Beton“

Die Projektgruppe 2 (siehe *Fingerloos* [19]) hat einen ersten Vorschlag zur Vereinfachung der Lastkombinationen für die Stahlbetonbemessung unterbreitet. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit soll demnach vereinfachend gelten:

- wenn eine veränderliche Einwirkung vorhanden ist

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus 1,5 Q_{k,1} \quad (1.6)$$

- wenn mehrere veränderliche Einwirkungen vorhanden sind

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus 1,35 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (1.7)$$

### 1.3.5 Vorschlag PG 1

Nach [25] wurden die nachfolgenden Lastkombinationen als Grundkombination

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus 1,5 Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (1.8)$$

mit

$$\gamma_{G,j} = \begin{cases} \gamma_{inf} = 1,0 \\ \gamma_{sup} = 1,35 \end{cases} \text{ and } \gamma_{Q,i} = \begin{cases} \gamma_{inf} = 0 \\ \gamma_{sup} = 1,0 \end{cases} \quad (1.9)$$

für die weitere Untersuchung favorisiert. Siehe auch [24].

Dem Vorschlag liegt ein einheitlicher Kombinationsbeiwert von  $\psi = 0,67$  zugrunde.

### 1.3.6 Vorschlag PG 6

*Sigrist und Ziegler* schlagen in [32] vor, einen universellen Kombinationsbeiwert für jegliche Art von Einwirkung zu verwenden, bei dem der Ingenieur die Ausnahmefälle selbst zu entscheiden hat.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \psi_{uni} \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (1.10)$$

mit  $\psi_{uni} = 0,7$ .

## 1.4 Anamnese

### 1.4.1 Vorgehen

Im Zuge der Projektbearbeitung wurden die grundlegende Literatur und die vorhandenen Quellen gesichtet und durchgearbeitet. Wesentliche Quellen sind unter Abschnitt 16 aufgeführt. Die umfassendsten Hintergrundinformationen liefert der Forschungsbericht von *Grünberg* aus dem Jahr 1997 [14].

## 1.4.2 Prinzipielles Vorgehen bei der Kombination der Einwirkungen

*Grünberg* hat in [14] die prinzipiellen Vorgehensweisen zur Kombination der Einwirkungen im Überblick dargestellt.

Die einfachste Kombinationsregel demnach wäre, die Einwirkungen jeweils mit ihren extremen Werten eingehen zu lassen, was aber zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führt und nicht der wahrscheinlichkeitstheoretischen Herangehensweise entspräche. Der stochastische Charakter der Einwirkungen ist zu berücksichtigen, um wirtschaftlich vertretbare Ergebnisse zu erhalten.

Das bedeutet, dass mehrere Extremereignisse nicht zeitgleich eintreten werden und es somit bei einem Extremereignis in einer Einwirkung die anderen Einwirkungen mehr oder weniger zurückbleiben. Das Problem besteht nun darin, die Kombination von Einwirkungen zu finden, bei der die Summe der Auswirkungen maximal wird. Grundlegende Arbeiten dazu haben beige-steuert *Turkstra*, *Rackwitz*, *Fießler* und *Spaethe* (die entsprechenden Quellen sind in [36] und [37] zu finden), um einige wesentliche Namen zu nennen. Dabei standen wahrscheinlichkeitstheoretische Gesichtspunkte im Vordergrund und nicht die Fragen des Arbeitsaufwands sowie der Übersichtlichkeit und Beherrschbarkeit durch den Anwender.

Die JCSS-Gruppe hat sich unabhängig von den Normungsbemühungen aus wissenschaftlichen Interessen heraus mit der Frage der Einwirkungen und deren Kombination befasst ([50] und <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>).

Die Überführung der Erkenntnisse zur Kombination der Einwirkungen ist im Rahmen der Europäischen Normung von einer Expertengruppe um *Gulvanessian*, *Calgaro* und *Holicky* vorgenommen worden [45].

Das Endergebnis sind die in der DIN EN 1990 festgehaltenen Kombinationsregeln für Einwirkungen, die im weiteren zitiert werden.

Unter den Bemühungen zur Vereinfachung ist zuerst *Grünberg* [14] anzuführen. Er hatte die Notwendigkeit zur Aufwandsreduzierung aus praktischen Erwägungen heraus erkannt und sich der Sache angenommen. *Grünberg* war seinerzeit von deutscher Seite aus der einzige aktive Vertreter in der Expertengruppe bei CEN TC 250.

## 1.4.3 Auswertung der Hintergrundliteratur

Es wurde eine ausführliche Sichtung und Bewertung durchgeführt [37]. Wesentliche Ergebnisse werden hier wiedergegeben.

### 1.4.3.1 Untersuchungen von Grünberg [13]; [14]

Das Ziel der Untersuchungen war, mit einer möglichst geringen Anzahl von kritischen Einwirkungskombinationen bei der Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken auszukommen. Basis für die Entwicklung der vereinfachten Kombinationsregeln stellten die Ergebnisse des Vergleichs zwischen dem vereinfachten Zuverlässigkeitsverfahren erster Ordnung und den verschiedenen Kombinationsregeln auf der Ebene der Bemessungswerte der Auswirkungen dar.

Mit der vereinfachten Kombinationsregel (Gl. (9.10-E) in [10], Abschnitt 6)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus [1,5] \left( Q_{k,1} \oplus \psi_{0,Q} \sum_{i > 1} Q_{k,i} \oplus Q_{k,E} \right) \quad (1.11)$$

$\psi_{0,Q} = [0,7]$  einheitlicher Kombinationsbeiwert für alle ungünstigen Nutzlasten, außer Kategorie E

- $Q_{k,i}$  ungünstig wirkende Nutzlasten<sup>1</sup>, ohne Kategorie E  
 $Q_{k,E}$  ungünstig wirkende Nutzlasten der Kategorie E (Summe)

werden bei der Bemessung zuverlässige Ergebnisse erzielt. Die vorherrschende Einwirkung kann unmittelbar aus der Gegenüberstellung der charakteristischen Werte bestimmt werden.

$$E_{Qk,vorherrschend} = \max. \begin{cases} E_{Qk,1} \\ \dots \\ E_{Qk,i} \end{cases} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (1.12)$$

Weitere Vereinfachungen bei linearer Strukturanalyse:

- (1) Üblicher Hochbau mit einem Eigenlastanteil von mindesten 30% der Gesamtlast:

$$E_d = 1,35 \cdot \left( \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + \sum_{i \geq 1} E_{Qk,i} \right) \quad (1.13)$$

Nutzlasten dürfen ggf. mit  $\alpha_n$  abgemindert werden.

*Anmerkung: Die Feststellung wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens [14] für Stahlbetonbauteile vornehmlich unter Biegebeanspruchung gemacht. Grünberg hat sie jedoch oft relativiert und diese Kombination als nicht zulässig bezeichnet, zuletzt mit [21]. Die Abweichungen, die dabei gegenüber der genaueren Lastkombination auftreten, sind sowohl vom Wert  $\alpha$  als auch von  $\beta$  abhängig(s. Tabelle 1.1 und Tabelle 1.2).*

- (2) Gebäude mit einem hohen Anteil der vorherrschenden Nutzlast  $Q_{k,1}$  (z.B. Parkhäuser):

$$E_d = 1,35 \cdot \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} \oplus 1,5 \cdot \sum_{i \geq 1} E_{Qk,i} \quad (1.14)$$

Statt  $\sum_{i \geq 1} E_{Qk,i}$  kann alternativ auch  $E_{Qrep} = E_{Qk,1} + 0,7 \cdot \sum_{i > 1} E_{Qk,i}$  eingesetzt werden. Als Nutzlast darf  $E_{Qk}$  ggf. mit  $\alpha_n$  abgemindert werden.

$\alpha_n$  ist dabei der Abminderungsbeiwert nach [16] und [17] bei Lastweiterleitung auf sekundäre Tragglieder (Unterzüge, Wände, Stützen, Gründungen usw.) aus der Einzugsfläche bzw. aus mehreren Stockwerken.

**Tabelle 1.1** Abweichungen der vereinfachten Regel gegenüber der genaueren  $\beta=0,9$

G	Q	G/Q	Q1	Q2	1,35G	1,5(Q1+0,7Q2)	$\Sigma$	$\Delta$
0,1	0,9	0,111	0,810	0,090	0,135	1,310	1,445	0,070
0,2	0,8	0,250	0,720	0,080	0,270	1,164	1,434	0,062
0,3	0,7	0,429	0,630	0,070	0,405	1,019	1,424	0,054
0,4	0,6	0,667	0,540	0,060	0,540	0,873	1,413	0,047
0,5	0,5	1,000	0,450	0,050	0,675	0,728	1,403	0,039
0,6	0,4	1,500	0,360	0,040	0,810	0,582	1,392	0,031
0,7	0,3	2,333	0,270	0,030	0,945	0,437	1,382	0,023
0,8	0,2	4,000	0,180	0,020	1,080	0,291	1,371	0,016
0,9	0,1	9,000	0,090	0,010	1,215	0,146	1,361	0,008
0,99	0	99,000	0,009	0,001	1,337	0,015	1,351	0,001

<sup>1</sup> Die Untersuchungen wurden auf Nutzlasten beschränkt.



**Tabelle 1.2** Abweichungen der vereinfachten Regel gegenüber der genaueren für  $\beta=0,5$

G	Q	G/Q	Q1	Q2	1,35G	1,5(Q1+0,7Q2)	$\Sigma$	$\Delta$
0,1	0,9	0,111	0,450	0,450	0,135	1,148	1,283	-5%
0,2	0,8	0,250	0,400	0,400	0,270	1,020	1,290	-4%
0,3	0,7	0,429	0,350	0,350	0,405	0,893	1,298	-4%
0,4	0,6	0,667	0,300	0,300	0,540	0,765	1,305	-3%
0,5	0,5	1,000	0,250	0,250	0,675	0,638	1,313	-3%
0,6	0,4	1,500	0,200	0,200	0,810	0,510	1,320	-2%
0,7	0,3	2,333	0,150	0,150	0,945	0,383	1,328	-2%
0,8	0,2	4,000	0,100	0,100	1,080	0,255	1,335	-1%
0,9	0,1	9,000	0,050	0,050	1,215	0,128	1,343	-1%
1,0	0,0	99,000	0,005	0,005	1,337	0,013	1,349	0%

Negative Abweichungen bedeuten hier, dass die vereinfachte Regel auf der sicheren Seite liegen.

#### 1.4.3.2 Moore et al.

Moore et al. [26] untersuchen mithilfe der Monte-Carlo-Simulation und unter Ansatz der Verteilungen der Einwirkungen die Wahrscheinlichkeit, dass die Gesamtlast die Bemessungslast nach den angesetzten Kombinationsregeln überschreitet (ungünstigster Fall). Dabei werden die möglichen Verhältnisse von Eigenlast zu Gesamtlast berücksichtigt.

#### 1.4.3.3 Behandlung von Baugrundsetzungen

Da im weiteren Baugrundsetzungen eine kritische Rolle spielen, ist den Regelungen in DIN EN 1990:2010-12 sowie im NA nachgegangen worden. Es konnte jedoch keine Begründung für die Abweichung im NA, das Baugrundsetzungen als veränderliche Einwirkungen zu behandeln sind ([17], Tabelle NA.A.1.1. S. 8), entdeckt werden. In DIN EN 1990:2010-12 [16] sind die Baugrundsetzungen ausdrücklich beispielhaft als ständige Einwirkungen genannt.

#### 1.4.3.4 Behandlung von Lagerlasten

Hintergründe, wie man zur Festlegung des Teilsicherheitsbeiwertes und des Kombinationsbeiwertes im Falle von Lagerlasten gekommen ist, konnten nicht erschlossen werden.

## 1.5 Diagnose

### 1.5.1 Lösungsweg und Abgrenzung

Zuerst steht bei den einschlägigen Kapiteln von DIN EN 1990 die Frage der Schreibweise und des Bezugs der Formeln zu Auswirkungen und zur Kombination von Einwirkungen (s. Gl. (6.9a) bis (6.16b)) die verwirrt. Einmal werden geschweifte Klammern verwendet (Gl. (6.9a)) und zum anderen das „+“ zusammen mit dem Summenzeichen (z.B. Gl. (6.10)). Das sollte jedoch im Rahmen der redaktionellen Bearbeitung erfolgen. In entsprechendem Hintergrundmaterial kann nach wie vor die doppelte Schreibweise zur Erläuterung verwendet werden (s. z.B. auch [32]).

Bei der Verringerung der Anzahl der Lastkombinationen, muss festgelegt werden, welcher Maßstab zur Bewertung der Ergebnisse angelegt werden soll (vgl. [28],[12]).

Um den Untersuchungsaufwand in Grenzen zu halten und in überschaubarer Zeit ein Ergebnis vorlegen zu können, wird auf eine Analyse der ausführlichen Kombinationsregeln, so wie sie jetzt in EN 1990 [16] enthalten sind, verzichtet. Dasselbe gilt für die Zahlenwerte der Kombinationsfaktoren. Kritische Anmerkungen sowie die generelle Notwendigkeit einer Kalibrierung

wurden mehrfach zum Ausdruck gebracht, sind bisher jedoch nicht weiter verfolgt worden (s. hierzu [29], [28] und [9]). Diese Aufgabe kann von dem hier in Bearbeitung befindlichen Forschungsprojekt nicht geleistet werden.

Es wird sich im Rahmen des Berichtes darauf beschränkt, die bisher vorgeschlagenen bzw. diskutierten Vereinfachungen der Lastkombinationsregeln mit der ausführlichen Regel nach den Gln. (1.4) und (1.5) zu vergleichen. Dies erfolgt dahingehend, dass der Wert der Einwirkung auf das Tragwerk nach der jeweiligen vereinfachten Regel größer oder gleich der nach der ausführlichen Regel sein soll. Diese Vorgehensweise stellt den Einstieg in die Problematik dar.

Wie bereits Grünberg [14] gezeigt hat, ist zudem noch der Einfluss des Systems zu beachten. Nichtlineare Effekte kommen hinzu.

Mit der Untersuchung verschiedener Tragstrukturen (z.B. Träger, Stützen, Rahmen, Stockwerkrahmen) für unterschiedliche Werkstoffe (Stahl, Holz, Stahlbeton) analog zum Vorgehen von Grünberg in [14] können mithilfe von Parameterstudien die kritischen Einwirkungskombinationen identifiziert und ihre Anzahl reduziert werden. Die Einbeziehung konstruktiver Regeln (z.B. im Stahlbeton Überdeckungsängen; Bügelanstände; Verankerungsängen) scheidet hier aus, da die Ausarbeitung bauartenübergreifend erfolgen soll.

Kommt es dabei dazu, dass die Ergebnisse nach den vereinfachten Kombinationsregeln die nach den ausführlichen unterschreiten, sind wahrscheinlichkeitstheoretische Betrachtungen sinnvoll um festzustellen, ob ein Sicherheitsrisiko vorliegt oder nicht.

Zuerst soll die Frage beantwortet werden, ob der Vorschlag von Fingerloos [19], der auf den ersten Blick sehr einleuchtend ist und mit seiner Einfachheit beeindruckt, weiter verfolgt werden soll. Er stammt aus der früheren ENV 1991-1 [17], ist oft diskutiert und dann schließlich doch wieder verworfen worden [21]. Wie aus der Arbeit von Grünberg [14] zu erkennen ist, hat er im Massivbau mit einem relativ hohen Verhältnis von ständigen zu veränderlichen Lasten durchaus Berechtigung.

Im Folgenden werden weitergehende Vereinfachungsmöglichkeiten in detaillierterer Form analysiert und auf ihre Tauglichkeit hin geprüft.

Der Vorschlag von Sigrist und Ziegler (s. Abschnitt 1.3.6, [32] S. 66 ff) ist in den nachfolgenden Untersuchungen implizit enthalten und wird nicht weiter gesondert besprochen.

### 1.5.2 Vereinfachte Lastkombinationsregeln für Hochbauten nach ENV 1991-1

Wie von Grünberg in [21] angegeben, birgt die vereinfachte Regel nach der ENV 1991-1 ([18] entspricht hier Gln. (1.6) und (1.7)) Risiken in sich.

Beispielhaft sollen zwei typische Lastverhältnisse untersucht werden. Aus Tabelle 1.3 ist ersichtlich, dass die vereinfachte Regel nach Gl. (1.6) und Gl. (1.7) Ergebnisse liefert, die allgemein gesehen auf der unsicheren Seite liegen. Aus diesem Grund wird diese Vereinfachung nicht weiter verfolgt. Die Diagramme von Grünberg ([14], S. 5-11) zeigen jedoch, dass u.U. die Lösung nach der Zuverlässigkeitstheorie Ergebnisse liefert, die diese Vereinfachung wieder zulassen würden. Es bleibt aber die Unsicherheit, dass ein genaueres Verfahren schlechtere Ergebnisse liefert als ein vereinfachtes, was unzulässig ist.



**Tabelle 1.3** Leichtbau (Trapezprofilblechdach mit 20% Eigenlastanteil)

$\Sigma=$	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Gk=	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Qk,1	0,08	0,16	0,24	0,32	0,4	0,48	0,56	0,64	0,72
Qk,2	0,72	0,64	0,56	0,48	0,4	0,32	0,24	0,16	0,08
$1,35 \cdot Gk + 1,5 \cdot Qk_1 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Qk_2$	1,434	1,398	1,362	1,326	1,29	1,326	1,362	1,398	1,434
$1,35 \cdot Gk + 1,5 \cdot Qk_1$	1,242	1,134	1,026	0,918	0,81	0,918	1,026	1,134	1,242
$1,35 \cdot Gk + 1,35 \cdot (Qk_1 + Qk_2)$	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Differenz	-0,084	-0,048	-0,012	0,024	0,06	0,024	-0,012	-0,048	-0,084
%	-6%	-3%	-1%	2%	5%	2%	-1%	-3%	-6%

### 1.5.3 Lastkombinationen in Anlehnung an die ausführliche Regel

Die im Folgenden durchgeführten Untersuchungen haben das Ziel beim den Lastkombinationen ohne Kombinationsfaktoren auszukommen. In [22] und [23] wurden von Bodensiek die maximalen Abweichungen zwischen den verschiedenen Vereinfachungsmöglichkeiten für Kombinationsregeln im Vergleich zu den Gleichungen von EN 1990 [16] untersucht. Es sind dabei Lastverhältnisse  $E_{Gk}/E_{Qk}$  von 0 bis 4 unter Berücksichtigung von zwei veränderlichen Einwirkungen ( $E_{Qk,1}$ ,  $E_{Qk,2}$ ) betrachtet worden. Eine genauere Untersuchung ist nur noch für die Lastverhältnisse notwendig, bei denen die vereinfachten Kombinationsregeln auf der unsicheren Seite liegen.

In [22] wurden die Untersuchungen für ein Lastverhältnis  $E_{Qk,1}/E_{Qk,2} = 1.0$  durchgeführt, d.h. die Leiteinwirkung und die weitere veränderliche Einwirkung sind gleich groß. Die maximalen Abweichungen werden jedoch erhalten, wenn das Verhältnis  $E_{Qk,1}/E_{Qk,2}$  ein Minimum annimmt [23]. Damit  $E_{Qk,1}$  Leiteinwirkung ist, muss gelten:

$$E_{Qk,1} + \psi_{0,2} \cdot E_{Qk,2} \geq E_{Qk,2} + \psi_{0,1} \cdot E_{Qk,1} \quad (1.15)$$

Für das Verhältnis  $E_{Qk,1}/E_{Qk,2}$  folgt

$$\frac{E_{Qk,1}}{E_{Qk,2}} \geq \frac{1 - \psi_{0,2}}{1 - \psi_{0,1}} \quad (1.16)$$

Ein Vergleich zwischen den Gleichungen von EN 1990 [16] und den Vereinfachungsmöglichkeiten ist nur sinnvoll, wenn die Einwirkung  $E_{Qk,1}$  in beiden Fällen Leiteinwirkung ist.

In *Bodensiek* sind die in Tabelle 1.4 aufgezählten Kombinationen untersucht worden. Die Zeile „aktueller EC0“ repräsentiert die Lösung unter Anwendung der Kombinationsfaktoren. Die Möglichkeit 1 ist die angestrebte Lösung. Die Möglichkeiten 2 und 3 gehen von einer Teilung aus, die textlich durch einen Zusatz reguliert werden können, z.B. dass „im Falle von Nutzlasten für Lagerräume, Baugrundsetzungen und sonstigen Einwirkungen“ diese mit dem Faktor 1,4 oder 1,5 zu multiplizieren sind (siehe [40]).

**Tabelle 1.4** Untersuchte Vereinfachungsmöglichkeiten ([22], [23])

Grundkombination	$E_d$
aktueller EC0 [16]	1,00
Möglichkeit 1 für alles $E_d = 1,35E_{Gk} + 1,5E_{Qk,1} + E_{Qk,2}$	1,11
Möglichkeit 2 für alle Einwirkungsarten außer Nutzlast in Lagerräumen, Baugrundsetzungen und sonstige Einwirkungen $E_d = 1,35E_{Gk} + 1,5E_{Qk,1} + E_{Qk,2}$	1,11
Möglichkeit 2 für Lagerräume, Baugrundsetzungen und sonstige Einwirkungen ( $E_d = 1,35E_{Qk} + 1,5E_{Qk,1} + 1,5E_{Qk,2}$ ( $E_{Qk,2}$ ist eine der genannten Einwirkungen bei Nutzlasten für Lagerräume, Baugrundsetzungen oder sonstigen veränderlichen Einwirkungen $\psi_0 = 1,0$ ))	1,33
Möglichkeit 3 für alle Einwirkungsarten außer Lagerräumen, Baugrundsetzungen und sonstige Einwirkungen $E_d = 1,35E_{Qk} + 1,5E_{Qk,1} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot E_{Qk,2}$	1,13
Möglichkeit 3 für Lagerräume, Baugrundsetzungen und sonstige Einwirkungen $E_d = 1,35E_{Qk} + 1,5E_{Qk,1} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot E_{Qk,2}$	1,32
Möglichkeit 4 für Einwirkungsarten $E_d = 1,35E_{Gk} + 1,5E_{Qk,1} + 1,5E_{Qk,2}$ (ohne $\psi_0$ -Werte)	1,33

### 1.5.4 Vereinfachungsmöglichkeit 1

Für die Vereinfachungsmöglichkeit 1 ( $E_d = 1,35 E_{Gk} \oplus 1,5 E_{Qk,1} \oplus E_{Qk,2}$ ) ist  $\psi_{0,1} = \psi_{0,2} = 0,667$ . Das Verhältnis  $E_{Qk,1}/E_{Qk,2}$  ist somit im Unterschied zu [23] auf 1,0 beschränkt, da sonst im Fall der vereinfachten Kombinationsregel  $E_{Qk,1}$  nicht mehr Leiteinwirkung wäre. Die sich ergebenden Mindestverhältnisse sind in Tabelle 1.5 angegeben. Die ursprüngliche Annahme in [22], dass die weitere veränderliche Einwirkung genauso groß sein sollte wie die Leiteinwirkung, entspricht hiermit gerade der unteren Schranke für das Verhältnis  $E_{Qk,1}/E_{Qk,2}$ .

**Tabelle 1.5** Minimales Verhältnis  $E_{Qk,1}/E_{Qk,2}$  in Abhängigkeit von  $\psi_{0,1}$  und  $\psi_{0,2}$

Grundkombination					
Damit die berechnete Leiteinwirkung maßgebend ist, muss $E_{Qk,1}/E_{Qk,2}$ größer sein als::					
(das kleinstmögliche Verhältnis $E_{Qk,1}/E_{Qk,2}$ erzeugt die größten Abweichungen)					
	$\psi_{0,1}$				
$\psi_{0,2}$	0,5	0,6	0,7	0,8	1
0,5	1,00	1,25	1,67	2,50	$\infty$
0,6	1,00	1,00	1,33	2,00	$\infty$
0,7	1,00	1,00	1,00	1,50	$\infty$
0,8	1,00	1,00	1,00	1,00	$\infty$
1	1,00	1,00	1,00	1,00	$\infty$

Anmerkung: Falls  $\psi_{0,1} = 1$  ist, ist nicht mehr  $E_{Qk,1}$  Leiteinwirkung, sondern  $E_{Qk,2}$ , daher nicht maßgebend.

Nachfolgende Tabelle 1.6 zeigt für die Vereinfachungsmöglichkeit 1 die maximal möglichen Abweichungen zur Grundkombination. Gelten für die Begleitwirkung die Kombinationsfaktoren  $\psi_{0,2} = 0.5$  (Schnee) bzw.  $\psi_{0,2} = 0.6$  (Wind), liegt die Vereinfachungsmöglichkeit 1 immer auf der sicheren Seite. Für Kombinationsfaktoren  $\psi_{0,2} > 0.667$  (Nutzlasten) ergeben sich Bemessungswerte, die in Abhängigkeit des Verhältnisses  $E_{OK,1}/E_{OK,2}$  auf der unsicheren Seite liegen können. Dies wird im Folgenden näher untersucht.

In Tabelle 1.6, bedeuten positive Werte, dass die vereinfachte Kombination größere Werte für die Einwirkungen liefert als die ausführliche Kombination. Sie liegt in diesen Fällen auf der sicheren Seite. Negative Werte signalisieren, dass die vereinfachte Kombination geringere Werte für die Einwirkungen liefert, als die ausführliche. Sie liegt damit auf der unsicheren Seite. Das Diagramm zeigt, dass für alle Lasten, die mit Faktoren  $\psi_{0,i} \leq 0.67$  kombiniert werden, die vereinfachte Kombinationsregel nach den Gln. (1.6) und (1.7) sicher ist.

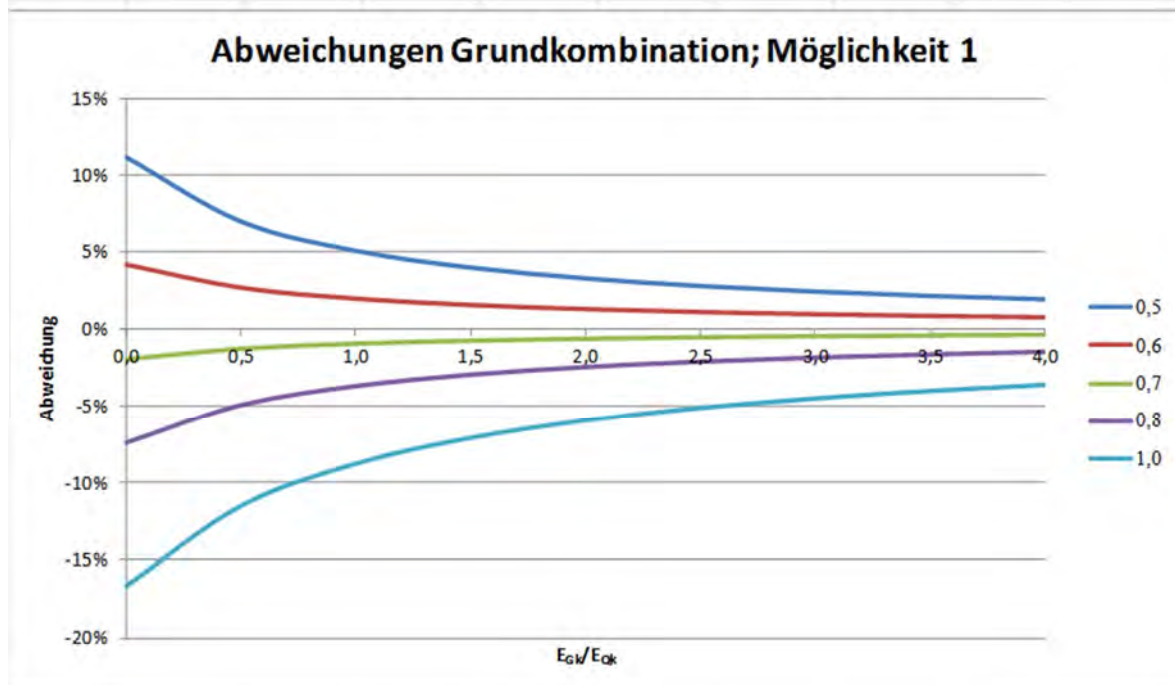
### 1.5.5 Abweichungen von der Grundkombination nach Gl. (1.4) und (1.5)

In Tabelle 1.6 wurden die maximalen Abweichungen ausgewiesen, die bei einem Verhältnis  $E_{OK,1}/E_{OK,2} = 1$  ermittelt wurden. In der Praxis kann dieses Verhältnis kleiner als 1,0 sein, d.h. die Begleitwirkung ist größer als die Leiteinwirkung, womit sie zur Leiteinwirkung wird. Insbesondere bei Nutzlasten der Kategorie E, die aufgrund des Kombinationsbeiwertes  $\psi_0 = 1$  immer mit ihrem vollen Wert in den Gleichungen des EC0 anzusetzen sind, wirkt sich dann positiv aus, dass  $E_{OK,2}$  in der Vereinfachungsmöglichkeit 1 zur Leiteinwirkung wird.

Für die folgenden Betrachtungen wird von  $\psi_{0,1} = 0,5$  ausgegangen, da hierfür der Minimalwert des Verhältnisses  $E_{OK,1}/E_{OK,2}$  erhalten wird, bei dem  $E_{OK,1}$  bei Anwendung der Gleichungen von EN 1990 Leiteinwirkung ist.

**Tabelle 1.6** Abweichungen in der Grundkombination nach Möglichkeit 1

$E_{Qk,1}/E_{Qk,2} =$	Abweichungen Grundkombination; Möglichkeit 1									
	$E_{Gk}/E_{Qk}$									
$\psi_0$	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	
0,5	11%	7%	5%	4%	3%	3%	2%	2%	2%	
0,6	4%	3%	2%	2%	1%	1%	1%	1%	1%	
0,7	-2%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%	0%	0%	0%	
0,8	-7%	-5%	-4%	-3%	-2%	-2%	-2%	-2%	-1%	
1,0	-17%	-11%	-9%	-7%	-6%	-5%	-5%	-4%	-4%	



### 1.5.5.1 Abweichungen für $\psi_{0,2} = 0.7$ und $\psi_{0,3} = 1.0$

Entsprechend dem Vorgehen in [22] für zwei veränderliche Einwirkungen, werden folgende Annahmen getroffen:

1. Verhältnis zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen ist variabel.

$$\alpha = \frac{E_{Gk}}{E_{Qk}} \text{ with } 0 \leq \alpha \leq 4$$

2. Verhältnis zwischen veränderlichen Einwirkungen ist variabel.

$$\beta = \frac{E_{Qk,1}}{E_{Qk,2}} \text{ and } \gamma = \frac{E_{Qk,3}}{E_{Qk,2}}$$

3. Folgende Parameter sind gegeben:

$$\gamma_G = 1.35, \gamma_Q = 1.5, \psi_{0.2} = 0.7, \psi_{0.3} = 1.0, E_d = 1.0$$

4. Folgende Parameter sind variabel:

$$\alpha, \beta, \gamma$$

Mit  $E_d = \gamma_G \cdot E_{Gk} + \gamma_G \cdot (E_{Qk,1} + \psi_{0.2} \cdot E_{Qk,2} + \psi_{0.3} \cdot E_{Qk,3})$  folgt mit den obigen Annahmen:

$$E_{Gk} = \frac{E_d}{\gamma_G + \frac{\gamma_G \cdot (\beta + \psi_{0.2} + \gamma \cdot \psi_{0.3})}{\alpha \cdot (1 + \beta + \gamma)}} \quad (1.17)$$

Die Größen  $E_{Qk,1}$ ,  $E_{Qk,2}$  und  $E_{Qk,3}$  können aus  $E_{Gk}$  berechnet werden, z.B.:

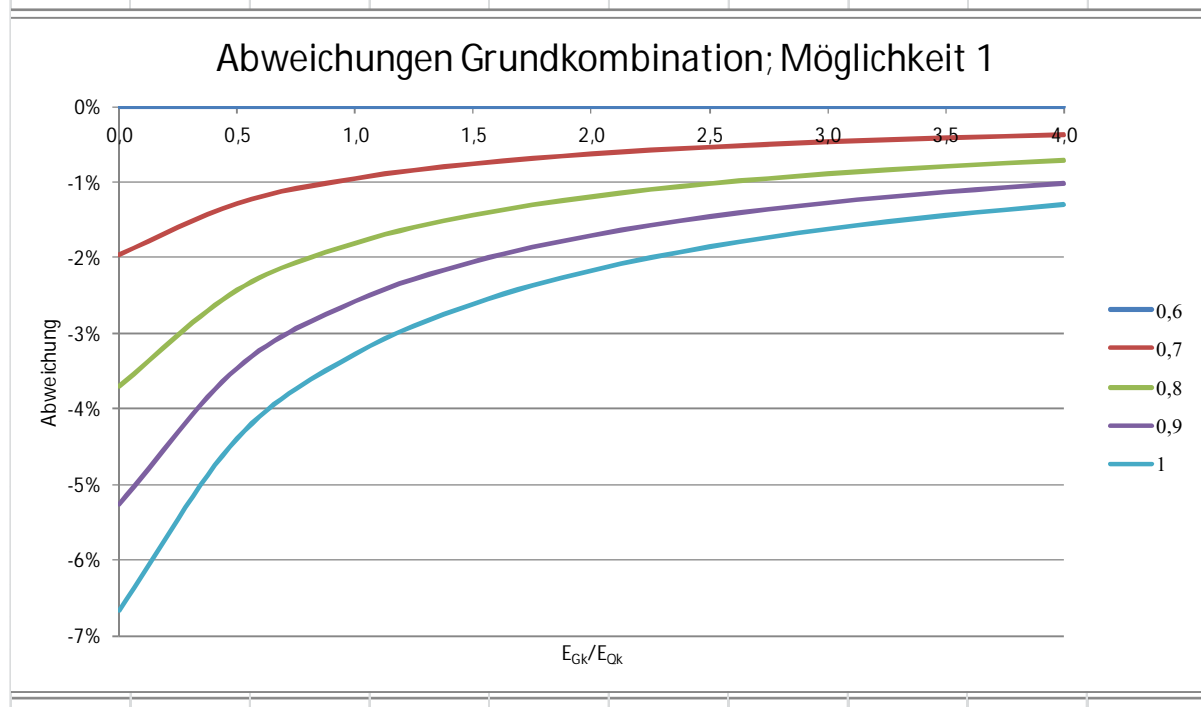
$$E_{Qk,2} = \frac{E_{Gk}}{\alpha \cdot (1 + \beta + \gamma)} \quad (1.18)$$

In den nachfolgenden Tabellen sind die Abweichungen für  $0.6 \leq \beta = E_{Qk,1}/E_{Qk,2} \leq 1$  angegeben, jeweils für unterschiedliche Verhältnisse  $\gamma = E_{Qk,3}/E_{Qk,2}$ . Ist die Einwirkung  $E_{Qk,3}$  klein gegenüber der Einwirkung  $E_{Qk,2}$  ( $\gamma = 0.3$  in Tabelle 1.7) sinkt die maximale Abweichung zur unsicheren Seite von 17% auf 7%. Wird  $\gamma$  noch kleiner, werden die Abweichungen noch kleiner bzw. liegen auf der sicheren Seite.

Die Untersuchungen zeigen, dass die Unterschiede bei Nutzlasten aus Lagerung, Baugrundsetzungen und Sonstigem bei Anwendung der vereinfachten Kombinationsregeln nach Gl. (1.4) und (1.5) nicht zu vernachlässigen sind. Dies wirft natürlich die Frage auf, in welchem Fall die Nutzlast aus Lagerung im normalen Hochbau nicht Leiteinwirkung ist. Das wäre dann der Fall, wenn eine Nutzlast auftreten würde, die größer ist, als die allgemein anzusetzende. Das könnte durchaus in der Industrie der Fall sein, wenn zeitweise größere Lasten bewegt werden, die schwerer sind als die allgemein anzusetzenden 5 ... 7,5 kN/m<sup>2</sup> und diese in bestimmten Spuren bewegt werden sollen. Die Problematik bedarf einer Diskussion in den Normungsgremien.

**Tabelle 1.7** Abweichungen in der Grundkombination nach Möglichkeit 1 für  $g = E_{Qk,3}/E_{Qk,2} = 0,3$

$E_{Qk,3}/E_{Qk,2} =$	0,3								
Abweichungen Grundkombination; Möglichkeit 1									
	$E_{Gk}/E_{Qk}$								
$E_{Qk,1}/E_{Qk,2}$	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,6	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
0,7	-2%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%	0%	0%	0%
0,8	-4%	-2%	-2%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%
0,9	-5%	-3%	-3%	-2%	-2%	-1%	-1%	-1%	-1%
1	-7%	-4%	-3%	-3%	-2%	-2%	-2%	-1%	-1%



### 1.5.6 Beispiel Stahlhalle

Um neben der rein mathematischen Betrachtung auch die reale Struktur der Bauwerke und ihrer Einwirkungen im Auge zu haben, soll nachfolgend ein Beispiel betrachtet werden.

Untersucht wurde der Zweigelenrahmen einer leichten Stahlhalle [27] mit folgenden Parametern:

Geometrie: <ul style="list-style-type: none"> <li>b = 15 m      Breite</li> <li>l = 60 m      Länge</li> <li>h<sub>1</sub> = 4 m      Traufhöhe</li> <li>h<sub>2</sub> = 5 m      Firsthöhe</li> <li>e = 6 m      Binderabstand</li> </ul>	Belastung: <ul style="list-style-type: none"> <li>a) Eigenlast Dachaufbau - 0,46 kN/m<sup>2</sup></li> <li>Schneelast – Zone 3, A = 421 m üNN</li> <li>Windlast – Windzone 2 (Binnenland)</li> <li>b) zusätzliche horizontale Stützpunktverschiebung infolge Baugrundsetzung (<math>\Delta v_h = 2 \text{ cm}</math>)</li> </ul>	
Querschnitte: IPE 400	Stützen; IPE 450	Binder

### Ergebnis für Belastung a)

Als maßgebend für die Bemessung wurde das Moment an der windabgewandten Rahmenecke bestimmt. Der Schnee ist als Leiteinwirkung und der Wind als Begleiteinwirkung identifiziert worden. Damit gilt für den Kombinationsfaktor  $\psi_{0,w} = 0.6$  und die Abweichung der vereinfachten Kombinationsregel zur Grundkombination ist immer größer 0 (siehe Tabelle 1.6). Für das hier vorhandene Lastverhältnis  $E_{Gk}/E_{Qk} = 0.23$  liegt die Abweichung bei ca. 4% und damit auf der sicheren Seite.

### Ergebnis für Belastung b)

Maßgebend für die Bemessung ist das Moment an der windabgewandten Rahmenecke. Die Stützpunktverschiebung wird am Fußpunkt der windzugewandten Stütze in Windrichtung angesetzt. Der Schnee ist die Leiteinwirkung und der Wind und die Stützpunktverschiebung sind die Begleiteinwirkungen. Die charakteristischen Schnittgrößen sind in Tabelle 1.8 angegeben. Mit den Kombinationsfaktoren  $\psi_{0,2} = 0.6$  für Wind und  $\psi_{0,3} = 1.0$  ergibt sich das Bemessungsmoment nach EC0 zu

$$M_{3d} = \gamma_{Gk}M_{Gk} + \gamma_Q \cdot (M_{Qk,1} + \psi_{0,2}M_{Qk,2} + \psi_{0,3}M_{Qk,3}) \quad (1.19)$$

$$M_{3d} = 1,35 \cdot (-39,3) - 1,5 \cdot (128,92 + 0,6 \cdot 38,36 + 1,0 \cdot 15,3) = -303,91 \text{ kNm}$$

Für die vereinfachte Kombinationsregel erhält man

$$M_{3d,v} = \gamma_{Gk}M_{Gk} + \gamma_Q \cdot M_{Qk,1} + M_{Qk,2} + M_{Qk,3} \quad (1.20)$$

$$M_{3d,v} = 1,35 \cdot (-39,3) - 1,5 \cdot 128,92 - 38,36 - 15,3 = -300,10 \text{ kNm}$$

Die Abweichung der vereinfachten Kombinationsregel liegt bei -1,3% (auf der unsicheren Seite). Dagegen ist das Ergebnis ohne Stützensenkung auf der sicheren Seite (s. Tabelle 1.8).

**Tabelle 1.8** Charakteristische Schnittgrößen und Bemessungsmoment mit und ohne Stützenverschiebung

Lastfall	Mit $\Delta_{St}$	Ohne $\Delta_{St}$
	M <sub>3</sub> [kNm]	
Schnittkraft		
Eigenlast	-39.3	-39.3
Schnee	-128.92	-128.92
Wind	-38.36	-38.36
Stützpunktverschiebung	-15.3	0
Bemessungsmoment nach genauer Regel	303.91	280.96
Bemessungsmoment nach vereinfachter Regel	-300.10	284.79
Unterschied	-1.3 %	+1.3 %

### 1.5.7 Diskrepanzen zwischen DIN EN 1990 und NA hinsichtlich Baugrundsetzungen

Die oben aufgezeigten Diskrepanzen zwischen Norm (Baugrundsetzungen sind veränderliche Einwirkungen) und nationalem Anhang (Baugrundsetzungen sind veränderliche Einwirkungen)



konnten nicht erklärt werden. Es ist vorgesehen, den Sachverhalt im deutschen Normenausschuss zu diskutieren.

### 1.5.8 Berücksichtigung von Lagerlasten

Die Regelungen zu den Lagerlasten in DIN EN 1990 in Verbindung mit DIN EN 1991 scheinen offensichtlich revisionsbedürftig, da es weder praktisch noch theoretisch einzusehen ist, dass bei Lagerlasten der Nutzungskategorie E Teilsicherheitsbeiwerte von  $\gamma_Q = 1.5$  anzusetzen sind, die dann letztlich noch mit anderen veränderlichen Lasten in voller Größe zu kombinieren sind ( $\psi_{0,2} = 1$ ). Die Lastnormen der früheren Ostblockstaaten (vgl. [33], [34], [35]) gingen davon aus, dass bei großen Werten für Einwirkungen die Abweichung von diesen relativ gesehen ist klein ist im Vergleich zu denen eine kleinen Lasten. Folglich hat man dort den Teilsicherheitsbeiwert (als Lastfaktor bezeichnet) bei den Lagerlasten von der Größe abhängig gemacht.

**Tabelle 1.9** Teilsicherheitsbeiwerte für Lagerlasten unterschiedlicher Größe nach TGL 32274-01:1976-12 [33] sowie [34] (S. 3-17)

Lasten auf Geschoßdecken	Größe kN/m <sup>2</sup>	Teilsicherheitsbeiwert
Abstellräume, Laboratorien, Großküchen u.a.	2 bis < 3	1,4
	3 bis < 5	1,3
	≥ 5	1,2
Verkaufsräume in Läden, Kaufhäusern, Ausstellungsräume und –hallen, Lagerhallen	4 bis < 5	1,3
	≥ 5	1,2
Archive, Aktenräume, Büchereien, Lager für Kaufhäuser etc.	mind. 5	1,2

Hinsichtlich der Kombination waren die Beiwerte von der Anzahl der zu kombinierenden Lasten abhängig. Bei zwei bis drei Lasten betrug der Kombinationsbeiwert 0,9. Effektiv wurden dann die Lagerlasten, sofern sie Begleiteinwirkung waren, mit dem Faktor  $\gamma_{Qk,2} \cdot \psi_{0,2} = 1.2 \cdot 0.9 = 1.08$  zu multiplizieren, während gemäß DIN EN 1990 nun  $\gamma_{Qk,2} = 1.5$  gilt. Hier liegen deutliche Reserven, das bestehende Problem anderweitig zu lösen.

Mit dieser Feststellung soll lediglich ein Hinweis gegeben werden, welcher Lösungsweg eingeschlagen werden kann. Eine gesonderte Bearbeitung der Problematik ist notwendig.



## 1.6 Therapie

### 1.6.1 Einordnung des Vereinfachungsvorschlags der PG1

In [24] wird für die Grundkombination folgende Vereinfachungsmöglichkeit vorgeschlagen:

„(3) Für Hochbauten mit den Nutzlastkategorien A bis D und H sowie ohne Vorspannung darf vereinfachend folgende Kombination verwendet werden:

$$E_d = \sum 1,35 G_k \oplus 1,50 Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} Q_{k,i} \quad (6.x)''$$

Bei der Schreibweise bleibt offen, ob in der Summe der veränderlichen Lasten stets über alle Lasten (sup) aufzusummieren ist, oder ob hier die be- oder entlastende Wirkung mit zu beachten ist. Das kann jedoch von einem ausgebildeten Ingenieur erwartet werden.

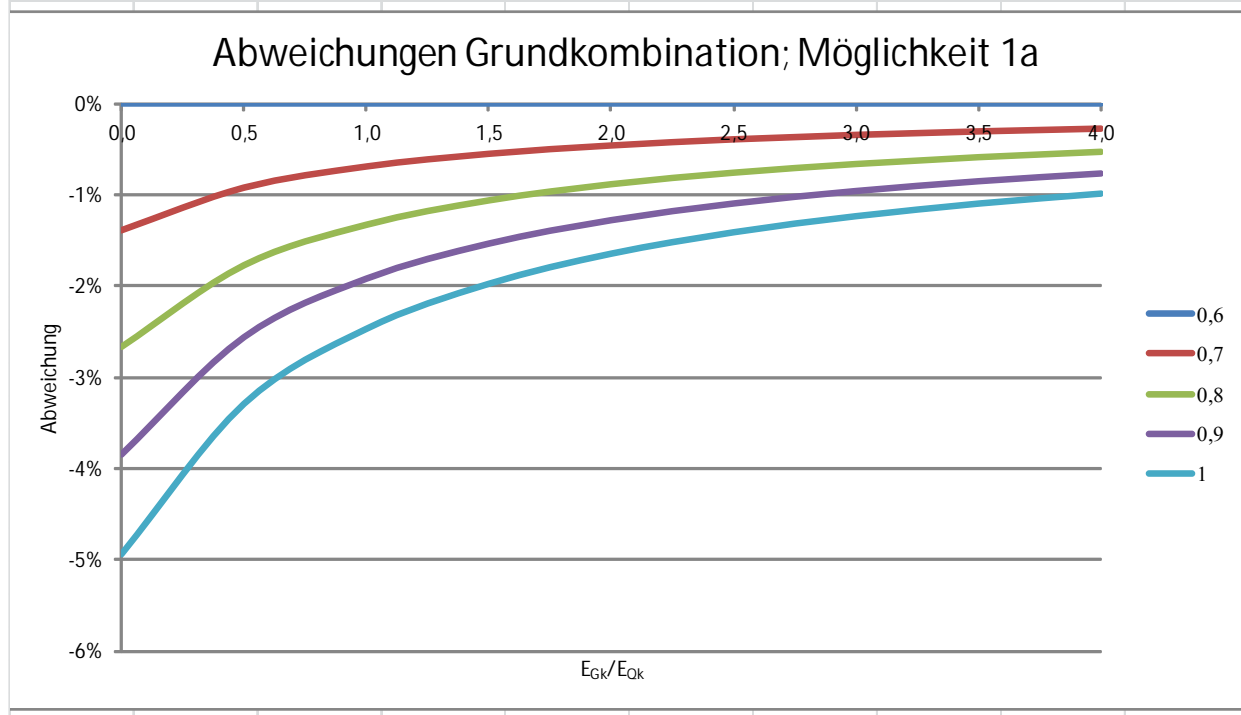
Die Einschränkung auf die Nutzungskategorien mit Ausnahme von Kategorie E löst das Problem der Unsicherheit bei der vereinfachten Kombinationsregel, trägt jedoch nicht zur Vereinfachung und zur Deutlichkeit bei. Wenn unter den  $Q_i$  keine Einwirkungen infolge Baugrundsetzungen enthalten sind, liegen die Abweichungen i.d.R. auf der sicheren Seite. Im ungünstigsten Fall beträgt die Abweichung -2%, s. Abschnitt 0 (für  $\psi_{0,2} = 0.7$ ) und kann im Rahmen der Bemessung und Nachweisführung als zulässig angesehen werden.

Sind Einwirkungen infolge Baugrundsetzungen ( $Q_3$ ) vorhanden und werden diese als veränderliche Einwirkungen betrachtet, liegen die Abweichungen i.d.R. auf der unsicheren Seite. Die Größe der Abweichungen ist von den Verhältnissen  $Q_1/Q_2$ ,  $Q_3/Q_2$ , und  $\Sigma G/\Sigma Q$  abhängig. Die maximale Abweichung beträgt -14% für  $Q_3/Q_2 = Q_1/Q_2 = 0.1$  und  $\Sigma G/\Sigma Q = 0$ , s. Abschnitt 0. Aus diesem Grunde sind Baugrundsetzungen und der Fall der Lagerlasten auszuschließen bzw. in geeigneter Weise zu behandeln. Die Problematik soll in Kürze im zuständigen Normenausschuss besprochen werden (siehe [39]).

Werden die Baugrundsetzungen bei der vereinfachten Kombinationsregel als ständige Lasten betrachtet, können die maximalen Abweichung von -14% auf -5% verringert werden, s. Tabelle 1.10. Für Tragwerke mit  $\Sigma G/\Sigma Q \geq 0.5$  sind dabei die Abweichung generell geringer als 3%.

**Tabelle 1.10** Abweichungen in der Grundkombination nach Möglichkeit 1 für  $\gamma = E_{Qk,3}/E_{Qk,2} = 1.0$  unter Berücksichtigung der Einwirkung  $E_{Qk,3}$  als ständige Einwirkung (Möglichkeit 1a)

$E_{Qk,3}/E_{Qk,2} = 1$									
Abweichungen Grundkombination; Möglichkeit 1a									
	$E_{Gk}/E_{Qk}$								
$E_{Qk,1}/E_{Qk,2}$	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
0,6	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
0,7	-1%	-1%	-1%	-1%	0%	0%	0%	0%	0%
0,8	-3%	-2%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%
0,9	-4%	-3%	-2%	-2%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%
1	-5%	-3%	-2%	-2%	-2%	-1%	-1%	-1%	-1%



### 1.6.2 Umfassende Lösung

Die umfassende Lösung ist:

1. die Baugrundsetzungen den ständigen Lasten zuzuordnen
2. die Reduzierung der Lagerlasten in der Kombination – d.h., die Lagerlast ist keine Leiteinwirkung – bei der Kombination mit 0,667 zu akzeptieren oder das Problem der Überbewertung der Lagerlasten im Teilsicherheitskonzept zu beseitigen und
3. die vereinfachte Regel als Alternative in der Norm anzubieten.

"(3) Für Hochbauten darf vereinfachend folgende Kombination verwendet werden:

$$E_d = \sum \gamma_{G,i} G_{k,i} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} Q_{k,sup,i} \quad (6.x) \quad (1.21)$$

### 1.6.3 Abschließende Ergebnisbewertung

Mit der vereinfachten Regel (s.o.) kann somit im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf die Kombinationsfaktoren verzichtet und die Lastkombinatorik für allgemeine Hochbauten vereinfacht werden.

Dennoch wird der Anwender nicht davon entbunden, die Kombinationen zu beachten die sich aus der be- oder entlastenden Wirkung einer Einwirkung ergeben (siehe Gl. (1.9)).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,inf} G_{k,inf} \oplus \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,sup} G_{k,sup} \oplus 1,5 Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} Q_{k,i} \quad (1.22)$$

mit  $\gamma_{Gk,inf} = 1.0$  ( $G_k$  günstig wirkend) und  $\gamma_{Gk,sup} = 1.35$  ( $G_k$  ungünstig wirkend) folgt

$$E_d = 1,0 \cdot G_{k,inf} \oplus 1,35 \cdot G_{k,sup} \oplus 1,5 \cdot Q_{k,sup1} \oplus 1,0 \cdot Q_{k,sup2} \oplus 0 \cdot Q_{k,inf3} \quad (1.23)$$

## 1.7 Zusammenfassung

Die vorliegenden Untersuchungen zur Vereinfachung der Lastkombinationen beziehen sich auf die Grundkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die zur Diskussion stehenden vereinfachten Lastkombinationen wurden der ausführlichen Kombination nach Gl. (6.19) der DIN EN 1990:2010-12 [16] gegenübergestellt. Dabei wurden das Verhältnis von ständiger zu veränderlicher Last sowie das Verhältnis der veränderlichen Lasten untereinander einbezogen und die Abweichungen mit dem Ergebnis nach Gl. (6.10) von DIN EN 1990:2010:12 verglichen. Die vereinfachte Kombination sollte dabei keine geringeren Einwirkungen ergeben als nach der genaueren Kombination. Definitionsgemäß bedeuten hier positive Abweichungen liegen auf der sicheren und negative auf der unsicheren Seite. Das Ergebnis ist, dass mit der vereinfachten Gl. (1.4) nach Abschnitt 1.6.3 im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf die Berücksichtigung der Lastkombinationsfaktoren verzichtet werden kann. Die damit einhergehende Auswirkung auf die Wirtschaftlichkeit – weil die Einwirkungen unter bestimmten Umständen etwas größer werden - kann aufgrund der Dynamik des Bau- und Planungsprozesses für die betreffenden Gebäudearten als marginal und damit akzeptabel eingeschätzt werden. Im Mauerwerksbau wird ohnehin bereits mit vereinfachten Lastkombinationen gearbeitet (siehe [30]).

Die in diesem Abschnitt dargestellten Analysen waren ein erster Schritt bei der Verifizierung vereinfachter Lastkombinationsvorschläge. Systemabhängigkeiten und nichtlineare Effekte konnten dabei noch nicht berücksichtigt werden, was im nächsten Kapitel erfolgt.

## 2 Eurocode 0: Überprüfung der vorgeschlagenen Lastkombinationen über Zuverlässigkeitsbetrachtungen

### 2.1 Zuverlässigkeitsanalyse

Die Methode der Teilsicherheitsbeiwerte wird vorrangig verwendet um die gesellschaftlich vereinbarte und akzeptierte Tragwerkszuverlässigkeit zu erreichen. Auf Grund der Komplexität der unterschiedlichen Tragsysteme ist ein rein mathematischer Vergleich der Einwirkungskombinationen zur Bestätigung von Vereinfachungen nicht ausreichend. Deshalb wird im Folgenden die Zuverlässigkeitsanalyse herangezogen, um die Zulässigkeit der Vereinfachung unter Berücksichtigung von Systemeinflüssen zu überprüfen. Entsprechende Grundlagen für eine Zuverlässigkeitsanalyse sind in Anhang C von DIN EN 1990 angegeben (s. [16], [45] u. [50]). Sie stellt die höchste Form der Beurteilung der Versagenswahrscheinlichkeit von tragenden Konstruktionen dar. Moore hat beispielsweise Zuverlässigkeitsanalysen im Zuge der Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte für typische Tragsysteme durchgeführt [46].

### 2.2 Anamnese

Wesentliche Punkte zur Anamnese des Problems sind im Abschnitt 1.4 aufgeführt.

Da die Zuverlässigkeitsanalyse hier nicht Gegenstand der Beurteilung ist, sondern die Einwirkungskombinationen im Vordergrund stehen, wird auf eine Darstellung der Entwicklung des derzeitigen Standes im Sinne einer Anamnese verzichtet. Es wird dazu auf die einschlägige Literatur (z.B. [9], [15], [36] u. [45]) verwiesen und entsprechende Beispiele [26] verwiesen.

### 2.3 Diagnose

#### 2.3.1 Angestrebtes Zuverlässigkeitsniveau

Basierend auf dem Vorschlag von EN 1990 werden die Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex hauptsächlich aus einer Anzahl von kürzlich durchgeführten Zuverlässigkeitsuntersuchungen von Bauteilen aus unterschiedlichen Materialien ermittelt. Es sollte dabei Erwähnung finden, dass die erhaltenen Zuverlässigkeitsindizes von einer Vielzahl von Faktoren abhängig sind (Bauteiltyp, Belastungsbedingungen, Material) und dadurch entsprechend streuen. Es fällt auf, dass die Ergebnisse jedweder Wahrscheinlichkeitsstudien signifikant von den angenommenen theoretischen Modellen, welche für die Bestimmung der Basisvariablen benutzt wurden, abhängen. Die vorgeschlagenen Werte für den Zuverlässigkeitsindex sollten als gesellschaftlich akzeptierte Mittelwerte für das Zuverlässigkeitsniveau verstanden werden, das für Bauwerke von der Gesellschaft akzeptiert wird [45].

**Tabelle 2.1** Zielzuverlässigkeit für RC2

Grenzzustand	Zielwerte für $\beta$	
	1 Jahr Referenzperiode	50 Jahre Referenzperiode
Grenzzustand der Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung		1,5-3,8
Gebrauchstauglichkeit	2,9	1,5

EN 1990 enthält verschiedene Zuverlässigkeitsniveaus mit gestaffeltem Zuverlässigkeitsindex ([16], Anhang B, Tabelle B2). Die deutsche Bauaufsicht hat jedoch die Differenzierung nach Schadensfolge- und Zuverlässigkeitsklassen abgelehnt (s. Musterliste der Technischen Baubestimmungen (MLTB) in aktueller Fassung [186]).

Basierend auf dem vorhergehenden Abschnitt 1 soll die Evaluierung für die vorgeschlagene vereinfachte Lastkombination über eine Zuverlässigkeitsanalyse erfolgen.

## 2.3.2 Zuverlässigkeitsuntersuchung

### 2.3.2.1 Allgemeines

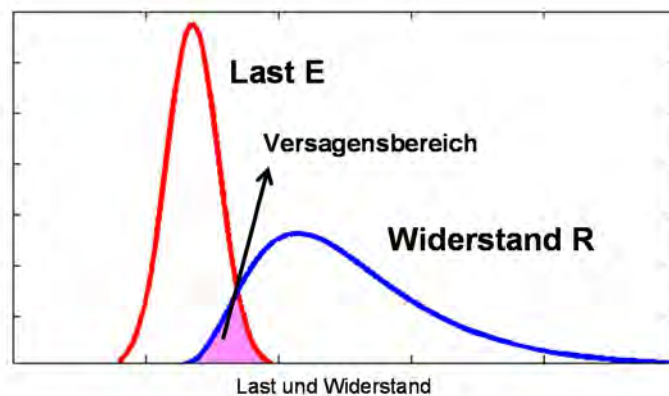
Die grundlegenden Konzepte zum Nachweis der Tragwerkszuverlässigkeit sind EN 1990 und ISO-2394 [48] zu entnehmen. Materialeigenschaften, Widerstände, Lasten und Modellunsicherheiten sind sog. Basisvariablen, welche die Grundlage der Zuverlässigkeitsanalyse bilden. Sogenannte stochastische Modelle, die i.d.R. aus einem Verteilungstyp sowie den zugehörigen Parametern bestehen, müssen für jede Basisvariable definiert werden.

Mithilfe der stochastischen Modelle lassen sich dann sog. Grenzzustandsfunktionen aufstellen, die es ermöglichen die (Versagen-)Wahrscheinlichkeit des Überschreitens eines definierten Grenzzustands zu berechnen (z.B. Grenzzustand der Tragfähigkeit oder Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit).

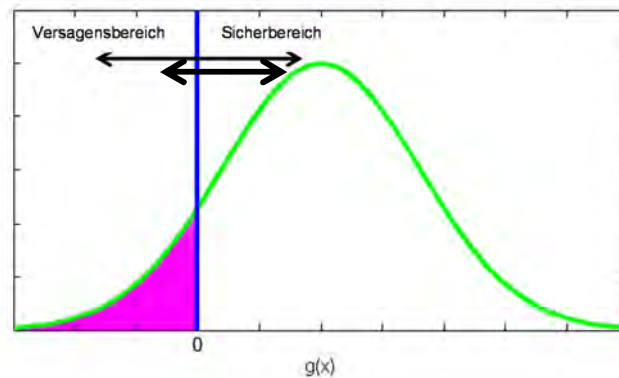
In dieser Studie ist die Grenzzustandsfunktion  $g(X)$  die Differenz zwischen dem Widerstand  $R(X)$  und der Lastauswirkung  $E(X)$  [47]. Grenzzustandsfunktionen sind abhängig vom Tragwerkstyp und der Laststellung. Das bedeutet, dass jedes Bauteil eine eigene Grenzzustandsfunktion für jeden Grenzzustand besitzt. In der Grenzfunktion steht R für den Widerstand und E ist die Auswirkung der Einwirkung [43].

$$g(x) = R(x) - E(x) \quad (2.1)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit ist die Grundlage für die Berechnung des Zuverlässigkeitsindex Bild 2.1.



**Bild 2.1** Schematische Darstellung von Versagen mit einer Wahrscheinlichkeitsdichte von Last und Widerstand



**Bild 2.2** Schematische Darstellung von Versagen mit Wahrscheinlichkeitsdichte  $g(x)$

Die Versagenswahrscheinlichkeit kann für die zuvor vorgestellte Grenzzustandsbedingung auch wie folgt formuliert werden:

$$P_F = P(R - E \leq 0) = P(R \leq E) = P\left(\frac{R}{E} \leq 1\right) \quad (2.2)$$

Nach EN 1990 gibt es drei Methoden für die Zuverlässigkeitsanalyse: Die exakte Methode dieser drei ist die voll-probabilistische Methode (Level III). Level I und Level II Methoden sind vereinfachte Näherungen, die aus Gründen der Wirtschaftlichkeit der Berechnung eingeführt wurden. Idealerweise sollten diese unter Verwendung der Level III-Methode kalibriert werden [49]. In dieser Studie ist die voll-probabilistische Methode für die Zuverlässigkeitsanalyse ausgewählt worden.

Um die Auswirkung der veränderlichen Einwirkung auf die Zuverlässigkeit des jeweiligen Bauteiles zu untersuchen, sind die charakteristischen Werte  $G_k$ ,  $Q_{1k}$  und  $Q_{2k}$  durch das Lastverhältnis  $\chi$  (chi) der veränderlichen Last  $Q_{1k} + Q_{2k}$  zur Gesamtlast  $G_k + Q_{1k} + Q_{2k}$  (siehe Bild 2.3) sowie der veränderliche Lastfaktor  $k$  als Verhältnis der abhängigen veränderlichen Einwirkung  $Q_{2k}$  zur Leiteinwirkung  $Q_{1k}$  nach Gleichung (2.3) und (2.4) notwendig.

Die Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte in Tabelle 2.2 sind für die einfache Situation mit einer ständigen Last und ein oder zwei Nutzlasten in EN 1990 angegeben. Andersartige Tragwerke und verschiedene Belastungsbedingungen können die Situation noch verkomplizieren.

Das Lastverhältnis der Nutzlast zur Gesamtlast wird definiert durch:

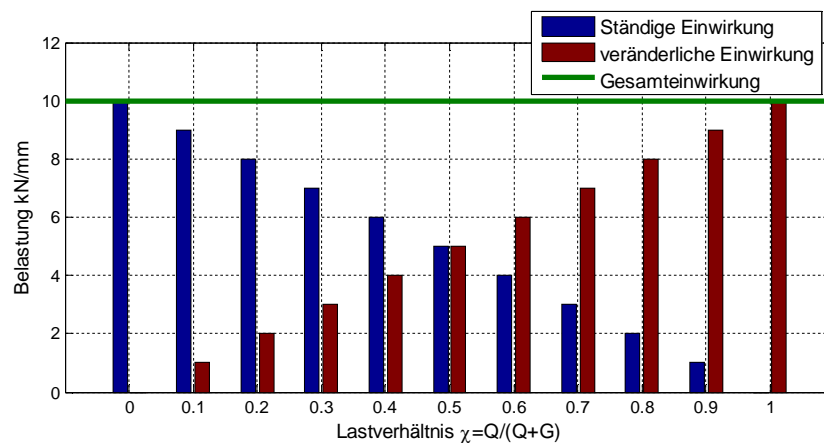
$$\chi = \frac{Q_{1k} + Q_{2k}}{Q_{1k} + Q_{2k} + G_k} \quad \begin{array}{l} 1. \text{ für „leichte“ Tragwerke } \chi = 0,7 \dots 1,0 \\ 2. \text{ für „mittelschwere“ Tragwerke } \chi = 0,35 \dots 0,7 \\ 3 \text{ für „schwere“ Tragwerke } \chi = 0 \dots 0,35 \end{array} \quad (2.3)$$

Die zweite Nutzlast durch die Leiteinwirkung dividiert ergibt  $k$ :

$$k = \frac{Q_{2k}}{Q_{1k}} \quad (2.4)$$

**Tabelle 2.2** Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte für Grenzzustand der Tragfähigkeit

Einwirkung	Teilsicherheitsbeiwert	Kombinationsbeiwert	Reduktionsfaktor
ständig	1.35	-	0.85
veränderliche Leiteinwirkung $Q_1$	1.5	0.7	-
abhängige, veränderliche Einwirkung $Q_2$	1.5	0.7	



**Bild 2.3** Belastungsdiagramm nach dem Lastverhältnis  $\chi$

### 2.3.2.2 Stochastische Eigenschaften der Basisvariablen

In der Zuverlässigkeitsanalyse sind die Basisvariablen die Eingangsgrößen des Verfahrens. Für jede einzelne Basisvariable muss ein stochastisches Modell bestehend aus Verteilungstyp und den zugehörigen Parametern festgelegt werden. Die festgelegten Parameter sind in Tabelle 2.3 angegeben. Diese Parameter basieren hauptsächlich auf den Vorschlägen des JCSS [50] und anderen Untersuchungen (siehe Dokument [46]).

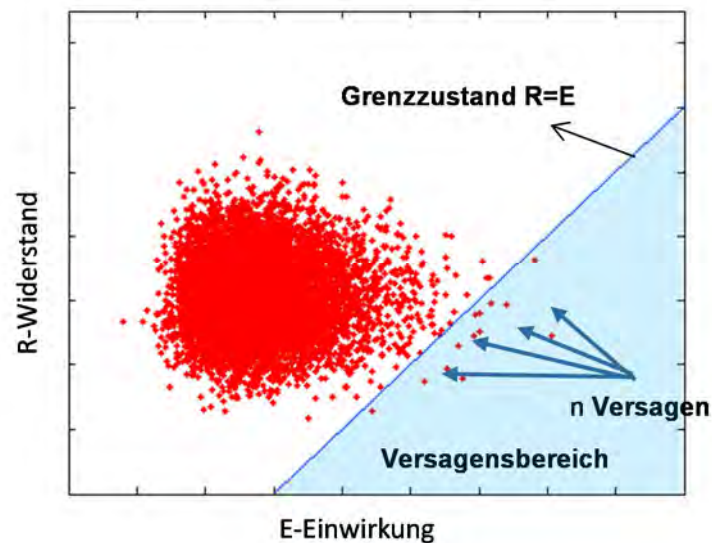
**Tabelle 2.3** Empfohlene Parameter und Verteilungstypen für die Basisvariablen

No.	Kategorie der Variablen	Name der Basisvariablen	Symb. $X$	Dist.	Mean $\mu_X$	Cov. x	
1	Einwirkung	Permanent Ständige	$G$	Normal	$G_k$	0.1	
2		Nutzlast	$Q$	Gumbel	$0.6Q_k$	0.35	
3		Einwirkungsungenauigkeit	$\theta_E$	Lognormal	1.00	0.05	
Tabelle 2.3 Fortsetzung							
4		Windlast für Wände	$W$	Gumbel	$0.72W_k$	0.2	
5	Widerstand	GENERIC	$R$	Lognormal	$\text{Exp}(1.65 \cdot \text{Cov}_R) \cdot R_k$	0.10	
6		Baustahl	$f_y$	Lognormal	$f_{yk} + 2\sigma_X$	0.08	
7		Materialunsicherheit Stahl (Biegung)	– $\theta_R$	Lognormal	1,10	0.07	
8		Beton	$f_c$	Lognormal	$f_{ck} + 2\sigma_X$	0,17	
9		Stahlbewehrung	$f_y$	Lognormal	$f_{yk} + 2\sigma_X$	0,05	
10		Stahlbetonträger - Unsicherheiten	$\theta_R$	Lognormal	1,00	0,10	
11		Holz	$f_t$	Lognormal	$f_{tk} + 2\sigma_X$	0,15	
12		Materialunsicherheit Holz	- $\theta_R$	Lognormal	1,00	0,10	
13		Wand	$f$	Lognormal	$0.70 \cdot f_k$	0.2	
14		Materialunsicherheit Wand	- $\theta_R$	Lognormal	1.171	0.33	
15		Geometrie	Höhe Stahlbetonträger	$h$	Normal	0,60	0,008
16			Betondeckung	$a$	Normal	0,03	0,006

### 2.3.2.3 Berechnungsmethode

Die Zuverlässigkeitsanalysen werden mit der Monte-Carlo-Methode und mit Zufallswerten für jedes Lastverhältnis durchgeführt. Die Wahrscheinlichkeitsparameter und –Verteilungen wurden nach Tabelle 2.3 ausgewählt.





**Bild 2.4** Schematische Darstellung der Zuverlässigkeitsuntersuchung mit der Monte-Carlo-Methode.

Die Berechnung mithilfe der Monte Carlo-Methode wird schematisch in Bild 2.4 aufgezeigt. In diesem Bild sind die roten Punkte zufällige Realisierungen der Grenzzustandsfunktion auf Basis der zufälligen Basisvariablen. Die Anzahl der zufälligen Realisierungen auf der Versagensseite im Verhältnis zu der Gesamtzahl der zufälligen Punkte repräsentiert die Versagenswahrscheinlichkeit. Aus der Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich dann der Zuverlässigkeitsindex ( $\beta$ ) unter Ansatz einer Gauß'schen Normalverteilung berechnen.

Bei Verwendung dieser Methode kann ein Zuverlässigkeitsindex für jede Kombination von Lastverhältnissen gefunden werden. Als Bezugswert für die Auswertung wurde ein Wert der Zielzuverlässigkeit von  $\beta_t = 3.8$  zugrunde gelegt, welcher nach Tabelle C2 in EN 1990 für einen 50-jährigen Beobachtungszeitraum für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt.

### 2.3.3 Zuverlässigkeit der Kombinationen nach EN 1990 in allgemeiner Form

Der Vergleich der EN 1990 mit den vereinfachten Lastkombinationen wurde anhand eines verallgemeinerten (generischen) Modells durchgeführt. In diesem Modell sind zwei bis drei voneinander unabhängige Einwirkungen (ruhende Lasten  $G$ , Leiteinwirkung Nutzlast  $Q_1$  und Begleiteinwirkung Nutzlast  $Q_2$ ) berücksichtigt. Der Widerstand des generischen Bauteils (welches Unsicherheiten in den Materialeigenschaften und Modellunsicherheiten auf der Widerstandsseite abdeckt) entspricht dem einer Lognormalverteilung mit Variationskoeffizient  $COV = 15\%$  und Mittelwert  $\mu_R$  nach (Gl.(2.5)) [46].

$$\mu_R = R_k e^{1.65 Cov} \quad (2.5)$$

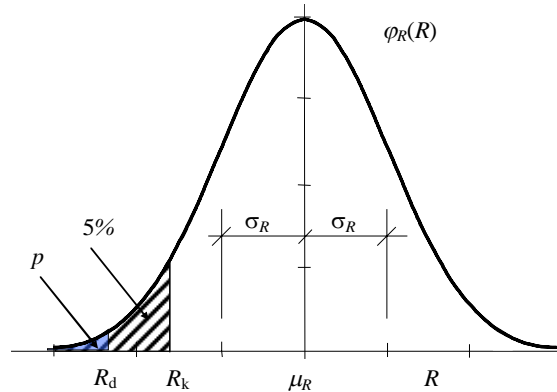
Im Falle des allgemeinen Bauteils wird angenommen, dass der charakteristische Wert  $R_k$  des Widerstands  $R$  als das 5%-Fraktile von  $R$  und der zugehörige Bemessungswert  $R_d$  folgendermaßen definiert wird: Bild 2.5

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (2.6)$$

wobei  $\gamma_R$  ein globaler Teilsicherheitsfaktor des Widerstandes ist, welcher für das allgemeine Bauteil mit 1.1 angenommen wird.

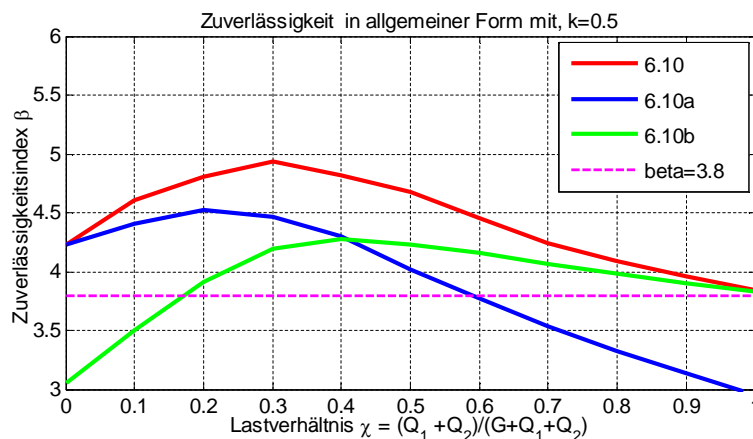
Die Untersuchung nimmt ein lineares Verhalten von Tragwerksteilen an, wobei Einwirkungen und deren charakteristische Werte  $G_k$ ,  $Q_k$  und  $W_k$  entsprechende Lastauswirkungen bezeichnen. Die Lastauswirkung kann somit nach folgender Gleichung definiert werden:

$$E = G + Q_1 + Q_2 \quad (2.7)$$



**Bild 2.5** Zufällige Variable  $R$ , der charakteristische Wert  $R_k$  und Bemessungswert  $R_d$  [46]

Der Widerstand des allgemeinen Bauteils ist formuliert als materialunabhängige Querschnittstragfähigkeit desselben. Die Ergebnisse der durchgeführten Analysen sind abhängig vom Lastverhältnis  $\chi$  sind in Bild 2.6 dargestellt.



**Bild 2.6** Zuverlässigkeitsindex für die Lastkombinationen 6.10, 6.10a, 6.10b nach EN 1990 für beliebige Querschnitte mit  $k=0.5$

Zur weiteren Verifizierung wird dieser Querschnitt im nächsten Schritt durch einen Stahlträger, Stahlbetonträger und Holzbalken ersetzt.

Jede dieser Kombinationen nach EN 1990 reagiert unterschiedlich bei der Zuverlässigkeitsanalyse. Neben dem Umstand, dass unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte verwendet werden, führen die Lastkombinationen nach EN 1990 weder zu einem konstanten Zuverlässigkeitsindex für die ganze Bandbreite der Lastverhältnisse noch zu einem gleichem Verhalten in unterschiedlichen Tragwerkstypen. Es wird nunmehr die im vorhergehenden Abschnitt vorgeschlagene vereinfachte Einwirkungskombination in die Betrachtung eingeführt.

Dabei werden die Kombinationsfaktoren vernachlässigt, weil der Teilsicherheitsbeiwert für die zweite veränderliche Einwirkung multipliziert mit dem Kombinationsfaktor 0,7  $\gamma_{Q,i}\psi_{0,i} = 1$  ergibt.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} 1 \cdot Q_{k,i} \quad (2.8)$$

Die vereinfachte Kombination wird mit den Grundkombinationen auf Basis der Zuverlässigkeit verglichen. Für den Vergleich des Zuverlässigkeitsindex können zwei Methoden verwendet werden:

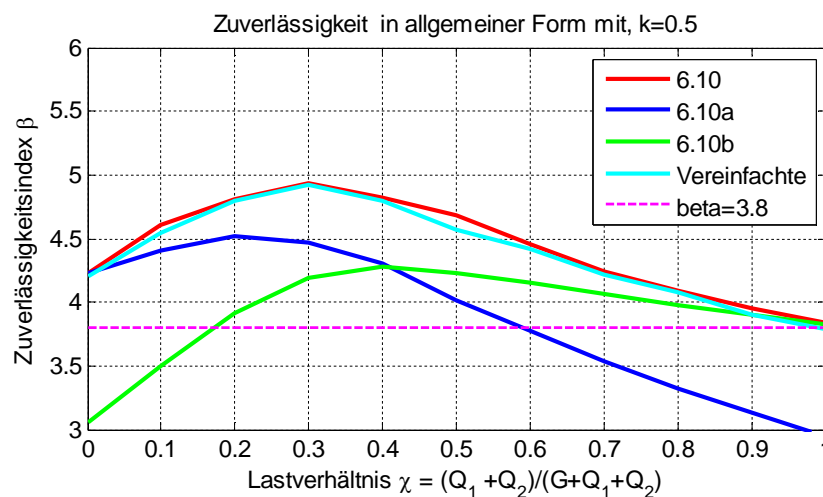
1. Es muss in meisten Fällen ein gleicher oder höherer Wert der Zuverlässigkeit erzielt werden als der Wert der Zuverlässigkeit nach EN 1990,
2. Es sollte kein Ergebnis erzielt werden, welches signifikante Unterschiede zu den Lastkombinationen nach EN 1990 aufweist.

In dieser Untersuchung wird das zweite Kriterium verfolgt um die Ergebnisse und die Kompatibilität der vereinfachten Lastkombination mit denen von EN 1990 zu vergleichen.

## 2.3.4 Vergleich der vereinfachten Kombination mit der Grundkombination nach EN 1990

### 2.3.4.1 Allgemeiner Querschnitt

Als wird wieder ein beliebiger Querschnitt gewählt. Der Vergleich zwischen der vereinfachten Gleichung (2.8) und den in EN 1990 vorgeschlagenen Kombinationen wird für verschiedene Lastbereiche durchgeführt.



**Bild 2.7** Zuverlässigkeitsindex für die Lastkombinationen 6.10, 6.10a, 6.10b nach EN 1990 für  $k = Q_{2k}/Q_{1k} = 0.5$

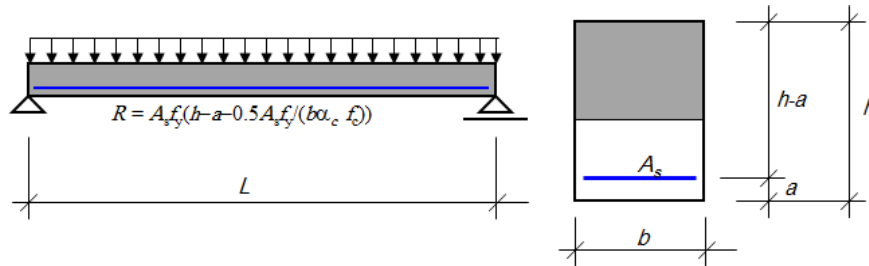
In Bild 2.7 ist der Unterschied zwischen den einzelnen Lastkombinationen zu sehen. Ab einem Lastverhältnis  $\chi > 0,4$  wird der Unterschied größer und gleicht sich bis  $\chi > 0,7$  wieder aus. Im Falle von kleineren Verhältnissen von veränderlicher Last zur Gesamtlast ist der Einfluss auf den Zuverlässigkeitsindex des Tragwerks vernachlässigbar.

Bei größeren Verhältnissen beeinflusst die veränderliche Last die Zuverlässigkeit der Struktur stark.

Die Gln. (6.10a) und (6.10b) liegen im maßgebenden Bereich näher an dem Zuverlässigkeitsindex 3,8 als die Gln. (6.10) und die vereinfachte Kombination. Sie würden somit wirtschaftlichere Ergebnisse liefern.

### 2.3.4.2 Stahlbetonträger

Als weiteres System sei hier ein Stahlbetonträger betrachtet ([28]). Die Abmessungen des Trägers sind in Bild 2.8 dargestellt. Auf Basis von EN 1990 [42] und EN 1992 [52] kann der Bemessungswiderstand des Trägers folgendermaßen (nach (2.9)) berechnet werden:

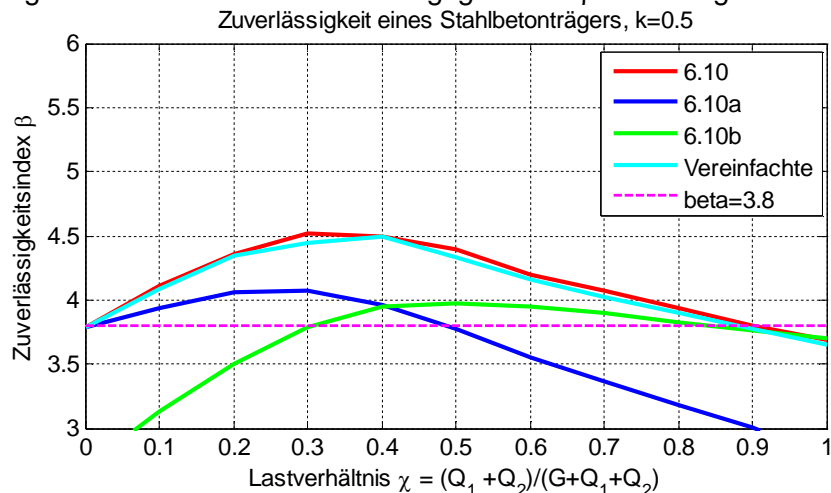


**Bild 2.8** Geometrie des Beispiel-Stahlbetonträgers

$$g(x) = R(x) - E(x) = \theta_R \left( A_s f_{yk} \left( h - a - \frac{0,5 A_s f_{yk}}{b \alpha_{cc} f_{ck}} \right) \right) - \theta_E \left( (G + Q) \frac{L^2}{8} \right) \quad (2.9)$$

- Mit
- $A_s$  Stahlquerschnitt
  - $a$  Abstand der Bewehrung von der gezogenen Faser
  - $h, b$  Querschnittshöhe; Querschnittsbreite
  - $f_{yk}$  Fließspannung des Stahls
  - $f_{ck}$  Betonfestigkeit
  - $\alpha_{cc}$  Abminderungsfaktor der Betonfestigkeit mit  $\alpha_{cc}=1$  als empfohlenem Wert.
  - $\gamma_s$  Sicherheitsbeiwert für den Bewehrungsstahl mit  $\gamma_s=1.15$
  - $\gamma_c$  Sicherheitsbeiwert für Betonfestigkeit mit  $\gamma_c=1.5$
  - $\theta_R$  Modellunsicherheiten des Widerstandes
  - $\theta_E$  Modellunsicherheiten der Einwirkungen

In der Berechnung wurde ein üblicher Bewehrungsgrad von  $\rho = 1\%$  angenommen.



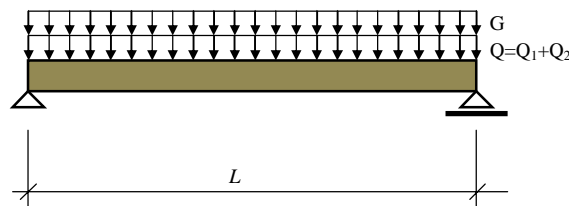
**Bild 2.9** Zuverlässigkeit eines Stahlbetonträgers für ein Verhältnis von  $k = Q_{2k}/Q_{1k} = 0.5$

In Bild 2.9 ist der Unterschied zwischen den einzelnen Lastkombinationen zu sehen. Zwischen  $0,2 < \chi < 0,4$  sowie  $0,4 < \chi < 0,9$  treten gewisse Unterschiede auf, die jedoch marginal sind.

Die Gl. (6.10a) und (6.10b) liegen im maßgebenden Bereich näher an dem Zuverlässigkeitsindex 3,8 als die Gl. (6.10) und die vereinfachte Kombination.

### 2.3.4.3 Holzbalken

Die Zuverlässigkeitsanalyse wird für einen statisch bestimmten Einfeld-Holzbalken durchgeführt. Basierend auf EN 1990 und EN 1995 [53] wurde die Grenzzustandsfunktion nach Gl. (2.10) formuliert.



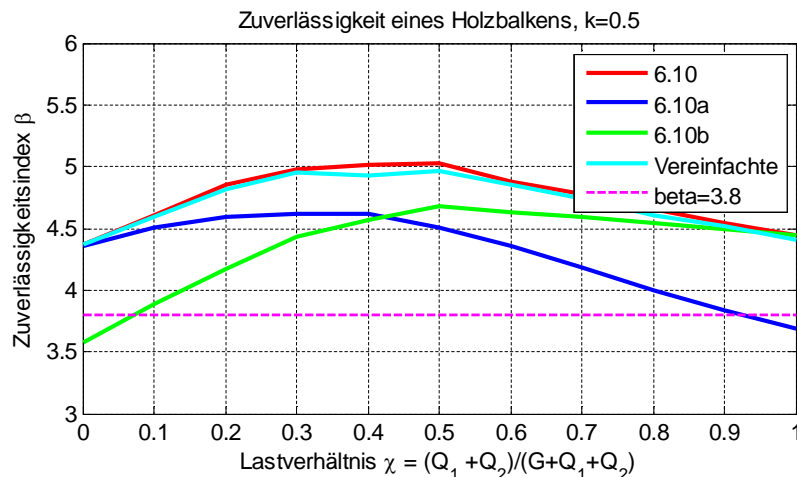
**Bild 2.10** Durch Nutzlasten und Eigenlasten belasteter massiver Holzbalken

$$g(x) = R(x) - E(x) = \theta_R(W_t f_{tk}) - \theta_E((G + Q) \frac{L^2}{8}) \quad (2.10)$$

Hier beschreibt  $f_{tk}$  den charakteristischen Wert der Holzfestigkeit und  $W_t$  ist das Widerstandsmoment eines Holzbalkens mit rechteckigem Querschnitt. Der vorgeschlagene Wert von  $\gamma_t$  in der letzten Ausgabe von EN 1995-1 [53] ist 1,3.  $\theta_R$  und  $\theta_E$  repräsentieren die Modellunsicherheit des Widerstands und der Einwirkungen.

In Bild 2.11 ist der Unterschied zwischen den einzelnen Lastkombinationen zu sehen. Zwischen  $0,2 < \chi < 0,7$  gibt es Abweichungen zwischen der Gl. (6.10) und der vereinfachten Einwirkungskombination nach unten. Die Größe ist jedoch marginal.

Die Gl. (6.10a) und (6.10b) liegen im maßgebenden Bereich näher an dem Zuverlässigkeitsindex 3,8 als die Gl. (6.10) und die vereinfachte Kombination.

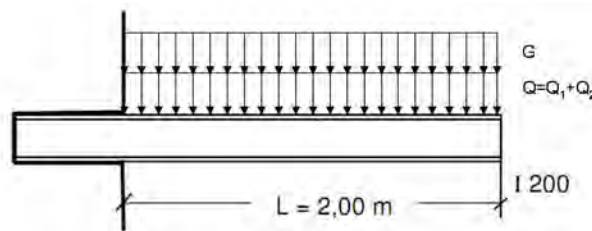


**Bild 2.11** Zuverlässigkeit eines Holzbalkens für  $k = Q_{2k}/Q_{1k} = 0.5$

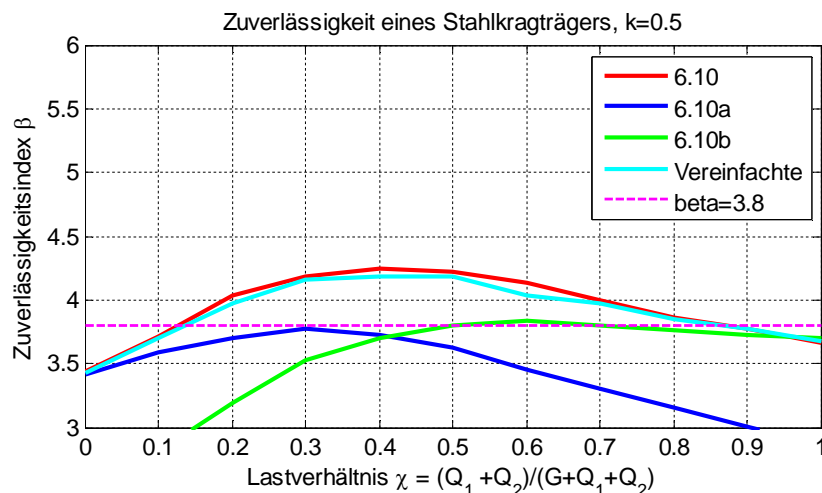
### 2.3.4.4 Kragträger aus Stahl

Ein Stahlkragträger, der mit drei gleichverteilten Lasten, u. zw. Eigenlast und zwei veränderlichen Lasten, belastet ist, wird unter Ansatz verschiedener Lastkombinationen untersucht. Eine Grenzzustandfunktion basierend auf der Biegetragfähigkeit des Trägers ist in Gl. (2.11) formuliert.

$$g(x) = R(x) - E(x) = \theta_R(W f_y) - \theta_E \left( (G + Q) \frac{L^2}{2} \right) \quad (2.11)$$



**Bild 2.12** Geometrie des Beispiel-Kragträgers aus Stahl [54]



**Bild 2.13** Zuverlässigkeitsindex eines Stahlkragträgers für  $k = Q_{2k}/Q_{1k} = 0.5$

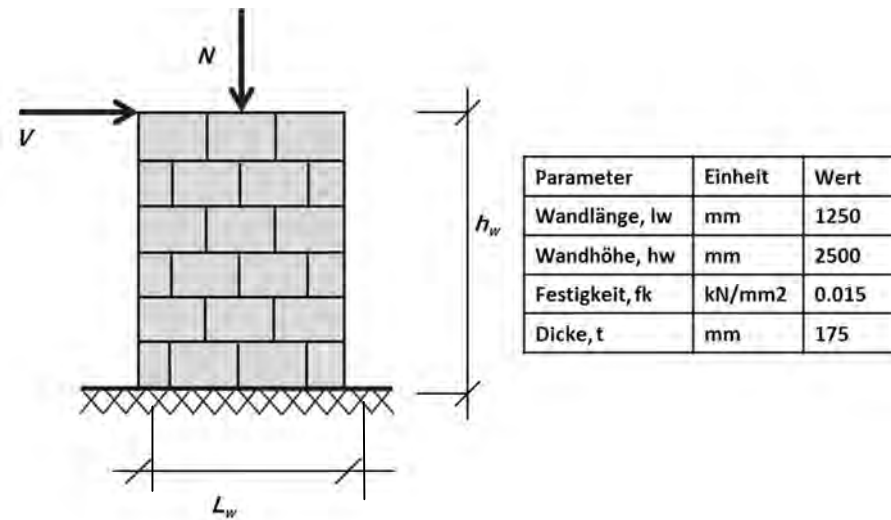
In Bild 2.11 ist der Unterschied zwischen den einzelnen Lastkombinationen zu sehen. Zwischen  $0,2 < \chi < 0,7$  gibt es Abweichungen zwischen der Gl. (6.10) und der vereinfachten Einwirkungskombination nach unten. Die Größe ist jedoch marginal.

Die Gln. (6.10a) und (6.10b) liegen im maßgebenden Bereich näher an dem Zuverlässigkeitsindex 3,8 als die Gln. (6.10) und die vereinfachte Kombination.

### 2.3.4.5 Unbewehrte Wand unter Biegung

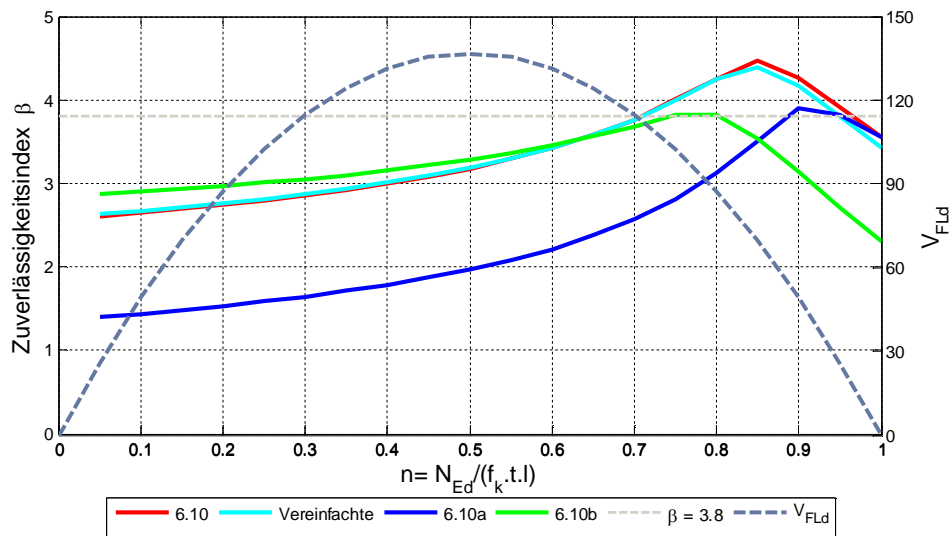
Die in Bild 2.14 dargestellte Wand unter Biegebelastung ergibt einen nicht-linearen Grenzzustand, der in Gl. (2.12) formuliert ist (siehe auch [55], [56]).

$$V_{FLd} = \frac{t \cdot l_w^2 \cdot f_k}{2 \cdot h \cdot \gamma_M} \cdot (n - n^2) \quad \text{with: } n = \frac{N_{Ed}}{t \cdot l_w \cdot f_k} \quad (2.12)$$



**Bild 2.14** Wandgeometrie

In diesem Fall sind, unter Berücksichtigung der Lastkombinationen aus 0, die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsuntersuchung für den nicht-linearen Grenzzustand in Bild 2.15. dargestellt.



**Bild 2.15**

Zuverlässigkeit und Widerstand einer unbewehrten Wand im Falle von Biegeversagen mit  $\chi = 0.3$

Dabei ist der Unterschied zwischen den einzelnen Lastkombinationen zu sehen. Bei  $\chi > 0.8$  gibt es Abweichungen zwischen der Gl. (6.10) und der vereinfachten Einwirkungskombination nach unten. Die Größe ist jedoch marginal.

Die Gln. (6.10a) und (6.10b) weisen eine Spitze mit dem Zuverlässigkeitsindex 3,8 auf. Insgesamt wird in weiten Bereichen die Zielzuverlässigkeit nicht erreicht, was bekannt ist. Zwischen  $0,7 < \chi < 0,95$  wird der Zielwert der Zuverlässigkeit erreicht.



## 2.4 Schlussfolgerung

Nach Auswertung der Ergebnisse der Zuverlässigkeitsuntersuchungen für verschiedene Arten von Tragwerken wurde festgestellt, dass die Verläufe der Zuverlässigkeit der vereinfachten Lastkombination mit den Ergebnissen der Lastkombinationen nach Gleichung 6.10 der EN 1990<sup>2</sup> korrelieren. Der Zuverlässigkeitsindex korrespondiert mit allen Lastverhältnissen und für zwei die Werte für zwei Beispiele (allgemein und Stahlquerschnitt) sind in weiten Bereichen größer als der normative Zielwert der Zuverlässigkeit von 3,8. Daraus kann geschlossen werden, dass die vereinfachte Gleichung anstelle der Kombinationen in EN 1990<sup>3</sup> verwendet werden kann und gegenüber dieser nur marginale Abweichungen auftreten.

Unter Verwendung der vereinfachten Lastkombination wird der Berechnungsaufwand für einfache Tragwerksteile, z.B. einfache Stahlträger, Betonträger und Holzbalken, einfacher und übersichtlicher für die Ingenieurpraxis. Die Vereinfachung wird durch das Ersetzen einer Vielzahl von Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerten für veränderliche Begleiteinwirkungen durch den einzelnen Faktor 1,0 erzielt.

Der Unterschied von Gleichung (6.10) in EN 1990 und der vereinfachten Gl. (2.8) ist der Kombinationsfaktor für die veränderliche Begleiteinwirkung. In den meisten durchgeführten Zuverlässigkeitsuntersuchungen gilt, dass wenn das Lastenverhältnis  $\chi$  kleiner ist als 0,2, die Ergebnisse der zwei Lastkombinationsgleichungen in etwa der gleichen Größenordnung sind. In diesen Fällen, hat die ständige Last den größten Anteil an der Zuverlässigkeit des Tragwerkes wohingegen der veränderliche Lastanteil vernachlässigbaren Einfluss hat.

Wird das Lastverhältnis zugunsten der veränderlichen Einwirkung verschoben, zeigt sich eine Reaktion in der Zuverlässigkeit. Aufgrund von verschiedenen Kombinationsbeiwerten für die veränderliche Begleiteinwirkung ist die Zuverlässigkeit von zwei Kombinationen verschieden, wenn das Verhältnis  $\chi$  größer als 0,2 ist. Der Unterschied in der Zuverlässigkeit erhöht sich mit größerem Wert für das Lastenverhältnis  $\chi$ . Die praxisrelevanten Bereiche von  $\chi$  und deren Zuordnung zu Bauarten sind Tabelle 1.6 zu entnehmen.

Die vereinfachten Lastkombinationen und die Lastkombinationen gemäß EN 1990 (Gleichung 6.10) zeigen nahezu gleiche Ergebnisse hinsichtlich des Wertes der Zuverlässigkeit. Wie vorwärts erwähnt ist, sind die Zuverlässigkeitsunterschiede nicht signifikant. Der Unterschied im Zuverlässigkeitsindex zwischen den vereinfachten Lastkombinationen nach Gl. (2.8) und der Grundkombination nach Gl. 6.10, EN 1990 ist abgeschätzt kleiner als 0,1 (Absolutwert). Diese kleine Differenz wird als vernachlässigbar angesehen. Dieser Unterschied zwischen den Ergebnissen der zwei Kombinationen entsteht aufgrund des nur kleinen Unterschieds zwischen den Kombinationsbeiwerten in EN 1990 und dem vorgeschlagenen, vereinfachten Kombinationsbeiwert (1,05 bzw. 1,0 für die Erhöhung der Begleiteinwirkung). Der vereinfachte Kombinationsbeiwert ist kleiner als der in EN 1990 vorgegebene. Deshalb ist auch, wie aus den Ergebnissen ersichtlich, die Zuverlässigkeit der vereinfachten Lastkombination etwas geringer als die der Grundkombination der EN 1990, aber nur unbedeutend.

*Straub* [39] beschreibt in seinem Bericht die Abweichungen samt ihrer Größe. Sie entstehen durch einen hohen Wert für den Zuverlässigkeitsindex. Dies kann durch eine sehr hohe Anzahl von zufällig auftretenden Punkten in der Monte-Carlo-Methode hervorgerufen werden. Bei großen Zuverlässigkeitswerten ist die Zahl der Simulationen (Realisierungen der Grenzzustandsbedingung auf der Versagensseite) für eine konstante Anzahl von beliebigen Punkten kleiner, demzufolge ist die Ungenauigkeit der Berechnung größer. Mit größerer Zahl an Simulationen wird die Genauigkeit der Berechnung besser. Eine große Anzahl an Simulationen erfordert einen erhöhten Zeitaufwand samt erforderlicher Rechenkapazität. Trotzdem ist das hier aufge-

---

2.Lagernutzlasten und Baugrundsetzungen wurden hier nicht berücksichtigt.

3.Mit gleichen Ausnahmen wie im ersten Teil des Berichtes

zeigte Ergebnis vertretbar, zumal der Unterschied zur normativen Grundkombination nicht signifikant ist.

Vereinfachte Lastkombinationen verzichten auf die komplexe Auswahl von unterschiedlichen Werten für die Kombinationsfaktoren nach Tragwerkstyp und Lasteigenschaften. Die vereinfachten Lastkombinationen können ein geeignetes Mittel für eine einfachere Tragwerksbemessung darstellen. Ausserdem geht die Übersichtlichkeit nicht verloren.

Neben der Grund- und den vereinfachten Lastkombinationen wurden auch die beiden anderen Lastkombinationen gemäß EN 1990 (6.10a) und (6.10b) für diese Studie verwendet. Die Ergebnisse dieser Lastkombinationen erfüllen die Vorgaben der Zielzuverlässigkeit besser. Es kann zusammengefasst werden, dass diese zwei Kombinationen den Wert für die Zielzuverlässigkeit ausgeglichener und näher erreichen.

## 2.5 Zusammenfassung

Mit der durchgeführten Untersuchung konnte die von PRB vorgeschlagene vereinfachte Lastkombinationsregel für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bestätigt werden. Der Nachweis erfolgte auf zwei Arten:

- auf mathematisch – analytischem Wege in Kapitel 1 und
- mithilfe der Zuverlässigkeitsuntersuchung nach deterministischem Muster und der Monte-Carlo-Methode in Kapitel 2

## 2.6 Anmerkung

Die beiden Kapitel und der zugehörige Bericht wurde von *Straub* [39] geprüft. Die Vorgehensweise und die Ergebnisse wurden im Allgemeinen bestätigt. Das Ziel des Vergleiches der Ergebnisse nach den unterschiedlichen Kombinationsregeln wurde klar hervorgehoben.

Die Problematik der Lagerlasten und der Baugrundsetzung war nicht die Aufgabe des Berichtes und konnte demzufolge nicht gelöst werden. Die gegebenen Erklärungen und Vorschläge können nur als Hinweise für zukünftige Arbeiten verstanden werden.

Die vollständige Ausarbeitung liegt in [37] bis [39] vor.

### 3 Eurocode 0: Nichtlineare Berechnung und Teilsicherheitskonzept

#### 3.1 Gegenstand des Teilabschnittes

##### 3.1.1 Vorbemerkung

Derzeit enthält der EC0 keine brauchbaren Hinweise, wie bei nichtlinearen Berechnungen bzw. Nachweisführungen das Teilsicherheitskonzept angewendet werden kann bzw. soll. So wird es zumindest derzeit von der Praxis eingeschätzt. Die vorhandenen Hinweise sind nebulös und wenig hilfreich. Zudem wird eine in der Wissenschaft und Praxis wenig oder gar nicht bekannte Kategorisierung der nichtlinearen Probleme vorgenommen. Der Gebrauch dieser Definition hat sich jedoch in den Fachnormen nicht durchsetzen können, sodass zusätzlich Verwirrung entsteht.

Hier ist eine für die Praxis hilfreiche Klarstellung erforderlich. Im Rahmen der WG 7 von CEN TC 250 wurde das erkannt und eine entsprechende Ergänzung soll vorgenommen werden. Von deutscher Seite ist hier ein kurzer und prägnanter Vorschlag im Sinne von PRB zu unterbreiten.

In einem ersten Schritt sind die System- und Problemkategorien nichtlinearer Berechnungen zu definieren und herauszuarbeiten. Der Stand der Literatur wird analysiert und wiedergegeben. Es sollen sowohl geometrische als auch physikalische (Material-) Nichtlinearitäten berücksichtigt werden und Eingang in die Betrachtungen finden. Wegen der Begrenzung von Zeit und Umfang konnten nicht alle Kombinationen und Arten der Nichtlinearitäten untersucht werden.

Im Rahmen der Anamnese werden konkrete Beispiele untersucht und besprochen aus denen sich Defizite erkennen lassen. Sie werden mit diesen Beispielen definiert und belegt. Dabei werden die bekannten, unterschiedlichen Vorgehensweisen untersucht und die Ergebnisse diskutiert.

Ergänzende Hinweise für die Praxis sind sinnvoll und notwendig, da immer mehr derartige Berechnungen für die Bemessung und Nachweisführung angewendet werden.

Schlussfolgerungen für die praktische Handhabung werden abgeleitet. Ein knapper und kurzgefasster Textvorschlag für die Aufnahme in den EC0 ist das Ergebnis des Forschungsvorhabens.

##### 3.1.2 Hinweise zur nichtlinearen Berechnung

Es wird an verschiedenen Stellen darauf hingewiesen, dass baustoffspezifische Festlegungen in den Fachnormen zu finden sind. Im Folgenden werden die entsprechenden Zitate aus dem Normentext (*kursiv dargestellt*) aufgeführt:

Zitat aus EN 1990 [6]:

*"4.1.4 Darstellung der Ermüdungsbelastung.*

*ANMERKUNG Baustoffspezifische Regelungen (z. B. zur Berücksichtigung des Einflusses der mittleren Spannung oder nicht-linearer Bauteilreaktionen) sind in EN 1992 bis EN 1999 enthalten."*

Weitere Hinweise sind zu finden unter,

- 5.1.2

*Statische Einwirkungen*

*(3)P Theorie 2. Ordnung ist bei Tragfähigkeitsnachweisen zu berücksichtigen, wenn die Knotenverschiebungen oder Stabverformungen erheblichen Einfluss auf die Schnittgrößen haben.*

*ANMERKUNG Die Anwendung der Theorie 2. Ordnung ist in EN 1991 bis EN 1999 geregelt.*

*(4)P Indirekte Einwirkungen sind wie folgt zu verfolgen:*

*– bei linearer elastischer Berechnung direkt oder als gleichwirkende Ersatzbelastung (unter Verwendung geeigneter Steifigkeitsannahmen);*

*– bei nichtlinearer Berechnung direkt als eingeprägte Verformung.*

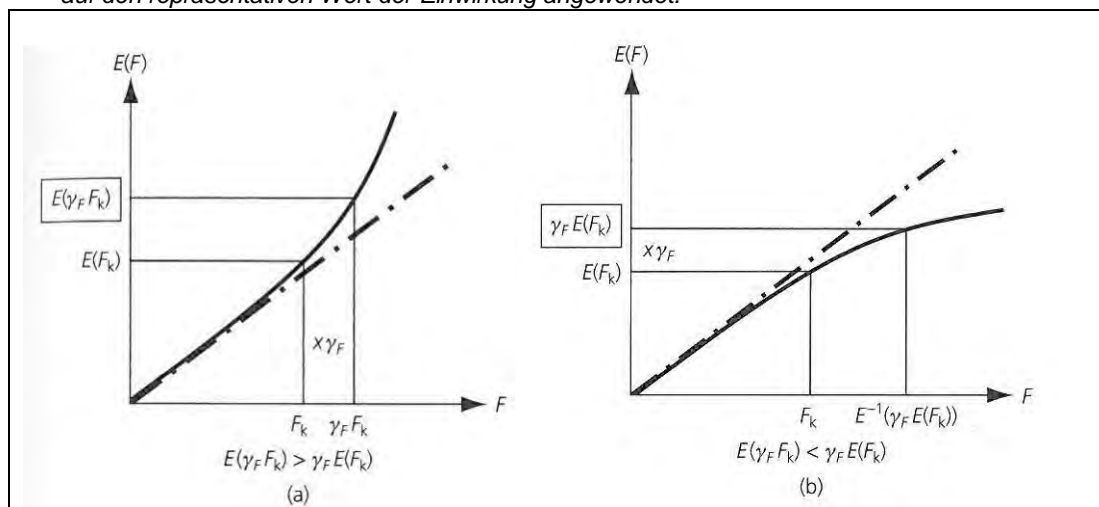
- 5.1.4

*Baulicher Brandschutz*

*(6) Das Verhalten der Bauteile bei erhöhter Temperatur sollte nicht-linear angenommen werden.*

ANMERKUNG siehe auch EN 1991 bis EN 1999.

- 6.2  
 Einschränkungen  
 (1) Die Anwendungsregeln in EN 1990 sind auf Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Tragwerke mit statischer Belastung beschränkt. Dies schließt quasi-statische Ersatzlasten und statische Lasten mit Schwingbeiwerten für dynamische Lasten, z. B. für Wind- oder Verkehrslasten ein. Für nicht-lineare Berechnungen sowie für Ermüdungsnachweise gelten die Regeln in EN 1991 bis EN 1999.
- 6.3.2  
 Bemessungswerte für Auswirkungen von Einwirkungen  
 (4) Bei Anwendung nichtlinearer Verfahren der Schnittgrößenberechnung (d. h. wenn die Auswirkungen nicht proportional zu den Einwirkungen sind) dürfen im Falle einer vorherrschenden Einwirkung die folgenden vereinfachten Regeln verwendet werden:
  - a) Wenn die Auswirkung stärker als die Einwirkung ansteigt, wird der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F$  auf den repräsentativen Wert der Einwirkung angewendet.



**Bild 3.1** Einwirkungen und Auswirkungen für a) nach [71], Einwirkungen und Auswirkungen für b) nach [71] – Einschub in das Zitat

- b) Wenn die Auswirkung geringer als die Einwirkung ansteigt, wird der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_F$  auf die Auswirkung infolge des repräsentativen Wertes der Einwirkung angewendet.
- ANMERKUNG Sieht man von Seil- und Membrankonstruktionen ab, fallen die meisten Tragwerke in die Kategorie a). 6.4.3.2  
 Kombinationen von Einwirkungen bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen (Grundkombinationen)
- 4) Wenn die Beziehung zwischen den Einwirkungen und den Auswirkungen der Einwirkungen nicht linear ist, sollten die Beziehungen (6.9a) oder (6.9b) je nach Typ der Nichtlinearität (unterlinearer oder überlinearer Anstieg der Schnittgrößen) direkt angewendet werden (siehe auch 6.3.2.(4)).
- sowie C.8
- ANMERKUNG In den Eurocodes sind auch nichtlineare Widerstands- und Einwirkungsmodelle und solche mit mehreren Variablen anzutreffen. Dafür werden die oben genannten Beziehungen umfangreicher. „Allgemeine Grundlagen und Klassifizierung der nichtlinearen Probleme

## 3.2 Allgemeine Grundlagen und Klassifizierung nichtlinearer Probleme

### 3.2.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die allgemein üblichen Definitionen der Kategorien nichtlinearer Problemstellungen wiedergegeben.

## **3.2.2 Geometrische Nichtlinearitäten**

### **3.2.2.1 Theorie I. Ordnung**

Die Berechnung der Kräfte an unverformten Tragwerken nennt man Theorie I. Ordnung. Das bedeutet, dass die Änderung der Geometrie der Tragwerke durch die Belastung selbst vernachlässigt wird. Diese Vorgehensweise ist dann und nur dann zulässig, wenn die Verformungen so klein sind, dass sie die Ergebnisse der Berechnung nur unwesentlich beeinflussen [82].

### **3.2.2.2 Theorie II. Ordnung**

Bei der Theorie II. Ordnung wird angenommen, dass die Verdrehungen eines Bauteils sehr klein sind. Dies stellt im Bauwesen die Regel dar, denn große Verdrehungen führen dazu, dass die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr gegeben ist. Aus der Annahme kleiner Verdrehungen folgen die Vereinfachungen [82].

Eine Theorie räumlicher Stäbe und Stabtragwerke nach Theorie II. Ordnung beinhaltet definitionsgemäß auch die Momenten- und Torsionsanteile, was häufig bei einschlägigen Rechenprogrammen nicht der Fall ist. Bei dünnwandigen Querschnitten gehören dann auch die Bimomentanteile aus Wölbkrafttortion dazu [58], [60]. Nur dann sind die entsprechenden Phänomene (Kippen, Drillknicken und Bie-gedrillknicken [59]) abgedeckt. S. hierzu u.a. *Jäger* [75].

### **3.2.2.3 Theorie III. Ordnung**

Seltener ist es erforderlich, auch die großen Verdrehungen eines Tragwerkes zu erfassen. In diesem Fall spricht man von einer Berechnung nach Theorie III. Ordnung. Ein typisches Beispiel für einen Fall Theorie III Ordnung ist das durchschlagende Knicken (siehe [87], p. 321 und [88] pp. 271). Die Vereinfachungen der Theorie II. Ordnung gelten dann nicht mehr [82] und führen zu ungenauen Ergebnissen.

## **3.2.3 Physikalische Nichtlinearitäten**

Eine wichtige Quelle der Nichtlinearität ist bei der nichtlinearen Beziehung zwischen Spannung und Dehnung zu suchen, die bei verschiedenen Verhaltensweisen von Strukturen beobachtet wurden. Verschiedene Faktoren können dazu beitragen, dass sich das Material nichtlinear verhält. Verschiedene Arten der physikalischen Nichtlinearität können im Spannungs-Dehnungsverhältnis berücksichtigt werden:

- Nichtlineares elastisches Verhalten
- Elastisch-plastisches Verhalten
- Voll- oder idealplastisches Verhalten

Physikalische Nichtlinearitäten können punktuell, im Querschnitt und im System auftreten. Die Annahme, dass plastische Gelenke auftreten, führt zur Plastizitäts-Gelenk-Theorie (I. oder II. Ordnung) oder Fließlinien-Theorie im Falle von Schalen und plattenartigen Bauteilen bzw. Strukturen (siehe dazu [87], S. 322 f. und [88] S. 280 f.).

Ein Überblick über die Nichtlinearitätenproblematik und mögliche Lösungsansätze kann in [89] gefunden werden.

### **3.2.4 Kombination beider Arten von Nichtlinearitäten**

Eine Kombination beider Arten von Nichtlinearitäten könnte notwendig sein um lastableitendes und verformendes Verhalten realistisch abzubilden (siehe dazu [88], S. 304 f.).

## **3.3 Grundsätze der Anwendung des Teilsicherheitskonzepts**

### **3.4 Ausgangspunkt Sicherheitskonzept**

Als gängige Sicherheitskonzepte sind heute bekannt:

- das globale Sicherheitskonzept und das



- Teilsicherheitskonzept.

Beim globalen Sicherheitskonzept wird ein alle Sicherheitseinflüsse erfassender Faktor auf der Widerstandsseite oder der Einwirkungsseite berücksichtigt. Bis in die nähere Vergangenheit wurde in Deutschland das globalste Sicherheitskonzept angewendet.

Mit dem Übergang auf die Eurocodes ist derzeit nur noch das Teilsicherheitskonzept anwendbar. Dabei werden die Sicherheitseinflüsse ihrer Herkunft zugeordnet und dort berücksichtigt, bei den Einwirkungen differenziert nach Art und Verteilung und bei den Widerständen. Wegen der Berücksichtigung der Streuungen und der Verteilung wird das Konzept semiprobabilistisch genannt. Die Berücksichtigung der Verteilung und der Wahrscheinlichkeit wird letztlich jedoch über die Teilsicherheitsbeiwerte erledigt, weshalb im Vergleich zum vollen probabilistischen Nachweis (s. Anhang C von EN 1990 der Zusatz „semi“ gesetzt wird).

Die Multiplikation der Einwirkungen mit den Teilsicherheitsfaktoren bzw. die Berücksichtigung auf der Widerstandsseite gilt genau genommen nur für den linearen Fall des Trag- und Verformungsverhaltens. Deshalb sollen hier vertiefende Untersuchungen angestellt werden.

### 3.4.1 Vorbemerkung

Červenka hat die Prinzipien für die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach Berechnung der unterschiedlichen Näherungen an Stahlbetonstrukturen bzw. Stahlbetonelementen in [74] zusammengefasst. Die unterschiedlichen Sicherheitsformate sind folgende:

- ECOV Methode (Estimation of Coefficient of Variation)
- EN 1992-2 Methode
- Methode der Teilsicherheitsbeiwerte unter Verwendung von Bemessungsvariablen

Červenka verglich die Ergebnisse mit Resultaten aus voll-probabilistischen Untersuchungen. Folgend werden die unterschiedlichen Herangehensweisen kurz erklärt und angewendet.

### 3.4.2 Abschätzen des Variationskoeffizienten für den Widerstand (Estimation of Coefficient of Variation for Resistance) – ECOV

Ausgangspunkt dieser Methode ist, dass sich der Variationskoeffizient des Widerstandes  $V_R$  bestimmen lässt, wenn der Mittelwert für den Widerstand  $R_m$  und der charakteristische Wert  $R_k$  des Widerstandes bekannt sind. Diese Methode erfordert zwei nichtlineare Berechnungen jeweils mit dem Mittelwert und dem charakteristischen Wert. Es wird dabei angenommen, dass der Widerstand logarithmisch normalverteilt ist um Negativwerte auszuschließen. Der Variationskoeffizient kann geschrieben werden als:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left( \frac{R_m}{R_k} \right) \quad (3.1)$$

Daraus kann auf den globalen Faktor für den Widerstand geschlossen werden mit:

$$\tilde{\gamma}_R = e^{\alpha_R \beta \cdot V_R} \quad (3.2)$$

$\tilde{\gamma}_R$  ist der globale Sicherheitsfaktor für den Widerstand bezogen auf den Mittelwert mit  $\alpha_R$  als Sensitivitätsfaktor für die Widerstandszuverlässigkeit und  $\beta$  als Zuverlässigkeitsindex.

Der Widerstandsmittelwert  $R_m$  und der charakteristische Widerstandswert  $R_k$  können mit zwei unabhängigen, nichtlinearen Berechnungen unter Verwendung des Mittelwertes der Eingangsdaten, respektive den charakteristischen Werten der Eingangsdaten, wie folgt angenommen werden.

$$R_m = r(f_{m, \dots}); R_k = r(f_{k, \dots}) \quad (3.3)$$

Der Berechnungswert des Widerstandes wird folgendermaßen berechnet:

$$R_d = \frac{R_m}{\tilde{\gamma}_R} \quad (3.4)$$

Es ist im Eurocode üblich, die Bemessungswerte auf die charakteristischen Werte zu beziehen. Der globale Sicherheitsfaktor für den Widerstand  $\gamma_R$  bezogen auf den charakteristischen Wert wird wie folgt ermittelt:

$$\gamma_R = e^{(-1,65 + \beta \cdot \alpha_R) \cdot V_R} \quad (3.5)$$

Dabei ist  $V_R$  der Variationskoeffizient und kann unter Verwendung von Gl. (3.1) berechnet werden.

Die Materialeigenschaften für die Bemessung  $f_d$  sind extrem klein und stellen nicht das reale Materialverhalten dar. Aufgrund dessen wird der Bemessungswert nicht direkt verwendet.

### 3.4.3 EN 1992-2-Methode

In EN 1992-2 wird in Anmerkung 5.7 eine Methode erwähnt wie mit Teilsicherheitsbeiwerten im Falle von nichtlinearem Verhalten umgegangen werden soll. Der Ausgangspunkt hierfür ist die Verwendung von Mittelwerten für Materialeigenschaften und ein „verschmierter“ Materialbeiwert für Betonstahlbewehrung und Beton.

$$R_d = \frac{r(f_{ym}, f_{cm}, \dots, S)}{\gamma_R} \text{ mit } f_{ym} = 1,1 f_{yk} \text{ und } f_{cm} = 1,1 \frac{\gamma_S}{\gamma_c} f_{ck} \quad (3.6)$$

$S$  gibt den Hinweis darauf, dass der Bemessungswert für den Widerstand zu einer bestimmten Einwirkungsgruppe inklusive zugehörigem Lastzyklus/Lastspiel gehört. Der Sicherheitsfaktor für den Systemwiderstand sollte unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten  $\gamma_R = 1,27$  betragen. Die Bewertung der Widerstandsfunktion nach Gleichung (3.6) muss mit nichtlinearen Berechnungen erfolgen unter Annahme des Durchschnittswertes der Materialparameter und den Einwirkungen welche mit dem zugehörigen Teilsicherheitsfaktor multipliziert werden.

$$E(\gamma_G + \gamma_Q \cdot Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_R} \right) = R_d \quad (3.7)$$

mit  $q_{ud}$  als Last, welche zum Versagen des Tragwerks führt.

### 3.4.4 PSF-Methode

Diese Methode ist gekennzeichnet durch die Verwendung des Bemessungswertes der Materialparameter:

$$R_d = r(f_d, \dots, S) \quad (3.8)$$

Der Nachteil dieser Methode ist, dass die nichtlineare Analyse auf einen sehr niedrigen Materialparameter im Gesamtsystem aufbaut, und damit nicht mit der Grundidee des semi-probabilistischen Ansatzes korrespondiert, dass Extrema nicht oder eben nur sehr selten auftreten. Zusätzlich kann dies zu einem geänderten Versagensverhalten und unrealistischen Ergebnissen führen. Es kann für Abschätzungen verwendet werden, wenn präzisere Lösungen nicht zur Verfügung stehen oder gar möglich sind bzw. es die zeitlichen Umstände nicht erlauben. Eine Standardmethode kann PSF jedoch nicht darstellen.

## 3.5 Anamnese

### 3.5.1 Begrifflichkeiten

Die Begrifflichkeiten zu geometrischen und physikalischen Nichtlinearitäten sind streng nach jeder einzelnen Kombinationsmöglichkeit im Abschnitt 1.5.6 der DIN EN 1990 definiert. In den Fachnormen wird dann aber mit diesen detaillierten Definitionen nicht weiter gearbeitet. Diskre-



panzen werden offensichtlich, so schon allein bei der Schreibweise der Theorie I. Ordnung und II. Ordnung.

Hinzu kommen Unschärfen in den Fachnormen. Beispielsweise wird in EN 1992 auf die Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons hingewiesen, die als Mittelwertfunktion (Bild 3.1 dort) ausgewiesen und gezeichnet ist, während nach dem Verweis kommt, dass mit Bemessungswerten, d.h. mit dem auf Bemessungsniveau verzerrten Diagramm gearbeitet werden soll, und so direkt die Traglast bestimmt werden kann. Die Darstellung lässt Klarheit vermissen.

### 3.5.2 Anwendung der Normenfestlegungen und konkrete Beispiele

#### 3.5.2.1 Prandtl'scher Kippräger

Als akademisches Beispiel soll der Prandtl'sche Kippräger dienen. Dazu wird zuerst die Tragfähigkeit eines Kragträgers (nach [78] u. [75]) ermittelt und dann eine Einwirkung festgelegt, die nahe der Kipplast liegt, um dafür dann eine Berechnung nach dem Teilsicherheitskonzept durchzuführen.

Die geschlossene Lösung für die Aufgabe ist bekannt [78]. Insofern kann die Traglast ohne gesonderte nichtlineare Berechnung sofort aufgeschrieben werden. Es soll aber davon ausgegangen werden, dass hier ein Kragträger vorläge, der nicht mehr geschlossen zu lösen wäre. Dann würde beispielsweise eine Berechnung über FEM [79] oder nichtlineare Stabtheorie [75] notwendig werden.

Die Frage hier ist, ob mit den angegebenen Hinweisen zur Durchführung nichtlinearer Berechnungen auch tatsächlich die Versagenslast ( $K$ , Index  $ki$  für „ideelle Kipplast“) identifiziert werden kann.

Diese ist nach [78] (S. 151)

$$K_{ki} = \frac{4.013}{l^2} \sqrt{EI_y G I_T} \quad (3.9)$$

Es wird zuerst die Versagenslast ohne Sicherheit berechnet. Als Material wird Holz angenommen. Die Spannungs-Dehnungslinie wurde in Anlehnung an [70] festgelegt. Aus den unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Linien werden die folgenden Eingangsdaten ermittelt (vgl. auch *Neuhaus* [70], S. 34, Bild 1.17)

**Tabelle 3.1** Eingangswerte aus der Spannungs-Dehnungs-Linie des Materials (Holz)

[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert - $m$	5% Fraktilwert - $k$	Bemessungswert - $d$
E	11000	7400	5692
G	690	460	354

Eine generelle Vorgehensweise nach Eurocode ist, das Materialgesetz auf das Bemessungsniveau zu transformieren, die nichtlineare Berechnung durchzuführen und das Ergebnis mit den fakturierten Einwirkungen zu vergleichen. Das Vorgehen wird hier als PSF-Methode bezeichnet.

Für das Beispiel hier werden die realen, im Normenwerk angegebenen Werte für  $m$ ,  $k$  und  $d$  verwendet ([83], S. 1026, Tafel 1-1).

#### PSF Methode

Im vorliegenden Falle heißt das, mit den Bemessungswerten für den E-Modul und den G-Modul (aus der auf Bemessungsniveau transformierten Spannungs-Dehnungs-Linie heraus) den Tragwiderstand zu berechnen.

Designwert				
gM=	1,3	b=	5 cm	
gE=	1,5	h=	20 cm	
Transformation der Spannungs-Dehnungs-Linie auf Bemessungsniveau		l=	3 m	
E <sub>d</sub> =	5692 MN/m <sup>2</sup>	I=	3333,33333 cm <sup>4</sup>	
	354 MN/m <sup>2</sup>		3,3333E-05 m <sup>4</sup>	
f <sub>d</sub> =	11 MN/m <sup>2</sup>	IT=	0,25b <sup>3</sup> h=	
ε=	0,5 %		625 cm <sup>4</sup>	
			0,00000625 m <sup>4</sup>	
K <sub>Rd,K</sub> =	4,013/l <sup>2</sup> *Wurzel(ElyGIT)=	9,13 kN		

Zum Nachweis sind die Einwirkungen dem Tragwiderstand gegenüber zu stellen.

Gebrauchslast				
K <sub>k</sub> =	6,09 kN			
Nachweis				
K <sub>Ed</sub> =gE*K <sub>k</sub> =	9,13 kN	=	K <sub>Rd,K</sub> =	9,13 kN

Der Nachweis ist erbracht

D.h., dass bei Vorhandensein einer Einzellast von 6,09 kN der Nachweis gerade noch gelingt. Dieser Wert soll als Anhaltspunkt für die weiteren Betrachtungen dienen.

### ECOV-Methode

Jetzt soll die ECOV-Methode zur Anwendung kommen und die Kipplast (Tragwiderstand) mit den Mittelwerten (K<sub>Rm</sub>) und den 5%-Fraktilwerten (K<sub>R,k</sub>) berechnet und dann der Teilsicherheitsbeiwert für den Tragwiderstand nach ECOV bestimmt werden.

		b=	5 cm	
		h=	20 cm	
Mittelwert		l=	3 m	
gG=	1,95			
E <sub>m</sub> =	11000 MN/m <sup>2</sup>	I=	3333,333333 cm <sup>4</sup>	
G <sub>m</sub> =	690 MN/m <sup>2</sup>		3,33333E-05 m <sup>4</sup>	
f <sub>m</sub> =	24 MN/m <sup>2</sup>	IT=	0,25b <sup>3</sup> h=	
ε=	0,5 %		625 cm <sup>4</sup>	
			0,00000625 m <sup>4</sup>	
K <sub>Rm</sub> =	4,013/l <sup>2</sup> *Wurzel(ElyGIT)=	17,73 kN		

Der Tragwiderstand mit 5%-Fraktilwerten errechnet sich nun wie folgt.

Fraktilwertrechnung			
gM=	1,3	b=	5 cm
gE=	1,5	h=	20 cm
Transformation der Spannungs-Dehnungs-Linie auf Bemessungsniveau		l=	3 m
Ek=	7400 MN/m <sup>2</sup>	I=	3333,333333 cm <sup>4</sup>
Gk=	460 MN/m <sup>2</sup>		3,33333E-05 m <sup>4</sup>
fk=	14 MN/m <sup>2</sup>	IT=	0,25b <sup>3</sup> h=
ε=	0,5 %		625 cm <sup>4</sup>
			0,00000625 m <sup>4</sup>
KR=	4,013/l <sup>2</sup> *Wurzel(ElyGIT)=	11,87 kN	

Der Variationskoeffizient nach ECOV wird damit

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln\left(\frac{17.73}{11.87}\right) = 0.243 \quad (3.10)$$

Der Sicherheitsfaktor des Systems auf der Widerstandsseite ergibt mit Bezug auf den Mittelwert

$$\tilde{\gamma}_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} = e^{0.8 \cdot 3.8 \cdot 0.243} = 2.09 \quad (3.11)$$

Der Sicherheitsfaktor in Bezug auf den charakteristischen Tragwiderstand wird:

$$\gamma_R = e^{(-1.65 + \beta \cdot \alpha_R) \cdot V_R} = e^{(-1.65 + 0.8 \cdot 3.8) \cdot 0.243} = 1.40 \quad (3.12)$$

Vergleicht man diesen mit dem für den Holzbau bekannten und aufgeschriebenen Wert von 1,3 stellt man eine Diskrepanz fest. Die Ursache liegt in der erheblichen Differenz zwischen dem Mittelwert des E-/G-Moduls und dem 5%-Fraktilwert.

Nachweis mit dem Mittelwert des Tragwiderstandes:

KE,d=gE*KE,k=	1,5*6,09=	9,13 >	KRm/g~R=	$\frac{17,73}{2,09}$	=	8,48 kN
		kN				
		Nachweis ist nicht erfüllt.				

Nachweis mit dem Fraktilwert des Tragwiderstandes:

KE,d=gE*KE,k=	1,5*6,09=	9,13 >	KRk/gR=	$\frac{11,87}{1,4}$	=	8,48 kN
		kN				
		Nachweis ist nicht erfüllt.				

### Auswertung

Das Beispiel zeigt, dass es Inkonsistenzen zwischen dem Ergebnis mit der verzerrten Spannungs-Dehnungslinie und nach dem ECOV-Verfahren gibt, das als zutreffender gilt. Die Abweichungen betragen hier rund. 8%.

Aus Gl. (3.3) kann die Grenzwertfunktion abgeleitet werden.

$$g = K_k - K_{ki} = K_k - \frac{4.013}{l^2} \sqrt{E I_y G I_T} \quad (3.13)$$

Der G-Modul hängt vom E-Modul ab:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (3.14)$$

sodass Gl. (3.3) übergeht in

$$g = K_k - K_{ki} = K_k - E \frac{4.013}{l^2} \sqrt{\frac{I_y I_T}{2(1 + \mu)}} \quad (3.15)$$

Damit ist die Grenzwertfunktion an sich linear, obwohl das mechanische Problem des Kippens nichtlinear ist.

### Diagnose

Nach weiteren Überlegungen kommt man zu dem Schluss, dass die Verzerrung der Stoffgesetze nur dann brauchbare Ergebnisse erbringt, wenn eine lineare Grenzwertfunktion vorliegt und der Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite mit der Variation der für das Problem maßgebenden Parameter konkludent ist.

### 3.5.2.2 Glas

#### 3.5.2.2.1 Stabilitätsgefährdeter Biegeträger

Die Beispiel-Träger sind Glaselemente mit begrenzter Dicke, welche als Unterkonstruktion für umfangreiche tragende Verglasung dienen. Lindner [77] hat diese tragenden Elemente auf Biegedrillknicken grundlegend untersucht. Als Beispiel wird ein stabilitätsgefährdeter Biegeträger aus Glas gewählt, der nach der ECOV-Methode untersucht wird.

#### Beispiel untersucht nach der ECOV - Methode

##### Einwirkung

Belastung:  $F=8,0$  kN

##### Geometrische Daten

Spannweite  $L$ : 1600 mm

Glasdicke  $d$ : 15 mm

Höhe am Auflager  $h_1$ : 150mm

Höhe in Feldmitte  $h_2$ : 300 mm

Lastangriff  $z_p$ : +150 mm (an der Trägerunterkante (UK))

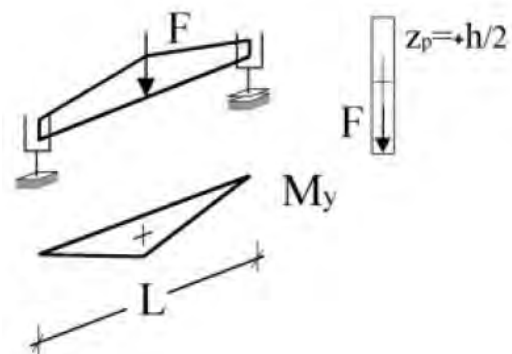
##### Weitere Daten

– Glasart: TVG

– Char. Festigkeit  $f_{g,k} = 70$  N/mm<sup>2</sup>

– Elastizitätsmodul  $E_k = 70000$  N/mm<sup>2</sup>

– Schubmodul  $G_k = 28455$  N/mm<sup>2</sup>



**Bild 3.2** Statisches System und Daten

### Mittelwert der Festigkeit

Die Mittelwerte werden mit Hilfe des Teilsicherheitsbeiwertes auf der Materialseite von  $\gamma_M = 1.5$  ([84], S. 7.45, Tafel 7.45b) im Gegensatz zum Beispiel in Abschnitt 3.5.2.1 errechnet.

$$f_{g,m} = 1.618 \times 70 = 113.26 \text{ N/mm}^2 \quad (3.16)$$

$$E_m = 1.618 \times 70000 = 96320 \text{ N/mm}^2 \quad (3.17)$$

$$G_m = 1.618 \times 28455 = 46040 \text{ N/mm}^2 \quad (3.18)$$

### Querschnittswerte und Widerstände in Feldmitte

$$I_z = \frac{h_2 d^3}{12} = 300 \times \frac{15^3}{12} = 84375 \text{ mm}^4 \quad (3.19)$$

$$I_T = \frac{h_2 d^3}{3} \left( 1 - 0.63 \frac{d}{h_2} + 0.052 \left( \frac{d}{h_2} \right)^5 \right) = 300 \times \frac{15^3}{3} \left\{ 1 - 0.63 \frac{15}{300} + 0.052 \left( \frac{15}{300} \right)^5 \right\} \quad (3.20)$$

$$= 3.27 \times 10^5 \text{ mm}^6$$

$$I_\omega = \frac{h_2^3 d^3}{192} = \frac{300^3 \times 15^3}{192} = 4.75 \times 10^8 \text{ mm}^6 \quad (3.21)$$

$$W_{el,y} = \frac{h_2^3 d}{6} = \frac{300^3 \times 15}{6} = 2.25 \times 10^5 \text{ mm}^3 \quad (3.22)$$

### Biegebeanspruchbarkeit

- charakteristischer Wert  $M_{el,y,k} = W_{el,y} \cdot f_{g,k} = 2.25 \times 10^5 \times 70 = 15.75 \text{ kNm}$  (3.23)

- Mittelwert  $M_{el,y,m} = W_{el,y} \cdot f_{g,m} = 2.25 \times 10^5 \times 113.26 = 25.81 \text{ kNm}$  (3.24)

$$M_{el,y,m} = W_{el,y} \cdot f_{g,m} = 2.25 \times 10^5 \times 113.26 = 25.81 \text{ kNm}$$

-  $M_{cr}$  für die meist beanspruchten Stelle in Feldmitte berechnet. (3.25)

### Berechnung des Torsionsbeiwertes für die Ermittlung des Beiwertes $k$ :

$$\chi = \frac{EI_\omega}{L^2 \cdot GI_T} = \frac{70000 \times 4.75 \times 10^8}{2500^2 \times 28455 \times 326869} = 0.0014 \quad (3.26)$$

$$k = a + b \cdot \chi^c = 3.26 + 5.2 \times 0.0014^{0.40} = 3.635 \quad (3.27)$$

$$M_{cr,k} = \frac{k}{L} \sqrt{E_k I_2 \cdot G_k I_T} = \frac{3.635}{1600} \sqrt{113260 \times 84375 \times 28455 \times 326869} = 16.84 \text{ kNm} \quad (3.28)$$

$$M_{cr,m} = \frac{k}{L} \sqrt{E_m I_2 \cdot G_m I_T} = \frac{3.635}{1600} \sqrt{96320 \times 84375 \times 46040 \times 326869} = 27.24 \text{ kNm} \quad (3.29)$$

### Bezogener Schlankheitsgrad in Feldmitte

$$\bar{\lambda}_{LT,k} = \sqrt{\frac{M_{el,y,k}}{M_{cr,k}}} = \sqrt{\frac{15.75}{16.84}} = 0.967 ; \quad \bar{\lambda}_{LT,m} = \sqrt{\frac{M_{el,y,m}}{M_{cr,m}}} = \sqrt{\frac{25.81}{27.24}} = 0.967 \quad (3.30)$$

### Abminderungsfaktor

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\sqrt{1 + (\bar{\lambda}_{LT} - 0.12)^5 + 0.05 \cdot \bar{\lambda}_{LT}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (0.967 - 0.12)^5 + 0.05 \times 0.967}} \quad (3.31)$$

$$= 0.821$$

Modifizierung des Abminderungsfaktors. Da der Momentenbeiwert in diesem Beispiel  $k_c = 1,0$  beträgt, bleibt hier:  $\chi_{LT,mod} = \chi_{LT}$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,821}{1,0} = 0,821 \quad (3.32)$$

$$M_{Rk} = \chi_{LT} \cdot M_{el,y,k} = 0.821 \times 15.75 = 12.93 \text{ kNm} \quad (3.33)$$

$$M_{Rm} = \chi_{LT} \cdot M_{el,y,m} = 0.821 \times 25.81 = 21.19 \text{ kNm} \quad (3.34)$$

### Variationskoeffizient des Widerstands:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln\left(\frac{21.19}{12.93}\right) = 0.29 \quad (3.35)$$

Sicherheitsfaktor des Widerstands bezogen auf dessen Mittelwert ist:

$$\tilde{\gamma}_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} = e^{0.8 \cdot 3.8 \cdot 0.29} = 2.41 \quad (3.36)$$

Der Sicherheitsfaktor des Widerstands in Bezug auf den charakteristischen Wert ist:

$$\gamma_R = e^{(-1.65 + \beta \cdot \alpha_R) \cdot V_R} = e^{(-1.65 + 0.8 \cdot 3.8) \cdot 0.29} = 1.5 \quad (3.37)$$

Das Ergebnis zeigt, dass der nach der ECOV-Methode errechnete Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite mit dem allgemein im Glas bekannten (thermisch vorgespannte Gläser) identisch ist.

### Diagnose

Da es sich hier wiederum um eine lineare Grenzwertfunktion handelt, ist eine Transformation der Materialgesetze auf das Bemessungsniveau zulässig.

### 3.5.2.3 Stahlbeton

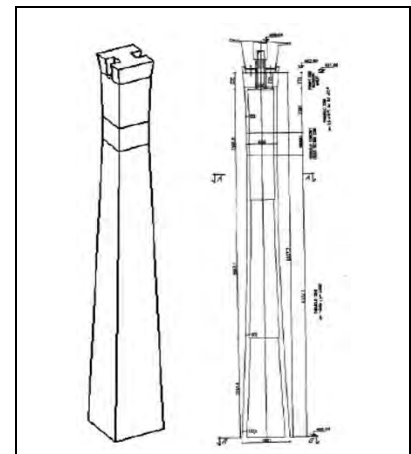
Es wird hier auf eine Veröffentlichung [72] von *Cervenka* zurückgegriffen.

#### 3.5.2.3.1 Stütze

*Cervenka* [72] verwendete einen Brückenpfeiler um die Auswirkungen der Theorie II. Ordnung mithilfe verschiedener Sicherheitsformate nachzuweisen. (Bild 3.3, Tabelle 3.2).

**Tabelle 3.2** Vergleich von errechneten Werten für den Bemessungswiderstand unter Verwendung verschiedener Sicherheitsformate, Beispiel Brückenpfeiler (*Cervenka* [72])

Sicherheitsformat	Skalierungsfaktor	$\gamma_R$
ECOV Methode	1.06	1.35
EN1992-2 Methode	0.98	1.24
PSF Methode	1.00	1.27
Vollprobabilistischer Ansatz	1.02	1.30



**Bild 3.3** Beispiel Brückenpfeiler (*Cervenka* [72])

$\gamma_R$  ist dabei der globale, d.h. für das Gesamtsystem geltende Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite.

*Cervenka* hat hier die PSF-Methode (Transformation der Materialgesetze auf das Bemessungsniveau) als Referenz für seinen Vergleich gewählt. Maßgebend ist für den Vergleich die probabilistische Berechnung. Die EN 1992-2 – Methode und die PSF-Methode lassen somit höhere Einwirkungen zu, was im Vergleich mit der vollprobabilistischen Vorgehensweise eine höhere, aber nicht vorhandene Zuverlässigkeit vorgibt. .

#### 3.5.2.3.2 Träger

*Cervenka* [72] verwendete verschiedene Sicherheitsformate um den globalen Sicherheitsfaktor für den Widerstand in nichtlinearen Berechnungen abzuschätzen. Die Methoden wurden an folgenden zwei Beispielträgern durchgeführt:

1. Einfach gelagerter Biegeträger
2. statisch unbestimmte auf Abscheren beanspruchte Wandscheibe (Bild 3.5).

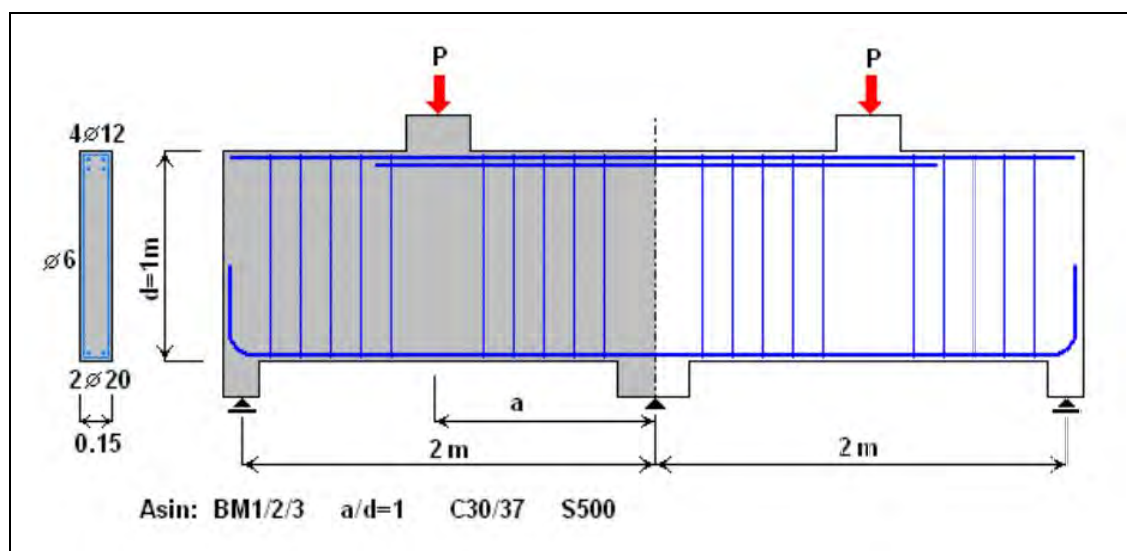
Das erste Beispiel berücksichtigt nur eine einfache Biegeproblematik. *Cervenka* verwendete die ATENA Software für die nichtlineare Berechnung der Biegesteifigkeit unter Berücksichtigung verschiedener Sicherheitsformate. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 3.3 aufgeführt.

**Tabelle 3.3** Vergleich der errechneten Werte für den Bemessungswiderstand unter Verwendung verschiedener Sicherheitsformate, Beispiel Biegeträger (*Cervenka* [72])

Sicherheitsformat	$R_d/R_d^{PSF}$
ECOV Methode	1.00
EN1992-2 Methode	0.95
PSF Methode	1.00
Vollprobabilistischer Ansatz	0.96

Die Tabelle demonstriert dass alle Methoden annähernd gleiche Ergebnisse liefern.

Das andere Beispiel betrachtet ein Versagen auf Abscheren. (Tabelle 3.4, Bild 3.5). *Cervenka* [72] verwendete dieses Beispiel um Ergebnisse aus verschiedenen Berechnungen, basierend auf die unterschiedlichen Sicherheitsformate für statisch unbestimmte Systeme mit Abscheren zu vergleichen. Es wird gezeigt, dass alle Methoden annähernd zu gleichen Ergebnissen führen. Im Falle des vollprobabilistischen Ansatzes gibt es jedoch große Unterschiede welche in der Verteilungsfunktion begründet sind. (Tabelle 3.5). *Cervenka* zeigt, dass der vollprobabilistische Ansatz Ergebnisse liefert, welche denen der globalen Widerstandsmethode ähneln, wenn eine logarithmische Normalverteilung angenommen wird.



**Bild 3.4** Geometrie der Wandscheibe

**Tabelle 3.4** Verwendete Materialkennwerte für die unterschiedlichen Sicherheitsformate

Sicherheitsformat	PSF EN 1992-1	Global EN 1992-2	Probabilistisch		
			mean	st.dev.	Dist.
Beton C 30/37					



$E_c$ [GPa]	32	32	32	4.1	lognorm.
$f_c$ [MPa]	20	25	38	4.9	lognorm.
$f_t$ [MPa]	1.3	1.7	2.9	0.6	Weibull
$G_f$ [MPa]	35	44	66	13	Weibull
Steel 500					
$f_{sy}$ [MPa]	434	550	550	31	lognorm.

**Tabelle 3.5** Vergleich der berechneten Widerstände nach unterschiedlichen Sicherheitsformaten

Methode	Bemessungskraft $R_d$ [kN]	$R_d/R_d^{PSF}$
PSF	501	1.0
EN 1992-2	490	0.98
Vollprobabilistisch unter Verwendung einer Normalverteilung $r(f, \dots)$	512	1.02
Vollprobabilistisch unter Verwendung der Weibull Verteilung $r(f, \dots)$	620	1.24
Vollprobabilistisch mit allen normalen Materialien $r(f, \dots)$	465	0.93

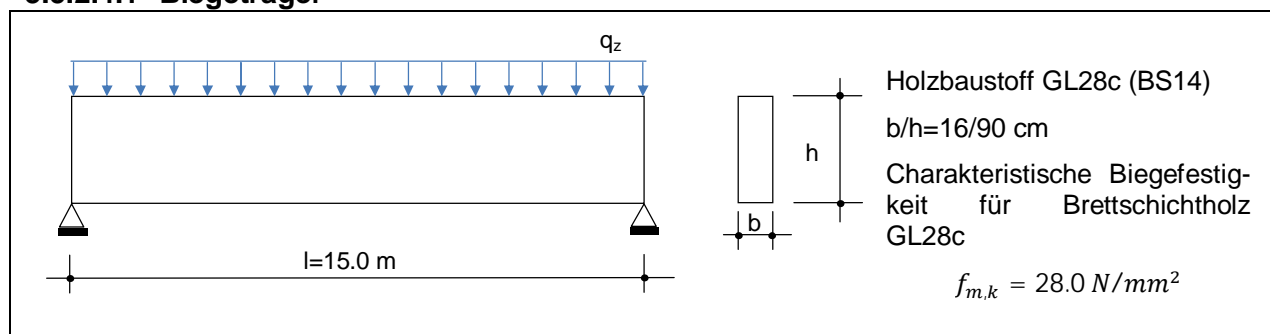
Auch hier liegen die Werte relativ dicht beieinander. Der Ansatz der Weibull-Verteilung fällt aus dem Rahmen. Die PSF-Methode schneidet hier recht gut ab.

### Diagnose:

Bei den betrachteten Stahlbetontragwerken liegen die Ergebnisse relativ dicht zusammen. Da die ECOV-Methode durch die zwei durchzuführenden Rechnungen in der Lage ist, ggf. eine Änderung der Versagensform zu detektieren, ist sie als zuverlässiger einzuschätzen.

### 3.5.2.4 Holz

#### 3.5.2.4.1 Biegeträger



**Bild 3.5** Biegeträger

### Mittelwert der Biegefestigkeit

Die Mittelwerte werden mit Hilfe des Teilsicherheitsbeiwertes auf der Materialseite von  $\gamma_M=1.3$  im Gegensatz zum Beispiel in Abschn. 3.5.2.1 errechnet.

$$f_{m,m} = 1.365 \times 28.0 = 38.22 \frac{N}{mm^2} \quad (3.38)$$

Modifikationsbeiwerte Table 3.1 EC 5,  $k_{mod} = 0,9$  für Schneelast (3.39)

Nutzbares Widerstandsmoment  $W_y = W_{y,n} = 16 \times \frac{90^2}{6} = 21600 \text{ cm}^3$  (3.40)

Nachweis der Querschnittstragfähigkeit (3.41)

$$M_{y,k} = 0.9 \times 28 \times 21600 \times 10^{-3} = 544.32 \text{ kNm}$$

$$M_{y,m} = 0.9 \times 38.22 \times 21600 \times 10^{-3} = 743.00 \text{ kNm} \quad (3.42)$$

Der Variationskoeffizient des Widerstands  $V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left( \frac{743.00}{544.32} \right) = 0.189$  (3.43)

Globaler Sicherheitsfaktor des Widerstands:  $\tilde{\gamma}_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} = e^{0.8 \cdot 3.8 \cdot 0.189} = 1.78$  (3.44)

Dies ist der globale Sicherheitsfaktor des Widerstands in Bezug auf die Mittelwerte. Der globale Sicherheitsfaktor des Widerstands in Bezug auf den charakteristischen Wert:

$$\gamma_R = e^{(-1.65 + \beta \cdot \alpha_R) \cdot V_R} = e^{(-1.65 + 0.8 \cdot 3.8) \cdot 0.189} = 1.3 \quad (3.45)$$

Das Ergebnis zeigt, dass der nach der ECOV-Methode errechnete Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite mit dem allgemein im Holz bekannten identisch ist.

### Diagnose:

Da es sich hier wiederum um eine lineare Grenzzustandsfunktion handelt, ist eine Transformation der Materialgesetze auf das Bemessungsniveau zulässig.

### 3.5.2.4.2 Kippgefährdeter Brettschichtholzträger

#### Biegedrillknicknachweise

Ersatzstabverfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit Ersatzstablänge  $l_{ef} = 5 \text{ m}$

Charakteristische Steifigkeitskennwerte für Brettschichtholz GL28c  $E_{0,05,k} = 10\,200 \text{ N/mm}^2$ ,  $G_{05,k} = 600 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_{0,m} = 12600 \text{ N/mm}^2$ ,  $G_{0,m} = 720 \text{ N/mm}^2$

$$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{900 \times 160^3}{12} = 307.2 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad (3.46)$$

$$I_{tor} = \frac{bh}{3} (b^2 + h^2) = \frac{160 \times 900}{3} (160^2 + 900^2) = 40108.8 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad (3.47)$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{160 \times 900^2}{6} = 21.6 \times 10^6 \text{ mm}^3 \quad (3.48)$$

Die kritische Biegespannung nach der klassischen Stabilitätstheorie, berechnet mit den 5%-Quantilwerten der Steifigkeiten

$$\sigma_{crit,k} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05,k} \cdot I_z \cdot G_{05,k} \cdot I_{tor}}}{l_{ef} \cdot W_y} \quad (3.49)$$

$$\sigma_{crit,k} = \frac{\pi \sqrt{10200 \times 307.2 \times 10^6 \times 600 \times 40108.8 \times 10^6}}{5000 \cdot 21.6 \times 10^6} = 252.59 \text{ N/mm}^2 \quad (3.50)$$

$$\sigma_{crit,m} = \frac{\pi \sqrt{12600 \times 307.2 \times 10^6 \times 720 \times 40108.8 \times 10^6}}{5000 \cdot 21.6 \times 10^6} = 307.54 \text{ N/mm}^2 \quad (3.51)$$

Bezogener Kippschlankheitsgrad für Rechteckquerschnitt

$$\lambda_{rel,k} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}; \quad \lambda_{rel,k} = \sqrt{\frac{28.0}{252.59}} = 0.33 \quad ; \quad \lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{38.22}{307.54}} = 0.35 \quad (3.52)$$

$$Kippbeiwert \quad k_{crit,k} = \begin{cases} 1, & \text{für } \lambda_{rel,k} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75\lambda_{rel,k}, & \text{für } 0.75 < \lambda_{rel,k} \leq 1.4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,k}^2}, & \text{für } 1.4 < \lambda_{rel,k} \end{cases} \quad (3.53)$$

$$k_{crit,k} = 1; \quad k_{crit,m} = 1$$

Charakteristischer Wert der Biegebeanspruchung

$$\sigma_{m,k} = k_{crit,k} \cdot f_{m,k} = 1.0 \times 28.0 = 28.0 \text{ N/mm}^2 \quad (3.54)$$

Mittelwert der Biegebeanspruchung

$$\sigma_{m,m} = k_{crit,m} \cdot f_{m,m} = 1.0 \times 38.22 = 38.22 \text{ N/mm}^2 \quad (3.55)$$

Der Variationskoeffizient nach ECOV

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln\left(\frac{38.22}{28.0}\right) = 0.188 \quad (3.56)$$

$$\text{Globaler Sicherheitsfaktor: } \tilde{\gamma}_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} = e^{0.8 \cdot 3.8 \cdot 0.188} = 1.77 \quad (3.57)$$

Dies ist der globale Sicherheitsfaktor in Bezug auf die Mittelwerte.

Der globale Sicherheitsfaktor in Bezug auf den charakteristischen Wert:

$$\gamma_R = e^{(-1.65 + \beta \cdot \alpha_R) \cdot V_R} = e^{(-1.65 + 0.8 \cdot 3.8) \cdot 0.188} = 1.3 \quad (3.58)$$

Im Falle des Brettschichtholzes wird an dieser Stelle ein Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite erhalten, der mit dem normenseitig anzusetzenden identisch ist. Eine Transformation des Materialgesetzes auf das Bemessungsniveau wäre damit zulässig. Grund dafür ist hier, dass für Brettschichtholz das Verhältnis von Mittelwert zu charakteristischem Wert kleiner ist als im Beispiel 3.5.2.1.

### 3.5.2.5 Mauerwerk

In EN 1996 gibt es keine Regelung inwieweit das Teilsicherheitskonzept für nichtlineare Berechnungen genutzt werden kann und wie ggf. mit den Teilsicherheiten umzugehen ist. Im Abschnitt 3.7.1 wird werden Aussagen zur Spannungs-Dehnungs-Linie gemacht, die unter der Hauptüberschrift Verformungseigenschaften stehen. Dabei wird konstatiert, dass Mauerwerk unter Druckbeanspruchung sich in der Regel nichtlinear verhält.

Bild 3.6 zeigt den typischen Verlauf einer Spannungs-Dehnungs-Linie nach EC6 sowie den idealisierten Verlauf und den der auf das Bemessungsniveau herabtransformiert ist.

Unter 5.1 Allgemeines zur Schnittkraftermittlung, Absatz (4) wird ausgesagt, dass entweder eine nichtlineare Berechnung unter Ansatz der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild 3.6 oder eine lineare Berechnung durchgeführt werden kann. Weitere Hinweise werden nicht gegeben. Das Bild suggeriert, dass mit über den Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite reduziertem Verlauf der Spannungs- Dehnungs-Linie zu rechnen ist.

Die abgebildete Spannungs-Dehnungsbeziehung wurde verwendet um die nächsten zwei Beispiele zu berechnen. Das Materialmodell (Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie) wird nach [76] wie folgt definiert:

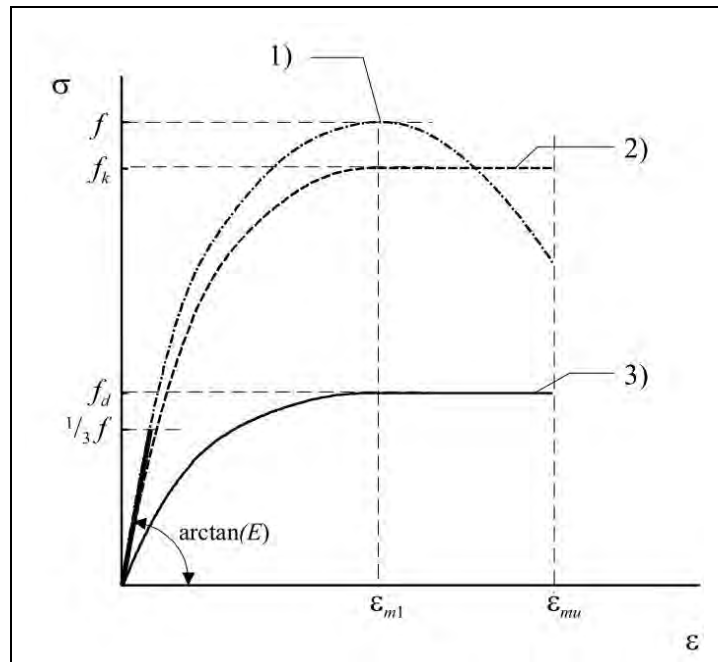
$$\bar{\sigma} = c \cdot \bar{\varepsilon} - (1 - c) \cdot \bar{\varepsilon}^n \quad (3.59)$$

wobei

$\bar{\sigma}$  ist die Normalspannung  $\bar{\sigma} = \sigma/f$  und  
 $\bar{\varepsilon}$  die Normaldehnung  $\bar{\varepsilon} = \varepsilon/\varepsilon_{ml}$

$n$  und  $c$  sind Materialparameter.

Die folgenden Materialeigenschaften  $c = 1.4$ ;  $n = 3.5$ ;  $\varepsilon_{ml} = 0.0037$  werden für die nächsten zwei Beispiele verwendet.



**Bild 3.6** Spannungs-Dehnungs-Kurve für Ziegelmauerwerk unter Drucklast nach EN 1991-1-1 1) typisch, 2) ideelles Diagramm, 3) Bemessungsdiagramm.

### 3.5.2.5.1 Stabilitätsgefährdete Wand – 1

Dem Beispiel liegen die folgenden Wandabmessungen zugrunde:

$$h_w = 2.8 [m], t_w = 0.24 [m], b_w = 1 [m].$$

Die Mittlere Druckfestigkeit des Mauerwerks ist:  $f_m = 7500 [kN/m^2]$  (3.60)

Die Ausmitte beträgt  $e_0 = 0,018 [m]$ . Diese Beispielparameter wurden so gewählt, dass Materialversagen ausschlaggebend für die Dimensionierung ist.

Der zugehörige Eingangselastizitätsmodul ist:

$$E_m = c \cdot f_m / \varepsilon_{ml} = 1.4 \times 7500 / 0.0037 = 2837838 [kN/m^2] \quad (3.61)$$

Die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit in Übereinstimmung mit den Eingangsparametern ist

$$f_k = 7500 / 1.25 = 6000 [kN/m^2] \quad (3.62)$$

und der zugehörige Eingangselastizitätsmodul hat den Wert

$$E_k = c \cdot f_k / \varepsilon_{ml} = 2270270 [kN/m^2] \quad (3.63)$$

Der Widerstand der Mauerwerkswand wurde unter Beachtung von Material und geometrischen Nichtlinearitäten nach der von Vassilev et al. [80] [81] vorgeschlagenen "Transfer Matrix Methode" berechnet, die als nichtlineares Verfahren einzustufen ist.

Der Widerstand unter Verwendung des Mittelwertes ist dabei  $R_m = 1149.57 [kN]$ . Der charakteristische Wert des Widerstand ist dabei  $R_k = 919.65 [kN]$ .

Verwendet man die ECOV-Methode mit den errechneten Werten von  $R_m$  und  $R_k$  kann der Variationskoeffizient des Widerstandes folgendermaßen berechnet werden.

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left( \frac{R_m}{R_k} \right) = \frac{1}{1.65} \ln \left( \frac{1149.57}{919.65} \right) = \frac{1}{1.65} \ln(1.25) = 0.135 \quad (3.64)$$

Der globale Sicherheitsfaktor des Widerstandes in Bezug auf den Mittelwert ergibt sich aus:

$$\tilde{\gamma}_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} = e^{0.8 \cdot 3.8 \cdot 0.135} = 1.51 \quad (3.65)$$

Der globale Sicherheitsfaktor für den Widerstand mit Bezug auf den charakteristischen Wert kann wie folgt berechnet werden.

$$\gamma_R = e^{(-1.65 + \beta \cdot \alpha_R) \cdot V_R} = e^{(-1.65 + 0.8 \cdot 3.8) \cdot 0.135} = 1.21 \quad (3.66)$$

Der Wert ist wesentlich kleiner als 1.5 wie in EN 1996 vorgegeben [73]. Der Grund dafür liegt in der Systembetrachtung und im Verhältnis von Mittelwert zu charakteristischem Wert.

Das ergibt einen Bemessungswert für den Tragwiderstand von

$$N_{R,d}^{\text{ECOV}} = 919,65 / 1,21 = 760 \text{ kN}$$

Transformiert man die Spannungs-Dehnungs-Linie auf das Bemessungsniveau, erhält man mit der nichtlinearen Berechnung einen Tragwiderstand von

$$N_{R,d}^{\text{PSF}} = 612 \text{ kN}$$

Die Werte differieren. Das Vorgehen mit Transformation der Spannungs-Dehnungs-Linie auf das Bemessungsniveau wird ein ungünstigeres Ergebnis erhalten.

### 3.5.2.5.2 Stabilitätsgefährdete Wand – 2

Die gleichen Ausgangsparameter aus dem vorherigen Beispiel werden bis auf die Ausnahme einer größeren Exzentrizität  $e_0 = 0.06 \text{ [m]}$  verwendet. Dies führt für die Bemessung dazu, dass Stabilitätsversagen maßgebend wird. Der Widerstand wurde unter Verwendung des Mittelwertes und des charakteristischen Wertes der Druckfestigkeit nach *Vassilev et al.* [80], [81] berechnet.

Der Widerstand unter Verwendung des Mittelwertes der Druckfestigkeit ergibt sich zu  $R_m = 436.43 \text{ [kN]}$ . Der Widerstand unter Verwendung des charakteristischen Wertes der Druckfestigkeit ergibt sich zu  $R_k = 357,00 \text{ [kN]}$ .

Verwendet man die ECOV-Methode mit den Werten  $R_m$  und  $R_k$  kann der Variationskoeffizient des Widerstandes wie folgt berechnet werden.

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right) = \frac{1}{1.65} \ln\left(\frac{436.43}{357,00}\right) = \frac{1}{1.65} \ln(1.22) = 0.121 \quad (3.67)$$

Der globale Sicherheitsfaktor des Widerstandes in Bezug auf den Mittelwert ergibt sich zu:

$$\tilde{\gamma}_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} = e^{0.8 \cdot 3.8 \cdot 0.121} = 1,44 \quad (3.68)$$

Der globale Sicherheitsfaktor für den Widerstand mit Bezug auf den charakteristischen Wert ergibt sich dann zu:

$$\gamma_R = e^{(-1.65 + \beta \cdot \alpha_R) \cdot V_R} = e^{(-1.65 + 0.8 \cdot 3.8) \cdot 0.121} = 1.18 \quad (3.69)$$

Der Wert ist wesentlich kleiner als 1.5 wie in EN 1996 vorgegeben [73]. Der Grund dafür liegt in der Systembetrachtung und im Verhältnis von Mittelwert zu charakteristischem Wert.

Das ergibt einen Bemessungswert für den Tragwiderstand von

$$N_{R,d}^{\text{ECOV}} = 357,0 / 1,18 = 302,54 \text{ kN}$$

Transformiert man die Spannungs-Dehnungs-Linie auf das Bemessungsniveau, erhält man mit der nichtlinearen Berechnung einen Tragwiderstand von

$$N_{R,d}^{\text{PSF}} = 238,20 \text{ kN}$$

Die Werte differieren. Das Vorgehen mit Transformation der Spannungs-Dehnungs-Linie auf das Bemessungsniveau wird ein ungünstigeres Ergebnis erhalten.

Dies ist darauf zurückzuführen, dass EN 1996 eine Variation bei der Dehnung unter Druck ausschließt (siehe Bild 3.2 im EC6).

Druckfestigkeit und E-Modul sind aneinander gekoppelt. Der Elastizitätsmodul ist proportional zur Druckfestigkeit, was tatsächlich so nicht der Fall ist. Das führt dazu, dass die „maximale Festigkeit“ mit dem Auftreten eines „maximalen Elastizitätsmoduls“ zusammenfällt. Dies liefert auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse, wobei jedoch mögliche Reserven ignoriert werden, die unter Verwendung der zwei Materialparameter erzielt werden könnten, wenn diese unabhängig voneinander betrachtet würden. Trotz Unsicherheiten, welche aus Prüf- und Testmethoden herrühren, wird erwartet, dass ein höherer Variationskoeffizient für den Elastizitätsmodul als für die Druckfestigkeit eintritt.

### 3.5.2.5.3 Aussteifungsscheibe mit gerissenem Querschnitt

#### Beispiel

Abmessungen Wanddicke  $t = 24 \text{ cm}$   
 lichte Höhe  $h_s = 2.51 \text{ m}$   
 Wandlänge  $l_w = 2.0 \text{ m}$

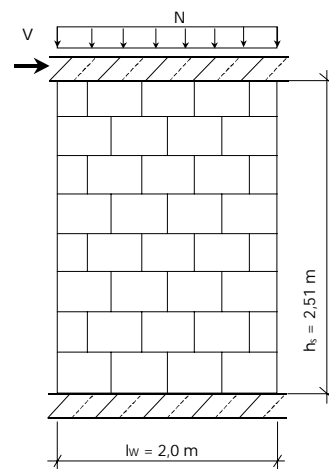
#### Material

Steinfestigkeitsklasse 6, DM Dünnbettmörtel, unvermörtelte Stoßfugen, Vollstein ohne Griff-löcher, Haftscherfestigkeit  $f_{vk0} = 0.11 \text{ MN/m}^2$

$f_{st} = 18 \text{ MN/m}^2$  die umgerechnete mittlere Steindruckfestigkeit,

Ständige Lasten  $N_{Gk} = 64.5 \text{ [kN]}$

Verkehrslasten  $N_{Qk} = 29.1 \text{ [kN]}$



**Bild 3.7** Beispiel für eine Aussteifungsscheibe

$$\sigma_D = \frac{\min N_{Ed}}{t \cdot l_w} = \frac{64.5 \times 10^{-3}}{0.24 \times 2.00} = 0.134 \text{ MN/m}^2 \quad (3.70)$$

Um den globalen Sicherheitsfaktor des Widerstands in nichtlinearen Analysen abzuschätzen, müssen zwei Berechnungen durchgeführt werden, eine Berechnung unter Verwendung des charakteristischen Werts und die andere Berechnung unter Verwendung des Mittelwerts.

#### Berechnung des Querkraftwiderstands

Rechenwert der Steinzugfestigkeit (Vollstein ohne Griff-löcher)

$$f_{bt,cal} = 0.032 f_{st} = 0.032 \times 18 = 0.576 \quad (3.71)$$

Die Querkrafttragfähigkeit  $V_R$  hängt von der einwirkenden Normalkraft  $N_{Ed}$  ab. Mit Ausnahme des Nachweises gegen Schubdruckversagen kann  $N_{Ed} = 1.0 \cdot N_{Gk}$  angenommen werden.

$$l_{cal} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.125 l \\ 1.333 l_{c,lin} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.125 \times 2.0 \\ 1.333 \times 2.0 \end{array} \right. = 2.25 \text{ m} \quad (3.72)$$

$$\frac{h}{l} = \frac{2.51}{2.00} = 1.255 \rightarrow c = 1.128$$

$l_{c,lin}$  die für die Berechnung anzusetzende, überdrückte Länge der Wandscheibe. Es gilt hier:

$$l_{c,lin} = \frac{3}{2} \left( 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l \leq l \quad (3.73)$$

$e_w$  die Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung

$$e_w = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (3.74)$$

### Berechnung des charakteristischen Werts der Schubfestigkeit von Mauerwerk

$$f_{vk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_{Dd} \\ 0.45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.164 \\ 0.288 \end{array} \right. = 0.164 \quad (3.75)$$

$$f_{vm} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vm0} + 0.4 \cdot \sigma_{Dd} \\ 0.45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.208 \\ 0.288 \end{array} \right. = 0.208 \quad (3.76)$$

Charakteristischer Wert der Querkrafttragfähigkeit

$$V_{Rm} = l_{cal} \cdot f_{vm} \cdot \frac{t}{c} = 2.25 \times 0.208 \times 10^3 \frac{0.24}{1.128} = 99.57 \text{ kN} \quad (3.77)$$

### Berechnung unter Ansatz des Mittelwerts der Schubfestigkeit von Mauerwerk

Mittelwert der Haftscherfestigkeit (normalerweise Faktor 1,25, hier realistisch angesetzt 1,4)

$$f_{vm0} = 1.4 \times 0.11 = 0.154 \text{ MN/m}^2$$

Mittelwert des Querkwiderstands ( $\sigma_{Dd}=0.135 \text{ MN/m}^2$ )

$$f_{vm} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{vm0} + 0.4 \cdot \sigma_{Dd} \\ 0.45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.208 \\ 0.288 \end{array} \right. = 0.208 \quad (3.78)$$

Charakteristischer Wert der Querkrafttragfähigkeit

$$V_{Rm} = l_{cal} \cdot f_{vm} \cdot \frac{t}{c} = 2.25 \times 0.208 \times 10^3 \frac{0.24}{1.128} = 99.57 \text{ kN} \quad (3.79)$$

### Berechnung des globalen Sicherheitsfaktors des Widerstands mit Hilfe des ECOV-Verfahrens

Der Variationskoeffizient des Widerstands ergibt sich zu:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left( \frac{99.57}{78.5} \right) = 0.144 \quad (3.80)$$

Der globale Sicherheitsfaktor des Widerstands nimmt den Wert

$$\tilde{\gamma}_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} = e^{0.8 \cdot 3.8 \cdot 0.144} = 1.55 \quad (3.81)$$

an. Dies ist der globale Sicherheitsfaktor des Widerstands in Bezug auf die Mittelwerte. Der globale Sicherheitsfaktor des Widerstands in Bezug auf den charakteristischen Wert ist

$$\gamma_R = e^{(-1.65 + \beta \cdot \alpha_R) \cdot V_R} = e^{(-1.65 + 0.8 \cdot 3.8) \cdot 0.144} = 1.22 \quad (3.82)$$

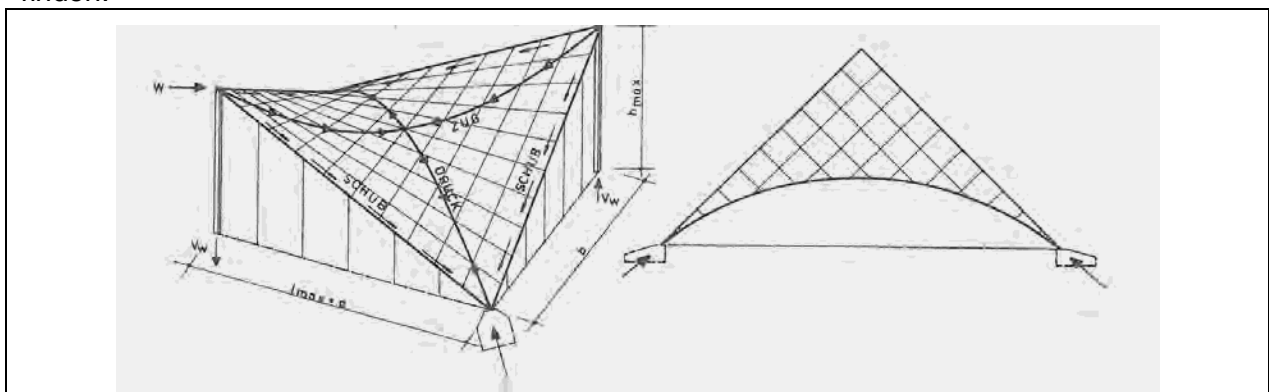
Der damit auf der Widerstandsseite ermittelte Teilsicherheitsbeiwert von 1,22 liegt unter dem der Norm mit 1,5 [73]. Der Grund dafür liegt in der Systembetrachtung und im Verhältnis von Mittelwert zu charakteristischem Wert.



In diesem Beispiel ist die Materialfestigkeit abhängig von der einwirkenden Last. Die im Eurocode aufgeführte Bemessungsgleichung berücksichtigt nur den ungünstigsten Fall mit minimaler Vertikallast und maximaler Horizontallast. Somit kann die Konstruktion auf der sicheren Seite liegend dimensioniert werden, mögliche Reserven basierend auf einer wahrscheinlichkeitstheoretischen Betrachtung werden jedoch nicht berücksichtigt. Es steht ebenfalls in Frage, inwieweit die minimale Auflast mit der maximalen Horizontallast zusammentreffen kann.

### 3.5.2.6 Membran- und Schalenträgerwerke

Membranträgerwerke werden auf Zug beansprucht, wobei tragende und stabilisierende Elemente miteinander kombiniert werden. Es soll hier nicht weiter auf die Berechnung eingegangen werden. Es wird lediglich darauf hingewiesen, dass die Kategorisierung von Membranträgerwerken zur Gruppe a unter 6.3.2 von DIN EN 1990 so strikt, wie angegeben, nicht zutrifft. Hier kann nur eine vorgeschaltete Sensitivitätsanalyse helfen, die zutreffenden Lastkombinationen herauszufinden.



**Bild 3.8** Schale mit Druck- und Zugbereichen (aus [86]), die sich bei einer Laststeigerung unterschiedlich verhalten.

Die unter Abschnitt 6.3.2 von DIN EN 1990 getroffene Kategorisierung ist ohnehin zweifelhaft, da sie suggeriert, die Einführung der Sicherheitselemente an verschiedenen Stellen im Berechnungs- und Nachweisprozess vorzunehmen. Im Vergleich zur vollen probabilistischen Vorgehensweise führt das zu einer nicht hinzunehmenden Inkonsistenz.

### 3.5.3 Zusammenfassende Bewertung

Die Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes basierend auf den Vorgaben von EN 1990 wurde anhand von Beispielen für unterschiedliche Materialien und hinsichtlich der Nichtlinearitätsproblematik untersucht. In allen Beispielen wurde der Variationskoeffizient für den Widerstand basierend auf der ECOV-Methode bestimmt. Die ECOV Methode erzielt hier und in den Literaturquellen im direkten Vergleich mit der vollprobabilistischen Methode gute Ergebnisse. Darüber hinaus ist sie einfach anwendbar und benötigt nur zwei Berechnungsgänge einer nichtlinearen Berechnung jeweils einmal mit den charakteristischen Materialkennwerten und einmal mit den Mittelwerten. Die ECOV-Methode basiert auf der Annahme, dass die probabilistische Verteilung der Widerstände logarithmisch normalverteilt ist. Diese Annahme ermöglicht es, sich mit einfachen Mitteln einen globalen Faktor für den Widerstand annähernd zu bestimmen.

Inwieweit die Annahme der logarithmischen Normalverteilung auf alle Nachweismodelle ansetzbar ist, war nicht Gegenstand der Untersuchungen. Der Grad der Nichtlinearität und inwieweit dieser von einer linearen Grenzzustandsfunktion abweicht sowie die Anzahl der Ausgangsparameter haben darauf einen Einfluss..

### 3.6 Diagnose

#### 3.6.1 Begrifflichkeiten

Die Detaillierung der Begrifflichkeiten zur nichtlinearen Berechnung verwirrt und lässt den Blick für das Ganze verloren gehen. Sie wird auch in der vorgestellten Art und Weise in den Fachnormen nicht weiter verwendet. Sie entspricht auch nicht der allgemein üblichen ([64] bis [69]). Insofern wird die Norm nur belastet ohne davon einen Vorteil zu haben. Eine Nennung der verschiedenen Formen – kategorisiert und ggf. in einer Tabelle dargestellt - würde hier Abhilfe schaffen und den Gebrauch erleichtern.

**Tabelle 3.6** Übersicht über Theorien I. und II. Ordnung im Bauwesen

	Gleichgewichtsbedingungen	Verformungsbedingungen	Materialgesetze
Geometrische Abgrenzung			
Theorie I. Ordnung	linear	linear	
Theorie II. Ordnung	nicht-linear	linear (kleine Verschiebungen(Verformungen) und kleine Verdrehungen)	
Theorie III. Ordnung	nicht-linear	nicht-linear (große Verschiebungen(Verformungen) und kleine Verdrehungen)	
Zeitunabhängige physikalische Abgrenzung			
Linear - Elastisch)			linear
Nichtlinear - elastisch			nicht-linear (umkehrbar)
Nichtlinear - plastisch			nicht-linear (permanent)

Der Anwender sollte in der Lage sein diese zu kombinieren. Spezielle Abwandlungen werden in EN 1992 – 1999 angegeben und finden dort Verwendung.

#### 3.6.2 Generelles Vorgehen

Die Methode der Teilsicherheitsbeiwerte in den Eurocodes basiert auf dem semi-probabilistischen Ansatz. Die Methode gewinnt an Einfachheit durch die Annahme einer linearen Grenzzustandsfunktion. Diese macht diese Methode jedoch nicht anwendbar für nicht-lineare Berechnungen. Die Grenzzustandsfunktion ist eine Funktion, die die Basisvariablen des Materials (Materialkennwerte) den Basisvariablen der Einwirkungen zuordnet. Die Grenzzustandsfunktion muss nicht notwendigerweise in einer geschlossenen mathematischen Form definiert werden, sie kann auch mit numerischen Berechnungen bestimmt werden. Die Linearisierung der Grenzzustandsfunktion in Bezug auf die Basisvariablen (Materialfestigkeit) und die aufgebrachte Einwirkung (ständige, veränderliche Lasten) ist eine wichtige Vereinfachung, auf die die Eurocodes aufbauen. Allerdings führt dies zu einer falschen Einschätzung der Teilsicherheitsbeiwerte bei nichtlinearen Aufgabenstellungen. Jedes Beispiel hat seine eigene Nicht-linearität deren Grad sich von Fall zu Fall ändert und die Einschätzung des Sicherheitsbeiwertes beeinflusst (siehe [85]).

Die Problematik allein durch Beispielrechnungen nicht abgedeckt werden, jedoch sollte der gesamte Bereich der Parametervariation erfasst werden um eine generelle Übersicht zu den kriti-

schen Situation zu erlangen. Die hier angeführten Beispiele sollen dabei helfen die Tendenz der nicht-linearen Problematik zu identifizieren.

In EN 1990 wird der Bemessungswiderstand  $R_d$  folgendermaßen ausgedrückt:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \left\{ \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\} \quad i \geq 1 \quad (3.83)$$

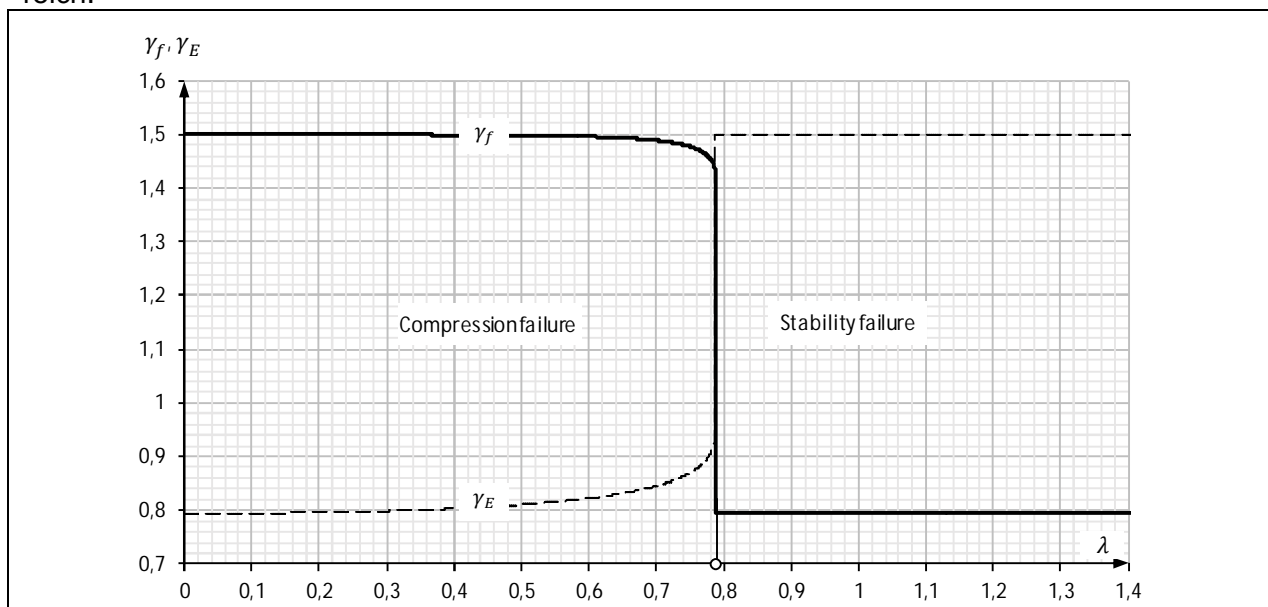
Dabei ist  $\gamma_{Rd}$  der Teilsicherheitsbeiwert der die Unsicherheit im Widerstandsmodell abdeckt sowie die geometrischen Abweichungen wenn diese nicht explizit modelliert wurden.  $X_{d,i}$  ist der Bemessungswert der Materialeigenschaft  $i$ .

Die meisten Eurocodes berechnen den Bemessungswiderstand direkt aus dem charakteristischen Wert des Materials ohne spezielle Festlegung von Bemessungswerten für die individuellen Basisvariablen nach folgender Gleichung:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.84)$$

Bei Problemen mit geometrischen Nichtlinearitäten spielt der Elastizitätsmodul genauso eine Rolle, wie die Materialfestigkeit. Aus diesem Grunde sollte der Elastizitätsmodul als Basisvariable mit Unsicherheiten berücksichtigt werden. Speziell im Falle ein Knickversagen tritt auf, ist die Unsicherheit der Druckfestigkeit nicht mehr relevant und es besteht kein Grund einen Teilsicherheitsfaktor für Druckfestigkeit zu beaufschlagen wenn Knickgefahr besteht. Wird Gl. (3.84) aus EN 1990 für nicht-lineare Berechnungen verwendet, wird ein konservatives, ineffizientes und damit unwirtschaftliches Ergebnis erzielt.

In *Bakeer* [63] wird ein probabilistischer Ansatz unter Verwendung der Monte Carlo-Methode für die Zuverlässigkeitsbewertung einer vertikal belasteten Mauerwerkswand angewandt. Die Studie untersuchte die Abweichungen des Teilsicherheitsbeiwertes für die Druckfestigkeit und den Elastizitätsmodul in Hinblick auf die Schlankheit der Wand. Es stellte sich heraus, dass es notwendig ist, den Teilsicherheitsfaktor für die Druckfestigkeit innerhalb des Bereiches des Materialversagens anzuwenden wohingegen es jedoch nicht notwendig ist, dies im Bereich des Stabilitätsversagens zu tun. Es ist auch notwendig den Teilsicherheitsbeiwert auf den Elastizitätsmodul im Bereich des Stabilitätsversagens anzuwenden, jedoch nicht im Materialversagensbereich.



**Bild 3.9** Teilsicherheitsbeiwerte für die Druckfestigkeit und den Elastizitätsmodul an einem Beispiel mit  $r_h = 20$  und  $r_{e_0} = 0,3$ .

Im oberen Bild 3.9 sind

$\gamma_E$	Teilsicherheitsbeiwert für den E-modul
$\gamma_f$	Teilsicherheitsbeiwert $f_{pr}$ die Druckfestigkeit
$\lambda = h/t\sqrt{f/E}$	Schlankheitsgrad
$r_{e_0} = e_0/t$	Verhältnis der Außermittigkeit
$r_h = h/t$	Verhältnis der Höhe $h$ zur Dicke $t$ der Wand (Schlankheit).

EN 1996 geht davon aus, dass der Widerstand nur unter Berücksichtigung der Unsicherheit der Mauerwerksdruckfestigkeit zu modellieren ist. Es aber nicht möglich, den Widerstand realistisch abzubilden ohne die Unsicherheit des Elastizitätsmoduls mit zu berücksichtigen. Das bedeutet für Wände mit kleinem Schlankheitsgrad, dass die Unsicherheit in der Druckfestigkeit wichtiger ist als die Unsicherheit im Elastizitätsmodul und daraus folgend für Wände mit großem Schlankheitsgrad die Unsicherheit im Elastizitätsmodul wichtiger wird für die Bemessung wohingegen die Unsicherheit in der Druckfestigkeit vernachlässigt werden kann.

Da der Versagensfall für die Tragwerksteile vor der Berechnung nicht bekannt ist, wird vorgeschlagen, zwei nicht-lineare Berechnungen durchzuführen.

1. Eine unter Verwendung des Bemessungswertes für die Druckfestigkeit zusammen mit dem Mittelwert des Elastizitätsmodules und
2. eine andere unter Verwendung des Mittelwertes der Druckfestigkeit zusammen mit dem Bemessungswert des E-Moduls.

Das bedeutet, dass mit der bisher üblichen Vorgehensweise der EN 1990 geometrische Nichtlinearitäten nicht bzw. nicht ausreichend berücksichtigt werden.

Daraus ergeben sich folgende Schlüsse:

- EN 1990 berücksichtigt die nichtlineare Berechnungen und Methode der Teilsicherheitsbeiwerte nur unvollständig
- Die Unterscheidung zwischen Einwirkungen und Auswirkungen ist unnötig.
- Die Unterscheidung zwischen verschiedenen Lasteinwirkungen ist in Anbetracht des Sicherheitskonzeptes inkonsistent.
- Membranen- und Schalentragerwerke verhalten sich nicht so wie es unter Abschnitt 6.3.2 kommentiert wird.
- Die Reduktion der Materialgesetze in Bemessungsdiagramme kann einerseits zu unsicheren und andererseits zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen und deckt die Komplexität der nicht-linearen Berechnungen nicht ab.
- Im Falle von Stabilitäts- und Spannungsproblemen nahe dem Versagenszustand sollte der veränderliche E-Modul mit berücksichtigt werden.
- Die ECOV-Methode ist eine Näherung im Vergleich zum voll-probabilistischen Ansatz. Zugleich ist sie jedoch auch eine realistische und eingängige Prozedur.
- ECOV ist eine Näherung. Aus diesem Grunde ist eine Anpassung basierend auf den drei verschiedenen Typen der Grenzzustandsfunktion und Einflussparametern notwendig.

### 3.7 Therapievorschläge

Folgende Änderungen müssen in EN 1990 vorgenommen werden:

1. Kategorisierung der Begrifflichkeiten wie in Kapitel 3.2 vorgegeben.
2. Die möglichen Einwirkungskombinationen – auch mit Hinweis auf mögliche Vereinfachungen – sollten in knapper und konsistenter Form angegeben sein.
3. Die Unterscheidung in Einwirkungen und Auswirkungen ist unnötig und sollte entfallen.

4. Membranen- und Schalentragerwerke verhalten sich nicht so, wie es unter Abschnitt 6.3.2 angegeben wird. Dieser Kommentar sollte entfernt und durch Informationen/einen Hinweis auf die Sensitivitätsanalyse ersetzt werden.
5. Die Verzerrung der Materialgesetze im Bemessungszustand kann bei nichtlinearen Berechnungen zu unsicheren Ergebnissen und anderen Versagensarten führen, die vom Ingenieur nicht mehr hinreichend eingeschätzt und beurteilt werden können.
6. Die ECOV-Methode sollte als gängige Methode bei nichtlinearen Berechnungen eingeführt werden. Das bedeutet, dass immer zwei Durchgänge für die nichtlineare Berechnung durchlaufen werden müssen. Jeweils ein Durchgang mit Mittelwerten und einer mit charakteristischen Werten um zu realistischen Teilsicherheitsfaktoren für die Widerstandsseite zu gelangen.

### 3.8 Ausblick

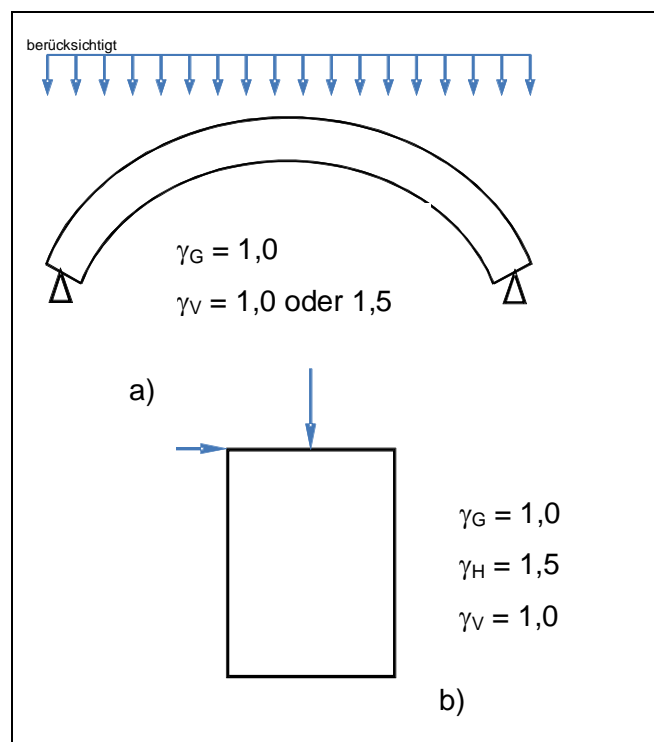
#### 3.8.1 Klärungen zu extremen Lastspreizungen

Extreme Lastspreizungen, die zu Nachweisproblemen (dargestellt in Bild 3.10) führen, sollten detaillierter probabilistisch untersucht werden.

#### 3.8.2 ECOV-Methode als Standard

Die ECOV-Methode sollte in EN 1990 unter dem Kapitel „Nichtlineare Berechnungen“ angeboten werden.

Um diese Methode als brauchbare Näherung anwenden zu können sind weitere Berechnungen und Kalibrierungen durchzuführen werden und z.T. geäußerte Bedenken abzubauen.



**Bild 3.10** Zwei Beispiele für konservative Bemessungsansätze im Eurocode.  
(a) gemauerte Bogenbrücke,  
(b) Schubwand

## **4 Eurocode 0: Ermüdung und Teilsicherheitskonzept**

### **4.1 Vorbemerkungen**

Die nachfolgenden Kapitel stellen eine verkürzte Zusammenfassung der Ergebnisse aus [90] und [91] dar.

EN 1990 regelt die Bemessungsgrundlagen unabhängig vom Material. Lastkombinationen und zugehörige Teilsicherheitsbeiwerte werden gemeinsam mit den Anwendungsregeln für statische Lasten für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit angegeben. Der Grenzzustand der Ermüdung wird nicht abgedeckt. Im Rahmen des „Systematic Reviews“ von EN 1990 sollen auch Regeln für den Grenzzustand der Ermüdung entwickelt und einbezogen werden.

Dieser Bericht liefert einen Überblick über die bisherige Handhabung des Themas „Ermüdung“ in EN 1990. Vorschläge für Änderungen in EN 1990 werden unterbreitet.

### **4.2 Anamnese**

#### **4.2.1 Einführung**

Der Begriff „Ermüdung“ beschreibt die Schädigung von Materialien infolge von andauernden Lastwechseln. Dies kann zu Versagen führen, deutlich bevor die statische Tragfähigkeit erreicht wird aufgrund von Mikro- und Makrorissbildung im Material. Die Ermüdungsfestigkeit ist generell signifikant kleiner als die statische Tragfähigkeit.

#### **4.2.2 Zyklische Beanspruchung**

Ermüdungslasten sind Lasten die ihre Richtung und ihren Betrag andauernd ändern. Im Allgemeinen muss zwischen niedrig- und hochzyklischen Beanspruchungen unterschieden werden. Niedrigzyklische Beanspruchungen weisen weniger als  $10^3$  Lastwechsel auf. Die Tragfähigkeit muss noch für hochzyklische Beanspruchungen nachgewiesen werden.

Wichtig ist dabei das Verhältnis der Anzahl der Lastzyklen zur Lastamplitude. In vielen Fällen bedeutet eine große Anzahl von Lastzyklen auch eine große vorhandene Lastamplitude und andersherum (siehe [91]).

### **4.3 Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit**

#### **4.3.1 Allgemeines**

Der Begriff „Ermüdungsfestigkeit“ überschreibt die Schwing- und Betriebsfestigkeit. Letzteres beschreibt den Widerstand gegenüber unregelmäßigen, aperiodischen Lasten über die Nutzungsdauer eines Bauteils, während die Schwingfestigkeit den Widerstand gegenüber regelmäßigen, periodischen Lasten mit konstanten Änderungen der Amplitude darstellt.

Die Ermüdungsfestigkeit wird im Regelfall im Versuch ermittelt (sog. „Wöhlerversuch“). Hierbei werden die Probekörper bei konstanter Ober- und Unterspannung bis zum Versagen der Probe oder Erreichen einer definierten Grenzlasterzahl beansprucht. Zur Ermittlung des Einflusses des Spannungsniveaus auf die ertragbare Lasterzahl werden die Versuche mit verschiedenen Spannungsschwingbreiten bei unterschiedlichen konstanten Unterspannungen wiederholt. Anschließend kann durch eine statistische Auswertung der Wert der Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit des Spannungsniveaus und der Lasterzahl bestimmt werden. Eine detailliertere Darstellung kann [92], [93], [94] sowie [91] entnommen werden.

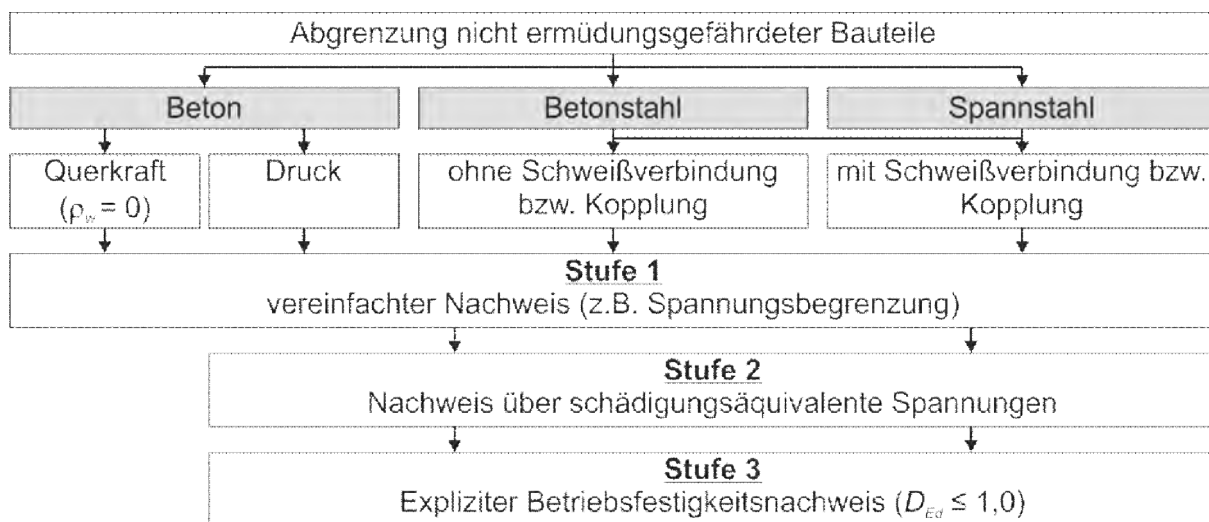


#### 4.4 Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung

Nachweise der Tragfähigkeit im Grenzzustand der Ermüdung werden in den jeweiligen Teilen von EN 1991 behandelt. EN 1990 verweist lediglich auf EN 1991.

#### 4.5 Lastkombinationen

Im Falle der Ermüdungsnachweis gemäß DIN EN 1992-1-1 muss zuerst unterschieden werden zwischen ermüdungsgefährdeten und nicht ermüdungsgefährdeten Bauteilen. Diese Entscheidung kann mithilfe der Darstellung in Bild 4.1 in Abhängigkeit der vorhandenen Spannung (Schub, Druck) und Ausführung der beton- und Spannstahlbewehrung erfolgen. Der Nachweis kann dann in drei Stufen erfolgen von vereinfacht (Stufe 1) bis genau (Stufe 3).



**Bild 4.1** Ablaufdiagramm für den Nachweis gegen Ermüdung ([96])

EN 1992-1-1 verweist auf EN 1990 für die maßgebende Lastkombination. Diese hängt vom nachzuweisenden Material (Beton, Stahl) und der entsprechenden Nachweisstufe ab (s. Bild 4.1).

Tabelle 4.1 gibt einen Überblick über die maßgebenden Lastkombinationen gemäß DIN EN 1992-1-1. Weitere Lastkombination aus DIN EN 1992-2/NA wurden darin berücksichtigt.



**Tabelle 4.1** Überblick über die maßgebenden Lastkombinationen (EWK) gemäß DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2/NA

Stufe	Beton		Betonstahl und Spannstahl
	Querkraft ( $p_w = 0$ )	Druck	
- <sup>a</sup>	-	seltene EWK mit $P_{m,t}$	häufige EWK
1	häufige EWK	häufige EWK	häufige EWK
2	-	häufige nichtzyklische Grundkombination " + " Ermüdungsbelastung	häufige nichtzyklische Grundkombination " + " Ermüdungsbelastung
3	-	häufige nichtzyklische Grundkombination " + " Ermüdungsbelastung	häufige nichtzyklische Grundkombination " + " Ermüdungsbelastung

<sup>a</sup> Abgrenzung zwischen ermüdungsgefährdeten und nicht ermüdungsgefährdeten Bauteilen bzw. Bauwerken nach DIN EN 1992-2/NA

Auf Stufe 1 werden die zulässigen Spannungen für die häufige Lastkombination gemäß EN 1990 bestimmt. Die Bestimmung der minimalen und maximalen Spannungen ist damit identisch zur Vorgehensweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Bei den Nachweisen in den Stufen 2 und 3 setzt sich die Einwirkung aus einem konstanten Grundwert der Beanspruchung und der variablen ermüdungswirksamen Beanspruchung zusammen (Gl.(4.1) ). Die Grundkombination der nichtzyklischen Einwirkungen entspricht grundsätzlich der häufigen Einwirkungskombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, wobei hier die Variablen  $Q_{k,1}$  und  $Q_{k,i}$  nichtzyklische veränderliche Einwirkungen beschreiben. In der Regel können die Einwirkungen infolge Temperatur oder Stützensenkung als nichtzyklisch veränderlich betrachtet werden.

$$E_d = \left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + " \psi_{1,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} " \right) + "Q_{fat} \quad (4.1)$$

Für den Ermüdungsnachweis muss die ungünstigste Lastkombination mit der ermüdungserzeugenden Last  $Q_{fat}$  kombiniert werden.

Für den Ermüdungsnachweis im Hochbau sind bei der nichtzyklischen Grundkombination nach DIN EN 1992-1-1/NA im allgemeinen folgende Einwirkungen zu berücksichtigen:

- charakteristische Werte der ständigen Einwirkungen,
- maßgebender charakteristischer Wert der Vorspannkraft,
- wahrscheinlicher Wert der Setzungen (sofern ungünstig wirkend),
- häufiger Wert der Temperatureinwirkung (sofern ungünstig wirkend).

Für den Ermüdungsnachweis von Betonbrücken wurde die nichtzyklische Grundkombination im Nationalen Anhang zu DIN EN 1992-2 modifiziert. So wird bei den Einwirkungen infolge Vorspannung zwischen dem statisch bestimmten Anteil (0,9-fache Mittelwert der Vorspannkraft) und dem statisch unbestimmten Anteil (charakteristischer Wert der Vorspannkraft) der Vorspannung unterschieden.

Es können keine Empfehlungen für den Wert von  $Q_{fat}$  für übliche Hochbauten in der Literatur gefunden werden, mit Ausnahme von Platten unter Fahrzeuglasten (siehe z.B. [95]).

Im Falle von Betonbrücken hängt  $Q_{fat}$  von der Nachweisstufen gemäß DIN EN 1992 ab.

#### 4.6 Diagnose

Da EN 1990 die Grundlagen der Tragwerksplanung enthält, müssen die Regelungen zum Ermüdungsnachweis bauartenunabhängig gelten. Eine detaillierte einheitliche Regelung der anzusetzenden Einwirkungskombinationen wird jedoch als schwierig erachtet, da die Einwirkungen in Abhängigkeit des baustoffspezifischen Ermüdungsverhaltens an das jeweilige Nachweisformat anzupassen sind.

Derzeit wird in DIN EN 1992 für die Nachweise von Beton und Stahl in Stufe 1 (vereinfachte Nachweise) die häufige Einwirkungskombination sowie in Stufe 2 (schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite) und Stufe 3 (expliziter Betriebsfestigkeitsnachweis nach Palmgren-Miner) jeweils die häufige nichtzyklische Grundkombination mit zusätzlicher Ermüdungsbelastung herangezogen (s. Tabelle 4.1).

Die Auswahl der Nachweisstufe hängt vom Gebäudetyp ab – Gebäude des üblichen Hochbaus werden unterschiedlich behandelt als Brücken. Definierte Lastmodelle und –kombinationen für den Ermüdungsnachweis sind im Wesentlichen nur für Brücken vorhanden (mit wenigen Ausnahmen, z.B. Platten unter Fahrzeuglast).

#### 4.7 Therapie

Im Folgenden wird ein Vorschlag zur Ergänzung bzw. Änderung des Ermüdungskonzepts in EN 1990 vorgestellt. Grundlage für diesen Vorschlag ist der aktuelle Wissenstand zum Thema Ermüdung sowie die Bemessungsregeln gemäß DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2 mit den zugehörigen Nationalen Anhängen.

Generell sollte die aktuelle Struktur beibehalten werden (EN 1990 verweist auf die jeweiligen, materialabhängigen Normenteile (EN 1992 bis EN 1999)). Die Änderungen betreffen die Definition der Regeln für die Lastkombinationen und die Modifikation widersprüchlicher Absätze.

Eine detaillierte Darstellung der vorgeschlagenen Änderungen der derzeitigen Normenabsätze wird nachfolgend präsentiert. Die wesentlichste Änderung betrifft dabei EN 1990. 6.4.3. Dieser Absatz wird nun explizit das Thema Ermüdung enthalten.

Der nachfolgende Vorschlag basiert auf der deutschen Version von EN 1990 und ist bereits textlich ausformuliert. Er bezieht sich auf Abschnitt 6 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten.

„6 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

[...]

6.2 Einschränkungen

(1) Die Anwendungsregeln in EN 1990 gelten für ~~sind auf~~ Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise von ~~für~~ Tragwerken unter ~~mit~~ statischer und zyklischer Belastung ~~beschränkt~~. Dies ~~schließt~~ ~~quasi-statische Ersatzlasten und statische Lasten mit Schwingbeiwerten für dynamische Lasten, z.B. für Wind- oder Verkehrslasten ein~~. Für nicht-lineare Berechnungen sowie für Ermüdungsnachweise gelten ~~zusätzlich~~ die Regeln in EN 1991 bis EN 1999.

[...]

6.4 Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit

6.4.1 Allgemeines

(1)P Bei der Tragwerksplanung sind Nachweise für folgende Grenzzustände der Tragfähigkeit erforderlich:

[...]

d) FAT: Ermüdungsversagen des Tragwerks oder seiner Teile.

~~ANMERKUNG Für den Ermüdungsnachweis werden die Kombinationen der Einwirkungen in EN 1992 bis EN 1995, EN 1998 und EN 1999 angegeben.~~

[...]

6.4.3 *Kombinationsregeln für Einwirkungen (ohne Ermüdung)*

6.4.3.5 *Kombinationen von Einwirkungen für Bemessungssituationen bei Ermüdung*

(1)P *Zur Berechnung der Schwingbreiten muss eine Unterteilung in nichtzyklische und zyklische ermüdungswirksame Einwirkungen (Anzahl von wiederholten Lasteinwirkungen) erfolgen.*

(2) *Die Grundkombination der nichtzyklischen Einwirkungen ist unter Ansatz der Bemessungswerte  $F_d$  einer Einwirkung nach den Gln. (6.1a) und (6.1b) zu ermitteln.*

~~ANMERKUNG Für den Ermüdungsnachweis werden die Kombinationen der Einwirkungen in EN 1992 bis EN 1995, EN 1998 und EN 1999 angegeben.~~

(3) *Die zyklische Einwirkung muss mit der ungünstigen Grundkombination kombiniert werden.*

~~ANMERKUNG Für den Ermüdungsnachweis werden die Kombinationen der Einwirkungen in EN 1992 bis EN 1995, EN 1998 und EN 1999 angegeben.~~

[...]

A2.2 *Einwirkungskombinationen*

A2.2.1 *Allgemeines*

[...]

(3) *Für Tragfähigkeitsnachweise sollten die in den Gleichungen (6.9a) bis (6.12b) angegebenen Einwirkungskombinationen benutzt werden.*

~~ANMERKUNG Die Gleichungen (6.9a) bis (6.12b) gelten nicht für Ermüdungsnachweise. Zu Ermüdungsnachweisen siehe Abschnitt 6.4.3.5 und EN 1991 bis EN 1999.~~

[...]

A2.3 *Grenzzustände der Tragfähigkeit*

~~ANMERKUNG Ohne Ermüdungsnachweise. Zu Ermüdungsnachweisen siehe Abschnitt 6.4.3.5 und EN 1991 bis EN 1999.~~

[...]"

## 4.8 Zusammenfassung

Eine Zusammenfassung der wichtigsten Aussagen zu den vorliegenden Vorschlägen für den EC 0 sind in der Gesamtzusammenfassung für diesen Bericht im Kapitel 15 dargestellt.

# **Berichtsteil EN1991: Einwirkungen auf Tragwerke**

Seite 77 bis 186

## **5 Eurocode 1: Teil 1-1: Einwirkungen - Wichten und Nutzlasten**

### **5.1 Einführung**

Die Norm für Eigen- und Nutzlasten ist eine für das Bauwesen existenzielle Norm, da praktisch für jedes Gebäude im Hochbau Eigenlasten und besonders die Nutzlasten festzulegen sind. Dies hat für die spätere Nutzung große Bedeutung und speziell auch für die Frage einer späteren möglichen Umnutzung, sind Nutzlasten und ihre normative Umsetzung sehr wichtig. Nachfolgend wird für die Weiterentwicklung dieser Norm ein praxisgerechter Vorschlag unterbreitet.

### **5.2 Anamnese / Diagnose**

#### **5.2.1 Geschichtliche Entwicklung**

In Deutschland wurden in der Vergangenheit die Einwirkungen auf Tragwerke in den Teil 1 "Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen" und in den Teil 3 "Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten" getrennt.

Der Teil 1 "Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen" wurde beginnend mit dem Jahre 1934 in den Fassungen EN 1934-08, 1937-08, 1940-06, 1963-03, 1978-05 und 1978-07 [98] fortgeschrieben. Vor der Einführung der neuen Normengeneration war also die DIN 1055-1 in der Fassung von 1978-07 [98] bis zur Gegenwart gültig.

Im Gegensatz zu den deutschen Normen wurden bei den europäischen Vornormen die Wichten, Eigenlasten und Nutzlasten in einer Norm, der DIN V ENV 1991-2-1 [99], zusammengefasst.

Beginnend mit dem Jahre 1996 wurde ein Arbeitsausschuss des NABau eingerichtet mit der Aufgabe, auf Grundlage von DIN V ENV 1991-2-1 [99] eine nationale Stellungnahme zu der europäischen Vornorm zu erarbeiten.

Nach zahlreichen Beratungen im DIN wurde festgelegt, zunächst eine Überarbeitung von DIN 1055-1 und DIN 1055-3 vorzunehmen. Ziel war es die mittlerweile überalterten, seit über 30 Jahren nicht fortgeschriebenen Normen dem anerkannten Stand der Technik anzupassen. Insbesondere zum Teil 3 gab es in der Liste der Technischen Baubestimmungen der Bundesländer zahlreiche Anlagen, die sich zum Teil widersprachen. Eine direkte Übernahme der europäischen Vornormen der Reihe DIN V ENV 1991 erschien der deutschen Fachöffentlichkeit nicht sinnvoll, da zu diesem Zeitpunkt noch eine Reihe von Einsprüchen verschiedener CEN-Mitglieder vorlagen, die bei der Überführung in europäische Normen Änderungen und Ergänzungen erwarten ließen.

Der Normenausschuss überarbeitete daraufhin in den Jahren 1997 bis 2001 in zahlreichen Sitzungen die Normen DIN 1055-1 [98] und DIN 1055-3 [98]. Die Hauptfrage hierzu lautete: "Lehnt man sich sehr stark an die DIN V ENV 1991-2-1 [99] an oder folgt man dem bis dahin bestehenden deutschen Normenkonzept?". Nach intensiven Vergleichen und Diskussionen im Normenausschuss gelangte man zu der Auffassung, dass die Normen, insbesondere im Hinblick auf die Gliederung und Darstellung, stärker an die bestehende DIN-Fassung angepasst werden als an die europäische Vornorm.

#### **5.2.2 Regelungen in DIN 1055-1:2002-07**

Die Änderungen in DIN 1055-1:2002-07 [100], sind unter technischen Gesichtspunkten betrachtet, eher von untergeordneter Bedeutung. Es gab Anpassungen insbesondere redaktioneller Art, Anpassungen im Hinblick auf die europäischen Regelungen sowie Anpassungen an den aktuellen Sprachgebrauch. Es gab eine neue Gliederung für verabschiedeten Tabellen und es wurden Streichung zu Festlegungen, Stoffen und Bauteilen vorgenommen, wenn diese im Vergleich zur langen Geltungsdauer der Norm untergeordneter Bedeutung hatten. Der Normenausschuss hat sich dann im Einzelnen insbesondere mit den entsprechenden Tabellen für die

Wichten- und Flächenlasten beschäftigt und diese im Hinblick auf die verschärften Normen dem aktuellen Stand angepasst, wobei es dabei keine grundlegenden technischen Neuerungen gab. Es wurden insgesamt 26 Tabellen mit Wichten, Flächenlasten und Böschungswinkeln dem aktuellen Stand der Technik angepasst.

### 5.2.3 Regelungen in DIN 1055-3:2006-03

Zwischen der Fassung DIN 1055-3:1971-06 [97] und der Fassung DIN 1055-3:2006-03 [102] gab es wesentliche Änderungen. In den nachfolgenden Ausführungen werden nur die wesentlichsten Punkte benannt.

#### Trennwandzuschlag

Gegenüber der alten Verfahrensweise wird der Trennwandzuschlag nun nicht mehr über den Quadratmeter des Trennwandengewichtes erfasst, sondern über den laufenden Meter Gewicht der Wandlänge. In der nachfolgenden Tabelle sind die wesentlichsten Punkte genannt.

**Tabelle 5.1** Trennwandzuschläge DIN 1055-3, 3/2006 und DIN 1055, Blatt 3, 6-1971

DIN 1055-3, 3/2006 [102] (Neu)	DIN 1055, Blatt 3, 6-1971 [97] (Alt)
Trennwandgewicht < 3 kN/m Wandlänge <b>Zuschlag zur Nutzlast 0,8 kN/m<sup>2</sup></b>	Trennwandgewicht ≤ 1,0 kN/m <sup>2</sup> <b>Zuschlag 0,75 kN/m<sup>2</sup></b>
3 kN/m < Trennwandgewicht < 5 kN/m <b>Zuschlag zur Nutzlast 1,2 kN/m<sup>2</sup></b>	1,0 kN/m <sup>2</sup> < Trennwandgewicht < 1,50 kN/m <sup>2</sup> <b>Zuschlag 1,25 kN/m<sup>2</sup></b>
Nutzlast ≥ 5 kN/m <sup>2</sup> <b>kein Zuschlag zur Nutzlast</b> <b>Höchstlast 5 kN/m der Trennwand</b>	Nutzlast ≥ 5 kN/m <sup>2</sup> <b>kein Zuschlag zur Nutzlast</b> <b>Höchstlast 1,5 kN/m<sup>2</sup> der Trennwand</b>

#### Lotrechte Nutzlasten für Decken, Treppen und Balkone

In die Tabelle 1 der DIN 1055-3:2006-03 [102] wurden zahlreiche Bestimmungen aus der Liste der Technischen Baubestimmungen eingearbeitet, so dass nunmehr keine zusätzliche Dokumente benötigt werden, in denen bislang zahlreiche Besonderheiten geregelt waren. Ein ganz wesentlicher Unterschied zwischen DIN 1055-3:1971-06 [97] und DIN 1055-3:2006-03 [102] besteht darin, dass neben einer Flächenlast  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>] immer alternativ eine Last  $Q_k$  [kN] in die Berechnung einzubeziehen ist, um die örtliche Mindesttragfähigkeit nachzuweisen. Dies kann bei einzelnen Bauteilen zu erheblich höheren Schnittgrößen als nach DIN 1055-3:1971-06 [97] führen.

#### Lastabminderung über die Geschosse

Die Lastabminderung über die Geschosse war bereits in DIN 1055-3:1971-06 [97] geregelt. Ab dem vierten Geschoss konnte nach dieser eine Abminderung der Lasten für vertikale Bauteile vorgenommen werden. Auch in DIN 1055-3:2006-03 [102], ist eine Lastabminderung über die Geschosse zulässig. Diese ist jedoch abweichend von der vorhergehenden Fassung über die entsprechende Gleichung in [102] geregelt. Die Unterschiede zur alten Norm sind hier vergleichsweise gering.

#### Lastabminderung über die Fläche

Hierzu gab es in der DIN 1055-3:1971-06 [97], keine Regelung. Die neue Regelung sieht nunmehr vor, dass bei bestimmten Bauteilen ab 20 m<sup>2</sup> eine Lastabminderung in Abhängigkeit von der Lasteinzugsfläche gestattet ist. Die Vorgehensweise ist im Einzelnen in den Gleichungen [98], [99] und [100] von DIN 1055 [102] geregelt. Der Grenzwert des Faktors für die Lastabminderung beträgt 0,6 in den Kategorien C bis E und 0,8 in den Kategorien A, B und Z.



## Parkhauslasten

Bei den Parkhauslasten gibt es erhebliche Änderungen. Zunächst wurde DIN 1055-3 in der Fassung vom Oktober 2002 [101] eingeführt. Nach Diskussionen im Normenausschuss wurde dann die Tabelle überarbeitet und liegt in der jetzt eingeführten Fassung vor. Da es im Normenausschuss umfangreiche Diskussionen zum Thema Parkhauslasten gab, wurde ein Forschungsvorhaben, welches inzwischen abgeschlossen ist, durchgeführt. Dies wird möglicherweise dazu führen, dass im nationalen Anhang zur EN [104] diese Tabelle erneut angepasst werden muss.

## Flächen für Betrieb mit Gegengewichtstaplern

Die grundsätzliche Vorgehensweise aus DIN 1055-3:1971-06 [97], wurde beibehalten. Lediglich die Gewichte der Achslast der Gegengewichtstapler sowie die Flächenlast, die auf der ringsherum verteilten Fläche anzusetzen ist, wurden an die neuen Gewichte der Gegengewichtstapler angepasst. Diese Anpassung wurde zusammen mit dem Normenausschuss Maschinenbau (NAM), Fachbereich Fördertechnik, im DIN erarbeitet. Dies hat zur Folge, dass insbesondere die Achslast  $2 \times Q_k$  gegenüber den alten Achslasten zum Teil deutlich angestiegen ist.

## Flächen für Hubschrauberlandeplätze

Ähnlich wie bei den Gegengewichtstaplern wurden die Flächen für Hubschrauberlandeplätze an die neuen Abfluggewichte der Hubschrauber angepasst. Dies hat dazu geführt, dass die Kategorisierung verändert wurde und die Hubschrauberregellasten  $Q_k$  zum Teil deutlich nach oben korrigiert wurden.

## Horizontale Nutzlasten

Die DIN 1055-3:2006-03 [102], enthält eine Tabelle 7, in der entsprechend der Kategorien die horizontalen Nutzlasten auf Brüstungen, Geländer und andere Konstruktionen, die als Absperung dienen, geregelt sind und diese weisen nunmehr in den entsprechenden Kategorien 0,5, 1,0 und 2,0 kN pro lfd. m aus. Auch die Gegenrichtung ist entsprechend geregelt.

## Anpralllasten

Die in DIN 1055-3:1971-06 [97] noch geregelten Anpralllasten werden nunmehr in DIN 1055-9:2003-08 behandelt, worauf im Abschnitt 8 hingewiesen wird.

### 5.2.4 Zusammenfassung der Eigen- und Nutzlasten in EN 1991-1-1

Im Dezember 2010 erschien nunmehr die DIN EN 1991-1-1:2010-12 [103], in der die Eigenlasten und die Nutzlasten in einer zusammengefassten Norm dargestellt sind.

Auf Seite 6 von [103] sind 8 Abschnitte aufgeführt, die national geregelt werden dürfen. Dies sind die Abschnitte

- 2.2(3)
- 5.2.3(1) bis 5.2.3(5)
- 6.3.1.1, Tabelle 6.1
- 6.3.1.2(1) P, Tabelle 6.2
- 6.3.1.2(10) und (11)
- 6.3.2.2(1)P, Tabelle 6.4
- 6.3.3.2(1), Tabelle 6.8
- 6.3.4.2, Tabelle 6.10
- 6.4(1) (Tabelle 6.12)



Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende, nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1991-1-1:2010-12. Diese sind durch ein vorangestelltes "NCI" gekennzeichnet.

- 1.2
- 2.1
- 3.3.1
- 6.3.1.2(8) und (9)
- 6.3.2.3
- 6.3.4.2
- 6.4
- Anhang NA.A

Der nationale Anhang zum Eurocode beträgt 23 Seiten und ist damit ähnlich lang wie der Eurocode selbst. Dies ist auf folgende Umstände zurückzuführen: Insbesondere die normativen Anhänge mit den Tabellen A.1 bis A.12 sind vom Umfang her wesentlich geringer als dies in der entsprechenden deutschen Norm der Fall ist.

Besonders gravierend sind die Änderungen im Konzept bei den Nutzlasten. Hier gibt es gegenüber dem Eurocode zahlreiche Änderungen, die die grundsätzliche physikalische Herangehensweise betreffen.

Ergänzend zu den Bestimmungen des Eurocodes sind im nationalen Anhang die Hofkellerdecken, die nur im Brandfall von Feuerwehrfahrzeugen befahren werden, geregelt.

Grundsätzliche Unterschiede bestehen bei Tabelle 6.1 (DE) "Lotrechte Nutzlasten für Decken, Treppen und Balkone". Hier enthält der Eurocode die Tabellen 6.1 „Nutzungskategorien“ und 6.2 „Nutzlasten auf Decken, Balkonen und Treppen im Hochbau“ aus [103], die sowohl von der Kategorisierung als auch von den Lastansätzen her gegenüber der deutschen Norm erheblich abweichen. In den nationalen Anhang wurde die zurzeit in DIN 1055-3:2006-03 [102] stehende Tabelle übernommen.

Der Normenausschuss sah sich daher veranlasst, sämtliche Tabellen, die europäisch nicht geregelt sind, aber in den deutschen Normen enthalten sind, in den Anhang des nationalen Anhangs zu übernehmen. Dies sind die Tabellen A.12 DE bis A.27 DE [104].

Ein weiterer wesentlicher Unterschied zwischen den Lastansätzen im Eurocode und denen im nationalen Anhang ist der Trennwandzuschlag. Während im Eurocode der Trennwandzuschlag bis zu einem maximalen Wandgewicht von 3 kN pro lfd. m Wandlänge geregelt ist, sieht der nationale Anhang die bestehende deutsche Regel vor, die den Trennwandzuschlag bis zu einer Wandeigenlast von 5 kN pro lfd. m Wandlänge erfasst. Auch die Gleichungen 6.1 und 6.2 [103] aus dem Eurocode sind im nationalen Anhang durch Zeichnungen und weitergehende Erläuterungen ergänzt.

Die Nutzlasten auf Lagerflächen mit und ohne Gabelstaplerbetrieb werden im nationalen Anhang ebenfalls grundsätzlich anders geregelt, da der Eurocode für die Bemessung von Flächen mit Gabelstaplerbetrieb ausschließlich eine Achslast vorsieht und keine zusätzliche Last  $q_k$  in  $\text{kN/m}^2$ .

Die Nutzlasten für Parkhäuser und Bereiche mit Fahrzeugverkehr sind im Eurocode in zwei Kategorien aufgeteilt, die im nationalen Anhang weiter unterteilt werden. So wird im nationalen Anhang die zurzeit gültige Tabelle aus DIN 1055-03:2006-03 [102] übernommen, die allerdings im Normenausschuss aufgrund der Ergebnisse von Forschungsvorhaben überarbeitet wurde.

Auch bei den Nutzlasten auf Dächern, die als Hubschrauberlandemöglichkeit dienen, ist die Herangehensweise zwischen der Regelung im Eurocode und der im nationalen Anhang grund-

sätzlich anders. Sowohl die Einteilung der Größe der Hubschrauber als auch der Einzel- und Flächenlasten spiegelt die zurzeit gültige DIN 1055-3:2006-03 [102] wieder.

Die Tabelle 6.12 DE [104] aus dem nationalen Anhang regelt die horizontalen Lasten auf Zwischenwände und Absturzsicherungen. Dies entspricht im Wesentlichen den zurzeit in Deutschland eingeführten Regelungen.

Der Anhang B im Eurocode ist informativ. Die Anprallkräfte aus Straßenfahrzeugen in Parkgaragen werden in DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12 [106] geregelt.

### 5.2.5 Umsetzung der Eurocodes in Form der nationalen Anhänge

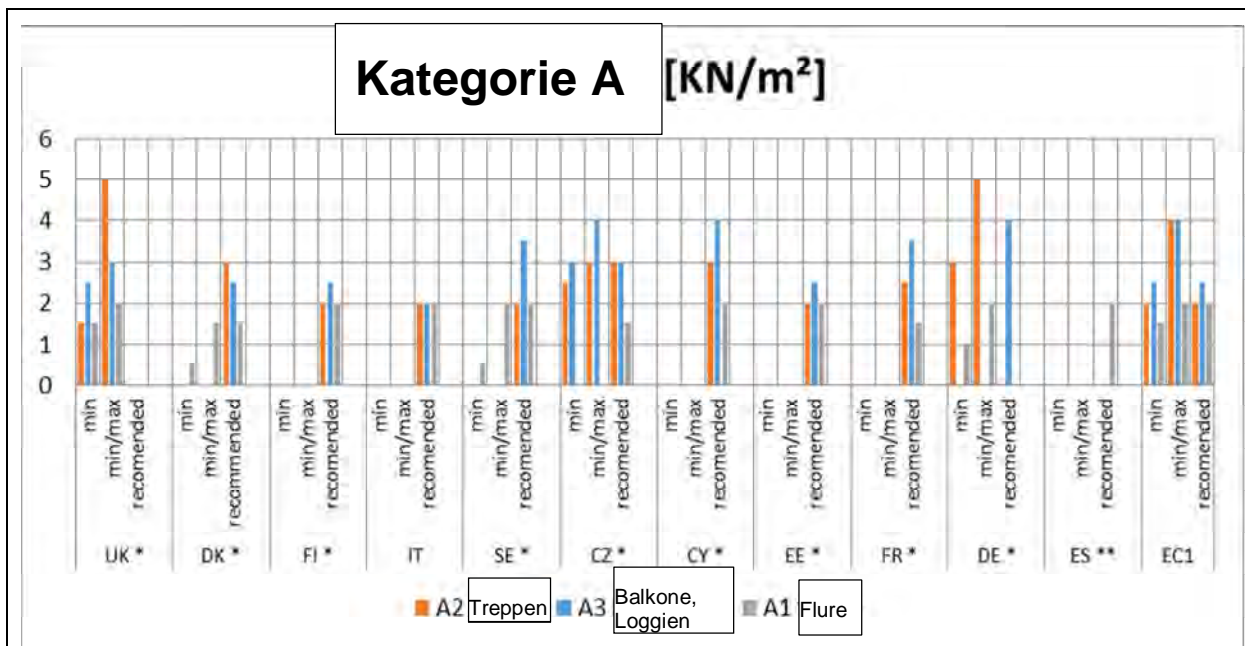
Bei der Durchsicht der verschiedenen nationalen Anhänge zum Eurocode bleibt festzustellen, dass die Vorgehensweise in den verschiedenen Ländern sehr heterogen ist. Zum Beispiel zeigt sich beim nationalen Anhang Italiens, dass man sich hier weitestgehend an die Vorgaben des Eurocodes gehalten hat und eine weiter gehende Differenzierung nicht vorgenommen wurde. Dagegen kann man feststellen, dass im nationalen Anhang Dänemarks die entscheidende Tabelle 6.1 gegenüber der Eurocode-Vorgabe deutlich verändert wurde, wobei für einen Außenstehenden nicht nachvollziehbar ist, wie im Einzelnen die Werte für die Lasten zustande kommen.

Der finnische nationale Anhang lehnt sich auch sehr stark an die Vorgaben des Eurocodes an, gibt jedoch keine Beispiele, wie die entsprechenden Kategorien ausgefüllt werden.

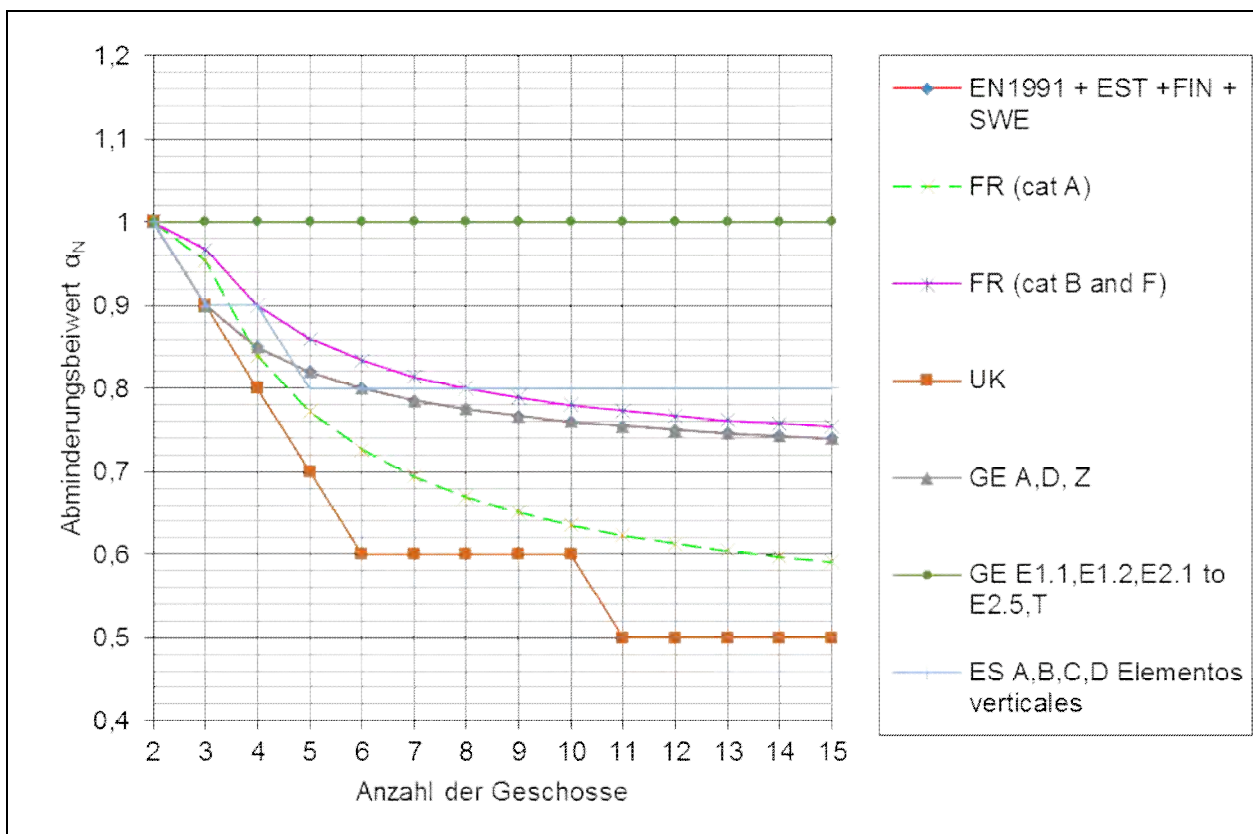
Am deutlichsten sind die Abweichungen von den Vorgaben des Eurocodes im nationalen Anhang Großbritanniens und Nordirlands. Hier werden sehr viele Lastkategorien gebildet. In der Lastkategorie C (Flächen mit Personenansammlungen) werden 23 verschiedene Lastkategorien gebildet. Ebenso sieht die Beschreibung der entsprechenden Lastkategorien für Lagerflächen aus. Auch hier gibt es für Lagerflächen mehr als 18 verschiedene Lastkategorien, wobei im Einzelnen nicht klar ist, woher die Zahlenwerte kommen.

Neuere Untersuchungen zu Einwirkungen im Hochbau sind nicht bekannt, sodass angenommen werden muss, dass die Festlegungen in den nationalen Anhängen der europäischen Länder im Wesentlichen traditionell bedingt sind.

Ein Beispiel zum Vergleich der unterschiedlichen Lastkategorien (siehe Bild 5.1) sowie zur unterschiedlichen Handhabung des Abminderungsbeiwerts  $\alpha_N$  (siehe Bild 5.2) in den verschiedenen nationalen Anhängen sind folgend aufgeführt. Dabei sei darauf hingewiesen, dass die Zuordnung der Nutzungskategorien bei stark untergliederten Unterkategorien eher willkürlich erfolgt ist.



**Bild 5.1** Vergleich der Flächenlasten – Kategorie A bis H (Auszug aus Dokument [108])



**Bild 5.2** Vergleich des Abminderungsbeiwerts  $\alpha_N$  (Auszug aus Dokument [108])

Bild 5.1 zeigt auf, dass z.B. eine Grenzbereichsfestlegung für Balkone der Kategorie A von 2,5 kN/m<sup>2</sup> bis 4,0 kN/m<sup>2</sup> möglich wäre. In Bild 5.2 ist ebenfalls eine europäische Harmonisierung für einige Kategorien z.B. Kategorie A denkbar.

## 5.3 Therapie

Die EN 1991-1-1 ist wie folgt zu überarbeiten: Zunächst sind alle Erläuterungen, Lehrbuchpassagen und Selbstverständlichkeiten aus dem Normtext zu entfernen. Damit wird die Norm deutlich besser anwendbar. Zusätzlich sollten die Tabellen zusammengefasst und die Nutzlasten den Nutzungskategorien zugeordnet werden. Sofern keine nationalen Vorgaben vorhanden sind, wird vorgeschlagen, die empfohlenen (unterstrichenen) Werte zu verwenden. In den einzelnen Lastkategorien bedeutet dies Folgendes:

### 5.3.1 Kategorie A

Bei der Kategorie A "Wohnflächen" fehlt eine Untergliederung. Wichtig ist, dass es Regelungen für Spitzböden gibt und eine Untergliederung möglich ist in Wohngebäuden, die Decken haben mit ausreichender Querverteilung der Lasten sowie mit Decken ohne ausreichende Querverteilung der Lasten. Denn für Wohngebäude ohne ausreichende Querverteilung der Lasten müssen sich diese von der mit ausreichender Querverteilung deutlich unterscheiden.

Weiterhin ist im Eurocode insbesondere zu kritisieren, dass Treppen und Balkone nur für die Kategorie A geregelt sind, es jedoch für die Kategorien B, C, D usw. keine Regelung für Treppen und Balkone gibt. Aus diesem Grunde sind die Treppen und Balkone aus der Kategorie A zu entfernen und gesonderte Kategorien zu bilden.

### 5.3.2 Kategorie B

Für die Büroflächen gibt es lediglich eine einzige Kategorie. Es reicht dies jedoch nicht aus, da es bei Büroflächen bzw. Arbeitsflächen zahlreiche unterschiedliche Nutzungen gibt mit unterschiedlichen Lasten. Dies trifft insbesondere dann zu, wenn es sich bei diesen Büroflächen/Arbeitsflächen um Flächen in Krankenhäusern, Hotels, Altenheimen sowie Operationssälen bzw. Behandlungsräume handelt. Diese sind in einer gesonderten Kategorie zu erfassen, da sie nicht unter die allgemeine Bürokategorie fallen können.

### 5.3.3 Kategorie C

Die Einteilung der Nutzung in Kategorie C zwischen Eurocode und dem nationalen Anhang unterscheidet sich nicht grundsätzlich voneinander. Es ist lediglich so, dass die Kategorien C1 bis C5 in Deutschland sprachlich deutlich straffer gefasst sind und um zahlreiche Beispiele, die im Eurocode fehlen, ergänzt wurden.

### 5.3.4 Kategorie D

In der Kategorie D wird im Eurocode lediglich die Kategorie D1 und D2 unterschieden. Dies reicht nicht aus. Es ist eine weitere Kategorie D3 zu bilden, die sich insbesondere dadurch unterscheidet, dass diese gegenüber dem Eurocode höhere Einzellasten erfasst wegen hoher Lagerregale.

### 5.3.5 Kategorie T und Z

Für Treppen und Balkone sind gesonderte Kategorien zu erfassen, da für Treppen und Treppenpodeste entscheidend ist, wo sich Treppen und Treppenpodeste befinden.

Weiterhin wird vorgeschlagen, die Zugänge, Balkone und Laubengänge durch eine gesonderte Kategorie zu erfassen.

Es sind die Lastgrößen für  $q_k$  und  $Q_k$  unmittelbar in die Tabelle 6.1 [103] einzuarbeiten. Weiterhin ist in die Tabellen einzuarbeiten, dass die Bemessung mit  $q_k$  zu erfolgen hat und der Nachweis der örtlichen Mindesttragfähigkeit mit  $Q_k$ .

Aus deutscher Sicht sehr wichtig ist die Neuregelung des Trennwandzuschlages. Der Trennwandzuschlag im Eurocode endet bei einer Wandeigenlast von 3 kN/m. In Deutschland ist es jedoch seit fast 50 Jahren geübte Praxis, dass der Trennwandzuschlag bis 5 kN/m geht, ohne

dass ein genauerer Nachweis zu erfolgen hat. Dies ist für Deutschland eine sehr wichtige Regel.

**Tabelle 5.2** Änderungsvorschlag PRB Lotrechte Nutzlasten für Decken, Treppen und Balkone (Auszug aus Dokument [108])

Spalte	1	2	3	4	5	6	
Zeile	Kategorie	Nutzung	Beispiele	$q_k$ kN/m <sup>2</sup>		$Q_k^e$ kN	
1	A	A1	Spitzböden	Für Wohnzwecke nicht geeigneter, aber zugänglicher Dachraum bis 1,80 m lichter Höhe	1,0 - <u>1,5</u>	oder <sup>f</sup>	0,5 - <u>1,0</u>
2		A2	Wohn- und Aufenthaltsräume	Decken mit ausreichender Querverteilung der Lasten, Räume und Flure in Wohngebäuden, Bettenräume in Krankenhäusern, Hotelzimmer einschl. zugehöriger Küchen und Bäder	<u>1,5</u> - 2,0	oder <sup>f</sup>	—
3		A3		wie A2, aber ohne ausreichende Querverteilung der Lasten	<u>2,0</u> - 2,5 <sup>c</sup>	oder <sup>f</sup>	0,5 - <u>1,0</u>
4	B	B1	Büroflächen, Arbeitsflächen, Flure	Flure in Bürogebäuden, Büroflächen, Arztpraxen ohne schweres Gerät, Stationsräume, Aufenthaltsräume einschl. der Flure, Kleinviehställe	<u>2,0</u> - 3,0	oder <sup>f</sup>	1,0 - 4,5 <u>2,0</u>
5		B2		Flure und Küchen in Krankenhäusern, Hotels, Altenheimen, Flure in Internaten usw.; Behandlungsräume in Krankenhäusern, einschl. Operationsräume ohne schweres Gerät; Kellerräume in Wohngebäuden	<u>3,0</u> - 4,0	oder <sup>f</sup>	1,0 - 4,5 <u>3,0</u>
6		B3		Alle Beispiele von B1 u. B2, jedoch mit schwerem Gerät	4,0 - <u>5,0</u>	oder <sup>f</sup>	1,0 - 4,5 <u>4,0</u>
7	C	C1	Räume, Versammlungsräume und Flächen, die der Ansammlung von Personen dienen können (mit Ausnahme von unter A, B, D und L festgelegten Kategorien).	Flächen mit Tischen; z. B. Kindertagesstätten, Kinderkrippen, Schulräume, Cafés, Restaurants, Speisesäle, Lesesäle, Empfangsräume, Lehrerzimmer	<u>3,0</u> - 4,0	oder <sup>f</sup>	3,0 - <u>4,0</u>
8		C2		Flächen mit fester Bestuhlung; z. B. Flächen in Kirchen, Theatern oder Kinos, Kongresssäle, Hörsäle, Wartesäle	<u>4,0</u> - 5,0	oder <sup>f</sup>	3,0 - <u>4,0</u>
9		C3		Frei begehbbare Flächen; z. B. Museumsflächen, Ausstellungsflächen, Eingangsbereiche in öffentlichen Gebäuden, Hotels, nicht befahrbare Hofkellerdecken sowie die zur Nutzungskategorie C1 bis C3 gehörigen Flure	<u>5,0</u> - 7,0	oder <sup>f</sup>	3,5 - 4,5 <u>4,0</u>
10		C4		Sport- und Spielflächen; z. B. Tanzsäle, Sporthallen, Gymnastik- und Kraftsporträume, Bühnen	<u>5,0</u> - 7,0	oder <sup>f</sup>	3,5 - <u>7,0</u>
11		C5		Flächen mit fester Bestuhlung	<u>5,0</u> - 7,0	oder <sup>f</sup>	3,5 - 4,5 <u>4,0</u>
12		C6		Flächen ohne feste Bestuhlung	<u>5,0</u> - 7,0	oder <sup>f</sup>	7,0 - <u>10</u>



Tabelle 5.2 Fortsetzung

Spalte	1		2	3	4	5	6
Zeile	Kategorie		Nutzung	Beispiele	$q_k$ kN/m <sup>2</sup>		$Q_k^e$ kN
13	<b>D</b>	D1	Verkaufsräume	Flächen von Verkaufsräumen bis 50 m <sup>2</sup> Grundfläche in Wohn-, Büro- und vergleichbaren Gebäuden	<u>2,0</u> - 3,0	oder <sup>f</sup>	<u>2,0</u> - 3,0
14		D2		Flächen in Einzelhandelsgeschäften und Warenhäusern	4,0 - <u>5,0</u>	oder <sup>f</sup>	3,0 - <u>4,0</u>
15		D3		Flächen wie D2, jedoch mit erhöhten Einzellasten infolge hoher Lagerregale	4,0 - <u>5,0</u>	oder <sup>f</sup>	5,0 - <u>7,0</u>
16	<b>E</b>	E1.1	Lager, Fabriken und Werkstätten, Ställe, Lagerräume und Zugänge	Flächen in Fabriken <sup>a</sup> und Werkstätten <sup>a</sup> mit leichtem Betrieb und Flächen in Großviehställen	4,0 - <u>5,0</u>	oder <sup>f</sup>	3,0 - <u>4,0</u>
17		E1.2		Allgemeine Lagerflächen, einschließlich Bibliotheken	5,0 - <u>6,0</u> <sup>b</sup>	oder <sup>f</sup>	<u>7,0</u> - 10
18		E2.1		Flächen in Fabriken <sup>a</sup> und Werkstätten <sup>a</sup> mit mittlerem oder schwerem Betrieb	<u>7,5</u> - 9,0 <sup>b</sup>	oder <sup>f</sup>	7,0 - <u>10</u>
19	<b>T<sup>d</sup></b>	T1	Treppen und Treppenpodeste	Treppen und Treppenpodeste in Wohngebäuden, Bürogebäuden und von Arztpraxen ohne schweres Gerät	2,0 - <u>3,0</u>	oder <sup>f</sup>	<u>2,0</u> - 3,0
20		T2		Alle Treppen und Treppenpodeste, die nicht in T1 oder T3 eingeordnet werden können	4,0 - <u>5,0</u>	oder <sup>f</sup>	<u>2,0</u> - 3,0
21		T3		Zugänge und Treppen von Tribünen ohne feste Sitzplätze, die als Fluchtwege dienen	<u>7,5</u> -10,0	oder <sup>f</sup>	2,0 - 4,0 <u>3,0</u>
22	<b>Z<sup>d</sup></b>		Zugänge, Balkone und ähnliches	Dachterrassen, Laubengänge, Loggien usw., Balkone, Ausstiegspodeste	3,0 - <u>4,0</u>	oder <sup>f</sup>	<u>2,0</u> - 3,0

<sup>a</sup> Nutzlasten in Fabriken und Werkstätten gelten als vorwiegend ruhend. Im Einzelfall sind sich häufig wiederholende Lasten je nach Gegebenheit als nicht vorwiegend ruhende Lasten einzuordnen.

<sup>b</sup> Bei diesen Werten handelt es sich um Mindestwerte. In Fällen, in denen höhere Lasten vorherrschen, sind die höheren Lasten anzusetzen.

<sup>c</sup> Für die Weiterleitung der Lasten in Räumen mit Decken ohne ausreichende Querverteilung auf stützende Bauteile darf der angegebene Wert um 0,5 kN/m<sup>2</sup> abgemindert werden.

<sup>d</sup> Hinsichtlich der Einwirkungskombinationen sind die Einwirkungen der Nutzungskategorie des jeweiligen Gebäudes oder Gebäudeteils zuzuordnen.

<sup>e</sup> Falls der Nachweis der örtlichen Mindesttragfähigkeit erforderlich ist (z. B. bei Bauteilen ohne ausreichende Querverteilung der Lasten), so ist er mit den charakteristischen Werten für die Einzellast  $Q_k$  ohne Überlagerung mit der Flächenlast  $q_k$  zu führen. Die Aufstandsfläche für  $Q_k$  umfasst ein Quadrat mit einer Seitenlänge von 50 mm.

<sup>f</sup> Das Tragwerk ist mit  $q_k$  zu bemessen, für die örtliche Mindesttragfähigkeit ist ein Nachweis mit  $Q_k$  erforderlich.  $q_k$  und  $Q_k$  sind nicht zusammen anzusetzen.

Weiterhin bleibt anzumerken, dass sich die Formel der Abminderungsfaktoren  $\alpha_N$  und  $\alpha_A$  durch das Einsetzen von  $\psi_0$  und das Einsetzen der Fläche  $A_0$  deutlich vereinfacht. Auch ist es notwendig, dass Skizzen eingefügt werden, um die Fläche  $A$  zu erläutern.

Die Tabellen 6.5 und 6.6 aus [103] sind zu einer Tabelle zusammenzufassen und um eine Kategorie für die Gleichlast  $q_k$  zu ergänzen.

Die Tabellen 6.7 und 6.8 aus [103] sind, wie auch die vorherigen Tabellen, zusammenzufassen und durch Werte zu ergänzen. Weiterhin ist die neue Tabelle für Nutzlasten für Parkhäuser und Flächen mit Fahrzeugverkehr um eine Kategorie F2 für Zufahrtsrampen zu ergänzen. Für Zufahrtsrampen müssen andere Flächenlasten gelten als für die Parkflächen.

Weiterhin sind die Tabellen 6.9 und 6.10 aus [103] zu einer Tabelle zusammenzufassen und um Werte zu ergänzen. Die Nutzlasten für Dachflächen mit Hubschrauberlandemöglichkeit sind um eine Hubschrauber-kategorie und um eine Gleichlast  $q_k$  auf der Fläche zu ergänzen.

Außerdem sollten für Hubschrauber horizontale Nutzlasten auf Dachflächen angesetzt werden und es sollte eine Regelung für den Überholerschutz am oberen Rand der Landefläche angenommen werden.

Die Tabelle horizontale Lasten auf Zwischenwände und Absturzsicherung sind in drei Kategorien 0,5 kN/m, 1,0 kN/m und 2,0 kN/m zu ergänzen und die entsprechenden Lastkategorien sind zuzuordnen.

#### **5.4 Zusammenfassung und Ausblick**

Im Zuge der Projektgruppenarbeit wurde ein Normenvorschlag [109] erarbeitet. Der Seitenumfang konnte bei diesem Vorschlag um 25 % reduziert werden. Der informative Anhang A wurde neu untergliedert.

Im Sinne der Harmonisierung wäre es wünschenswert, eine zusammenfassende Tabelle für Lastkategorien und Lasten einzuführen und für alle Lasten Grenzwertbereiche anzugeben, aus welchen die national gewünschte Last gewählt werden können.



## 6 Eurocode 1: Teil 1-2: Brandeinwirkungen

### 6.1 Einführung

DIN EN 1991-1-2 [112] befasst sich ausschließlich mit Brandeinwirkungen auf Tragwerke. D.h. mit Brand-Temperaturkurven, die im Brandfall auftreten können. Einerseits mit Normbrandkurven und andererseits mit Naturbrandkurven. Es werden unterschiedliche Normbrandkurven je nach Anwendungsbereich definiert. Die Normbrandkurven werden für Brandprüfungen an Bauprodukten (bzw. Bauteilen) definiert, um einheitliche, reproduzierbare Grundlagen zu haben. Naturbrandkurven sollen tatsächliche Brände in der Realität widerspiegeln.

Zusätzlich werden Regeln für die möglichen Nachweisverfahren zum Brandverhalten von Bauprodukten (Bauteilen) gegeben.

DIN EN 1991-1-2 [112] dient als Grundlage für die Normenreihe DIN EN 1992-1-2 [114] bis DIN EN 1996-1-2 [118]. Die Norm wird im Rahmen dieser Forschungsarbeit auf ihre Praxistauglichkeit sowie Vereinfachungen untersucht.

Die Norm nimmt keine Klassifizierung von Bauteilen bzw. Einstufung von Baustoffen in Baustoffklassen vor. Im Gegensatz zu DIN 4102-4 [126].

### 6.2 Anamnese

#### 6.2.1 Entwicklungsstand am Beispiel des nationalen Normenwerks in Deutschland

In Deutschland ist seit 1925 DIN 4102 die maßgebende Brandschutznorm. Zunächst wurden nur Baustoffe und Bauteile in DIN 4102 beschrieben, von denen das Brandverhalten bekannt war und die entsprechend eingestuft werden konnten. 1934 gab es mit dem Blatt 3 bereits Prüfverfahren für Bauteile mit der Definition der **Einheitstemperaturzeitkurve (ETK)**. Diese Normbrandkurve durfte mit Holz, Öl oder Gas gefahren werden. Die ETK ist weltweit als ISO-Kurve akzeptiert. Eine weitere Ausgabe mit den Prüfverfahren und der ETK erschien 1940.

1977 wurden die Prüfnormen neu geordnet und erweitert. Diese Normteile ersetzen Ausgaben von 1940 sowie 1970. Es erschienen u.a. die Teile 2 [124] und 3 [125] zur DIN 4102 sowie der Teil 4 [126]. Der Teil 2 [124] beschreibt die Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) als Normbrandkurve für übliche Tragwerke und Ausbauten. Der Teil 3 [125] beschreibt die abgeminderte Temperaturzeitkurve (**Außenbrandkurve**) für nichttragende Außenwände, Brüstungen und Schürzen.

Für Sonderbauten, z.B. Tunnel sowie Sonderbauteile mit dämmschichtbildenden Anstrichen beschichtete Stahlbauteile, wurden national weitere Brandkurven festgelegt. Sie wurden jedoch nicht genormt, sondern nur z.B. in Zulassungsverfahren des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt) verwendet. Es handelt sich um die **Hydrocarbonkurve** sowie die **Schwellbrandkurve**.

Die Nachweisverfahren zum Brandverhalten von Bauteilen waren in Deutschland ausschließlich so geregelt, dass entweder Brandprüfungen durchgeführt oder klassifizierte Bauteile aus DIN 4102-4 [126] eingesetzt wurden. Auf der Grundlage der Brandprüfungen wurden Prüfzeugnisse, Prüfberichte mit Extrapolationen sowie Anwendungsbereiche erstellt, die auf Erfahrungen aus zahlreichen Brandprüfungen beruhten und dann ingenieurmäßig beurteilt wurden. Die DIN 4102-4 [126] liegt in der Fassung 1994 vor und enthält u.a. für die tragenden Bauteile mit den Baustoffen nach DIN EN 1992 [114] bis 1996 [118], d.h. für Normalbeton, Leichtbeton, Porenbeton, Stahl, Holz, Mauerwerk Tabellen mit Mindestabmessungen für die jeweiligen Feuerwiderstandsklassen F 30, F 60, F 90, F 120, F 180 sowie Ausführungsdetails, z.B. Anschlüsse, Auflager, Fugen, Einbauten, etc. Auch in DIN 4102-4 [126] sind viele Extrapolationen sowie zusätzliche Ausführungsdetails enthalten, die zunächst auf Grundlage der Bauproduktnormen sowie auf zahlreichen Auswertungen von Prüfergebnissen und ingenieurmäßiger Beurteilung beruhen. Ohne die Ausführungsdetails könnten die Bauteile in der Praxis nicht eingebaut wer-

den, weil ein Bauteil als Prüfkörper in Standardprüfkonstruktionen sowie Standardbrandöfen geprüft wird.

Rechenverfahren sowie Ingenieurmethoden wurden in der Vergangenheit in Deutschland ausschließlich von Wissenschaftlern im Rahmen von Forschung und ggf. in Einzelfällen für Sonderbauten nach vorheriger Rücksprache mit der zuständigen obersten Bauaufsicht verwendet. Erst im Rahmen der Erarbeitung der Eurocodes wurden Rechenverfahren mehrfach eingesetzt. Sie waren aber bis zur Einführung der Eurocodes keine durch die Bauaufsichten anerkannten allgemeinen Nachweisverfahren.

### 6.2.2 Europäischer Sachstand und Abgrenzung

In der europäischen Normung zum Brandverhalten von Bauprodukten (Bauteilen) wurden europäisch zahlreiche harmonisierte Normen erarbeitet.

Hier wurde und wird in zwei unabhängigen Bereichen gearbeitet. Einerseits wurden Prüfnormen von Materialprüfanstalten sowie interessierten Kreisen der Industrie/Hersteller erstellt. Andererseits wurden die Eurocodes für die Bemessung von Tragwerken im Brandfall im Wesentlichen von Wissenschaftlern unter Beteiligung einiger weniger Verbände erstellt.

Im Folgenden wird im Rahmen dieses Forschungsvorhabens der Schwerpunkt auf DIN EN 1991-1-2 [114] gelegt. Auf die übrigen Eurocodes sowie die Prüfnormen wird nur dann eingegangen, wenn dies für die Vereinfachung und Überarbeitung dieses Teils der Eurocodes erforderlich ist. Der nationale Anhang wird dabei beispielhaft für Deutschland berücksichtigt.

## 6.3 Diagnose

### 6.3.1 Grundlagen für die Teile 1-2 des EC 2 bis EC 6

DIN EN 1991-1-2 [112] beschreibt zunächst für alle Teile 1-2 der baustoffbezogenen Eurocodes 2 bis 6, welche Nachweisverfahren zum Brandverhalten der tragenden Bauteile möglich sind. Danach sind grundsätzlich brandschutztechnische Nachweisverfahren in drei Stufen möglich:

- Tabellenverfahren (Nachweisstufe 1),
- Vereinfachte Rechenverfahren (Nachweisstufe 2),
- Allgemeine Rechenverfahren (Nachweisstufe 3).

Die verschiedenen Möglichkeiten der Nachweise sind in Bild 1 in Dokument [112]) dargestellt. Dieses Diagramm mit den Erläuterungen wird in allen relevanten Eurocodes wiederholt.

Außerdem werden in DIN EN 1991-1-2 [112] (Abschnitt 3) die physikalischen Grundlagen der **thermischen Einwirkungen** erläutert und darauf aufbauend die verschiedenen Brandkurven beschrieben. Sowohl die Normbrandkurven als auch die Naturbrandkurven.

In DIN EN 1991-1-2 [112] (Abschnitt 4) werden die **mechanischen Einwirkungen** erläutert, die sich aus den direkten und indirekten Einwirkungen zusammensetzen. Direkte Einwirkungen sind die in der kalten Bemessung einwirkenden Belastungen (Schnee, Wind, Eigengewicht, etc.). Außerdem wird eine Kombinationsregel für außergewöhnliche Einwirkungen im Brandfall definiert, die je nach Einwirkung und Gebäudenutzung mit unterschiedlichen Kombinationsbeiwerten zur maßgebenden Beanspruchung während der Brandeinwirkung führt. Die indirekten Einwirkungen aufgrund der Brandbeanspruchung sind Momente und Kräfte, die aufgrund der Temperaturbeanspruchung zu Verformungen und Dehnungen führen. Zusätzlich wird eine Vereinfachungsregel für die Einwirkungen definiert.

Auch diese Angaben werden in allen relevanten Eurocodes wiederholt und blähen so den Umfang der Dokumente auf. Es wäre ausreichend nur im Grundlagenteil [112] diese Angaben zu definieren. Es gab jedoch in der europäischen "Horizontal Group of Fire" (HGF) die Grundsatz-

entscheidung, alle wesentlichen Angaben zu wiederholen bzw. die ersten Abschnitte wörtlich zu übernehmen, damit jeder Eurocodeteil für sich allein lesbar sein sollte.

### 6.3.2 Standardtemperaturkurven

#### Allgemeines

National werden die Standardtemperaturkurven (ETK) in DIN 4102-2 [124] und die abgeminderte Außenbrandkurve in DIN 4102-3 [125] Ausgaben 1977 geregelt. Änderungen bzw. Fortschreibungen waren bisher nicht erforderlich.

#### Normbrandkurven

Die Normbrandkurven auf der Grundlage von Standardtemperaturen werden in EN 1991-1-2 [112] in einer Formel angegeben und physikalisch erläutert.

Diese Temperaturkurven sind seit Jahrzehnten europäisch bekannt und werden genutzt, so dass es nicht erforderlich ist, diese physikalisch in einer Norm zu erläutern. Dies sollte Kommentaren vorbehalten sein. An dieser Stelle reicht ein Verweis auf die europäisch harmonisierten Prüfnormen, in denen die Kurven beschrieben werden. Die vier Normbrandkurven sind z.B. in DIN EN 1363-2 [111] grafisch dargestellt.

### 6.3.3 Naturbrände

Bei den Naturbränden wird zunächst unterschieden zwischen vereinfachten Brandmodellen und allgemeinen Brandmodellen.

Bei den **vereinfachten Brandmodellen** wird weiterhin unterschieden zwischen

- Vollbränden und
- lokalen Bränden.

Zu den Grundlagen werden national andere Werte durch neue Anhänge AA [113] und BB [113] vorgegeben. Um sie für die Praxis lesbar zu machen, sind diese modifiziert umzusetzen.

Bei den **allgemeinen Brandmodellen** wird zwischen

- 1 Zonenmodellen,
- 2 Zonenmodellen sowie
- Feldmodellen

unterschieden.

1 und 2 Zonenmodelle sind auf einfache Gebäudegeometrien begrenzt, z.B. Industriehallen mit rechteckigem Grundriss. National werden 1 Zonenmodelle nicht bzw. nur selten verwendet, weil sie zu allgemein und ungenau sind. Sie entsprechen zu wenig einem realistischen Brand.

Feldmodelle eignen sich für komplexe Gebäudegeometrien, z.B. für Atrien mit Galerien und nahezu beliebigem Grundriss z.B. Oval, Versätze in Geschossen, Einbauten, etc. Sie bilden tatsächliche Brände am besten ab, wenn bei der Auswahl der Eingangskennwerte sorgfältig vorgegangen wird. Feldmodelle sind in ihrer Anwendung aufwändig und sollten nur von erfahrenen Experten verwendet werden. In der Zwischenzeit gibt es ausreichend validierte Programme, die im bauaufsichtlichen Verfahren anerkannt sind. Allein aus dem Aufwand ergibt sich, dass Feldmodelle i.d.R. komplexen Sonderbauten vorbehalten sind.

Da die Anwendung von Naturbränden im regelmäßigen bauaufsichtlichen Verfahren nicht üblich ist, sollten entsprechend dem NA [113] Naturbrände nur in normativen Anhängen geregelt werden, um die Eingangsparameter festzulegen.

### 6.3.4 Bemessungsverfahren von Tragwerken im Brandfall

#### Allgemeines

National wurden die Nachweise zur Tragfähigkeit der Tragwerke in der Vergangenheit i.d.R. durch die Anwendung von DIN 4102-4 [126] geführt. Hier wurde das Einzelbauteil bemessen, in dem Tabellenwerte herangezogen wurden.

Im Rahmen von umfangreichen Forschungen [129] im Sonderforschungsbereich SFB 148 am iBMB wurden Rechenverfahren entwickelt, die zunächst nur wissenschaftlich genutzt wurden, um das Tragverhalten im Brandfall zu erforschen. Die Ergebnisse wurden durch Brandprüfungen validiert.

#### Nachweisverfahren gemäß Eurocode

Wie in Abschnitt 6.1 zusammengestellt, sind jeweils alternativ in allen Eurocodes drei Bemessungs- bzw. Nachweisverfahren möglich.

Beim tabellarischen Verfahren werden die aus statischen Gründen erforderlichen Querschnittsabmessungen mit den Mindestabmessungen der Tabellen verglichen. Die Tabellenwerte auf der Grundlage von Brandprüfergebnissen unterscheiden sich entsprechend den Feuerwiderstandsklassen. Dies entspricht dem nationalen einfachen und bewährten Verfahren nach DIN 4102-4 [126].

Das **vereinfachte Rechenverfahren** weist nach, dass alle maßgebenden Lasteinwirkungen zum Zeitpunkt der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer gemäß den bauaufsichtlichen Anforderungen für das jeweilige Gebäude sicher aufgenommen werden können. Hierzu werden Vereinfachungen bei den Baustoffkennwerten sowie der Temperaturermittlung angesetzt. Diese Werte liegen immer auf der sicheren Seite, da nur mit dem Allgemeinen Rechenverfahren das Brandverhalten genauer berechnet werden kann. Z.B. werden beim Holz Abbrandraten ermittelt und der Restquerschnitt muss dann die kalten Lasteinwirkungen tragen können. Bei beiden vorstehenden Verfahren wird i.d.R. die ETK-Kurve zugrundegelegt.

Das **allgemeine Rechenverfahren** (das sogenannte genaue Rechenverfahren) weist für eine bestimmte Feuerwiderstandsdauer die noch vorhandene Tragfähigkeit sowie das tatsächliche Verformungsverhalten nach. Grundlage sind temperaturabhängige Baustoffkennwerte über die Zeit. Die Nachweise können sowohl mit Normbrandkurven als auch mit Naturbrandkurven erfolgen. Außerdem können sowohl Einzelbauteile als auch Gesamttragwerke berechnet werden. Diese allgemeinen Rechenverfahren sind aufwändig und bedürfen ausreichender Erfahrung und Kenntnisse bezüglich des Brandverhaltens von Bauteilen, um die Ergebnisse auch richtig beurteilen zu können. Die allgemeinen Rechenverfahren können sowohl für die Analyse von Einzelbauteilen, von Tragwerksausschnitten und Gesamttragwerken genutzt werden. Im bauaufsichtlichen Verfahren ist es aber nach wie vor Standard, Einzelbauteile nachzuweisen. Tragwerksausschnitte und Gesamttragwerke werden nur in ausgesuchten Sonderfällen bemessen. Dies ist nicht praxisrelevant. Für die Nachweise der Einzelbauteile und der Tragwerksausschnitte werden Vereinfachungsregeln angegeben, die näherungsweise Bemessungswerte auf der Grundlage der kalten Bemessung enthalten.

Nicht in allen Brandbemessungsteilen der Eurocodes 2 bis 6 werden alle Verfahren angeboten, weil die erforderlichen Werte nicht für alle Baustoffe vorliegen bzw. weil einige Baustoffvertreter nicht alle Nachweisverfahren wünschen. Für die Praxis ist für eine erste überschlägige Bemessung das Tabellenverfahren unverzichtbar.

Nach mehrheitlicher Meinung der PG 1 gilt dies auch für einfach Bauteile sowie klare Verhältnisse im Brandfall bei der Regelbemessung von Tragwerken und Bauteilen. Grundlage für die Tabellen sollte hierbei die ETK sein.

## 6.4 Therapie

### 6.4.1 Vereinfachungsvorschlag

Da DIN EN 1991-1-2 [112] die Grundlage für die übrigen Teile 1-2 der Eurocodes 2 bis 6 darstellt, sollten die Angaben zur Wahl und zum Vorgehen hinsichtlich der Bemessungsverfahren nicht gestrichen werden. Dafür sollten in den übrigen Brandbemessungsteilen diese Angaben sowie die Wiederholungen gestrichen und dafür nur auf DIN EN 1991-1-2 verwiesen werden.

Außerdem sollten im Text nur die üblichen Normbrandkurven und Bemessungsverfahren beschrieben werden. Die Bemessung nach Naturbränden und für Teiltragwerke sowie Gesamttragwerke als komplexe Lösung in Verbindung mit Brandschutznachweisen sollten in normativen Anhängen geregelt und nur in Sonderfällen unter Beteiligung von besonders qualifizierten Ingenieuren zugelassen werden, die vertiefte Kenntnisse in der Anwendung von nichtlinearen Berechnungen vorweisen können.

### 6.4.2 Praxistaugliche Lösung

Der Aufbau der Norm entspricht den Anforderungen des CEN.

Das Vorwort sollte auf die wesentlichen Angaben gekürzt werden. Die Regeln zu CEN und CENELEC sind in der Fachwelt ausreichend bekannt.

Im Hintergrund des Eurocode-Programms wird die Geschichte der Entwicklung geschildert. Dies ist nicht normungsrelevant.

Der Status und die Gültigkeit der Eurocodes bedarf nach der nationalen Einführung keiner weiteren Erläuterung. Auch müssen zum Beispiel im NA für Deutschland Verbindungen zum Grundlagendokument und der Bauprodukten-Richtlinie (heute Bauproduktenverordnung) nicht mehr erläutert werden.

Die Besonderen Hinweise zu EN 1991-1-2 [112] können ebenfalls maßgeblich gekürzt werden. Die wesentlichen Anforderungen für den Brandschutz (*die sicherheitstechnischen Anforderungen*) sind im Grundlagendokument Nr. 2 Brandschutz sowie in Deutschland in der Bauproduktenverordnung geregelt und müssen nicht wiederholt werden. Die Grundlagen der *Bemessungsverfahren* sollten in einem Dokument einmal zusammengefasst werden, damit auf die Wiederholungen in den übrigen Brandbemessungsteilen der Eurocodes verzichtet werden kann.

Die Angaben zu dem Nationalen Anhang zu EN 1991-1-2 [113] sind eher spärlich, verglichen mit anderen Brandbemessungsteilen der Eurocodes. Im Rahmen der Überarbeitung der EC muss es möglich sein, nach Vorlage ausreichender Nachweise und Erläuterungen Einigkeit zu erzielen.

Mit Abschnitt 1 Allgemeines beginnt die Norm eigentlich erst mit dem Inhalt „Brandeinwirkungen auf Tragwerke“. Der Abschnitt 1.1 Anwendungsbereich kann gleichfalls etwas gekürzt werden. Die Normativen Verweisungen in Abschnitt 1.2 müssen aktualisiert werden. Die Annahmen in Abschnitt 1.3 sind Voraussetzungen, die eigentlich selbstverständlich sind.

Der Abschnitt 1.4 mit Blick auf die Unterscheidung von verbindlichen und nicht verbindlichen Regeln ist bereits in EN 1990 definiert und sollte in diesem EC-teil nicht wiederholt werden.

Definitionen in Abschnitt 1.5 sind erforderlich, auch wenn Wiederholungen im Vergleich zu anderen Teilen auftreten.

Die Symbole in Abschnitt 1.6 müssen vervollständigt werden. Beziehungsweise die Symbole zwischen den Eurocodes müssen harmonisiert werden. Unterschiedlich Bedeutungen für dieselben Buchstaben in den verschiedenen Eurocode-Teilen sind nicht sinnvoll.

Das Verfahren zur Tragwerksbemessung im Brandfall in Abschnitt 2 kann um Erläuterungen sowie Wiederholungen gekürzt werden. Die Abschnitte Brandszenarien für die Bemessung und



Bemessungsbrand werden gebraucht. Der Abschnitt Temperaturberechnung kann gekürzt werden, weil die außenliegenden Bauteile im Anhang B beschrieben werden und so weitere Kürzungen möglich sind. Im Abschnitt Berechnung der Tragfähigkeit sind Kürzungen auf die Formeln möglich. Die Symbole sind in Abschnitt 1.6 definiert.

Die thermischen Einwirkungen für die Temperaturberechnung in Abschnitt 3 können ebenfalls redaktionell gekürzt werden. Bei den Normbrandkurven (die nominellen Temperaturzeitkurven) kann einfach auf die europäisch harmonisierten Prüfnormen verwiesen werden. Es ist nicht erforderlich bekannte und bereits definierte Brandkurven erneut zu definieren. Lediglich die Zusatzangaben zum jeweiligen konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten sind notwendig, um einheitliche Grundlagen zu erhalten. Bei den Naturbränden können in geringem Umfang Erläuterungen gekürzt bzw. redaktionelle Vereinfachungen vorgenommen werden.

Die mechanischen Einwirkungen für die Tragfähigkeitsberechnung in Abschnitt 4 können ebenfalls redaktionell gekürzt und Erläuterungen in Kommentare verschoben werden. Das Gleiche gilt für die Abschnitte 4.1. Allgemeines und 4.2 Gleichzeitigkeit von Einwirkungen sowie Abschnitt 4.3 Kombinationsregeln für Einwirkungen mit den Allgemeinen Regeln, den vereinfachten Regeln und dem Lastniveau.

Die Anhänge werden entsprechend dem NA angepasst, d.h.

- der Anhang A [112] wird durch den Anhang AA [113] (normativ) „Vereinfachtes Naturbrandmodell für vollentwickelte Raumbrände“ ersetzt
- nach dem Anhang AA [113] wird ein Anhang BB [113] (normativ) „Eingangsdaten für die Anwendung von Naturbrandmodellen“ eingefügt
- der Anhang B [112] bleibt als informativer Anhang „Thermische Einwirkungen auf außenliegende Bauteile“, „vereinfachtes Berechnungsverfahren“
- der Anhang C [112] bleibt als informativer Anhang mit Änderungen gemäß dem NA sowie redaktionellen Kürzungen „Lokalbrände“
- der Anhang D [112] bleibt als informativer Anhang mit Änderungen gemäß dem NA sowie redaktionellen Kürzungen „Erweiterte Brandmodelle“
- der Anhang F [112] wird gestrichen. Als Ersatz wird auf die DIN 18230-1 [128] verwiesen, die sich mit Industriebauten befasst. DIN 18230-1 [128] sollte in Rahmen der Überarbeitung in EN 1991-1-2 [112] eingebracht werden, da sie langjährig erprobt und bewährt ist
- der Anhang G [112] bleibt als informativer Anhang mit Änderungen sowie redaktionellen Kürzungen „Konfigurationsfaktor“

### 6.4.3 Ergebnisbewertung

Auf der Grundlage der Anamnese und Diagnose der DIN EN 1991-1-2 [112] wurde in der Therapie ein Vereinfachungsvorschlag erarbeitet und die Praxistauglichkeit in einer lesbaren Norm beschrieben.

Die Lösung für die Praxis sind redaktionelle Änderungen sowie das Streichen von Kommentaren und Wiederholungen. Es wird empfohlen, die Kommentare in einen Kommentarband zur Erläuterung diverser Punkte zu überführen und den Kommentarband gleichzeitig um Praxisbeispiele so zu erweitern, dass er gleichzeitig zur Schulung dienen kann. Damit werden die Anwender „auf ein Niveau“ gebracht. Anwender sind sowohl die Brandschutzplaner und Brandschutzingenieure als auch die Vertreter der Behörden, die die Genehmigungen aussprechen müssen. Rechen- bzw. Bemessungsverfahren im Brandfall wurden bisher von ausgesuchten Spezialisten genutzt und hatten daher häufig Probleme in der bauaufsichtlichen Genehmigung. Der Nachweis mit Naturbrandmodellen bedarf daher in Deutschland bisher einer gesonderten

Genehmigung, nachdem anfänglich die Bauaufsichten diese Nachweise im nationalen Verfahren ablehnen wollten.

## 6.5 Auswertung der NDP am Beispiel Deutschlands

Zu Abschnitt 2.4 (4) wird im NA der Anhang F ausgeschlossen und festgelegt, dass bei Verwendung eines Brandmodells grundsätzlich für die gesamte Dauer eines Brandes einschließlich Abkühlphase die Temperaturberechnung durchzuführen ist. Damit liegt das Ergebnis auf der sicheren Seite.

Zu Abschnitt 3.1 (10) wird im NA das bisherige nationale Verfahren bestätigt, d.h.

- für brandschutztechnische Nachweise von Tragwerken im Hochbau wird die ETK Kurve nach wie vor i.d.R. zugrunde gelegt. Dies entspricht DIN 4102-4 [126].
- für brandschutztechnische Nachweise von nichttragenden Außenwänden sowie Brüstungen und Schürzen darf weiterhin für Brand von außen die abgeminderte Außenbrandkurve sowie für Brand von innen die ETK zugrundegelegt werden. Dies entspricht DIN 4102-3 [125].
- zusätzlich wird erlaubt, dass vollständig vor der Fassade stehende Bauteile ebenfalls nur mit der abgeminderten Außenbrandkurve nachgewiesen werden. Dies war i.d.R. in der Praxis üblich, jedoch national nicht geregelt.
- es wird bestätigt, dass die Hydrocarbonkurve für übliche Mischbrandlasten im Hochbau nicht zu verwenden ist.
- Naturbrandmodelle sollen nur in Verbindung mit Brandschutznachweisen komplexer Gebäude genutzt werden.

Zu 3.3.1.1 (1) „Vereinfachte Brandmodelle“, „Allgemeines“, wird national der Anhang E [112] ausgeschlossen und dafür der Anhang BB [113] eingeführt.

Zu 3.3.1.2 (1) „Vollbrände“ wird national der Anhang A [112] ausgeschlossen und dafür der Anhang AA [113] eingeführt.

Zu 3.3.1.2 (2) „Außenliegende Bauteile“ wird national geregelt, dass die Erwärmungsbedingungen nach Anhang B [112] ermittelt werden dürfen, wenn die Angaben im NCI zu Anhang B [112] berücksichtigt werden.

Zu 3.3.1.3 „Lokale Brände“ wird national geregelt, dass die Erwärmungsbedingungen nach Anhang C [112] ermittelt werden dürfen, wenn die Angaben im NCI zu Anhang C [112] berücksichtigt werden.

Zu 3.3.2 (2) „Allgemeine Brandmodelle“ wird national geregelt, dass der Anhang D [112] verwendet werden darf, wobei die Bemessungsbrandlast und der Bemessungswert der Wärmefreisetzungsrate nach dem Anhang BB [113] unter Beachtung der NCI im Anhang D [112] zu ermitteln sind.

Zu 4.2.2 (2) „Zusätzliche Einwirkungen“ wird national geregelt, dass die Stoßbeanspruchung nach DIN 4102-3 [125] bei Bauteilen zur Trennung von Brandabschnitten bzw. Brandbekämpfungsabschnitten im Industriebau zu berücksichtigen ist. Hier wäre aber besser die Stoßbeanspruchung M nach der europäischen harmonisierten Norm DIN EN 1363-2 [111] herangezogen worden, da diese DIN 4102-3 [125] entspricht.

Zu 4.3.1 (2) „Kombinationsregeln für Einwirkungen“, „Allgemeine Regeln“ wird national festgelegt, dass die quasi-ständige Größe  $\psi_{2,1} Q_{k,1}$  verwendet werden darf, ausgenommen, wenn der Wind die Leiteinwirkung ist.

Hintergrundinformationen zu den Anhängen werden in der im NA zitierten Literatur gegeben.



## 6.6 Zusammenfassung und Ausblick

Die physikalischen Grundlagen sind europäisch bekannt und anerkannt. Lediglich in der Auslegung und dem anzusetzenden Niveau der Naturbrände gibt es unterschiedliche Ansätze.

Die Hydrocarbonkurve (auch Kohlenwasserstoffkurve) bleibt dem Tunnelbau und ggf. dem "Off-Shore"-Bereich vorbehalten. Die Schwellbrandkurve wird lediglich für im Brandfall aufschäumende Baustoffe (Bauprodukte) benötigt. Vereinfachungen sind für diese Kurven nicht sinnvoll, da Nachweise für die in der Praxis auftretenden Spezialfälle, wie zum Beispiel Tunnelbrände infolge von Tanklastwagen, von Spezialisten und Wissenschaftlern an Hochschulen bearbeitet werden. Dieses Vorgehen ist sinnvoll.

Für den üblichen, regelmäßigen Brandschutznachweis im bauaufsichtlichen Verfahren werden weiterhin die anerkannten Normbrandkurven (in der Regel die ETK) und für Außenbauteile die abgeminderte Außenbrandkurve zugrunde gelegt werden.

Rechenverfahren für Brandmodelle und thermische Einwirkungen dürfen jetzt auch in Deutschland im Rahmen von Brandschutznachweisen verwendet werden, wenn die Verfahren validiert sind. Damit werden diese Nachweise auf eine rechtliche Grundlage für die Praxis gestellt und sind nicht mehr allein der Wissenschaft vorbehalten.

Für die Praxis ist das Tabellenverfahren weiterhin unverzichtbar. Nach mehrheitlicher Meinung der Projektgruppe gilt dies nicht nur für Vorbemessungen, sondern auch für die Regelbemessung von Tragwerken und Bauteilen. Der Grund hierfür liegt in der extremen Sensitivität der Verfahren bei geometrischen Imperfektionen, wie zum Beispiel geringerer Betondeckung. Die Tabellen sollten deshalb für die wesentlichen in der Praxis vorkommenden Fälle gültig sein und gegebenenfalls erweitert werden. Mit der ETK als Grundlage ist eine ausreichende Sicherheit gewährleistet.

## 7 Eurocode 1: Teil 1-3: Einwirkungen – Schneelasten

### 7.1 Einführung

Die vorliegende Euronorm EN 1991-1-3 [130], in Deutschland als DIN EN 1991-1-3 [131] veröffentlicht, behandelt die auf Bauwerke anzusetzenden Schneelasten. Sie ist mit ihren 21 Seiten Umfang, zusätzlich 17 Seiten Anhängen und 11 Seiten Nationalem Anwendungsdokument [132] eine übersichtliche Norm. Trotzdem weist sie eine Fülle von Wiederholungen, mangelbehafteten Übersetzungen und Lehrbuchwissen auf, was das Lesen erschwert.

Die von der Projektgruppe PG1 ausgearbeiteten Vorschläge zur Vereinfachung des Regelwerkes wurden in zwei Forschungsarbeiten [143], [145] überprüft, wissenschaftlich hinterfragt und bewertet. In einer synoptischen Darstellung sind dort die Unterschiede gegenüber dem derzeit gültigen Regelwerk dargestellt. In dem vorliegenden Bericht werden im Folgenden die Grundgedanken zusammengefasst.

### 7.2 Anamnese

#### 7.2.1 Derzeitige Situation

Mit der Einführung der Eurocodes, hier im Speziellen der DIN EN 1991 [131];[132], Einwirkung auf Tragwerke, zum 01.07.2012 in der Bundesrepublik Deutschland wurde das europäische Normenkonzept offiziell umgesetzt.

In Vorbereitung auf diese umfassenden Änderungen wurde mit der DIN 1055-5: Juli 2005, Schnee- und Eislasten [133], ein Vorläufer für die Eurocodes eingeführt. Die Basis dafür war die Vornorm DIN V ENV 1991-2-3:1998-12. Mit dieser Norm traten die wesentlichen Umstellungen ein: Sie betreffen die Systematik des semiprobabilistischen Systems der Teilsicherheitsbeiwerte. Weiterhin wurden umfassende Untersuchungen im Bereich der Schneelasten durchgeführt, die im Wesentlichen in den „Final Reports“ dokumentiert wurden.

Bei der Anamnese kann nicht nur auf den Eurocode eingegangen werden, vielmehr ist es zwingend notwendig, die DIN 1055-5: 2005 [133] einzubeziehen, da sich dort schon die wesentlichen Parameter darstellen.

#### 7.2.2 Allgemeine Qualität, Inhalte und Sprache

Der quantitative Umfang der Normengenerationen stellt sich folgendermaßen dar:

DIN 1055 Teil 5, 1975	Schnee- und Eislasten, Seite 1-3 mit einer Seite Erläuterungen und einer Schneelastzonenkarte
DIN 1055-5, Juli 2005	Schnee- und Eislasten, Seite 1-24
DIN EN 1991-1-3/NA	Schneelasten, Seite 1-44, mit dem Nationalen Anhang Seite 1-11 (gesamt 55 Seiten)

Es ist ein umfassendes Werk, dass in seinem Aufbau gegenüber den uns bisher bekannten deutschen Normen Lehrbuchcharakter hat. Dieses Lehrbuchwissen wird allerdings teilweise im Hauptteil der Norm angesprochen, teilweise in Anhängen, die wiederum in normative und nicht normative Anhänge aufgeteilt sind.

Die Bereitstellung von Hintergrundinformation ist jedoch nicht vollständig, was bei der Schneelastnorm zu Problemen führt, da es in Deutschland bezogen auf die Schneelasten keine frei zugängliche Literatur gibt.

Weiterhin ist auffällig, wieviel Wiederholungen und Querverweise vorhanden sind. Neben ungewöhnlichen Formulierungen aus Übersetzungen, liegen auch inhaltlich Fehler vor.

### 7.2.3 Wissenschaftliche Grundlagen

Im Final Report [141] wurden Untersuchungen angestellt, um für Europa eine einheitliche Bemessungsgrundlage zu schaffen. In DIN EN 1991-1-3 [130] wird ein Großteil des europäischen Geltungsbereiches in 8 Klimaregionen aufgeteilt. Für die Ermittlung der charakteristischen Schneelast  $s_k$  wurden diesen Regionen Funktionen, Zonen und Mindestwerte für  $s_k$  zugeordnet.

Deutschland wurde durch die EN 1991-1-3 in zwei Regionen aufgeteilt, erstens die Alpine Region und zweitens die Region Zentral – Ost. Folgt man den Vorgaben würde das z. B. für den Ort Torfhaus im Harz mit einer Ortshöhe von 920 m eine Grundsneelast von 16,50 kN/m<sup>2</sup> bedeuten, ein Wert, der durch keine Messung belegbar ist. Dies wurde in der DIN 1055-5: 2005 zum Anlass genommen, das Gebiet der Bundesrepublik zu einer Zone zusammenzufassen. Dieser Ansatz wurde in die DIN EN 1991-1-3 / NA [131];[132] übernommen. Die charakteristischen Schneelasten können dort über angepasste Gleichungen ermittelt werden.

In Publikationen z. B. Bautechnik 10/2009 [136], wurde auf Ungereimtheiten und offensichtliche Fehler hingewiesen. Die Schneelasten am Boden wurden in Deutschland auf einer Datenbasis der gemessenen Wasseräquivalente von nur 346 Stationen erhoben, die wegen erkennbarer Fehler auf 331 Stationen verringert wurden. Die Daten der Beobachtungsreihen, die in Zeiträumen von nur 4 (!) bis 101 Jahren aufgenommen wurden, sind mittels unterschiedlicher statistischer Verfahren ausgewertet worden [146]. Im Gegensatz dazu beruhte die Datengrundlage der alten DIN 1055, Teil 5:1976 in der damals kleineren Bundesrepublik auf eine einheitlichen Auswertung der Messungen von 1821 Stationen mit einem gleichen Beobachtungszeitraum von 30 Jahren [135].

Aufgrund dessen ist seit 2009 der Deutsche Wetterdienst beauftragt, durch Gutachten die Fehlerhaftigkeit zu überprüfen und bei der Neuordnung mitzuwirken.

### 7.2.4 Nachweiskonzepte

Auch im Bereich der Nachweiskonzepte wurden Grundlagen im Final Report [141] geschaffen, die über Versuchsreihen wie Windkanaluntersuchungen besonders z. B. bei Höhensprüngen geschaffen wurden.

Frühe Einsprüche in Verbindung mit der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau und dem VPI Bayern haben zu ersten wesentlichen Änderungen bei den Schneeüberhanglasten geführt. Die Schneelasten bei Höhensprüngen an Dächern wurden in der Musterliste der Technischen Bau Bestimmungen mit  $\mu_2 = \mu_w + \mu_s$  auf 2 neu begrenzt.

Der DIN-Unterausschuss Schneelasten wurde und wird laufend zu Auslegungsfragen angerufen. Hier zeigt sich, dass besonders das heterogene Formelkonzept mit zahlreichen Begrenzungen bei Höhensprüngen an Dächern für einen größeren Auslegungsbedarf sorgt und Unzulänglichkeiten, welche in Mängel resultieren können, aufweist. Aus drei unterschiedlichen Situationen – abrutschender Schnee, Schneeverwehungen mit Luv- und Leelage – die in Deutschland seltenst gleichzeitig auftreten, wurden zwei Gleichungen erarbeitet, bei denen durch die unterschiedlichen Begrenzungen eine Anpassung an unterschiedliche Randbedingungen vorgenommen wurde. Der Nachteile dieser Gleichungen resultiert in vollkommene Unübersichtlichkeit, teilweise negative anzusetzende Schneeverwehungen, teilweiser Addition von Schneeverwehungen und abrutschenden Schnee. Dies sind Ereignisse, die in Deutschland nicht zusammen auftreten.

Ähnliches gilt für Sheddächer und aneinander gereihete Dächer. Die Norm setzt hier bis zu 50 % mehr Schnee an als bei einem vergleichbaren Satteldach. Schnee kann verweht werden und sich in den Kehlen sammeln, bei größeren Dächern ist dies aber niemals in allen Kehlen gleichzeitig und in gleicher Höhe der Fall. Ausnahmen gibt es teilweise bei Verwehungen, die parallel zur Firstrichtung wirken und in diese Richtung Schnee umlagern. Hier greift jedoch die Einschränkung  $\gamma^* s_k / h$ . Wenn bei einem Sheddach die Neigung der senkrechten Lichtbänder um

nur ein Grad verringert wird, bedeutet dies nach den Regeln des nationalen Anhangs eine Lastreduzierung von bis zu 33 %, siehe Dokument [143].

Als Beispiel für eine Fehlformulierung resultierend aus einer ungenauen Übersetzung soll hier exemplarisch hingewiesen werden:

#### "5.3.6 Höhensprünge an Dächern

- (1) Für Schneelasten auf Dächern die zu Dachflächen mit geringeren Höhen abfallen, dürfen die Formbeiwerte nach folgenden Gleichungen oder nach Bild 5.7 [130] verwendet werden:..."

Eine mögliche Interpretation des Textes ließe zu, dass es sich hierbei um Ermittlung von Formbeiwerten für das obere Dach handelt. Dabei würde der vom oberen Dach herabgefallene oder verwehte Schnee zusätzlich zu dem (eigentlich nicht mehr vorhandenem Schnee) wieder auf dem oberen Dach mit einer Verteilungslänge  $l_s$  angesetzt werden.

### 7.2.5 Tabellarische Zusammenstellung

In der folgenden tabellarischen Aufstellung wurden noch einmal die einzelnen Abschnitte der Norm EN 1991-1-3 zusammenfassend bewertet.

**Tabelle 7.1** DIN EN 1991-1-3 - Anamnese - Diagnose

Abschnitt	Anamnese	Diagnose
<b>Vorwort</b>	4 Seiten Vorwort + 1 Seite Nationales Vorwort der gleiche Text steht schon in EC0 und EC1 - 9	erhebliche Straffung notwendig
<b>1 Allgemeines</b> 1.1 Anwendungsbereich 1.2 Normative Verweisungen 1.3 Annahmen 1.4 Unterscheidungen zwischen Grundlagen und Anwendungsregeln 1.5 Bemessung durch Prüfung 1.6 Begriffe und Definitionen 1.7 Symbole	siehe EC0 siehe EC0 siehe EC0 siehe EC0 Warum ein Kapitel für einen Absatz? Überschneidungen mit Begriffserklärungen im übrigen Text	geringfügige Straffungen     Begriffe und Symbole entweder hier oder im übrigen Text
<b>2 Klassifikation von Einwirkungen</b>		geringfügige Straffungen
<b>3 Bemessungssituationen</b> 3.1 Allgemeines 3.1 (2) 3.2 Übliche Verhältnisse 3.3 Außergewöhnliche Verhältnisse	wird bereits durch Absatz 1 abgedeckt	besser unter 3.2 einordnen
<b>4 Schneelast am Boden</b> 4.1 charakteristische Werte  4.1 (1)	Die durch Anhang C sich ergebenden charakteristischen Bodenschneelasten sind teilweise so hoch, dass sie unwahrscheinlich sind, z.B. Torfhaus im Harz bei 920 m Ortshöhe 16,50 kN/m <sup>2</sup> Grundsneelast umfangreiche Anmerkungen, die keine Anweisung für den Anwender	Für Deutschland: zu wenige Stationen, zu große Stationsentfernungen, zu verschiedene Auswertungszeiträume (4 bis 100 Jahre), heterogene statistische Auswertungen

Abschnitt	Anamnese	Diagnose
4.1 (2)  4.1 (3)  4.2 Weitere repräsentative Werte   4.3 Außergewöhnliche Schneelasten	darstellen. statistische Auswertung auf einer gut abgesperrten Fläche in der Nähe der Baustelle? Anweisung für Aufsteller von Normen, nicht für den Anwender Die weiteren repräsentativen Werte sind bereits im EC0 geregelt.  Die Symbolerklärung ist bereits unter Ziffer 1.7 erfolgt	Man kann nicht mit einem Bauprojekt warten, bis die notwendigen Resultate vorliegen.
<b>5 Schneelast auf Dächern</b> 5.1 Art der Last 5.1 (2) 5.2 Lastanordnung  5.3 Formbeiwerte für Dächer 5.3.4 Sheddächer   5.3.5 Tonnendächer   5.3.6 Höhengsprünge	hat Lehrbuchcharakter Die Symbolerklärung ist bereits unter Ziffer 1.7 erfolgt, unnötige Wiederholung  unnötige Wiederholungen Die Formbeiwerte für Sheddächer ermöglichen bis zum 1,2-fachen der Bodenschneelast auf dem Dach, ohne zu erläutern, wo der Schnee herkommen soll  Bei Grenzwertbetrachtungen können sich durch die dreieckförmige Belastung Schneegebilde ergeben, die in sich nicht standsicher sind.  Formulierung des Absatzes 1, Text und Bild widersprechen sich. Es werden die verschiedensten Bemessungsfälle ohne Unterschied zu einem Paket verarbeitet und mit ihren jeweiligen Höchstwerten angesetzt, ohne dass es zeitlich möglich ist, dass diese Situationen zusammentreffen können. Die Gleichungen sind so unübersichtlich, dass nicht angegeben werden kann, welche Gleichung zutrifft. Außerdem sind viele Begrenzungen notwendig, um sie einigermaßen an die Wirklichkeit anzupassen.	redaktionelle Änderungen Durch die erhöhten Schneelasten in der Kehle wird vor allem der Rinnen-träger beansprucht, weniger der First, andererseits wird beim freitragenden Dach mehr Schnee abzutragen sein als notwendig   Umformulierung  Durch die verschiedenen Begrenzungen kommt die angegebene Gleichung nur in Ausnahmefällen zur Anwendung.
<b>6 Örtliche Effekte</b>  6.1 Allgemeines 6.2 Verwehungen an Wänden und		Zu den örtlichen Effekten gehören auch die Höhengsprünge an Dächern

Abschnitt	Anamnese	Diagnose
Aufbauten 6.3 Schneeüberhang an Dachtraufen  6.4 Schneelasten an Schneefanggittern und Dachaufbauten	Der Wert für $S_e$ hängt über $k$ zum Einen von $s_k$ , zum Anderen von $s_k^3$ ab. Auch wenn die Gleichung nicht dimensionsrein ist, kann das physikalisch nicht möglich sein.	Der Wert von $k$ sollte zahlenmäßig angegeben werden.
<b>Anhang A - D</b>		
<b>Anhang E</b> Wichte von Schnee	Die eingetragenen Werte der Wichte sind zu undifferenziert und gehören in ein Lehrbuch	

## 7.3 Diagnose

### 7.3.1 Auswertung der NDP

Es werden die Unterschiede wichtiger national festzulegender Parameter für einzelne Staaten, nämlich für Deutschland, Österreich, Italien und die Niederlande, tabellarisch aufgezeigt. Einer dem Dokument [147] entnommenen Aussage zufolge sind ungefähr 70 % aller der EN 1991-1-1 vorgeschlagenen Werte/Verfahren von den jeweiligen Eurocode anwendenden Ländern übernommen worden, was für EN 1991-1-3 nicht zutreffen kann, da das Wesentliche, die Bodenschneelast, meist national geregelt wird.

**Tabelle 7.2** EN 1991-1-3 - Auswertung NDPs (D-A-CH)

Land	EN 1991-1-3 Abschnitt	Deutschland DIN EN 1991-1-3 DIN EN 1991-1-3/NA	Österreich ÖNORM 1991-1-3 ÖNORM B 1991-1-3	Schweiz SN EN 1991-1-3 SIA 261 und 261/1	Niederlande NEN-EN 1991-1-3 NEN EN 1991-1-3/NB	Italien UNI EN 1991-1-3 Appendice nazionale
Zoneneinteilung	Anhang C	vollständig neu	in Anlehnung an EN 1991-1-3, im Detail neu; für größere Orte direkte Schneelastangaben	vollständig neu	vollständig neu, 1 Zone	Alpine Zone in Anlehnung an EN vollständig neu, 1 Zone sonst vollständig neu, 3 Zonen
Berechnung der Bodenschneelast		vollständig anders	teilweise anders; für Wien Einführung einer Zone 1,6	vollständig anders; $s_k = (1 + ((A+h_0)/350)^2) * 0,4 \geq 0,9 \text{ KN/m}^2$ $h_0 =$ Zuschlag zwischen -200 und +500 m	vollständig anders, einheitlicher Wert für alle Höhen	in Anlehnung an EN 1991-1-3 Gleichungen mit anderen Vorwerten
Bodenschneelast	Tabelle C.1	teils geringer, teils größer	teils geringer, teils größer	teils geringer, teils größer	$s = 0,7 \text{ KN/m}^2$	teils geringer, teils größer
Beispiele	Anrainerland Deutschland		Scharnitz 964 m 4,26 KN/m <sup>2</sup> Mittenwald 912 m 5,89 KN/m <sup>2</sup>	Basel 400 m 0,92 KN/m <sup>2</sup> Lörrach 400 m 1,21 KN/m <sup>2</sup>	Delfzil 0,70 KN/m <sup>2</sup> Emden 0,65 KN/m <sup>2</sup>	Timau, Paluzza 830 m 3,20 KN/m <sup>2</sup> nach EN für 830 m = 6,66 KN/m <sup>2</sup> in Österreich Kötschach-Mauthen 706 m = 5,60 KN/m <sup>2</sup>
Formbeiwerte Pultdächer	5.3.2	wie EN	wie EN	wie EN	wie EN	wie EN
Satteldächer	5.3.3	wie EN	wie EN; für verwehten Schnee zulässige alternative Ansätze bei 30° $\mu_2 = 1,2$	wie EN	wie EN	wie EN
Sheddächer	5.3.4	wie EN, Begrenzung auf $\mu_1 + y^*h/s_k$ Sonderregelung für Sheddächer	wie EN; für Sheddächer $\geq 60^\circ$ $\mu_3 = 1,6$	wie EN	wie EN	wie EN



Land	EN 1991-1-3 Abschnitt	Deutschland DIN EN 1991-1-3 DIN EN 1991-1-3/ NA	Österreich ÖNORM 1991-1-3 ÖNORM B 1991-1-3	Schweiz SN EN 1991-1-3 SIA 261 und 261/1	Niederlande NEN-EN 1991-1-3 NEN EN 1991-1-3/ NB	Italien UNI EN 1991-1-3 Appendice nazionale
Tonnendächer	5.3.5	wie EN	wie EN; für Tonnendächer $\mu_3 \leq 1,8$ ; Sonderregelung bei Schneefängern	wie EN	wie EN	wie EN
Höhensprünge	5.3.6	wie EN, Höhengsprünge $\geq 0,5$ m; verschiedene Begrenzungen $0,8 \leq \mu_w + \mu_s \leq 2,4$ teilweise $1,2 \leq \mu_w + \mu_s \leq 6,45/s_k^{0,9}$	wie EN; Höhengsprünge $1,0$ m verschiedene Begrenzungen $0,8 \leq \mu_w \leq 2,0$ Sonderregelung Grabendächer	wie EN	wie EN	wie EN $0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$
Aufbauten	6,2	wie EN	wie EN	wie EN	wie EN	wie EN
Traufen	6,3	wie EN, $k = 0,4$	$S_e = 0,5$ s [KN/m]	wie EN	wie EN	wie EN
Beispiele (nach EN für Höhen ab 800 m)	$s_k = 6,00$ KN/m <sup>2</sup> $s_k = 0,60$ KN/m <sup>2</sup>	$S_e = 3,07$ KN/m $S_e = 0,05$ KN/m	$S_e = 2,40$ KN/m $S_e = 0,24$ KN/m	$S_e = 14,40$ KN/m		$S_e = 14,40$ KN/m $S_e = 0,04$ KN/m

### 7.3.2 Charakteristische Werte am Boden

Im Nationalen Anhang wurden die Schneelastansätze der DIN 1055-5 übernommen. Die dort anzusetzenden Schneelasten bedingen sowohl Unterschreitungen der tatsächlich auftretenden Schneelasten (Nordrhein-Westfalen, Münsterland, Landkreis Traunstein) wie auch Überschreitungen (höhere Lagen der Schneezone 3 in Bayern), siehe [134]. Als Beispiel sei angeführt: Für den Ort Bayersoien im Alpenvorland mit einer Ortshöhe von 812 m wurde als größte Schneehöhe 80 cm gemessen, aufgezeichnet in einer Messreihe des Deutschen Wetterdienstes über einen Zeitraum von 61 Jahren. Bei einer Umrechnung nach den Formeln von Caspar/Krebs [135], die an sich schon ungünstig sind, da sie die jährlich maximal auftretenden Wasseräquivalente mit den jährlich maximal auftretenden Schneehöhen vergleichen, ergibt sich eine Schneelast am Boden von  $s_k = 1,87$  KN/m<sup>2</sup>. Nach Norm ist eine Schneelast von  $s_k = 4,88$  KN/m<sup>2</sup> anzusetzen, ein Wert, der die höchste bisher gemessene Schneelast um das 2,6-Fache übertrifft.

Veranlasst durch die "Schneekatastrophe" von 1978/1979 in Norddeutschland wurde durch das Nationale Anwendungsdokument die Regelung für außergewöhnliche Schneelasten eingeführt. Im Zuge der Neubewertung der Schneelasten durch den Deutschen Wetterdienst ist zu überlegen, ob die damals gemessenen Werte nicht zu den Werten zu zählen sind, die durch eine einmalige Überschreitung innerhalb von 50 Jahren im Allgemeinen zu tolerieren sind.

### 7.3.3 Formbeiwerte für Pultdächer

Der Abschnitt DIN EN 1991-1-3, Kap. 5.3.2 über die Formbeiwerte für Pultdächer gleicht im Wesentlichen dem der Satteldächer. Die anzuwendenden Formbeiwerte sind in einem gemeinsamen Bild 5.1 bzw. einer Tabelle 5.2 dargestellt. Es bietet sich an, die beiden Abschnitte zusammenzufassen. Flachdächer werden nicht gesondert erwähnt.

### 7.3.4 Formbeiwerte für Sheddächer

Die EN 1991-1-3 [130] spricht in Kap. 5.3.4 ihrer deutschen Übersetzung von Sheddächern, allerdings in einem anderen Sinn als dieser in Deutschland verstanden wird. Bei diesen Dächern sind nach EN 1991-1-3 im Lastfall unverwehter Schnee bei Dachneigungen  $> 30^\circ$  ähnliche Lasten anzusetzen wie bei einem Satteldach. Dadurch muss sich der Schnee in den Kehlen sammeln, was aber nicht berücksichtigt wird. Im Lastfall verwehter Schnee sind dafür jedoch größere Lasten anzusetzen als die Grundschneelast, das widerspricht der in mehreren Normen, auch EN 1991-1-3, getroffenen Annahme, dass nur der Schnee, der auf dem Dach liegt, umverteilt wird; siehe z.B. ISO 4355 [138], Ziffer 8.3 oder EN 1991-1-3, Ziffer 5.3.6 Gleichung 5.8. Bei beidseitigen Dachneigungen von  $30^\circ$  sind im Mittel  $1,2 \cdot s_k$  anzusetzen, das heißt 50 % mehr als auf einem vergleichbaren Satteldach und 20 % mehr als die Grundschneelast. Da diese erhöhte Schneelast in jeder Kehle anzusetzen ist, ergeben sich für eine



größere freitragende Halle mit mehreren Sheds schnell Werte, die physikalisch nicht zu begründen sind. Schon aus der DIN 1055, Teil 5, Ausgabe 6/1975 unter Ziffer 3.3, Schneeanhäufungen, ist der Grundsatz herausgestellt: "Bei Schneeumlagerungen, z.B. bei Sheddächern kann davon ausgegangen werden, dass die Summe der auf das Dach entfallenen gleichmäßig verteilten Schneelast nach Abschnitt 3.3.1 gleich bleibt."

### 7.3.5 Formbeiwerte für Tonnendächer

Nach den Lastansätzen für Tonnendächer in EN 1991-1-3, Kap. 5.3.5 verhält sich Schnee anders als bei den übrigen Dächern. Während er bei Pult- oder Satteldächern ab 30° Dachneigung beginnt, vom Dach abzurutschen, bleibt er bei Tonnendächern bis zu einer Neigung von 60° auf dem Dach liegen. Die Lastanordnung für verwehten Schnee ist außerdem unglücklich gewählt, da bei großen Schneelasten die Auftürmung des Schnees so unwahrscheinlich wird (siehe Dokument [134]) und damit die Standsicherheit des Schneedreiecks fraglich ist.

Es ist nicht zu erkennen, warum bei Satteldächern eine zusätzliche Schneeverwehung nicht angesetzt wird, bei Tonnendächern allerdings schon.

### 7.3.6 Höhengsprünge an Dächern

Im Normtext des Kap. 5.3.6 (1) steht als Modalverb "dürfen". Mit anderen Worten ist es dem Anwender freigestellt, ob er diese Schneelast ansetzt oder nicht. Dabei stellt sich die Frage, warum der Absatz in die Norm aufgenommen worden ist.

Die unter Ziffer 5.3.6 zusammengefassten Vorgänge sind auf vier verschiedene Situationen zurückzuführen:

1. Bei Dachneigungen größer als 30° kann die Schneelast für das obere Dach abgemindert werden. Der restliche Schnee rutscht vom Dach ab und belastet die darunter liegenden Flächen zusätzlich. Im Allgemeinen geschieht dies bei und unmittelbar nach Schneefällen.

Der abrutschende Schnee ist vom unteren Dach aufzunehmen. Dieser Vorgang wird in der Norm nicht berücksichtigt.

2. Im Frühjahr kann ebenfalls der dann tauende Schnee vom oberen Dach abrutschen, die Schneemenge ist allerdings erheblich kleiner als die maximale Schneelast, die Norm setzt 50 % an. Dieser Schnee dürfte dann aber auch nur auf 50 % der maximalen Last auf dem unteren Dach aufgelagert werden.

In beiden Fällen 1 und 2 ist die Verteilungslänge erheblich kleiner als im Fall 3 und 4.

Wenn Schnee verweht wird, ist zu unterscheiden, ob das niedrigere Dach auf der Wind zugewandten (Luvseite) oder der Wind abgewandten Seite (Leeseite) des oberen Daches liegt. In der Norm wird vereinfachend die Länge der beiden anschließenden Flächen gemittelt. Aus den Gleichungen der Norm ergibt sich aber bei Staulagen auch, dass je höher die aufgehende Wand, desto kleiner wird der sich aufhäufende Schnee (siehe Dokument [143], Anlage 4d, Blatt 1 – 5).

3. Bei einer Leelage des unteren Dachs werden abhängig vom Höhenunterschied der beiden Dächer und von der Einflusslänge des oberen Dachs unterschiedliche Anteile des auf dem oberen Dachs befindlichen Schnee auf das untere verweht. Es sind auch Fälle denkbar, wo nach der Norm mehr Schnee verweht wird, als auf dem oberen liegt. Diese Situation ist zwar in Hochlagen der Gebirge oder den Polarregionen durchaus denkbar, die Gleichung (5.8) berücksichtigt aber nur den vom oberen Dach verwehten Schnee. Die Werte des anzusetzenden Schnee sind für Zone 3 bei größeren Ortshöhen insgesamt unwahrscheinlich. Als Beispiel sei Mittenwald mit 920 m Ortshöhe angeführt, wo eine Grundsneelast von  $s_k = 5,97 \text{ KN/m}^2$  anzusetzen ist. Bei einer Begrenzung auf den Wert für  $\mu_2 = 2,4$  nach Gleichung (NA.5) folgt daraus eine Last von  $14,33 \text{ kN/m}^2$ , entsprechend 6,23 m Schneehöhe, eine Höhe, in der jedes Fenster der anliegenden

Fassade unter Schnee liegt. Diese Situation ist unwahrscheinlich. Erst mit Einfügung einer "Reparaturformel" stammend aus dem Ingenieurbüro Schwind hat mit  $\mu_2 = 6,45 / sk^{0,9}$  im NA hat zu einer Entlastung geführt.

4. Bei einer Luvlage des unteren Dachs wird nach den Gleichungen der Norm in Extremfällen (die Verteilungslänge  $l_s$  ist größer als die Dachlänge) der Schnee vom unteren Dach verweht und zusätzlich zum nun nicht mehr vorhandenen Schnee auf der gleichen Fläche aufgetürmt. Wie bei einer Leelage ist zwar eine Situation durchaus denkbar, dass der verwehte Schnee nicht vom unteren Dach stammt. Dann müssten die anzuwendenden Gleichungen aber anders formuliert sein. Wenn bei einer Staulage unter sonst gleichen Bedingungen bei einer Höhe der aufgehenden Wand von 1,0 m das 2,8 fache derjenigen Schneelast anzusetzen, die sich bei einer Höhe von 20 m ergibt (siehe Dokument [143], Anlage 4).

Diese vier verschiedenen Situationen treten mit ihren maximalen Werten zu den unterschiedlichsten Zeitpunkten ein und es ist mehr als unwahrscheinlich, dass die jeweils maximal möglichen Schneelasten zusammentreffen. Die Verwehungslastfälle, wie sie unter 3. und 4. beschrieben sind, schließen sich für in Deutschland vorliegende Wind- und Schneeverhältnisse nahezu aus. Es ist unwahrscheinlich, dass auf Sturm aus der einen Richtung Sturm aus der entgegengesetzten Richtung folgt oder dass tagelang heftig wehender Wind von tagelang heftig wehendem Wind aus der entgegengesetzten Richtung abgelöst wird.

Während die unter 1. beschriebene Situation mit jeweils einer der unter 3. und 4. beschriebenen Situationen ohne weiteres zusammentreffen können, ist das Zusammentreffen der Situation 2 mit einer der anderen nicht möglich.

### 7.3.7 Verwehungen an Wänden und Aufbauten

Durch die alleinige Berücksichtigung der Wandhöhen in EN 1991-1-3, Kap. 6.2 ergeben sich Unterschiede in den anzusetzenden Lasten, je nachdem ob auf dem Dach ein kleines Gebäude wie z. B. ein Aufzugsschacht (zu berechnen nach 5.3.6) oder eine gleichgroße Reklamewand steht.

Bei einem Aufzugsschacht ergibt sich dazu noch eine Abhängigkeit von den umliegenden Dachflächen, die bei der Reklamewand nicht gegeben ist, obwohl beide ein gleich großes Hindernis für Wind darstellen.

### 7.3.8 Schneeüberhang an Dachtraufen

Die Dimensionen des Wertes  $k$  in EN 1991-1-3, Kap. 6.3 ergeben sich entweder zu  $m^{-1}$  oder  $kN/m^2$ , je nachdem ob  $k$  durch den Ausdruck  $3/d$  oder  $d \cdot \gamma$  errechnet wird. Damit ändert sich auch die Dimension der Trauflast.

## 7.4 Therapie

### 7.4.1 Charakteristische Werte am Boden

Die Schneelastansätze werden derzeit vom Deutschen Wetterdienst für die Bundesrepublik Deutschland in einem Forschungsvorhaben über eine "Flächenhafte Analyse von Schneelastmesswerten in fünf Landkreisen und ihr Vergleich mit den Schneelastzonenkarten der DIN 1055-5:2005 (DIN EN 1991-1-3/NA) als Pilotuntersuchung für die Überarbeitung der Schneelastzonenkarte" überprüft, deshalb wird in dieser Hinsicht derzeit keine weitere Bearbeitung vorgenommen.

Zur Bewertung der außergewöhnlichen Grundsneelasten sollten ebenfalls die Ergebnisse des Deutschen Wetterdienstes abgewartet werden.

Nach Durchsicht einiger wesentlichen nationaler Anhänge einiger CEN Mitgliedsstaaten wird empfohlen, die charakteristischen Werte der Schneelast national zu regeln da überall unterschiedliche Ansätze gewählt wurden.

#### 7.4.2 Formbeiwerte für Flach-, Pult- und Satteldächer

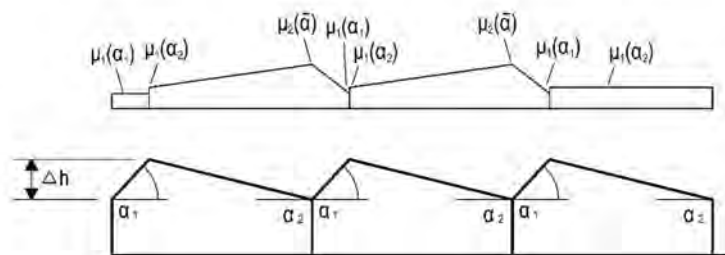
Die Abschnitte für Pult- und Satteldächer (Kap. 5.3.2/3) wurden zur neuen Ziffer 5.3.2 zusammengefasst und ausdrücklich auf Flachdächer ausgeweitet, da die Ansätze übereinstimmen und gleiche Verhältnisse vorliegen. Bei Satteldächern werden in verschiedenen Normen, z.B. in ISO 4355 [138], ÖNORM EN 1991-1-3 [139], JCSS-Modell, für den Lastfall verwehter Schnee auf der leeseitigen Dachhälfte gegenüber dem Wert  $\mu_1$  höhere Lasten angesetzt. Im Entwurf der ÖNORM B 1991-1-3 [140] wurde diese Ansätze wieder zurückgenommen und korrigiert. Da die EN 1991-1-3 wie auch die DIN 1055-5 diese erhöhten Werte nicht ansetzt, wird auch hier darauf verzichtet.

#### 7.4.3 Formbeiwerte für Sheddächer

Bei vorliegendem Normvorschlag wird für Kap. 5.3.4 (neu 5.3.3) der korrekte Begriff "aneinander gereihete Dächer" für den Normvorschlag verwendet. Der Lastfall (i) gleichmäßig verteilter Schnee wird nicht angesetzt, da er durch den durch den Lastfall (ii) verwehter Schnee mit abgedeckt wird.

Beim Lastfall verwehter Schnee wird nach Auswertung von PRB-Bericht [144] in Übereinkunft mit dem Verfasser des selbigen Berichts, eine Verteilung angesetzt, die in Übereinstimmung mit der Verteilung des österreichischen Nationalen Anhangs an den Firstpunkten die Schneelast in Abhängigkeit von der jeweiligen Dachneigung, in den Kehlen mit dem Mittel der Dachneigungen ermittelt wird. Es werden zwar ähnlich hohe Schneelasten wie im Eurocode angesetzt, resultierend aus einer eventuellen Schräganströmung, für die statische Berechnung ist aber sinnvollerweise nur ein Lastfall zu untersuchen.

Werte für Sheddächer mit senkrechten Dachflächen sind im Gegensatz zum NA [132] bereits eingeschlossen, es ergeben sich keine abweichenden Lasten.

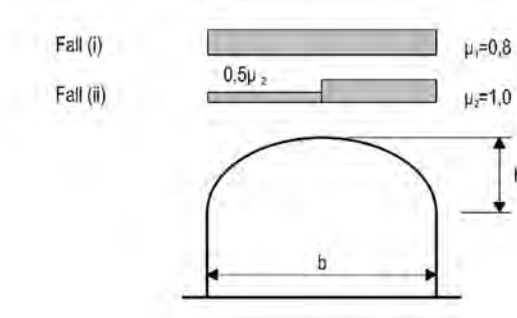


**Bild 7.1** Schneelasten an Sheddächern PG1Vorschlag

#### 7.4.4 Formbeiwerte für Tonnendächer

Der Vorschlag für Kap. 5.3.5 (neu 5.3.4) hält sich eng an die Gleichungen für Satteldächer, wobei der Wert  $\mu_1$  einheitlich mit 0,8 angesetzt wird, für den Lastfall verwehter Schnee wird in Anlehnung an Satteldächer der Formbeiwert je Lastseite geteilt und mit  $\mu_2 = 1,0$  und  $0,5 \cdot \mu_2$  angesetzt. Um die Gleichungen zu vereinfachen, wird dabei in Kauf genommen, dass der Schnee auch auf Dachflächen mit Neigungen  $> 30^\circ$  bzw.  $> 60^\circ$  angesetzt wird. Einen anderen Weg gehen die Normen ISO 4355 [138], Abschnitt B.4, und die ÖNORM 1991-1-3 [139] (Bild C.2 und C.3), die die Lastansätze realitätsnäher erfassen, dafür aber erheblich kompliziertere Ansätze erfordern. In ihrem neuesten Entwurf kommt die ÖNORM B 1991-1-3:2013 [140] zu ähnlichen

wie dem in Bild 7.2 vorgestellten Ansatz. Vergleichsrechnungen dazu sind in Dokument [143] aufgeführt.



**Bild 7.2** Schneelast auf Tonnendächern PG1 Vorschlag

#### 7.4.5 Höhengsprünge an Dächern

Der Absatz 1, EN 1991-1-3, Kap. 5.3.6 (neu 6.2) wird wie folgt vorgeschlagen:

"Für Schneelasten auf Dächern, die sich unterhalb von höher liegenden Dachflächen befinden, sollten die Formbeiwerte nach folgenden Gleichungen (siehe Bild 5.7) verwendet werden:"

Trotz der nachweislichen Mängel der Gleichungen 5.6 bis 5.8 werden sie vorläufig beibehalten, um einer wissenschaftlich fundierten Untersuchung der Phänomene nicht entgegenzustehen. Lediglich zur Berücksichtigung der oben angesprochenen Staulage wird für die untere Begrenzung von  $\mu_2$  der Wert von 1,2 eingeführt.

Die Höhengsprünge an Dächern wurden unter örtliche Effekte eingeordnet, da es sich nicht um Dachformen handelt, wie sie unter Abschnitt 5.3 behandelt werden und die Ansätze sich denen der Verwehungen an Wänden und Aufbauten ähneln.

#### 7.4.6 Verwehungen an Wänden und Aufbauten

Kapitel 6.2 wird zu Kapitel 6.3. Die Schneelasten brauchen nicht gleichzeitig beidseits des Hindernisses angesetzt zu werden. Sollte die Schneehöhe größer sein als die Höhe des Hindernisses, braucht keine Verwehung angesetzt werden (Vergleichsrechnungen siehe Dokument [143]).

#### 7.4.7 Schneeüberhang an Dachtraufen

Der Wert für  $k$  wird in Anlehnung an die ÖNORM [140] vereinfacht mit dem Wert von 0,5 m angesetzt. Damit lautet die Gleichung  $S_e = 0,5 * s$ . So ergibt sich auch für die Trauflast ein dimensionsloser Wert. Kapitel 6.3 wird im Vorschlag Kapitel 6.4.

#### 7.4.8 Normenentwurf

Als Vorschlag für eine gestraffte europäische Schneelastnorm ist sowohl die EN 1991-1-3 als auch der nationale Anhang getrennt bearbeitet worden und liegen dem Bericht [143] bei. Die Begründungen für die vorgenommenen Veränderungen und neue mögliche Ansätze sind ebenfalls dort aufgeführt. Die Möglichkeiten einer Straffung der für ganz Europa anwendbaren Norm ist begrenzt, wenn man bedenkt, dass sie sowohl die Verhältnisse in Nordisland wie auch in Sizilien abdecken muss. Allerdings wurden auch hier versucht die größten Ungereimtheiten durch neue Ansätze zu mildern und die Norm redaktionell zu straffen. Ungereimtheiten bezüglich der unterschiedlichen Ansätze der Grundsneelasten in den europäischen Nachbarländern bedürfen einer dringenden Überarbeitung. Explizit erwähnt seien dabei besonders die Abweichungen in den höheren Lagen der deutschen Mittelgebirge.

Die Bearbeitung ist im PG 1 Forschungsbericht in Dokument [143] enthalten. Aufgrund des Ergebnisberichts [144] zum PRB-internen Forschungsantrag PRB-1.14 wurde der Normenentwurf mit Dokument [145] korrigiert.

## 7.5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Bearbeitung des Forschungsauftrages erfolgte in mehreren Teilabschnitten, um in Abstimmung mit der Projektgruppe PG1 des PRB die Zwischenergebnisse abzugleichen und Anmerkungen einzuarbeiten. Das vorliegende Dokument stellt somit eine Zusammenfassung einer Vielzahl von erarbeiteten Unterlagen dar. Die Ergebnisse werden in die europäischen WGs eingebracht.

In EN 1991-1-3 sind Fragen von z.B. Photovoltaikanlagen auf Dächern nicht behandelt, weiter wird die Frage zu klären sein, wie bei großflächigen Dächern die Formbeiwerte des Eurocodes sinnvoll übernommen werden können.

Für die Bewertung der Ausarbeitungen unter praxisnahen Bedingungen wurden für die vereinfachte Lastkombination und die in der Praxis besonders wichtigen Normenvorschläge zu EN 1991-1-3 und EN 1991-1-4 Vergleichsrechnungen in Auftrag gegeben (siehe Dokument [144], [163]). Es sollte die Vermutung bestätigt werden, dass vereinfachte Lastkombinationen (im GZT) in Zusammenhang mit den vereinfachten Lastannahmen bei Standardsituationen nicht zu merkbar unwirtschaftlicheren oder unsichereren Ergebnissen führen. Die vorliegenden Ergebnisse für Vergleichsrechnungen basierend auf Projekten mit den Schwerpunkten EC2 [164], EC3 [272], [273] EC5 [270] und EC6 [271] bestätigen diese Vermutung in Bezug auf die PG1 Vorschläge für EN 1991-1-3. Der Einfluss der Schneelasten war bei den durchgeführten Vergleichsrechnungen nicht bemessungsrelevant.



## 8 Eurocode 1: Teil 1-4: Einwirkungen – Windlasten

### 8.1 Einführung

Die Projektgruppe 1 (PG1) befasste sich in einem ersten Schritt mit der Identifikation und Erörterung von in der Fachöffentlichkeit diskutierten, speziellen Schwierigkeiten bei der praktischen Anwendung von Regelungen aus dem Hauptdokument EN 1991-1-4, die vom Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1991-1-4/NA zur Verwendung übernommen wurden. Im Anamneseteil des Abschnittes 8.2 wird die nationale und europäische Normenentwicklung bis zum heutigen Stand in ihren wesentlichen Schritten zusammengestellt. Dabei wird Überarbeitungsbedarf diagnostiziert. Meinungsäußerungen von Fachkollegen, ausgewählte Auslegungsanfragen zur bestehenden DIN EN 1991-1-4 & NA und eigene Arbeitsergebnisse fließen ein. Ausgangspunkt der Überarbeitung waren die folgenden hauptsächlich Einzeldiagnosen:

- a) zu großer Seitenumfang des Hauptdokuments EN 1991-1-4 und der zahlreichen enthaltenen Textteilen und erläuternden Formulierungen,
- b) derzeitig vorliegende sehr große Parametervielfalt der Modelle, mit denen die klimatischen Verhältnisse am Bauwerksstandort und die zugehörigen Windeinwirkungen beschrieben werden,
- c) hohe Aufwände im Zuge der Tragwerks- und Einwirkungsmodellierung bei der Verwendung von FE-Rechenmodellen aufgrund der überdetaillierten Zonierung der Windeinwirkungen auf der Gebäudehülle,
- d) aufwändige, teilweise nichtlineare Interpolationen zur Bestimmung von Druck- und Kraftgrößenbeiwerten,
- e) überdetaillierte Parametrisierung von Beiwertefunktionen auch für Nebeneffekte, wie zum Beispiel der Einbezug von dreidimensionalen Umströmungseffekten aufgrund der Stabschlankheiten an Fachwerkstäben,
- f) im Bezugsdokument EN 1991-1-4:2010-12 fehlende Regelungen für Bauzustände und andere vorübergehende Zustände,
- g) für Nichtspezialisten unverwendbare und zudem fehlerhafte Regelungen über das aeroelastische Instabilitätsphänomen Brückenflattern,
- h) unklar motivierte Angabe von Alternativverfahren sowohl bei der Berechnung des Strukturbeiwertes als auch bei der Nachweisführung für die Wirbelerregung von schlanken Strukturen.

Strategisch wurde eine grundlegende Notwendigkeit zu einer

- i) praxisgerechten Beschränkung des Hauptteils der Norm EN 1991-1-4 auf Regelfälle des allgemeinen Hochbaus und der
- j) ersatzweisen Ausbildung eines erweiterten, informativen Anhang teils mit Verfahren zu spezielleren Bauwerken und Tragwerken einschließlich der Einwirkungen zur Behandlung von dynamischen und aeroelastischen Reaktionen

erkannt. Die Therapievorschläge im Kapitel 3 enthalten ggf. weitere strategische Hinweise.

Als Ergebnis des Projektes BBSR-FV (Az. II 3-F20-10-1-085\_PG1 / SWD-10.08.18.7-12.27), Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen, Teilantrag 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen, ist die EN 1991-1-4 vollständig überarbeitet worden. Es ist ein Normenentwurf ([160]) entstanden, dessen Hauptteil Normenmodelle der Windeinwirkungen für einen weit überwiegenden Teil der Bemessungsaufgaben im allgemeinen Hochbau formuliert. Der entstandene Hauptteil hat einen Umfang von 29 Seiten (Kapitel 1 bis 8); der Hauptteil der derzeit eingeführten DIN EN 1991-1-4:2010-12 umfasst dagegen 84 Seiten (Kapitel 1 bis 8).

Das Kapitel 3 dieses Berichtes zeigt ausgewählte Beispiele zu den überarbeiteten Regelungen mit praxistauglicher Auslegung. Die Zusammenfassung enthält eine Übersicht über den neu entstandenen Hauptteil. Der Entwurf der überarbeiteten EN 1991-1-4, [160], liegt der Projektgruppe 1 der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen e.V. vor und kann den Normengremien zur Verfügung gestellt werden.

## 8.2 Anamnese und Diagnose

### 8.2.1 Entwicklung der Windlastnormen in Deutschland

Die Deutsche Industrienorm DIN 1055-4, Erstausgabe 1938, regelte die Windeinwirkungen auf Baukörper zu dem Zweck, die Tragwerke, die die Windlast abtragen, sicher zu bemessen und zu konstruieren. Sie wurde vielfach an die fortschreitende Entwicklung, insbesondere in der Bauwerksaerodynamik, den Grundlagen der Tragwerksplanung und der Windstatistik angepasst, bis sie der Eurocode 1, DIN EN 1991-1-4, im Jahre 2011 ablöste.

#### ***DIN 1055 Blatt 4 - Lastannahmen im Hochbau; Verkehrslasten; Windlast Ausg. 6/1938 [149]***

Im Juni 1938 erschien DIN 1055, Blatt 4 - Windlast. Sie umfasste 7 Seiten, 2 Tafeln und eine Abbildung. Der Geschwindigkeitsdruck wächst mit der Höhe über Gelände nach der Modellvorstellung einer Treppenkurve an, s. Tabelle 8.1.

**Tabelle 8.1** Festlegungen von Geschwindigkeit und Geschwindigkeitsdruck nach DIN 1055 Blatt 4, Ausgabe 1938

Höhe über Gelände m	Windgeschwindigkeit $v$ m/s	Geschwindigkeitsdruck $q$ kN/m <sup>2</sup>
von 0 bis 8	28,3	0,50
über 8 bis 20	35,8	0,80
über 20 bis 100	42,0	1,10
über 100	45,6	1,30

Die Treppenkurve Tabelle 8.1 galt einheitlich für alle Klimazonen Deutschlands. Die Werte der Treppenkurve sind als Böenwindgeschwindigkeiten bzw. als ihnen zugeordnete Geschwindigkeitsdrücke zu verstehen. Der Einfluss von Änderungen der Bodenrauigkeit wurde nicht gesondert erfasst. Nähert man die Treppenkurve des Geschwindigkeitsdrucks durch ein Potenzprofil an, so kann man es nach heutigen Erkenntnissen einer Bodenrauigkeit bzw. Geländekategorie zuordnen.

Die Norm gab die Windlasten in Form von Flächenlasten an. Windkräfte als Einzel- oder Streckenlasten kommen in ihr nicht vor. Die aerodynamischen Beiwerte sind Resultierende von Druck und Sog. So ist für geschlossene, von ebenen Flächen begrenzte Baukörper der Wert von positivem Druck auf der luvseitigen Wand von 0,8 mit dem negativen Druck auf der Leewand von -0,4 zu 1,2 zusammengefasst. Das Haupttragwerk ist für die Einwirkung dieser Windlast auf die luvseitige Wand nachzuweisen. Unabhängig davon sind Wände, Dächer und Einzelbauteile zusätzlich gegen Sog zu sichern. Eine gesonderte Tafel 3 enthält dafür spezielle Beiwerte. Materiell wurde in den Jahren 1941, 1944, 1961 Anpassungen vorgenommen, die vor allem die aerodynamischen Beiwerte betrafen, so z.B. nach den Erfahrungen bei der Sturmkaustastrophe von 1961 in Schleswig-Holstein.

#### ***Zwischenlösung und erste Neufassung***

Das Lenkungs-gremium des DIN Fachbereichs „Einheitliche Technische Baubestimmungen – Lastannahmen für Bauten“ beschloss im Jahre 1973, die Windlastnorm zu überarbeiten und dabei zweigleisig zu verfahren:



1. Zwischenlösung: Die Beiwertesammlung der bestehenden Norm war zu überarbeiten und auf den neuesten Stand der Erkenntnisse zu bringen.
2. Grundsätzliche Neufassung: Die erprobten Erkenntnisse der modernen Windlasttheorie als auch erkennbare Anforderungen der Baupraxis waren hier aufzunehmen. Ziel war es „... eine Grundlage für eine wirklichkeitsnahe und allgemeingültige Beschreibung der Windwirkungen bei beliebigen Baukonstruktionen zu schaffen.“ [149]

Der Normenausschuss Bauwesen richtete im Jahre 1973 einen Arbeitsausschuss ein (mit Helmut Hirtz als Obmann) und betraute ihn mit beiden Aufgaben.

Im August 1986 erschien die „Zwischenlösung“:

DIN 1055 Teil 4 – *Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken Ausgabe 8/1986.*

Diese Fassung hatte bis 2005 Bestand. Sie enthielt zwei wesentliche Erweiterungen:

- Die Norm galt schon bisher nur für Baukonstruktionen, die nicht mit der Böenerregung in Resonanz geraten. Diese Beschränkung wurde in den Titel aufgenommen. Darüber hinaus wurde die Schwingungsanfälligkeit gegenüber einer Erregung durch Windböen geregelt: „Als nicht schwingungsanfällig ... gelten Bauwerke, bei denen die Verformungen unter Berücksichtigung der dynamischen Wirkung der Windkräfte die Verformungen aus statisch wirkender Windlast ... um nicht mehr als 10 % überschreiten. ...“, [DIN 1055-4, 8/86]. Die Norm enthält dazu ein einfaches Kriterium: ist es eingehalten, gilt das Bauwerk als nicht schwingungsanfällig.
- Die Sammlung aerodynamischer Beiwerte („Beiwertesammlung“) wurde von Grund auf überarbeitet.

Auch die grundsätzliche Neufassung war zu diesem Zeitpunkt bereits weit fortgeschritten. Sie wurde 1987 mit der sogenannten „Kieler Fassung“ materiell abgeschlossen. Sie gelangte allerdings nicht mehr in den Stand einer Vornorm. Ursache ist u.a., dass in der Zwischenzeit das technische Komitee CEN/TC 250 seine Arbeit an einer Europäischen Norm über Windlasten aufnimmt (ENV 1991-2-4). Man ging davon aus, dass weitere nationale Bemühungen nicht erforderlich seien. Der Obmann veröffentlicht die Kieler Fassung im Januar 1993 als nationales Bezugsdokument bei der Implementierung des Eurocodes (Vorlage zu einer Vornorm DIN 1055 Teil 40, Januar 1993).

### **Zweite Neufassung**

Die europäische Gesamtlösung der Normengruppe über die Grundlagen der Tragwerksplanung, d.h. über Tragwerkssicherheit und Einwirkungen auf Tragwerke, verzögerte sich stärker als ursprünglich erwartet, so dass sich der Lenkungsausschuss des DIN zur Neufassung der Normenreihe DIN 1055 Teil 1 bis 10, ergänzt um Teil 100: *Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*, entschloss. Zielsetzung war einerseits, überalterte Regelungen zu ersetzen und andererseits der Praxiserprobung der Europäischen Vornormen der Reihe EN 1991 Vorschub zu leisten. Somit wurden die meisten Weiterentwicklungen mit den Regeln der EN 1991 abgeglichen und nach Einführung der EN 1991-1-4 in Deutschland für den Nationalen Anhang verwendet. Dies gilt auch für die verwandten Konzepte des Böereaktionsfaktors (DIN 1055-4:2005-03) und des Strukturbeiwertes (EN 1991-1-4 & NA). Der für die Reihe DIN 1055 *Einwirkungen auf Tragwerke* zuständige Arbeitsausschuss NABau 00.02.00 richtete 1998 für die Windlastnorm den Unterausschuss NABau 00.02.03 ein.

Die Neufassung der Windlastnorm verfolgte vor diesem Hintergrund also folgende Ziele:

1. den erheblichen Fortschritt, der seit etwa 1960 im Windingenieurwesen erreicht werden konnte, aufzunehmen und die Norm dem anerkannten Stand der Technik anzupassen;
2. die Umsetzung der Europäischen Vornorm DIN ENV 1991-2-4:1998-12 in der praktischen Anwendung zu fördern;

3. die Vereinheitlichung des Sicherheitsniveaus, wie sie in DIN 1055-100:2001-03 geregelt ist, zu übernehmen.

Der Ausschuss konnte für seine Arbeit auf zwei Vorlagen zurückgreifen; einerseits die erwähnte Vornormvorlage DIN 1055-Teil 40: *Windwirkungen auf Bauwerke*. Sie verfügte bereits über alle wesentlichen Merkmale einer modernen Windlastnorm. Zweite Vorlage war, wie oben bereits erwähnt, die Europäische Vornorm von 1995, ENV 1991-2-4 *Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2.4: Windlasten*.

Das DIN legte im März 2001 den Gelbdruck vor. Er enthielt als vorläufige Windzonenkarte die Version aus dem Teil 40; der endgültige Vorschlag wurde zu jener Zeit gerade erarbeitet. Bis zur Verabschiedung der Fassung für den Weißdruck im August 2004 folgten intensive Gespräche in den beiden Ausschüssen, aber ebenso in Gremien und Verbänden. Der Weißdruck erscheint im März 2005 als

*DIN 1055 – 4 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 4: Windlasten; Ausgabe März 2005*

Die Norm war etwa 5 Jahre in Gebrauch; das DIN zog sie am 31.12.2010 zurück und veröffentlichte gleichzeitig den Eurocode DIN EN 1991-1-4:2010/12 in Verbindung mit dem zugehörigem Nationalen Anhang. Inzwischen ist der Eurocode seit dem 1. Juli 2012 als bautechnische Regel eingeführt. Er löst somit die DIN 1055-4 in der Liste der technischen Baubestimmungen ab. Allerdings wurde in einigen Bundesländern eine weitere bauordnungsrechtliche Übergangsfrist bis zum 31.12.2013 eingeräumt.

Die wichtigsten Neuerungen der DIN 1055 – 4:2005-03 sind im Folgenden noch einmal zusammengefasst. Es handelt sich um folgende Regelungen:

1. Einführung einer Windzonenkarte auf der Grundlage der Sicherheitsanforderung in DIN 1055-100 und ENV 1990;
2. Regelungen für den Einfluss der Geländerauigkeit und der Topografie auf das Windprofil;
3. Regelungen für statische Windersatzlasten bei Bauwerken, die schwingungsanfällig sind, durch Einführung des Böenreaktionsfaktors;
4. Regelungen für die Berechnung der Tragwerksreaktionen bei wirbelerregten Querschwingungen;
5. Fortschreibung der Sammlung aerodynamischer Beiwerte.

### **Überblick über die DIN EN 1991-1-4 und den Nationalen Anhang**

Die Europäische Norm erscheint seit 1995 in mehreren Schritten.

- a) Parallel zu der ersten Phase der grundsätzlichen Neufassung hatte die Ausarbeitung einer Europäischen Vornorm ENV 1991-2-4: Grundlagen der Tragwerksplanung, Teil 2.4: Windlasten begonnen, deren erste Fassung 1995 mit dem Zweck einer 3-jährigen Praxiserprobung vorgelegt wurde.
- b) 2005 erscheint der Weißdruck in deutscher Sprache und es beginnt die Ausarbeitung des Deutschen Nationalen Anhangs.
- c) 2010 erscheint eine Neuauflage mit Berichtigungen AC:2010 und Änderungen A1:2010 der gleichzeitig mit dem Deutschen Nationalen Anhang.

### **8.2.2 Parallele Modelle der DIN 1055-4:2005-03 und der DIN EN 1991-1-4 & NA**

Die Fassungen ersetzen die oben beschriebenen Treppenkurven als sehr einfache Modelle der Windgeschwindigkeitsverläufe über der Höhe durch realistische, stetige Windprofile, deren Verlauf von der Bodenuigkeit bestimmt ist. Darüber hinaus führte man Windzonen ein, um die geografisch unterschiedliche Sturmintensität zu erfassen. Ihre Anwendung schafft für alle Aufstellorte in Deutschland ein einheitliches Sicherheitsniveau gegenüber Windeinwirkungen.

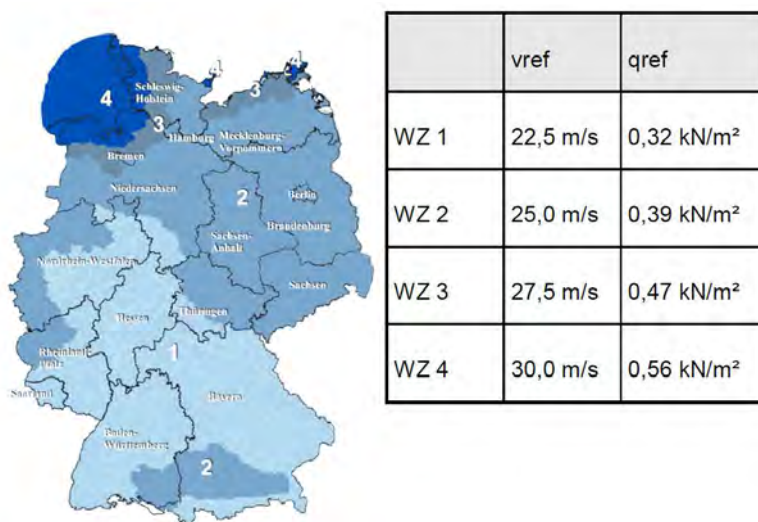
### Windzonenkarte zur Erfassung regionaler Unterschiede der Sturmstärke

Die Grundlagennormen DIN 1055-100:2001-03 [151] und EN 1990 definieren für die Tragwerke des Bauwesens erstmalig ein einheitliches, operatives Sicherheitsniveau und regeln die Verfahren und Vorgaben, die sich daraus für die Berechnung und Bemessung ergeben. Die Windlast ist eine nichtständige Last und geht mit einem charakteristischen Wert in die Berechnungen ein, der im statistischen Mittel nur einmal in 50 Jahre überschritten werden darf. Die zugehörige Böenwindgeschwindigkeit liegt in Deutschland zwischen 30 m/s in Süddeutschland und 50 m/s in der Deutschen Bucht. Die große Variationsbreite der charakteristischen Windlast erlaubt es nicht, einen einheitlichen Nennwert zu benutzen. Daraus ergab sich die Notwendigkeit, mit der Novellierung der Windlastnorm DIN 1055-4:2005-03 eine differenzierte Windzonenkarte einzuführen.

In der Normfassung 1938 konnte man in Kauf nehmen, dass die höheren Windlasten in der Norddeutschen Tiefebene nicht abgebildet waren. Damals herrschten überwiegend aber nicht ausschließlich schwere Bauweisen vor, bei denen die Windlast im Allgemeinen eine untergeordnete Rolle spielt. Ihre Wirkung auf die Beanspruchung des Tragwerks tritt in diesem Falle hinter der Belastung durch das Eigengewicht und durch andere Einwirkungen zurück. Eine Abschätzung reichte aus, um die zusätzlichen Beanspruchungen durch Winddrücke mit brauchbarer Genauigkeit zu erfassen. Allerdings gilt umgekehrt auch, dass für Bauwerke, bei denen die Windlast die Standsicherheit wesentlich bestimmt, die Angaben in der Vorläufernorm keine ausreichende Grundlage bildeten.

Heutige Bauweisen sind vielfach leichter und damit empfindlicher gegenüber Windwirkungen. Sie benötigen realistische Windlastansätze, wie sie seit dem Beginn der 60er Jahre in der internationalen und nationalen Forschung entwickelt wurden, in Deutschland u.a. im erwähnten Forschungsschwerpunkt „Gebäudeaerodynamik“.

Die regional unterschiedliche Sturmstärke hat bereits 1969 mit Herausgabe der DIN 4131 – Antennentragwerke aus Stahl [157] Eingang in das Deutsche Normenwerk gefunden. Seitdem ist es eine allgemein anerkannte Regel der Baukunst, bei der Bemessung windempfindlicher Konstruktionen regional unterschiedliche Berechnungsstaudrücke zu benutzen. Weitere Windzonenkarten entstanden bei den Normen für Stahlschornsteine und für Schornsteine aus Mauerwerk und Stahlbeton.



**Bild 8.1** Windzonenkarte der DIN 1055-4:2005-03

Die neue Windzonenkarte in Bild 8.1 konnte sich also auf die Erfahrung mit einer Reihe von Vorläufern stützen. Sie hat darüber hinaus den Vorzug einer breiteren Datengrundlage, ist also statistisch besser abgesichert als alles vorhergehende, weil jeder Sturm, der seit der ersten Fassung aufgetreten ist, die Datenbasis vergrößert hat. Durch die große Zahl der Messstatio-

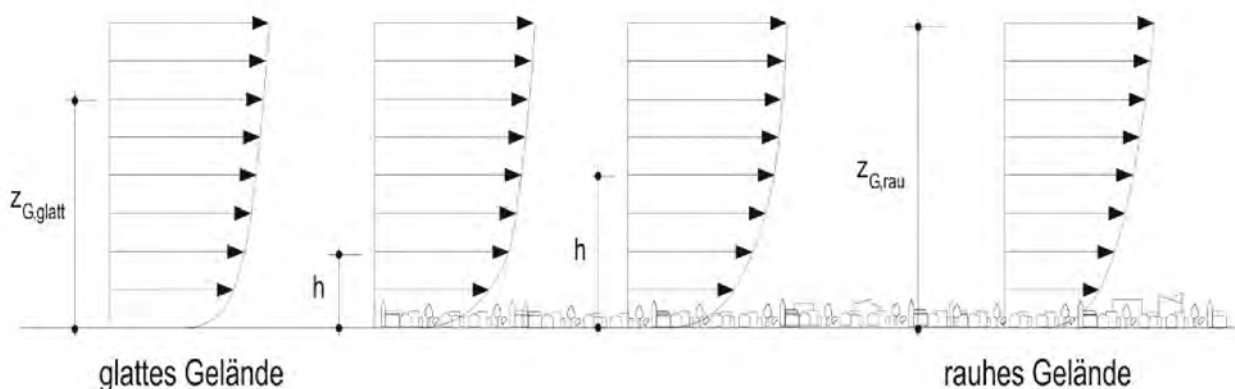
nen, deren Daten der Deutsche Wetterdienst zur Verfügung stellte, wurde es möglich, ein sehr differenziertes, räumlich aufgelöstes Bild der Windzonen in Deutschland zu gewinnen.

Fordert man aus Sicherheits- und Wirtschaftlichkeitsgründen ein gleiches Sicherheitsniveau für beliebige Standorte, so muss man das regionale Windklima ausreichend genau erfassen. Diesem Konzept soll auch in einer Fortschreibung des Eurocodes nach 2015 gefolgt werden.

### **Profile des Böengeschwindigkeitsdrucks der DIN 1055-4:2005-03 [157]**

Je rauer die Geländeoberfläche ist, über die der Wind das Bauwerk anströmt, desto stärker nimmt - besonders in Bodennähe - die mittlere Windgeschwindigkeit ab. Gleichzeitig wächst die Turbulenzintensität an. In rauerem Gelände sinkt also die statische Grundlast, gleichzeitig steigt der relative Anteil der von den Böen zusätzlich verursachten Last an. Im Ergebnis vermindert Rauigkeit die gesamte, aus beiden Anteilen resultierende Windlast. Nur bei ausgeprägter Schwingungsanfälligkeit des beanspruchten Tragwerks oder des exponierten Bauteils kann der dynamische Anteil vorherrschen und dadurch in rauerem Gelände zu höheren Beanspruchungen führen. Die Norm bietet 3 Verfahren an, um den Einfluss der Bodenrauigkeit mit der jeweils gewünschten und erforderlichen Genauigkeit erfassen zu können.

- Sie definiert 4 Geländekategorien, wie sie in Tabelle 1 angegeben sind, und legt die zugehörigen Profile der Böenwindgeschwindigkeit und des Mittelwindes fest. Damit kann der Tragwerksplaner das Windprofil für den Bauwerksstandort bei Bedarf sehr genau festlegen und z.B. Lastminderungen in sehr rauem Gelände ausnutzen.
- Als Regelfall sind in der Norm Mischprofile angegeben, die übliche Rauigkeitswechsel erfassen. Im Binnenland gilt ein Mischprofil II/III für den Wechsel vom glatten zu mäßig rauem Gelände. Für einen 5km breiten Küstenstreifen gilt das Mischprofil I/II und für die Inseln der Deutschen Bucht die Geländekategorie I.
- Für Bauwerke bis zu 25m Höhe sind über die Höhe konstante Geschwindigkeitsdrücke angegeben. Sie beruhen auf den Regelprofilen nach (2) und dienen der vereinfachten Nutzung der Norm, insbesondere wenn die Windlast nicht bemessungskritisch ist.



**Bild 8.2** Entstehung eines Mischprofils bei Wechsel von glattem zu rauem Gelände

Der Bauwerksbestand liegt überwiegend in rauem Gelände wie Vorstädten, Industrie- oder Gewerbegebieten entsprechend Geländekategorie III oder in Stadtgebieten mit Geländekategorie IV. Die Bauwerke sind dabei mehr oder weniger weit von der Grenze entfernt, an der das Gelände rauer wird, die Windlast also insgesamt abnimmt. In einer Übergangszone nach einem Rauigkeitswechsel stellen sich Mischprofile der Windgeschwindigkeit ein, denen sich die unterschiedlichen Geländerauigkeiten, die im Anlauf der Strömung vorliegen, aufprägen. Bild 8.2 zeigt, wie ein Mischprofil nach einem Wechsel von glattem zu rauem Gelände entsteht. Ist das Bauwerk von unterschiedlich rauem Gelände umgeben, so hängt dieser Vorgang zusätzlich von der Windrichtung ab. Man liegt auf der sicheren Seite, wenn man den Windrichtungssektor mit der geringsten Rauigkeit für alle Windrichtungen zu Grunde legt.



### Geländekategorien zur detaillierten Erfassung der Bodenrauigkeit

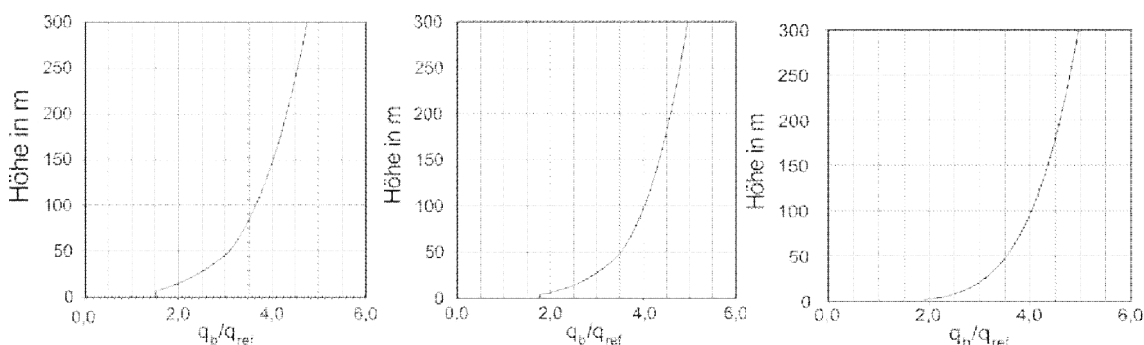
Der Anhang B definiert 4 Geländekategorien, die in folgender Tabelle 8.2 angegeben sind, und legt die zugehörigen Profile der Böenwindgeschwindigkeit und des Mittelwindes fest. Die Geländekategorie I ist ein sehr glattes Gelände wie z.B. Grasland ohne Bewuchs oder Bebauung, die Geländekategorie IV dagegen ein Gebiet mit dichter Bebauung, bei der wenigstens 15% der Oberfläche bebaut ist und die Gebäudehöhe im Mittel 15 m übersteigt.

**Tabelle 8.2** Böengeschwindigkeitsdruck in den Windzonen in Abhängigkeit von der Geländekategorie: GK I – offene See; GK II – offen, wenige niedrige Hindernisse; GK III - Vorstadt, Wald; GK IV – Stadtgebiete (Indizes aus Vergleichsgründen nach DIN EN 1991-1-4 & NA)

Windzone mit $v_{b,0}$ in m/s bzw. $q_{b,0}$ in kN/m <sup>2</sup>		Böengeschwindigkeitsdruck $q_p(z)$ in kN/m <sup>2</sup> in z m Bodenabstand in Geländekategorie			
		GK I, $z_{\min}=2$ m	GK II, $z_{\min}=4$ m	GK III, $z_{\min}=8$ m	GK IV, $z_{\min}=16$ m
1	22,5 / 0,32	$0,83 (z/10)^{0,19}$	$0,67 (z/10)^{0,24}$	$0,51 (z/10)^{0,31}$	$0,35 (z/10)^{0,40}$
2	25,0 / 0,39	$1,01 (z/10)^{0,19}$	$0,82 (z/10)^{0,24}$	$0,63 (z/10)^{0,31}$	$0,43 (z/10)^{0,40}$
3	27,5 / 0,47	$1,22 (z/10)^{0,19}$	$0,99 (z/10)^{0,24}$	$0,76 (z/10)^{0,31}$	$0,52 (z/10)^{0,40}$
4	30,0 / 0,56	$1,46 (z/10)^{0,19}$	$1,18 (z/10)^{0,24}$	$0,91 (z/10)^{0,31}$	$0,62 (z/10)^{0,40}$

Der Tragwerksplaner kann mit diesen Vorgaben das Windprofil für den Bauwerksstandort bei Bedarf sehr genau festlegen und z.B. Lastminderungen in rauem Gelände wie Vorstädten oder Stadtzentren ausnutzen. Wenn der Standort in der Nähe eines Rauigkeitswechsels liegt, muss die Auswirkung erfasst werden. Dazu kann man entweder auf der sicheren Seite liegend die glattere Bodenoberfläche, d.h. die Geländekategorie mit der kleineren Ordnungszahl ansetzen oder aber das entstehende Mischprofil berechnen. Die Windprofile der 4 Geländekategorien geben für solche detaillierten Untersuchungen die Randbedingungen vor. Die Norm enthält dazu aber kein Verfahren, weil eine einfache Regelung nicht möglich erschien.

Die Lastminderung durch Bodenrauigkeit macht sich vor allem bei niedrigen Bauwerken bemerkbar. Für hohe Bauwerke jenseits von 50m Bauwerkshöhe wird in der Regel das ungünstigere Profil wirksam.



**Bild 8.3** Regelprofile des Böengeschwindigkeitsdrucks links: Binnenland, mittig: Küste, rechts: Nordseeinseln

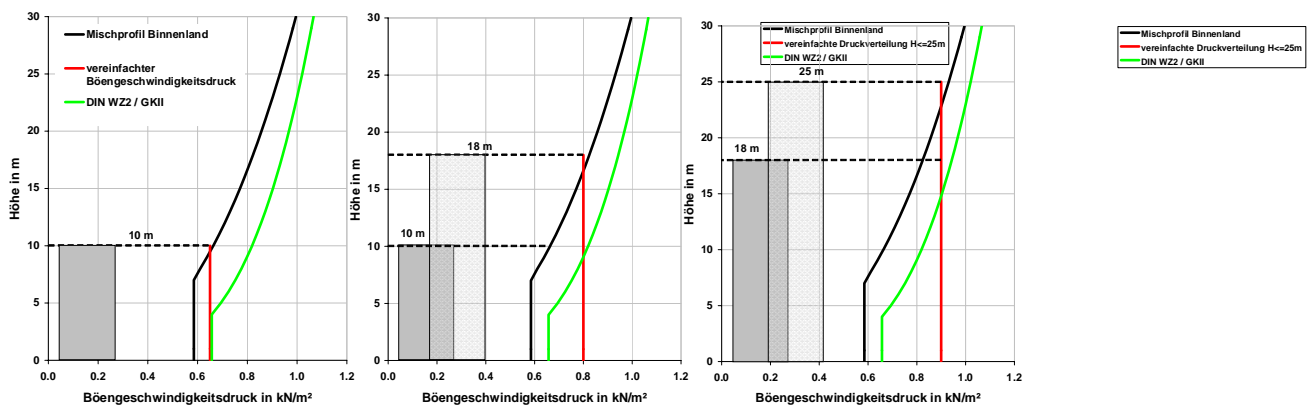
### Vereinfachte Böengeschwindigkeitsdrücke für Bauwerke bis 25 m Höhe

Für Bauwerke bis zu 25 m Höhe sind über die Bauwerkshöhe konstante Geschwindigkeitsdrücke angegeben. Sie beruhen auf den o.a. Regelprofilen und dienen der vereinfachten Anwendung bei häufig vorkommenden Fällen. Tabelle 8.3 gibt die Regelung der Norm wieder.

**Tabelle 8.3** Vereinfachte Böengeschwindigkeitsdrücke für Bauwerke bis 25 m Höhe

Windzone		Böengeschwindigkeitsdruck $q$ in $\text{kN/m}^2$ bei einer Gebäudehöhe $h$ in den Grenzen von		
		$h \leq 10 \text{ m}$	$10 \text{ m} < h \leq 18 \text{ m}$	$18 \text{ m} < h \leq 25 \text{ m}$
1	Binnenland	0,50	0,65	0,75
	Küste und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
2	Binnenland	0,65	0,80	0,90
	Küste und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
3	Binnenland	0,80	0,95	1,10
	Küste und Inseln der Ostsee	1,05	1,20	1,30
4	Binnenland	0,95	1,15	1,30
	Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,25	1,40	1,55
	Inseln der Nordsee	1,40	-	-

Die Werte hängen von der Windzone und dem Geländetyp ab. Sie sind für drei Bereiche von Gebäudehöhen angegeben. Beispielsweise findet man für ein 20 m hohes Gebäude in Hannover (Windzone 2, Binnenland) den Böengeschwindigkeitsdruck  $q_p = 0,90 \text{ kN/m}^2$ . Er gilt konstant über die Bauwerkshöhe. Generell gilt: Wird das vereinfachte Verfahren benutzt, so können der Druck auf Wände oder die Windkraft nicht gestaffelt werden.



**Bild 8.4** Profile des Böengeschwindigkeitsdrucks im Vergleich zu den vereinfachten Annahmen der Windzone 2 für Binnenland

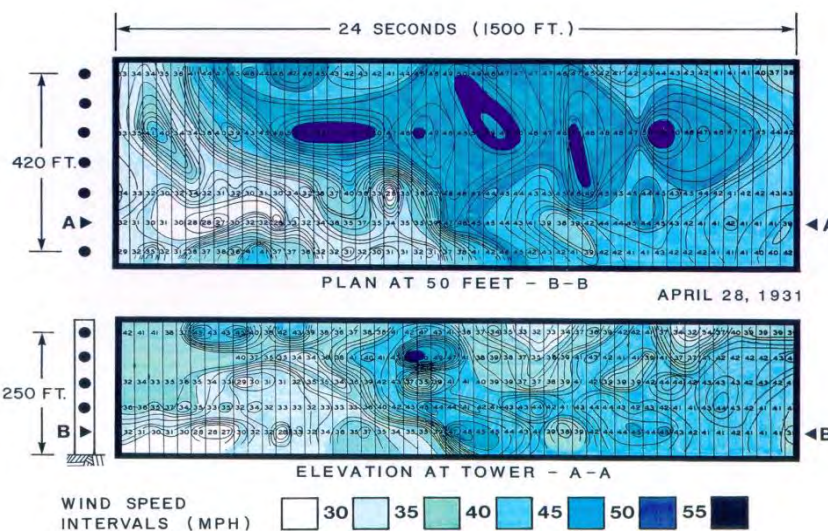
Bild 8.4 zeigt das vereinfachte Verfahren im Vergleich mit dem Regelprofil Binnenland und dem Profil der GK II. Man erkennt, dass die vereinfachte Annahme nahezu für alle Bauwerkshöhen abdeckend ist. Aber auch in den Bereichen, wo das Regelprofil Binnenland ungünstigere Werte ergibt, darf das vereinfachte Verfahren benutzt werden. An dieser Stelle ergibt sich trotz Erläuterungen durch den Unterausschuss Wind des NABau und Einpflegung der Erläuterung in entsprechende Auslegungstabellen des DIN ein weiterer Diskussionsbedarf. Bild 8.4 zeigt Einschnitte der vereinfachten Böengeschwindigkeitsprofile (Treppenkurven) in das Mischprofil, welches das Regelprofil für die Anwendung darstellt. Damit sind bei Verwendung des vereinfachten Modells niedrigere Böengeschwindigkeitsdrücke nahe der Höhenabstufungen der Treppenkurve vorgesehen, als sie vom physikalisch vollständigeren Regelprofil angegeben werden. In der Bemessung kann sich diese Inkonsistenz z.B. bei lokalen Nachweisen, etwa von Befestigungsmitteln oder Fassadenbauteilen, bemerkbar machen. Die lokale Unterschreitung wurde als nicht relevant für das Gesamtensemble des Gebäudebestandes bzw. der zu bemessenden Neubauten und deren Bauteile angesehen, sondern betrifft tatsächlich lediglich nur einzelne



Bauteile bzw. Bauwerke und dort lokale Nachweise. Trotzdem kann das vereinfachte Modell im Einzelfall zu einer Bemessung eines lokalen Fassadenbauteilwiderstandes führen mit einem geringfügig kleineren Teilsicherheitsbeiwert führen. Für das Gesamtensemble der betrachteten Bauwerke und Bauteile ergibt sich im Gegenzug eine verbesserte Wirtschaftlichkeit. Es ist beabsichtigt, diesem Punkt in einer Fortschreibung der Norm nachzugehen. Grundsätzlich soll das Konzept für einen fortgeschriebenen Eurocode beibehalten werden, ggf. sind Vereinfachungen einzubringen.

### **Erfassung der Böenwirkung durch eine Ersatzlast**

Der natürliche Wind ist eine regellose Abfolge von Böen oder Wirbeln unterschiedlicher Stärke und räumlicher Ausdehnung, wie es die Momentaufnahme durch ein Windgeschwindigkeitsfeld im Vertikal- und Horizontalschnitt zeigt. Die Wirbel werden von einer Grundströmung mit der so genannten Mittelgeschwindigkeit transportiert. Der Vorgang ist stochastisch. Greift man in Bild 8.5 einen Zeitpunkt heraus, an dem eine maximale Böenwindgeschwindigkeit beobachtet wird, so erkennt man, dass diese nur eine kleine Fläche erfasst. Um für größere Flächen die wirksame Windlast zu quantifizieren, muss man für jeden Zeitpunkt eine räumlich gemittelte Geschwindigkeit heranziehen, die wegen der Mittelung dann auch kleiner ist als die Maximalgeschwindigkeit in einer Böe. Man spricht vom Größenfaktor, der abnimmt, wenn die belastete Fläche zunimmt. Das erklärt, warum kleine Bauteile besonders anfällig gegenüber der Windwirkung sind. In den Windlastnormen ist ein Verfahren angegeben, mit dem auch dieser Effekt erfasst wird. Die fehlende Flächenmittelung bei kleinerer Lastangriffsfläche ist sicherheitsrelevant und muss zumindest in vereinfachter Form auch in einer Normfortschreibung erhalten bleiben.



**Bild 8.5** Windgeschwindigkeitsfeld im Vertikal- und Horizontalschnitt - Momentaufnahme

### **Druckbeiwerte und Lasteinflussfläche**

Die Unterschiede zwischen DIN 1055-4:2005-03 und DIN EN 1991-1-4 gemeinsam mit dem Nationalen Anhang sind in der folgenden Tabelle 8.4 kurz zusammengefasst.

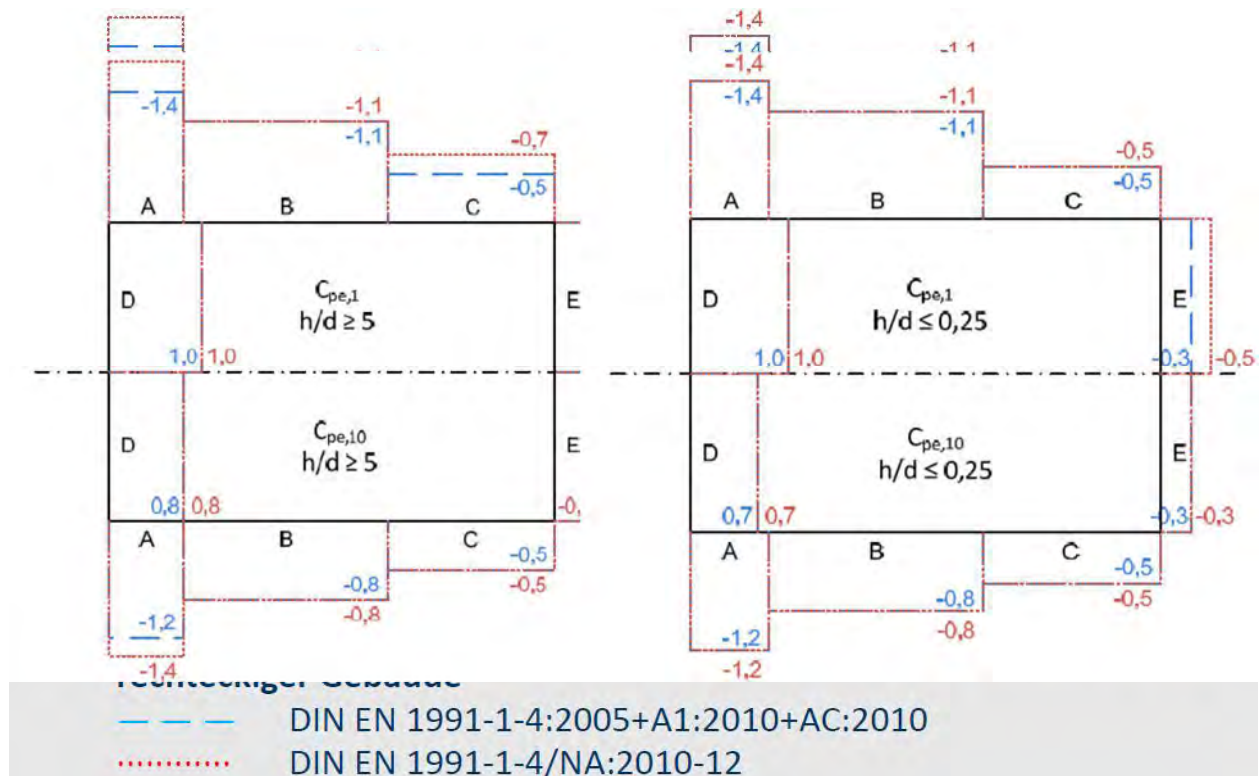
Der Umfang der Druckbeiwerte ist erweitert, die nachfolgende Tabelle stellt die Entwicklung dar. Der stark zugenommene Umfang der mit diesen Druckbeiwerten behandelten Dach- und Baukörperformen stellt prinzipiell einen Vorteil für eine ökonomische Bemessung dar, erfordert jedoch auch ein sehr differenziertes Vorgehen bei der rechnerischen Modellierung. Hier ergeben sich verschiedene Beiwertvereinfachungen für eine Fortschreibung der Norm.

**Tabelle 8.4** Vergleich DIN 1055-4:1986, DIN 1055-4:2005; DIN EN 1991-1-4/NA

DIN 1055-4, 1986	DIN 1055-4, 2005	DIN EN 1991-1-4 + NA
Wände	Wände	Wände
Flachdächer (scharfkantig)	Flachdächer (scharfkantig , rund, Attika)	Flachdächer (scharfkantig , rund, Attika)
Geneigte Dächer	Pultdächer, Satteldächer, Walmdächer	Pultdächer, Satteldächer, Walmdächer
-	Sheddächer	Sheddächer
-	Innendruck	Innendruck – neu + dominante Öffnungen + oben offene Bauwerke
seitlich offene Baukörper	seitlich offene Baukörper	- (entfällt)
-	Außenwandbekleidungen (hinterlüftet)	Außenwandbekleidungen (hinterlüftet)
freistehende Dächer	freistehende Dächer	freistehende Dächer - neu geregelt + freistehende Shed-D.
-	freistehende Wände, Anzeigetafeln	freistehende Wände, Anzeigetafeln
kreiszyllindrische Baukörper	kreiszyllindrische Baukörper	kreiszyllindrische Baukörper
-	-	Kuppeln- und Tonnendächer (mit Einschränkungen)
-	-	Vordächer
-	-	Brücken (nur Kraftbeiwerte)

### **Flächeneinteilung in Lastbereiche**

Die in EN 1991-1-4 angegebenen Lastbereiche für Wand- und Dachflächen von Baukörpern sind für die Bemessung der Tragstruktur als auch der Bekleidungen und deren Befestigungsmittel anzusetzen. Zwischenwerte müssen logarithmisch interpoliert werden. In Abhängigkeit davon müssen Lastbilder und ggf. Finite-Element-Modelle angepasst werden. Dies führt zu einer aufwändigen Lastmodellierung und beeinflusst darüberhinaus die Diskretisierung des aufzubauenden Rechenmodells, i.d.R. des numerischen Modells nach der Finite-Elemente-Methode. Auch der Entwurfsprozess wird aufwändiger. Für die Anwender entsteht hieraus eine der hauptsächlichen Erschwernisse bei der Anwendung der Normen DIN 1005-4:2005-03 und DIN EN 1991-1-4:2010-12 & NA dar. Eine Vereinfachung ist bei einer Fortschreibung des Eurocodes anzustreben.



**Bild 8.6** Vergleich der Außendruckbeiwerte an den vertikalen Außenwänden rechteckiger Gebäude.

### 8.2.3 Untergeordnete Bauteile

Die Versicherungswirtschaft weist seit vielen Jahren mit Recht auf die wachsenden Sturmschäden an Gebäuden hin. Dabei handelt es sich vor allem um Bagatellschäden, die ganz überwiegend an nicht tragenden Bauteilen auftreten.

Die Windlastnorm ist auf den Nachweis des Tragwerks ausgerichtet, d.h. diejenigen Teile eines Bauwerks, die dazu dienen, die einwirkenden Lasten zu tragen und in den Baugrund abzuleiten. Das sind z.B. der Dachstuhl, die Geschossdecken und die tragenden Wände. Wenn ein Tragwerk in Teilen oder insgesamt versagt, können große Schäden an Sachen oder Menschen die Folge sein. Sturmschäden an den tragenden Bauteilen müssen also praktisch ausgeschlossen werden. Sie sind in Europa tatsächlich außerordentlich selten.

Nicht tragende Bauteile können versagen, ohne das Überleben des Bauwerks insgesamt unmittelbar zu gefährden. Es handelt sich typischerweise um weggeflogene Dachpfannen oder abgerissene Fassadenteile. Diese Bagatellschäden setzen schon bei relativ geringer Windgeschwindigkeit von etwa 20 m/s ein. Die Schadensfrequenz nimmt überproportional zu, je größer die Sturmstärke ist. Solche Bauteile werden häufig nicht ingenieurmäßig nachgewiesen. Würde man dieses tun, so wären Bagatellschäden genauso selten wie Schäden an der tragenden Konstruktion. Das heißt umgekehrt auch, dass viele derartige Schäden kaum durch die Normvorgaben beeinflusst werden können.

Um bei der Windanfälligkeit nicht tragender Bauteile nachzubessern, sind offenbar andere Mittel anzuwenden. Als erstes wäre dazu eine Systematisierung der Analyse von Windschäden anzustreben. Das lässt sich am ehesten gemeinsam mit der Versicherungswirtschaft bewältigen. Sie verfügt über die Informationen über das vom Schaden betroffene Bauteil, seine Lage am Bauwerk, die Art des Schadens usw. Man müsste erreichen, dass die Windschäden – am besten unmittelbar nach dem Sturm - mit den Augen des Ingenieurs analysiert werden. Daraus ließen sich gezielte Maßnahmen herleiten, um die Vorsorge bei nicht tragenden Bauteilen zu verbessern und letztlich den volkswirtschaftlichen Schaden zu mindern.



In einem fortgeschriebenen Eurocode soll hierauf mit einem vereinfachten Ansatz eingegangen werden, indem i.d.R. oberflächenweit lokal pauschal erhöhte Soglasten angegeben werden, die optional auch auf kleinformartige, nichttragende Bauteile angesetzt werden können. Die pauschale Bestimmungsmethodik der erhöhten Söge entlastet von dem bislang etwas aufwendigeren Interpolationsverfahren des bestehenden Eurocodes und erweitert gleichzeitig die Anwendbarkeit. Ob es grundsätzlich sinnvoll ist, für die Lagesicherheit z.B. einer Dachpfanne die gleiche hohe Sicherheit zu verlangen wie für die Tragfähigkeit des Dachstuhls, liegt in der Entscheidung des Normenanwenders soll hier nicht weiter vertieft werden.

#### **8.2.4 National festzulegende Parameter (NDPs)**

##### ***Verträglichkeit der Nachweiskonzepte und Regelungen der einzelnen Fachnormen***

Dieser Punkt bezieht sich nach derzeitigem Arbeitsstand auf die Harmonisierung der voneinander abweichenden Regelungen der Windeinwirkungen in Bauzuständen nach EC1991-1-4 und EC1991-1-6, Abschn. 3.1 und 4.7. Es sind nach derzeitigem Diagnosestand die Regelungen

- (i) zur Festlegung von Bemessungswindgeschwindigkeiten in Einzelprojekten,
- (ii) bei Vorliegen einer Schwingungsanfälligkeit von Bauteil oder Tragwerk

sowie Fehler in der EC1991-1-6 zu beseitigen. Dies gehört zu derzeitigen Bemühungen im Unterausschuss Wind des NABau.

##### ***Auswertung einiger NDP – Basiswindgeschwindigkeiten und -geschwindigkeitsdrücke***

In [158] wurde von Autoren der Windtechnologischen Gesellschaft eine beträchtliche Anzahl von verfügbaren nationalen Anhängen der CEN Mitgliedsstaaten und Normen einiger als „Affiliates“ bezeichnete Normungsorganisationen von in Nachbarschaft befindlicher Staaten gesammelt. Gegenstand der Untersuchung war u.a. ein Vergleich der Basiswindgeschwindigkeiten  $v_{b,0}$  und Basiswindgeschwindigkeitsdrücke  $q_{b,0}$ . Die folgenden Daten der Tabelle 8.5 wurden dem Bericht [158] entnommen:

In der Zusammenfassung kommen die Verfasser des Artikels [158] zu folgenden Ergebnissen.

Zitate:

- „Insbesondere kleinere Länder folgen zur Freude der Anwender sehr konsequent den Vorgaben des Eurocodes.“
- „Doch auch bei strenger Orientierung am Eurocode nutzen viele Länder die zahlreichen Möglichkeiten zur Wahl nationaler Parameter. Die größeren Länder wie z.B. Deutschland und Großbritannien gehen in Ihren Berechnungen noch immer eigene Wege, auch wenn die Ergebnisse in ähnlicher Größenordnung liegen.“
- „Das grundlegende Formelgerüst des Eurocodes wird nur von wenigen Ländern verändert. Jedoch darf man aus der Ähnlichkeit der Resultate des vorliegenden Vergleichs nicht den Schluss ziehen, dass ein intensives Studium der Nationalen Anhänge überflüssig sei. Einige Länder, die den Eurocode weitgehend übernehmen, haben sehr umfassende Nationale Anhänge verfasst, in denen sich scheinbar unbedeutende nationale Festlegungen mit großen Auswirkungen verstecken.“

Zitate Ende.

**Tabelle 8.5** Grundwerte der Basiswindgeschwindigkeiten aus den nationalen Anhängen [158]

Land	Grundwert des Basiswindgeschwindigkeit/ des Basiswindgeschwindigkeitsdrucks (Stand: Juli 2014)		
	$v_{b,0} \left[ \frac{m}{s} \right]$	$q_{b,0} \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$	NA zu EN 1991-1-4
Belarus	22 bis 24	0,3 bis 0,36	Ja
Belgien	23 bis 26	0,33 bis 0,42	Ja
Bulgarien	24 bis 35,8*	0,36 bis 0,8*	Ja
Dänemark	24 bis 27	0,36 bis 0,46	Ja
Deutschland	22,5 bis 30	0,32 bis 0,56	Ja
Estland	21	0,28	Ja
Finnland	21 bis 26	0,28 bis 0,42	Ja
Frankreich	22 bis 28~	0,3 bis 0,48	Ja
Griechenland	27 bis 33	0,46 bis 0,68	Ja
Großbritannien	21,5 bis 31	0,3 bis 0,63	Ja
Irland	25 bis 28	0,38 bis 0,48	Ja
Island	36	0,81	Ja
Italien	25 bis 31	0,39 bis 0,6	Ja
Kroatien	20 bis 48	0,25 bis 1,44	Ja
Lettland	21 bis 27	0,28 bis 0,46	ja
Litauen	24 bis 32	0,36 bis 0,63	Ja
Luxemburg	24	0,36	Ja
Niederlande	24,5 bis 29,5	0,38 bis 0,54	ja
Norwegen	22 bis 31/	0,3 bis 0,6	Ja
Österreich	17,6 bis 28,3-	0,19 bis 0,5-	Ja
Polen	22 bis 26	0,3 bis 0,42	Ja
Portugal	27 bis 30	0,46 bis 0,56	Ja
Rumänien	27 bis 35	0,46 bis 0,77	Ja
Russland	19,6 bis 43,6°	0,24 bis 1,19	nein
Schweden	21 bis 26	0,28 bis 0,42	Ja
Slowenien	20 bis 30-	0,25 bis 0,56-	Ja
Slowakei	24 bis 26-	0,36 bis 0,42-	Ja
Spanien	26 bis 29	0,42 bis 0,53	nein
Tschechien	22,5 bis 36+	0,32 bis 0,81	Ja
Ukraine	24 bis 313	0,36 bis 0,6	nein
Ungarn	23,6	0,35	Ja
Zypern	24 bis 40	0,36 bis 1,0	Ja

Dies sind Aussagen, die ebenfalls für andere Normenteile der EN 1991 Gültigkeit haben. An dieser Stelle kann eine Vereinfachung sowie auch stärkere Vereinheitlichung auch der Nationalen Anhänge dadurch erfolgen, dass ein fortgeschriebener Eurocode die in einigen Nationalen Anhängen getroffenen Vereinfachungsmodelle als Verfahrensmöglichkeit übernimmt. Hierauf wird im folgenden Kapitel („Therapie“) eingegangen.

### **8.3 Therapie**

Verbesserungen der Praxistauglichkeit des EN 1991-1-4: 2005 mit Berichtigung AC:2010 und Änderung A1:2010

Im abgeschlossenen zweiten Schritt wurde durch die Projektgruppe 1 eine Überarbeitung des Normtextes („Therapie“) der EN 1991-1-4 vorgenommen. Strategisch liegen der Überarbeitung die „Leitplanken“ der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen e.V. zugrunde. Die Überarbeitung fokussiert sich auf die in den folgenden Kapiteln umrissenen und mit Herleitungen bzw. Beispielen erläuterte Schwerpunkte.

#### **8.3.1 Textkürzungen und Erstellung einer übersichtlicheren Strukturierung für die praktische Anwendung**

Mehrere der Textstellen haben einen Lehrbuchcharakter oder den Charakter von Kommentaren, was nicht in Normen Eingang finden sollte. Darüber hinaus sind umfangreiche Formalverweise abgedruckt, die in den einzelnen Normenteilen jeweils wortgleich wiederholt werden oder innerhalb eines Normenteils mehrfach vorkommen. Über die Überarbeitung des hier besprochenen Normenteils hinaus ist eine Abstimmung zumindest zwischen den Normenteilen des EN 1991 sowie mit der EN 1990 notwendig.

Um eine übersichtliche Strukturierung für den Anwender zu erzielen, sollen nur die überwiegend verwendeten Regeln im Hauptteil verbleiben, während optionale Detaillierungen in dem dann allerdings umfangreicheren Anhang mit vornehmlich informativen Teilen umgeordnet bzw. ausgeführt werden. Alternative Regelungen werden nur ausnahmsweise zugelassen bzw. ausgeführt, um den Erfordernissen bei der Anwendung von unterschiedlichen Berechnungsverfahren gerecht zu werden. Ein Beispiel ist die Darstellungsmöglichkeit der Windeinwirkung mittels

- i) oberflächenverteilter Winddrücke und –söge im Falle einer flächenhaften Modellierung von Tragwerken,
- ii) oder mittels den Windkraftgrößen Widerstand, Auftrieb und aerodynamisches Torsionsmoment, die in den Schubmittelpunkten der Tragwerke (bei linienförmiger Darstellung von Tragwerken als Stabwerke in den Querschnittsschubmittelpunkten) angesetzt werden. Ein weiteres Beispiel ist die Verwendung getrennter Lastmodelle für die Nachweise des Tragwerks und für die lokalen Nachweise.

#### **8.3.2 Rückführung auf praxisrelevante Parameteranzahlen und -bereiche**

Eine hohe Zahl von Optimierungsparametern kann zumindest theoretisch lastmindernd wirken, sie verursacht jedoch sehr schnell eine Unübersichtlichkeit der Nachweisformen, eine hohe Unsicherheit bei der Plausibilitätskontrolle von Einwirkungsannahmen sowie eine für den praktischen Gebrauch nutzungs einschränkende Überoptimierung eines einzelnen Einwirkungstyps. Diesem Aspekt kommt daher eine besondere strategische Relevanz zu.

Als ein Beispiel wird die sehr heterogene und lokal stark begrenzte Ausbildung eines Grenzschichtströmungstyps gesehen. Die Bebauung liegt in Mitteleuropa überwiegend im Bereich von Mischprofilen der GK I und GK II (Küste, große Binnenseen) oder GK II und GK III (Binnenland). Die Norm hat zur Vereinfachung bei der Beurteilung der Geländekategorien daher als Regelfall entsprechende Mischprofile festgelegt. Dafür werden zweiphasige Profile definiert. Eine Beschränkung auf die Regelung von maximal zwei Mischprofilen (s. Tabelle 8.6) im Hauptteil der Norm und Verweisung auf den informativen Normenanhang für die bei ausreichender Kenntnis der Geographie und der Orographie um den Bauwerksstandort alternativ ansetzbaren fünf



Grenzschichtprofile gemäß der derzeitigen EN 1991-1-4 ist sinnvoll und stellt eine Vereinfachungsvariante dar.

**Tabelle 8.6** Böengeschwindigkeitsdruck, Böengeschwindigkeit und mittlere Windgeschwindigkeit

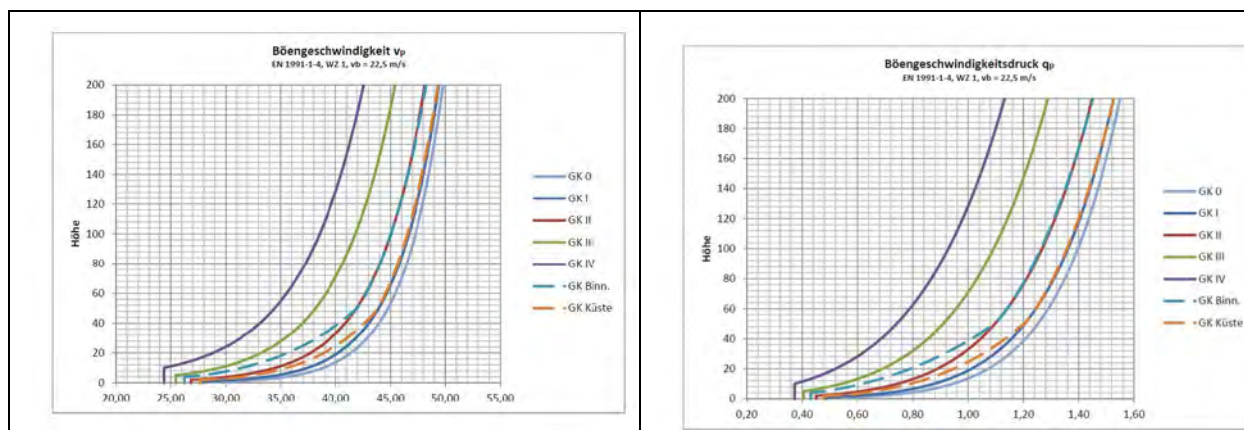
	<b>Regelprofil in küstennahen Gebieten</b> (Mischprofil der Geländekategorien I und II)	<b>Regelprofil im Binnenland</b> (Mischprofil der Geländekategorien II und III)
Mindesthöhe $z_{\min}$	2,00 m	4,00 m
<b>Böengeschwindigkeitsdruck <math>q_p/q_b</math></b>		
für $z \leq z_{\min}$	1,51	1,36
für $z_{\min} < z \leq 50$ m	$2,50 \times (z/10)^{0,260}$	$1,95 \times (z/10)^{0,357}$
für $50 \text{ m} < z \leq 200$ m	$2,90 \times (z/10)^{0,170}$	$2,52 \times (z/10)^{0,200}$
<b>Böengeschwindigkeit <math>v_p/v_b</math></b>		
für $z \leq z_{\min}$	1,23	1,36
für $z_{\min} < z \leq 50$ m	$1,58 \times (z/10)^{0,131}$	$1,40 \times (z/10)^{0,178}$
für $50 \text{ m} < z \leq 200$ m	$1,70 \times (z/10)^{0,085}$	$1,59 \times (z/10)^{0,100}$
<b>Mittlere Windgeschwindigkeit <math>v_m/v_b</math></b>		
für $z \leq z_{\min}$	0,75	0,67
für $z_{\min} < z \leq 50$ m	$1,08 \times (z/10)^{0,180}$	$0,87 \times (z/10)^{0,255}$
für $50 \text{ m} < z \leq 200$ m	$1,21 \times (z/10)^{0,110}$	$1,06 \times (z/10)^{0,133}$

Eine weitere Vereinfachung ist mit den konservativeren Werten der einheitlichen Profile der Geländekategorien I und II zu erreichen. Der Vorteil liegt in der durchgängigen, einphasigen Profildefinition über die durch die Normung abgedeckte Höhe von 200m, wie die Gleichungen in Tabelle 8.7 zeigen.

**Tabelle 8.7** Böengeschwindigkeitsdruck, Böengeschwindigkeit und mittleren Windgeschwindigkeit in den einphasigen Profilen der Geländekategorien I und II

	Geländekategorie I, $z_{\min}=2$ m	Geländekategorie II, $z_{\min}=4$ m
Böengeschwindigkeitsdruck $q_p/q_b$	$2,75 \cdot (z/10)^{0,19} \geq 2,03$	$2,32 \cdot (z/10)^{0,24} \geq 1,86$
Böengeschwindigkeit $v_p/v_b$	$1,66 \cdot (z/10)^{0,095} \geq 1,42$	$1,52 \cdot (z/10)^{0,12} \geq 1,52$
Mittlere Windgeschwindigkeit $v_m/v_b$	$1,18 \cdot (z/10)^{0,12} \geq 0,97$	$1,00 \cdot (z/10)^{0,16} \geq 0,86$

Im Bild 8.7 erkennt man deutlich die Abweichungen der Mischprofile von den einphasigen Profilen im Höhenbereich unter 50m. Oberhalb dieser Grenze sind die Profilverläufe identisch. Niedrigere Gebäude neigen in erheblich geringerem Umfang zu Schwingungen. Somit würde eine solche, weite vereinfachte Modellierung der Grenzschicht keine durchschlagenden Effekte auf die Tragwerksberechnung ergeben, jedoch könnten moderat höhere Steifigkeiten erforderlich werden. Deutlicher kann dies bei den Nachweisen lokaler Effekte, z.B. für die Befestigungsmittel von Bekleidungen, spürbar werden.



**Bild 8.7** Böengeschwindigkeit  $v_p$  und Böengeschwindigkeitsdruck  $q_p$  nach EN 1991-1-4 für eine Basiswindgeschwindigkeit von  $v_{b,0} = 22,5$  m/s (Windzone 1 nach dem deutschen nationalen Anhang)

Die anwenderfreundlichste Variante stellt das in Tabelle 8.8 dargestellte Konzept von konstanten Böengeschwindigkeitsdruckverteilungen, die bis zu einer Höhe von 50 m über Grund auf die Bauwerkshöhe bezogen werden. Ein wichtiger Punkt ist dabei, dass die höhenabhängigen Blockwerte nicht in die kontinuierlichen Verläufe gemäß der beiden vorangegangenen Tabellen einschneiden. Dadurch werden allerdings erheblich konservativere Werte generiert und die Tragswerksdimensionierung beeinflusst. Dies stellen begleitende Testrechnungen, z.B. [163], und [164] ebenfalls fest. Allerdings muss bei den Vergleichswerten in den genannten Kurzgutachten berücksichtigt werden, dass diese auf der Grundlage des deutschen Nationalen Anhangs entstanden sind und unterhalb der Zahlenwerte liegen, die das Bezugsdokument DIN EN 1991-1-4:2010-12 ergeben. Die für die Verwendung der Vereinfachungsvorschläge detektierten Überschreitungen des derzeitigen Lastniveaus fallen deshalb tatsächlich geringer aus. Es verbleibt an dieser Stelle jedoch ein Weiterentwicklungsbedarf bezüglich der dritten Alternative entsprechend Tabelle 8.8. Es ist zu erwarten, dass auch hier, wie im deutschen Nationalen Anhang, in den kontinuierlichen Verlauf einschneidende Kurven verwendet werden müssen, s. hierzu auch Bild 8.4.

**Tabelle 8.8** Vereinfachter Böengeschwindigkeitsdruck  $q_p$  (kN/m<sup>2</sup>) für die Geländekategorien I und II bis zu einer Höhe von 50 m

Basiswindgeschwindigkeit $v_{b,0}$ (m/s)	Geländekategorie I			Geländekategorie II		
	bis 12 m	bis 25 m	bis 50 m	bis 12 m	bis 25 m	bis 50 m
20	0,71	0,82	0,93	0,61	0,72	0,85
22,5	0,90	1,04	1,18	0,77	0,91	1,07
25	1,11	1,28	1,45	0,95	1,13	1,33
27,5	1,34	1,55	1,76	1,15	1,36	1,61
30	1,60	1,85	2,09	1,37	1,62	1,91
32,5	1,87	2,17	2,46	1,61	1,90	2,24
35	2,17	2,51	2,84	1,87	2,21	2,60

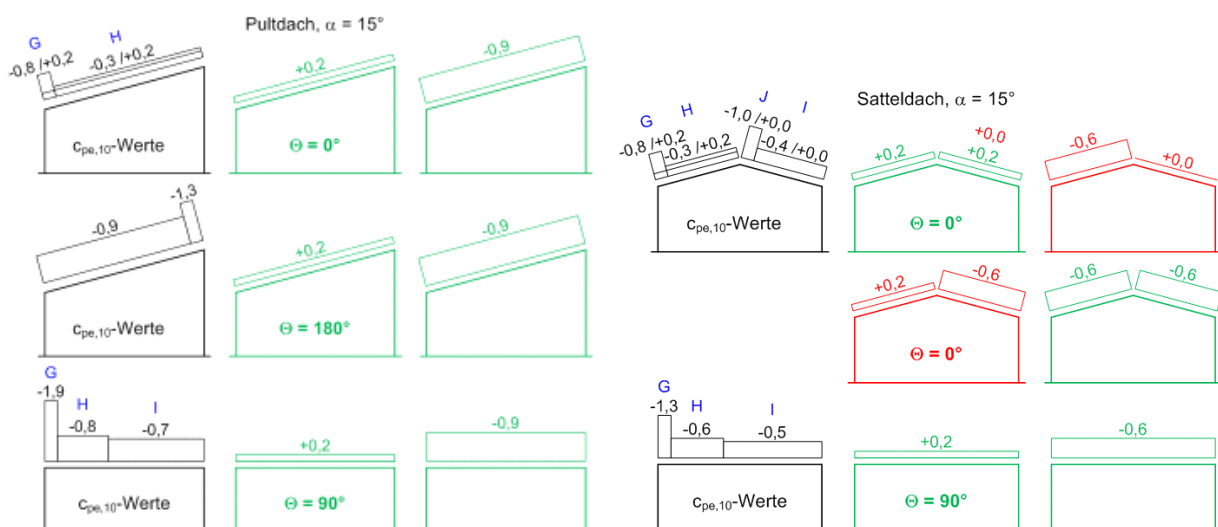
### 8.3.3 Vereinfachung von Lastkonzepten

Eine praxisingerechtere Windeinwirkungsbestimmung für gedrungene Baukörper, z.B. für niedrige Hallen, arbeitet mit weiter vereinheitlichten Parameterbereichen für die Windlastzonen und Windbeiwerte. Hierbei wird insbesondere berücksichtigt, wie Windeinwirkungsansätze bei Kombination mit anderen, oft leitend wirkenden veränderlichen Einwirkungen, wie etwa der Schneeeinwirkung, vereinfacht werden können.

Ein wichtiger Aspekt ist dabei die Wiedereinführung der Trennung in tragwerksrelevante Nachweisführungen und solche, die für die Bekleidung und die Befestigungsmittel sowie höchstens noch für die unmittelbar daraus belasteten Unterkonstruktionen gelten, nicht aber für das Tragwerk selbst. DIN 1055-4:1986-08 und DIN 1055-4/A1:1987-06 arbeiteten mit einem derartigen Konzept. Die Regelungen enthielten Windlastbeiwerte für die Tragwerksplanung. In einem zweiten Schritt wurden die lokalen Nachweise der Bekleidung und der Befestigungsmittel unter Ansatz von 1,25-fachen Werte der zuvor bereits genutzten Windlastbeiwerte geführt.

Genauere Bemessungsergebnisse bzw. Ausnutzungsgrade für die betrachteten Bauteile erhält man zwar bei Verwendung der in der EN 1991-1-4:2010-12 & NA angegebenen Prozedur, jedoch zu einem immens erhöhten Aufwand. Es müssen nicht nur für jeden Bemessungsschritt Einflussflächen berechnet und ggf. Windlastbeiwerte nichtlinear interpoliert werden, sondern es müssen auch die Finite-Elemente-Modelle der Beiwerte Verteilung speziell angepasst werden.

Als Beispiele werden in Bild 8.8 jeweils die derzeit erforderlichen Beiwertaufösungen und zwei Lastanordnungen mit vereinheitlichten Beiwertverläufen gegenübergestellt. Die Validierung der neu definierten Verteilungen wurde mittels Testanwendungen und der Ermittlung von sich ergebenden Bauteilausnutzungsgraden durchgeführt, z.B. in [161]. Es zeigt sich für das Beispiel einer Lagerhalle in Stahlbauweise, dass sich die Ausnutzungsgrade der Profile bei Ansatz der vereinfachten Lastmodelle rechnerisch erhöhen, jedoch keine Bauteilveränderungen, z.B. eine Profilerhöhung, erforderlich wird. Ein weiteres Ergebnis ist allerdings auch, dass die lokalen Nachweisführungen jedoch eine Verdichtung der Befestigungsmittel für die Bekleidung ergeben. Dieser Effekt ist ökonomisch nicht bedenklich, da die Kosteneffekte offenbar gering bleiben.

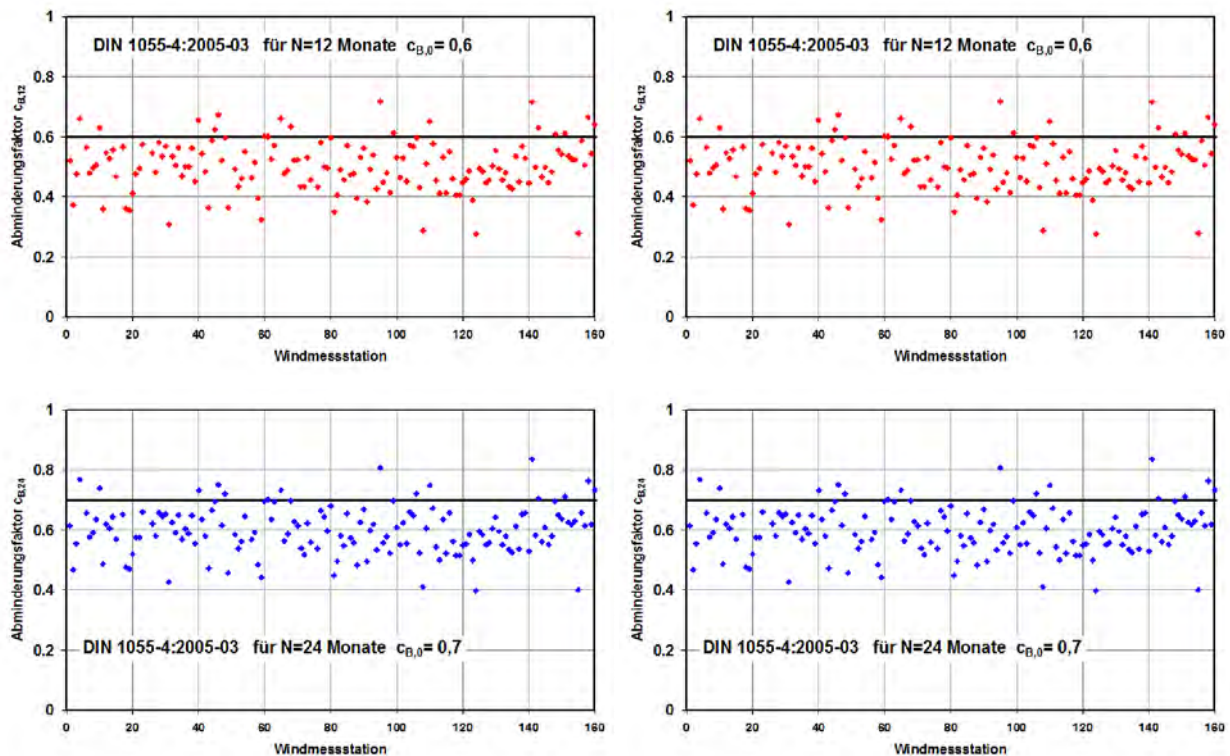


**Bild 8.8** Vergleich der bestehenden Lastbilder nach EN 1991-1-4 (linke Spalte) und der vereinfachten Lastbilder gemäß des vorgelegten Normentwurfs (mittlere und rechte Spalte) für ein Pultdach mit einer Dachneigung von  $15^\circ$  (links) und für ein Satteldach mit einer beidseitigen Dachneigung von  $15^\circ$  (rechts)

### 8.3.4 Öffnung des Eurocodes für besonders praxisrelevante Regelungen

Eine praxistaugliche Norm muss neben klaren Konzepten und der Wahloption zwischen vereinfachten, leicht konservativen einerseits und detaillierteren, dann ökonomisch vorteilhaften Verfahrensweisen andererseits auch Möglichkeiten anbieten, die der Lastermittlung hinterlegten, probabilistischen Größen für konkrete Bauaufgaben anpassen zu können. Ein Beispiel hierfür ist die praxisgerechte und oft angewendete Regelung des Bauzeitenfaktors nach DIN EN 1991-1-4/NA, Tabelle NA.B.5, die ursprünglich aus der DIN 1055-4:2005-03 stammt. Die darin genannten Abminderungsfaktoren gewährleisten, dass sich die Überschreitungswahrscheinlichkeit

ten der resultierenden Böenstaudrücke über die kurzzeitigen transienten Perioden sich von den langzeitlichen Überschreitungswahrscheinlichkeiten, die für das Tragwerksleben im Planungszustand errechnet werden, nicht voneinander unterscheiden. Die Tragwerkssicherheit ist somit stets identisch, solange keine Deteriorationen oder anderweitige Schädigungen auftreten. Die wurde bereits für die Aufnahme in die DIN 1055-4:2005-03 überprüft. Das Bild 8.9 zeigt die eingetragenen Abminderungsfaktoren in Messdatenwolken. Stets verbleibt der Abminderungsfaktor im oberen Randbereich beobachteter Extremwerte der Böenwindgeschwindigkeiten. Somit dürfen diese Faktoren als statistisch abgesichert gelten.



**Bild 8.9** Modellierte Abminderungsfaktoren zur Bestimmung reduzierter Böengeschwindigkeitsdrücke während der Bauzustände und an Wetterstationen beobachtete Vergleichswerte

## 8.4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Kapitel gibt eine kurze Übersicht zu der inhaltlichen Gliederung des neuen Normenentwurfs mit den überarbeiteten Regelungen der EN 1991-1-4 und beschreibt die hauptsächlichen Überarbeitungsschritte sowie die Normenstruktur. Der Vorschlag ist vollständig in Dokument [160] enthalten.

### 8.4.1 Gliederung des neuen Entwurfs der EN 1991-1-4

Die Inhalte der Normenabschnitte sind einerseits formaler und andererseits technischer Natur. Der formale Teil besteht aus den Abschnitten 1 Allgemeines sowie 2 Bemessungssituation und umfasst die Unterabschnitte 1.1 Anwendungsbereich, 1.2 Normative Verweise, 1.3 Belastungsansätze basierend auf Versuchen und Messungen, 1.4 Begriffe, 1.5 Symbole sowie . Der technische Inhalt der Norm beginnt mit Abschnitt 3: Erfassung des Windes und ist unterteilt in 3.1 Windeinwirkung und 3.2 Windauswirkung. Der Abschnitt 4 Windgeschwindigkeit und Geschwindigkeitsdruck unterteilt sich in 4.1 Berechnungsgrundlagen, 4.2 Basisgeschwindigkeit und 4.3 Mittlerer Wind, Böengeschwindigkeitsdruck und Böengeschwindigkeit. Die Windeinwirkungen werden im Abschnitt 5 Windeinwirkungen nach 5.1 Allgemeines als 5.2 Winddruck auf Oberflächen, 5.3 Windkräfte und 5.4 Exzentrische Windeinwirkung modelliert. Kurze Aussagen zu resonanten Windeffekten und zum Wechselwirkungsverhalten im Windfeld sind in 5.5 Strukturbeiwert  $c_s c_d$  und in 5.6 Interferenz enthalten. Im Abschnitt 6 Aerodynamische Beiwerte werden



nach dem Unterabschnitt 6.1 Allgemeines die Druckbeiwerte für Gebäude in Unterabschnitt 6.2 und die Sogbeiwerte für Bekleidungen und Unterkonstruktionen in Unterabschnitt 6.3, eine vollständig neu entworfene Regelung für freistehende Dächer im Unterabschnitt 6.4 sowie im Unterabschnitt 6.5 für Vordächer. Unterabschnitt 6.6 Freistehende Wände und Attiken, 6.7 Anzeigetafeln und 6.8 Reibbeiwerte schließen das Beiwertekapitel für Dächer und Wände ab. Abschnitt 7 Kreiszyylinder und Kugeln regeln die Windlastansätze für gerundete Bauwerke nach 7.1 Allgemeines mit 7.2 Druckbeiwerte von Kreiszyindern und 7.3 Kraftbeiwerte von Kugeln, 7.4 Fachwerke und Gerüste schließen den Abschnitt. Der Abschnitt 8 Windeinwirkungen auf Brücken orientiert sich am DIN-Fachbericht 101 und beinhaltet somit ein ebenfalls komplett unterschiedliches Konzept gegenüber der bestehenden EN 1991-1-4. Abschnitt 9 enthält Literatur- und Quellenhinweise.

## 8.4.2 Hauptsächliche Ergebnisse zur Erststellung des neuen Entwurfs der EN 1991-1-4

### A. Straffung:

Alle Inhalte konnten umstrukturiert und drastisch gekürzt werden.

**B. Basisdokument:** Es wurde ein Basisdokument hergestellt, das u.a. das Folgende umfasst:

1. Windprofil des Mittelwinds und Profil des Böengeschwindigkeitsdrucks auf wenige übliche Fälle reduzieren: ebenes Gelände, Geländekategorie Mischprofil Binnenland und Mischprofil Küste, Profil Inseln der Nord- und Ostsee als örtliche Besonderheiten alternativ: Beschränkung auf Geländekategorien I und II für alle Regelungen des Hauptteils,
2. die Böengeschwindigkeitsdruckprofile in sofort ablesbarer Tabellenform aufnehmen -
3. klare Regeln für die Höhenabhängigkeit der Windlast entwickeln, s. EN 1991-1-4, Bild 7.4. Abgrenzung zwischen Hochhaus und schlankem Stab (Schornstein),
4. für den Standardfall den Größenfaktor  $c_s = 1$  setzen, für Dynamikfaktor  $c_d$  (entspricht der Schwingungsanfälligkeit) zulässige Obergrenze für die Anwendung der Regelungen des Hauptteils definieren:  $c_d \leq 1,10$ . Prinzip: auf die Erfassung von schwingungsanfälligen Bauwerken im Hauptteil verzichten und auf den Anhang bzw. auf Sondernormen verweisen: Schornsteine, Masten pp. Für die gibt es nach wie vor das Strukturbeiwertverfahren (im neuen Anhang) sowie Sondernormen,
5. aerodynamische Beiwerte für Tragwerksberechnung und für lokalen Nachweis der Bekleidung und der Befestigungsmittel trennen, um aufwendige, kleinräumige Verteilungen und eine Vielzahl von Kombinationen zu vermeiden,
6. ein anwenderfreundliches, weniger umständliches Verfahren der Windlastermittlung für freistehende Dächer entwickeln,
7. ein Verfahren zur Windlastermittlung an Vordächern ausarbeiten und in die Norm einbauen,
8. direktes, stabbezogenes und somit rechenfreundliches Verfahren für Fachwerke bzw. räumliche Stabwerke, sowie Verschieben des globalen Kraftbeiwertverfahrens in den Anhang,
9. ausgewählte Beiwertverläufe ablesefreundlich oder programmiergeeignet vereinfachen,
10. Windeinwirkungen auf Brücken entwurfsgerecht und robust tabellieren.

Zukünftige Arbeiten nehmen Stellung zu

11. der Identifikation sowohl von maßgebenden Windeinwirkungsverteilungen als auch bei der Einstufung der Windeinwirkung als Leit- oder Begleiteinwirkung im Rahmen von Einwirkungskombinationen,
12. der Äquivalenz der Windeinwirkungsmodellierung mittels Druck- und Sogbeiwerten einerseits und Kraftgrößenbeiwerten andererseits, insofern das für ein Tragwerk wahlweise zulässig ist

13. und der Betrachtung der aerodynamischen Stabilität z.B. bezüglich des Interferenzgalloppings bei Schornsteinen in Reihe oder des Brückenflatterns bei bestimmten Randbedingungen aufgrund unscharf definierter Geltungsbereiche einzelner Regelungen.

**C. Anhänge zum Basisdokument:** Dieser erweiterte Anhang regelt zusätzliche Verfeinerungen für Sonderplanungen, bei denen eine Zuschärfung der Windlast das Bemessungsergebnis wesentlich beeinflusst.

### 8.4.3 Vergleichsrechnungen

Für die Bewertung der Ausarbeitungen unter praxisnahen Bedingungen wurden für die vereinfachte Lastkombination und die in der Praxis besonders wichtigen Normenvorschläge zu EN 1991-1-3 und EN 1991-1-4 Vergleichsrechnungen in Auftrag gegeben (siehe [144], [163]). Die vorliegenden Ergebnisse für Vergleichsrechnungen basieren auf Projekten mit den Schwerpunkten EC2 [164], EC3 [272], [273] EC5 [270] und EC6 [271].

Die Vereinfachungen der Normenregelungen zugunsten einer deutlichen Erleichterung der Anwendbarkeit können zu einer rechnerischen Steigerung der Ausnutzung einzelner Bauteile führen. Eine geringfügige Verstärkung einzelner Bauteile löst das Nachweisproblem. Es wird angefragt, einzelne Beiwertangaben für die Auslegung spezieller Bauwerke oder Bauwerksteile zu überprüfen bzw. Böengeschwindigkeitsdruckmodelle zu optimieren, um die sich rechnerisch ergebende Windlast trotz der vorgeschlagenen Anwendungsvereinfachungen näherungsweise auf bisherigem Niveau zu halten.



## 9 Eurocode 1: Teil 1-5: Temperatureinwirkungen

### 9.1 Einführung

Die Euronorm EN 1991-1-5 und das nationale Dokument DIN EN 1991-1-5:2010 [165] beinhalten die Einwirkungen aus Temperaturen auf Bauwerke. Der Umfang beläuft sich beim deutschen Dokument auf 40 Seiten. Hinzu kommt zur Anwendung in Deutschland der Nationale Anhang DIN EN 1991-1-5/NA [166], der weitere sechs Seiten umfasst. Damit hält sich der Umfang in vergleichsweise geringem Rahmen. Dennoch enthält sie eine Vielzahl an Wiederholungen, unstrukturierten Bereichen, Umständlichkeiten und Lehrbuchwissen.

Von der Projektgruppe PG 1 wurden Vorschläge ausgearbeitet, die die nach Meinung der Projektgruppe zu ändernden Passagen mit teilweisen konkreten Änderungsvorschlägen beinhalten. In dem Forschungsbericht [171], [172] wurden diese aufgegriffen, wissenschaftlich hinterfragt, teilweise ergänzt und in einer Synopse mit dem derzeit gültigen Regelwerk verglichen. Die folgenden Ausführungen fassen das Ergebnis der Untersuchungen zusammen.

### 9.2 Anamnese

Die EN 1991-1-5 gliedert sich in folgende Hauptkapitel:

- Allgemeiner Eurocodetext
- Zusätzliche spezielle Informationen
- Allgemeines
- Klassifizierung der Einwirkung
- Bemessungssituation
- Beschreibung der Einwirkung
- Temperaturunterschied in Gebäuden
- Temperaturunterschied bei Brücken
- Temperaturunterschied in Industrieschornsteinen, Rohrleitungen, Silos, Tanks und Kühltürmen
- Anhang A
- Literaturhinweise

Die darin enthaltenen und oben angesprochenen Defizite im Hinblick auf Wiederholungen, unstrukturierten Bereichen, Umständlichkeiten und Lehrbuchwissen lassen sich im Allgemeinen mit einfachsten Mitteln beheben, ohne dabei die internationalen Interessen zu beschneiden. An einigen Stellen wurde das englische Ursprungsdokument ungenügend übersetzt und enthält daher an einigen Stellen abweichende Aussagen, die dem europäischen Gedanken widersprechen. Unvermeidlich sind auch inhaltliche Fehler, beispielweise in Formeln und Werteangaben.

Zum Verständnis der „gewachsenen“ Struktur der aktuellen Normengeneration ist es wichtig, die Entstehungsgeschichte derartiger Regelwerke zu kennen. Zum einen sind die letzten rein nationalen Regelwerke stark von den europäischen Vornormen geprägt, was dazu führt, dass sich mitunter ganze Abschnitte der DIN Normen in den DIN EN Normen wiederfinden und die nationalen Anhänge, ungeachtet ihrer eigentlich Funktion, dazu genutzt wurden die Abweichungen, die sich aufgrund der Harmonisierung ergeben haben, zumindest teilweise wieder an die nationalen Ansprüche bzw. Standards anzupassen. Hierzu wurden, soweit dies möglich war, über NDPs die ursprünglichen Werte wieder eingeführt und als Hilfsmittel bereits bekannte Formeln, Diagramme, Tabellen etc. genutzt.

#### 9.2.1 Historische Entwicklung der Temperaturlastnormen in Deutschland

Normativ geregelt wurden Einwirkungen aus Temperatur in Deutschland erstmals mit der DIN 1055-7 aus dem Jahr 2000. Diese wurde durch die DIN 1055-7:2002 [167] ersetzt. Ursprung des Dokuments [167] ist die europäische Vornorm DIN V ENV 1991-2-5 [168], die zur

heutigen DIN EN 1991-1-5 weitergeführt wurde. Damit waren Einwirkungen aus Temperatur lange Zeit nicht normativ geregelt. Lediglich im Bereich des Brückenbaus waren Einwirkung aus Temperatur bereits von Anfang an in der DIN 1072 [169] erfasst, wenn auch nicht umfänglich und für alle Arten von Brückenbauwerken gleichermaßen gültig.

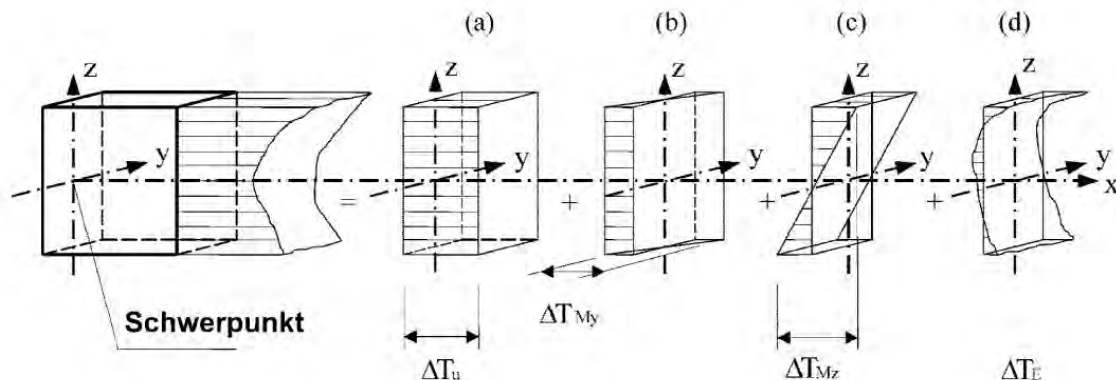
Die DIN 1055 definierte für Temperatureinwirkung auf Gebäude nur wenig konkrete Werte, sondern gab projektspezifische Betrachtungen vor. Die Außenlufttemperatur zur Ermittlung der Temperaturprofile war mit  $-24^{\circ}\text{C}$  bzw.  $+37^{\circ}\text{C}$  vorgegeben. Für Brücken waren spezifischere Werte definiert. Sowohl der konstante als auch der lineare Anteil des Temperaturprofils waren in Abhängigkeit des Brückentyps genau definiert und analog zu den heutigen Regelwerken zu ermitteln.

## 9.2.2 Aktuelle Fassung

Die aktuelle Fassung enthält Methoden und Werte, um die Temperatureinwirkung auf Gebäude, Brücken und andere Tragwerke zu ermitteln. Zudem sind Einzelbauteile, Fassadenverkleidungen und diverse Ausbauten von Gebäuden erfasst. Primär geht es dabei um Überbeanspruchungen, die sich aufgrund von Verformungen infolge Temperatur einstellen können und je nach statischem System hierdurch Kräfte in das System bzw. Inkompatibilitäten in Bezug auf die benachbarten Bauteile induzieren.

### 9.2.2.1 Allgemeines Einwirkungsmodell

Grundsätzlich wird die sich einstellende Temperaturverteilung im Querschnitt in Anteile zerlegt. Diese resultieren aus unterschiedlichen physikalischen Randbedingungen.



**Bild 9.1** Temperaturprofil nach DIN EN 1991-1-5

Das Gesamtemperaturprofil ergibt sich aus der Überlagerung des konstanten Anteils a), der im Wesentlichen von der umgebenden Lufttemperatur geprägt ist; den linear veränderlichen Anteilen b) und c), die im Wesentlichen durch Strahlung entstehen und dem nicht linearen Anteil d). Dieser mit sich selbst im Gleichgewicht stehende Anteil erzeugt im System keine Schnittgrößen und wird daher in Deutschland, entsprechend des Verfahrens 1 der DIN EN 1991-1-5, Abschnitt 6.1.4.1 nicht angewendet.

Eine wichtige Eingangsgröße zur Bestimmung der Belastung aus dem konstanten Temperaturanteil hinsichtlich der sich einstellenden Verformung ist die Ausgangstemperatur des betrachteten Querschnitts. Das Temperaturprofil selbst berücksichtigt zudem jahreszeitliche Unterschiede. Hierzu wurden unterschiedliche Temperaturwerte für Sommer und Winter definiert. Zusätzlich existieren Werte, die die Beschaffenheit der Oberfläche berücksichtigen (Farbtyp der Oberfläche hinsichtlich Absorptions- und Reflexionsvermögen) oder die Ausrichtung der Bauteile in Himmelsrichtungen einschließt. Die grundsätzlich anzusetzende Lufttemperatur ist in Europa individuell mittels NDP geregelt. Während in Deutschland ein einziges Wertepaar für Maximum und Minimum der Lufttemperatur definiert ist, richten sich andere Länder nach Isothermenkar-

ten, die die Topologie und weitere Randbedingungen (Küstennähe, Gebirge) genauer berücksichtigen.

Aufgrund der im Regelfall schützenden Hülle von Gebäuden ist der allgemeine Teil der DIN EN 1991-1-5 recht offen gehalten, um keine zu spezifischen Methoden vorzugeben, die sich aufgrund der sehr individuellen Natur der Konstruktionen im Hochbau mit teils sehr komplexen Zusammenhängen einzelner Bauteile nur sehr schwer bzw. ungenügend anwenden ließen (z.B. Einfluss der Gebäudeklimatisierung).

### **9.2.2.2 Temperatureinwirkung auf Brücken**

Im Bereich der Einwirkung aus Temperatur auf Brücken sind spezifischere Methoden und Werte vorgegeben, um die sich einstellenden Beanspruchungen zu ermitteln. Hierzu werden drei Werkstoffe bzw. Bauweisen von Konstruktionstypen unterschieden, die sich nach dem hauptsächlich verwendeten Material richten (Stahl, Verbund und Beton). Die grundsätzliche Methode der Aufteilung des Profils in die Anteile „konstant“ und „linear veränderlich“ bleibt erhalten, wird in diesem Abschnitt allerdings wesentlich genauer mit Vorgehen und Größen der Werte definiert. Da die Bauteiltemperatur aufgrund der thermischen Trägheit von Materialien nicht zwangsläufig direkt der umgebenden Lufttemperatur entspricht, müssen beide Temperaturen zur Anwendung und Berechnung erst in ein Verhältnis gesetzt werden. Hierzu ist ein linearer Zusammenhang unterschiedlich für die drei Typen definiert. Eingangsparemeter ist die Lufttemperatur, die wie bereits beschrieben, national geregelt ist.

Der linear veränderliche Anteil wird mittels tabellierten Werten ermittelt, die in Abhängigkeit des Konstruktionstyps und den Grenzbetrachtungen „Oberseite wärmer als Unterseite“ und „Unterseite wärmer als Oberseite“ definiert sind. Da diese Werte mit einer Fahrbahnbelagsdicke von 50 mm ermittelt wurden, existiert zur Berücksichtigung anderer Belagsdicken zusätzlich ein Korrekturfaktor.

Das Verfahren 2, das den nicht linearen Anteil berücksichtigt, definiert über den Querschnitt verteilte Bereiche unterschiedlicher Temperatur, mit Hilfe derer eine Berechnung der sich ergebenden Kräfte und Spannungen im Querschnitt möglich ist.

Besondere Aufmerksamkeit ist erforderlich, wenn zusätzlich zum vertikalen Temperaturunterschied auch ein horizontaler wirken kann bzw. wenn Innenräume von Konstruktionen, beispielsweise bei Hohlkastenquerschnitten, einen deutlichen Einfluss auf den Temperaturunterschied einzelner Komponenten der Struktur besitzen (z.B. Stege des Hohlkastens).

Da sich die Anteile des Temperaturprofils hinsichtlich ihres Maximums zeitlich unterscheiden, ist es möglich eine Kombination der Anteile mit Korrekturfaktoren zu bilden, die einen vom System abhängigen, relevanten Lastfall bilden.

Für vertikale Bauteile, beispielweise Pfeiler, werden die ursprünglich angegeben Werte ersetzt, um zu berücksichtigen, dass diese Bauteile nicht denselben physikalisch klimatischen Gegebenheiten hinsichtlich Form, Temperaturdifferenz oder Nutzungsweise ausgesetzt sind, wie die Überbauten von Brücken.

### **9.2.2.3 Schornsteine, Rohrleitungen, Silos, Tanks, Kühltürme**

Für die natürlichen klimatischen Temperaturunterschiede bei Schornsteinen etc. gelten die gleichen Regelungen wie bei der Ermittlung der allgemeinen Temperaturbeanspruchung von Bauteilen, allerdings sind bei diesen Konstruktionen die Randbedingungen aus der Nutzung abzuleiten. Da diese nicht überall gleich sind, sind diese jeweils für das Einzelprojekt zu definieren und schichtweise zu berechnen, um die Belastung detailliert zu erfassen. Um Anhaltswerte zu geben, wurden in Abhängigkeit der Konstruktion Werte vorgeschlagen bzw. auf die relevanten Normen verwiesen.

Die Berücksichtigung des gleichzeitigen Wirkens ist auch hier durchzuführen, und umfasst sowohl die natürlichen als auch die betriebsbedingten Temperaturbeanspruchungen.

### 9.3 Diagnose und Therapie

Durch die Analyse des existierenden Teil 1-5 des Eurocode 1 und Diskussionen mit Fachkollegen national und auf europäischer Normungsebene (SC250/SC1) wurde eine Vielzahl an Stellen identifiziert, die geändert werden sollten bzw. können, um die Anwendung zu vereinfachen und eindeutiger zu gestalten und bestehende Missverständlichkeiten und Fehler zu beseitigen. Hierzu wurde jeweils unter Angabe des Kapitels, des Unterpunktes, Bemerkung etc. auf Stellen verwiesen, die Potenzial aufweisen. Dabei wird in allgemeine (ge), technische (te) und redaktionelle (ed) Änderungen unterschieden. Eine vollständige Übersicht ist im PRB-Bericht [172] zu finden.

### 9.4 Änderungsvorschläge

Zur Übersicht der geänderten Passagen des Dokuments DIN EN 1991-1-5 befindet sich in Dokument [170] die editierte Version im Korrekturmodus. Dabei sind nur Seiten abgebildet, die tatsächlich Änderungen enthalten. Die unveränderten Seiten sind zur Reduzierung des Umfangs nicht enthalten.

### 9.5 Entwurf eines editierten Dokuments

Der Entwurf des editierten Dokuments mit allen Änderungen, gestrichenen Passagen und diversen Korrekturen der Rechtschreibung und Formatierung, die nicht in der Änderungstabelle enthalten sind, befindet sich in Dokument [171].

### 9.6 Auswertung der NDPs

Die nationalen NDPs wurden, soweit diese in den entsprechenden Gremien in deutscher bzw. englischer Sprache verfügbar waren, hinsichtlich der Möglichkeit untersucht, diese für alle beteiligten Länder auf einen gemeinsamen Inhalt zu reduzieren, so dass die Notwendigkeit nationaler Regelung an den entsprechenden Stellen entfällt und das Dokument hierdurch einfacher und eindeutiger wird. Viele nationale Regelungen verweisen auf die empfohlenen Werte, geben keine zusätzliche Information oder wiederholen lediglich Textpassagen des Ursprungsdokuments. Oftmals werden nationale Öffnungen (NDPs) nicht genutzt. An einigen Stellen werden nationale Werte genutzt, die im Vergleich der einzelnen Länder gleich oder zumindest sehr ähnlich sind. An diesen Stellen dürfte es in den entsprechenden Gremien am einfachsten sein in der Diskussion auf einen gemeinsamen Inhalt hin zu arbeiten. Damit würden dann auch diese nationalen Öffnungen obsolet werden und das Ursprungsdokument könnte an diesen Stellen ohne nationale Öffnung auskommen. Im Gegensatz hierzu existiert eine Vielzahl an NDP's, die sehr individuelle Regelungen einführen bzw. sehr unterschiedliche Werte oder Methoden definieren. Diese nationalen Öffnungen sind nicht bzw. nur sehr schwer auf ein einheitliches Niveau zu bringen.

Im PRB-Berichte [172] ist eine Übersicht der nationalen Öffnungen (NDPs) mit Hinweisen auf mögliche europäische Harmonisierungen enthalten. In Tabelle 9.1 ist ein dem Dokument [172] entnommenes Beispiel für eine schwer harmonisierbare Regelung aufgeführt.

Es ist nicht auszuschließen, dass sich im Vergleich aller europaweit genutzter nationaler Anhänge, diese Klassifizierung verändert. Bereits im Vergleich der bisher vorliegenden nationalen Anhänge existieren mitunter massive Unterschiede in der Art und Weise, wie Normpassagen national geregelt sind. Dies zeigt den teils vollkommen unterschiedlichen Anspruch an das Regelwerk Eurocode. Sowohl Schwerpunkt der nationalen Regelungen als auch Umfang, Detailgrad, Sicherheitsniveau und beispielsweise der Wunsch nach Beibehaltung bereits existierender nationaler Regelwerke, Empfehlungen und Richtlinien und den verantwortlichen staatlichen Behörden sind sehr unterschiedlich und daher kaum zu harmonisieren.

**Tabelle 9.1.** Zusammenfassung ausgewählter NDPs (Auszug aus [172], Tabelle 2)

Clause in	Czech Republic	Denmark	Germany	Luxembourg	Poland	UK
6.1.2(2)NOTE: The selection of the approach to be used in a Country may be found in its National Annex	The vertical temperature difference component should be determined according to Approach 2. It is assumed that non-linear temperature component is included. See also NA.5. <b>Method 2</b>	Not relevant for building structures	Es ist Verfahren 1 anzuwenden. <b>Method 1</b>	Method 1 (6.1.4.1) is sufficient for the current works. Method 2 (6.1.4.2 sqq.) is more detailed and is of general application for large-scale works (effective span greater than 50 Metres). <b>Methods 1 and 2</b>		Approach 2 should be used, unless the use of Approach 1 is agreed for the individual project with the relevant authority. <b>Methods 1 and 2</b>

Dies ist beispielsweise an der Wahl der Methode der Berücksichtigung von Temperaturbelastungen zu sehen. Das europäische Dokument gibt zwei Möglichkeiten zur Berücksichtigung. Diese unterscheiden sich in der Komplexität der Anwendung. In Methode 1 wird ein Anteil der Temperaturverteilung in Bauteilen nicht explizit berücksichtigt. Dies vereinfacht die Anwendung enorm und vermeidet den Eindruck einer Genauigkeit in der Erfassung, die so erfahrungsgemäß nicht gegeben ist. Innerhalb der Diskussionen mit Fachkollegen auf internationaler Ebene war festzustellen, dass eine Harmonisierung an dieser Stelle kaum möglich ist, da die bisher genutzte Methode bereits etabliert ist und in der Umsetzung bewährt ist.

Ein weiterer grundsätzlicher Unterschied ist die Definition von Lufttemperaturen. Während in Deutschland einheitliche Werte für das Maximum und Minimum definiert sind, sind in anderen europäischen Ländern Isothermenkarten zu nutzen, die in Abhängigkeit des Standortes unterschiedliche Werte ergeben können. In Grenzbereichen innerhalb dieser Karten und an den nationalen Grenzen ist dieser vermeintlich detailliertere Ansatz nicht mehr vollständig nachvollziehbar, da die sich hier definierten Werte - ohne einen physikalischen Hintergrund - sprunghaft ändern.

## 9.7 Zusammenfassung und Ausblick

Die aktuelle Fassung der DIN EN 1991-1-5 ist für die aktuelle Anwendung inhaltlich von ausreichender Qualität. Dies resultiert aus der Berücksichtigung von Erfahrungen und Erkenntnissen aus Praxis und Forschung der letzten Jahrzehnte. Zudem beinhaltet sie die Notwendigkeit, bei komplexeren Bauteilen und Beanspruchungen infolge Temperatur spezielle Betrachtungen durchzuführen, da im Wesentlichen Randbedingungen vorgegeben werden. Damit ist eine ausreichende Berücksichtigung der Einwirkung aus Temperatur gegeben. Allerdings sind formale Änderungen, Vereinfachungen und Vereinheitlichungen notwendig bzw. wünschenswert, um den alltäglichen Umgang mit der Norm zu verbessern und eine maximale europäische Harmonisierung zu erreichen.

Aktuelle Forschungen im Bereich der Einwirkung aus Temperatur unter veränderten Bedingungen infolge des Klimawandels zeigen, dass die bisherigen Randbedingungen hinsichtlich der maximalen Werte nicht mehr ausreichen könnten, um den Entwicklungen des Klimas in diesem Jahrhundert gerecht zu werden. Sollte hier Handlungsbedarf aufgrund weiterer Forschung identifiziert werden, müssen entsprechende Korrekturen an den Normendokumenten durchgeführt werden, um die Einwirkung aus Temperatur mit ausreichender Robustheit gegen Klimaänderungen zu erfassen.



## 10 Eurocode 1: Teil 1-6 Einwirkungen – Bauausführung

### 10.1 Einführung

Die DIN EN 1991-1-6:2010-12 (Deutsche Fassung EN 1991-1-6:2005 + AC:2008) behandelt die Einwirkungen während der Bauausführung und nimmt damit eine einzigartige Stellung in der Europäischen Normenreihe ein. In Abhängigkeit des Bauverfahrens und der Herstellung von Bauwerken treten zeitlich befristete Einwirkungen auf, die im Rahmen der statischen Berechnung berücksichtigt werden müssen.

In der aktuell vorliegenden Musterliste der Technischen Baubestimmungen (MLTB) vom September 2013 und in den zugehörigen Änderungen vom März 2014 ist die DIN EN 1991-1-6 nicht enthalten. Infolge dessen wurde dieser Normenteil von den obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder „noch“ nicht auf der Grundlage des § 3 Abs. 3 MBO bauaufsichtlich eingeführt. Das heißt, dass der Normenteil nicht beachtet werden muss.

Die MLTB führt in den Vorbemerkungen dazu auf: *„Es werden nur die technischen Regeln eingeführt, die zur Erfüllung der Grundsatzanforderungen des Bauordnungsrechts unerlässlich sind.“* In der Musterbauordnung (MBO) steht unter § 3 Allgemeine Anforderungen, Absatz (1): *„Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und in Stand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden.“*

Unabhängig davon hat sich die Projektgruppe 1 (PG 1) im Rahmen der pränormativen Forschungsarbeit auch mit diesem Normenteil beschäftigt und entsprechend der Leitplanken für die Arbeiten der PRB-Projektgruppen das Ziel verfolgt, den EC1-1-6 praxisgerecht weiterzuentwickeln.

### 10.2 Anamnese

#### 10.2.1 Die aktuelle Norm DIN EN 1991-1-6:2010-12

Die aktuelle Norm DIN EN 1991-1-6:2010-12 (EC1-1-6) ist wie folgt gegliedert:

- Nationales Vorwort
- Vorwort
- Hintergrund des Eurocode-Programms
- Status und Gültigkeit der Eurocodes
- Nationale Fassungen der Eurocodes
- Beziehung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)
- Zusätzliche Informationen insbesondere für EN 1991-1-6
- Nationaler Anhang
- Allgemeines
- Einteilung der Einwirkungen
- Bemessungssituationen und Grenzzustände
- Darstellung der Einwirkungen
- Anhang A1 (normativ) Ergänzende Regelungen für Gebäude
- Anhang A2 (normativ) Ergänzende Regelungen für Brücken



- Anhang B (informativ) Einwirkungen auf Tragwerken bei Umbauten, Wiederaufbau oder Abriss
- Literaturhinweise

Im Endbericht zur Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit – Teilantrag 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen wird der Inhalt des Normenteils genauer beschrieben.

### 10.2.2 Auswertung der NDP

Die NDPs (Nationally Determined Parameters) sind im Nationalen Anhang DIN EN 1991-1-6/NA:2010-12 angegeben. Darin wird die Möglichkeit geschaffen, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen.

Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang zusätzliche, der EN 1991-1-6 nicht widersprechende Angaben und Erläuterungen, die mit (NCI – Non Contrary Information) gekennzeichnet sind. In diesem Dokument gibt es jedoch nur eine NCI zu Kap. 1.2 „Normative Verweisungen“, in der auf zahlreiche weitere Normen verwiesen wird.

In der NDP zu 4.11.2 (1) wird der Normentext durch einen Neuen ersetzt und innerhalb der Arbeitsfläche wird der charakteristische Wert der Einwirkung während des Betonierens mit 1,5 kN/m<sup>2</sup> festgesetzt (statt  $0,75 \text{ kN/m}^2 \leq 10\% \text{ des Eigengewichtes von Beton} \leq 1,50 \text{ kN/m}^2$ ).

Bei den anderen national festgelegten Parametern (NDPs) wird entweder ein Verweis auf andere Normen vorgenommen, der Hinweis gegeben, dass die empfohlenen Werte gelten oder dass Festlegungen für das Einzelprojekt erforderlich sind.

In Dokument [189] wurden die Nationalen Anhänge von England, Dänemark, Schweden, Österreich und Deutschland ausgewertet und in einer Übersichtstabelle gegenübergestellt.

Zusammenfassend lässt sich dazu festhalten, dass es zum Teil geringfügige Unterschiede insbesondere bei den Bauausführungslasten gibt, im Wesentlichen die Empfehlungen der EN 1991-1-6 jedoch bestätigt werden oder projektbezogene Festlegungen gemacht werden sollen.

**Tabelle 10.1** Zusammenfassung ausgewählter NDPs (Auszug aus Dokument [189])

Eurocode		Germany	United Kingdom
EN 1991-1-6:2010-12		DIN EN 1991-1-6/NA:2010-12	NA to BS EN 1991-1-6:2005
4.11.1 (1)	Recommended characteristic values of construction loads $Q_{ca}$ , $Q_{cb}$ and $Q_{cc}$	The recommended values should be used	<p><math>Q_{ca}</math> – The characteristic value <math>q_{ca,k}</math> of the uniformly distributed load may be defined for the individual project and a minimum value of 1.00 is recommended.</p> <p><math>Q_{cb}</math> – The characteristic values may be defined for the individual project. The recommended minimum values should be used for bridges. For other applications use the recommended rules.</p>

Tabelle 10.1 Fortsetzung

Eurocode		Denmark	Sweden
EN 1991-1-6:2010-12		EN 1991-1-6 DK NA:2007	SS-EN 1991-1-6 BFS 2011:10
4.11.1 (1)	Recommended characteristic values of construction loads $Q_{ca}$ , $Q_{cb}$ and $Q_{cc}$	Buildings should as a minimum be designed for a free uniformly distributed load $q_{c,k} = q_{ca,k} + q_{cb,k} + q_{cc,k} = 1,5 \text{ kN/m}^2$ and for a concentrated load $F_{cb,k}$ corresponding to the maximum load of stored materials that may occur at the location in question. The magnitude and distribution of $F_{cb,k}$ should appear from the project material. It is assumed that $q_{c,k}$ and $F_{cb,k}$ do not act simultaneously	Recommendation used

### 10.2.3 Die alten nationalen Regelungen der DIN 1055-8

Die DIN 1055-8:20013-01 beinhaltet die alten nationalen Regelungen zu den „Einwirkungen während der Bauausführung“. Sie wurde bereits auf der Grundlage der DIN V ENV 1991-2-6 erarbeitet. Mit der Neufassung der Normenreihe DIN 1055 wurde das Ziel verfolgt, der Umsetzung der entsprechenden Europäischen Vornormen der Reihe ENV 1991 in die praktische Anwendung Vorschub zu leisten. Dies lässt schon vermuten, dass die Unterschiede zwischen der DIN EN 1991-1-6:2010-12 und der DIN 1055-8:20013-01 nicht sehr gravierend sind. Dennoch wurden die wesentlichen Inhalte der beiden Vorschriften (Kap. 2 bis Kap. 4 gem. EC1-1-6) in der Dokument [189] detailliert gegenübergestellt.

Das Ergebnis der Gegenüberstellung wird im Endbericht [189] unter 1.2.3 nochmals erläutert und zusammengefasst.

### 10.2.4 Die übliche Praxis

Aufgrund der Tatsache, dass bis heute weder die EN 1991-1-6 noch die alte DIN 1055-8 bauaufsichtlich eingeführt wurden, ist die Norm in der üblichen Praxis nur von untergeordneter Bedeutung. Dennoch werden vom Tragwerksplaner die relevanten Einwirkungen während der Bauausführung bei der statischen Berechnung berücksichtigt. Einige typische Beispiele werden im Endbericht [189] unter Kapitel 1.2.4 in Bild 1 bis Bild 12 aufgeführt.

Die Beispiele stellen zwar nur eine Auswahl dar und decken bei weitem nicht das ganze Spektrum ab, aber es zeigt sich, wie viele verschiedene Einwirkungen während der Bauausführung zum Teil auch für die endgültige Tragkonstruktion bemessungsrelevant sein können und daher zu berücksichtigen sind. Es ergeben sich für diese temporären Situationen direkte Abhängigkeiten zwischen Tragstruktur, Herstellverfahren und Bauablauf, die zwischen den fachlich Beteiligten in der Planung und in der Ausführung eng abgestimmt werden müssen.

## 10.3 Diagnose

### 10.3.1 Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse

Die relevanten Erkenntnisse aus der Anamnese im vorigen Kapitel werden nachfolgend zusammengefasst:

- Die Kapitel „Vorwort“, „Hintergrund des Eurocode-Programms“, „Status und Gültigkeit der Eurocodes“, „Nationale Fassung der Eurocodes“, „Beziehungen zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)“, „Zusätzliche Informationen insbesondere für EN 1991-1-6“ [179] und „Nationaler

Anhang“ sind teilweise sehr allgemein und wiederholen sich in allen Normenteilen. Für den Anwender der Norm sind in diesen fünf Seiten keine relevanten Informationen enthalten, die nicht nochmals in der Norm bzw. im Nationalen Anhang aufgeführt sind. Aus Sicht der Verfasser sollten die allgemeinen Kapitel ausschließlich im Eurocode 0 enthalten sein. Die spezifischen Kapitel zum Normenteil und zum Nationalen Anhang können ebenfalls ersatzlos entfallen.

- Es sind nur solche Einwirkungen während der Bauausführung zu berücksichtigen, für die keine oder nicht ausreichende Maßnahmen getroffen werden. Welche Maßnahmen im Rahmen der Bauausführung getroffen werden, hängt von sehr vielen Faktoren ab und kann nur individuell für das Einzelprojekt festgelegt werden.
- Abgesehen von Verkehrslasten, die erst nach Fertigstellung und Inbetriebnahme auftreten, sind sämtliche Einwirkungen auf Bauwerke, die im Endzustand auftreten können, auch während der Bauausführung zu berücksichtigen. Demnach kann aus Sicht der Verfasser auf eine ausführliche Auflistung und Einteilung der Einwirkungen verzichtet werden.
- Die in Kap. 4.11.1 beschriebenen Bauausführungslasten infolge Personal, Handwerkzeuge, gestapelte bewegbare Güter und Ausrüstungsgegenstände sind in einer Größenordnung, die in der Regel deutlich unter den Ausbau- und Verkehrslasten liegen, so dass sie in der Praxis nicht bemessungsrelevant werden. Eine Ausnahme bildet die Empfehlung eines Mindestwertes für die Einzellast  $F_{cb,k} = 100$  kN bei Brücken, die z.B. bei filigranen Fußgängerbrücken durchaus bemessungsrelevant werden könnte.
- Die in Kap. 4.11.2 aufgeführten Bauausführungslasten beim Betonieren sind maßgebend zur Dimensionierung der Schalungen und Traggerüste, nicht aber für die Tragkonstruktion bei üblichen Bauwerken. Daher sollten nach Auffassung der Verfasser diese Einwirkungen in den entsprechenden Vorschriften für Schalungen, Trag- und Arbeitsgerüste aufgeführt werden, nicht jedoch in diesem Normenteil.
- Außergewöhnliche Einwirkungen wie z.B. Anprall von Baufahrzeugen, bewegte Materialbehälter, Herabfallen von Ausrüstungsgegenständen, Aufpralllasten von Personen usw., sollten aus Sicht der Verfasser durch entsprechende Maßnahmen auf der Baustelle bei den kritischen Bauteilen verhindert werden. Eine Berücksichtigung dieser Einwirkungen im Rahmen der Tragwerksplanung ist nur dann erforderlich, wenn baubetriebliche oder konstruktive Maßnahmen nicht umsetzbar sind und gefährdete Bauteile zu einem Einsturz weiterer tragender Bauteile führen würden.
- Außergewöhnliche Einwirkungen aus Brand, Explosion, Bergsenkung oder aus Erdbeben sollten aus Sicht der Verfasser nur in besonderen Fällen und nach eindeutiger Festlegung durch den Bauherrn oder durch die Genehmigungsbehörde berücksichtigt werden. Eine Berücksichtigung dieser Einwirkungen bei üblichen Bauvorhaben im Rahmen der Tragwerksplanung ist aus Sicht der Verfasser nicht angemessen.
- Aufgrund der im Vergleich zur Nutzungsdauer der Bauwerke deutlich kürzeren Zeitdauer der Bemessungssituationen und der damit verbundenen geringeren Überschreitungswahrscheinlichkeit wird eine Reduzierung der charakteristischen Werte der veränderlichen Einwirkungen vorgeschlagen. Dieser Vorschlag erlaubt eine wirtschaftliche Tragwerksbemessung und ist daher sinnvoll. Allerdings sind die Beziehungen zwischen den charakteristischen Werten und der Wiederkehrperiode in der DIN EN 1991-1-6 nicht angegeben.
- Im Rahmen der Tragwerksplanung müssen gemäß DIN EN 1991-1-6 [179] die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit für die relevanten Bemessungssituationen nachgewiesen werden. Dabei sind die Grenzzustände der Tragfähigkeit entsprechend DIN EN 1990:2010-12, Kap. 6.4.1 zu untersuchen, d.h. auch z.B. der Grenz-

zustand der Lagesicherheit, der bei besonderen Herstellverfahren wie etwa beim Freivorbau eine entscheidende Rolle spielen kann.

- Bei den ergänzenden Regelungen für Gebäude und Brücken in den normativen Anhängen A1 und A2 sollte unseres Erachtens geprüft werden, ob die Hinweise zu den Kombinationsbeiwerten in den Anhang zur EN 1990 aufgenommen werden können. Die horizontalen Einwirkungen gem. A.1.3 beziehen sich auf die Bauausführungslasten gem. 4.11.1, die in aller Regel nicht bemessungsrelevant werden, so dass auf deren Ausführung verzichtet werden kann. Die Bemessungswerte für Verformungen gem. A.2.3 werden unabhängig von Spannweiten und Querschnittsabmessungen als absolute Grenzwerte für zulässige Durchbiegungen von im Taktschiebverfahren hergestellten Brückenüberbauten definiert, was u.E. nicht erforderlich und technisch nicht sinnvoll ist. Die Angaben zu den Schneelasten bei Brücken gem. A.2.4 sind nicht bemessungsrelevant und daher überflüssig. Bzgl. der Angaben zu den Reibbeiwerten der temporären PTFE – Lager werden in der Praxis die spezifischen Werte der Lieferanten zugrundegelegt, so dass auch auf diese Abschnitte verzichtet werden kann.
- Der Anhang B behandelt die Einwirkungen auf Tragwerke bei Umbauten, Wiederaufbau oder Abriss. Weil dieser Anhang mit „informativ“ gekennzeichnet ist, wird hier darauf nicht näher eingegangen.
- Wie im Kapitel 1.2.5 bereits dargestellt, ist es in der Praxis durchaus üblich, Einwirkungen während der Bauausführung bei der Bemessung von temporären Bauwerken und auch beim endgültigen Tragwerk zu berücksichtigen. Dabei sind das Herstell- und Bauverfahren einschließlich der zugehörigen Randbedingungen, der detaillierte Bau- und Arbeitsablauf und etwaige zusätzliche Maßnahmen zwischen dem Tragwerksplaner und dem Auftraggeber bzw. der ausführenden Baufirma im Vorfeld abzustimmen.

### 10.3.2 Einfluss der nominellen Zeitdauer auf die Einwirkungen

Wie im vorigen Kapitel bereits erläutert, dürfen aufgrund der im Vergleich zur Nutzungsdauer der Bauwerke deutlich kürzeren Zeitdauern der Bemessungssituationen und der damit verbundenen geringeren Überschreitungswahrscheinlichkeit die charakteristischen Werte der veränderlichen Einwirkungen reduziert werden. Die EN 1991-1-6 [179] stellt in der Tabelle 3.1 „empfohlene Wiederkehrperioden zur Festlegung der charakteristischen Werte für klimatische Einwirkungen“ dar. Die Beziehungen zwischen den charakteristischen Werten und der Wiederkehrperiode sind in der DIN EN 1991-1-6 [179] jedoch leider nicht angegeben, diese finden sich entsprechend der ANMERKUNG 3 in den entsprechenden Teilen der EN 1991 wieder.

Eine Beziehung zwischen der nominellen Zeitdauer von Bemessungssituationen und Reduktionsfaktoren für veränderliche Einwirkungen während der Bauausführung wäre äußerst wünschenswert. Dann wäre auch ein Umweg über anzusetzende Wiederkehrperioden entsprechend der Tabelle 3.1 gem. EN 1991-1-6 [179] und der damit verbundenen groben Abstufungen hinfällig.

### 10.3.3 Potentiale für Straffungen und Vereinfachungsmöglichkeiten

Potentiale für Straffungen und Vereinfachungsmöglichkeiten wurden zum Teil in den vorigen Abschnitten bereits erläutert, werden jedoch nachfolgend nochmals zusammengefasst:

- Streichung der allgemeinen Kapitel zwischen „Vorwort“ und „Nationaler Anhang“.
- Deutliche Straffung des Kapitels 2 „Einteilung der Einwirkungen“, weil die Einwirkungen während der Bauausführung grundsätzlich nicht von den Einwirkungen im Endzustand abweichen und weil die angegebenen Bauausführungslasten bei üblichen Bauwerken nicht bemessungsrelevant werden.
- Herleitung einer allgemeingültigen Beziehung zwischen der nominellen Zeitdauer von Bemessungssituationen und Reduktionsfaktoren für veränderliche Einwirkungen wäh-

rend der Bauausführung als Ersatz zur Tabelle 3.1 mit den empfohlenen Wiederkehrperioden zur Festlegung der charakteristischen Werte für klimatische Einwirkungen.

- Ergänzender Hinweis im Kap. 3.2 „Grenzzustände der Tragfähigkeit“ bezüglich Grenzzuständen der Lagesicherheit.
- Kompletter Entfall des Kapitels 4 „Darstellung von Einwirkungen“. Die wenig noch verbleibenden wichtigen Informationen zu den Einwirkungen sollten aus Sicht der Verfasser im Kapitel 2 ergänzt werden.
- Streichung der Bauausführungslasten beim Betonieren, da diese nur für Schalungen und Traggerüste relevant sind, nicht aber für das endgültige Tragwerk.
- Ersatz der Kap. 4.12 „Außergewöhnliche Einwirkungen“ und Kap. 4.13 „Einwirkungen aus Erdbeben“ durch eine ergänzende Erläuterung im Kap. 2.
- Entfall der normativen Anhänge A1 und A2; Erfassung von besonderen Kombinationsbeiwerten für Bemessungssituationen während der Bauausführung in der EN 1990.
- Straffung des Nationalen Anhangs DIN EN 1991-1-6/NA:2010-12 sowie deren Anhänge A1 und A2 entsprechend der Straffungen im Hauptdokument.

## 10.4 Therapie

### Verbesserungen der Praxistauglichkeit der EN 1991-1-6: 2005 mit Berichtigung AC:2008

Durch die Projektgruppe 1 (PG1) wurde eine Überarbeitung des Normentextes („Therapie“) der EN 1991-1-6 vorgenommen. Die Überarbeitung fokussierte sich dabei auf den Schwerpunkt, drastische Textkürzungen durchgängig in nahezu allen Haupt- und Unterkapiteln umzusetzen. Mehrere der Textstellen haben einen Lehrbuchcharakter oder den Charakter von Kommentaren, was nicht in Normen Eingang finden sollte. Darüber hinaus sind umfangreiche Formalverweise abgedruckt, die in den einzelnen Normenteilen jeweils wortgleich wiederholt werden oder innerhalb eines Normenteils mehrfach vorkommen. Die sehr umfangreiche Aufführung von Einwirkungen, die während der Bauausführung zu berücksichtigen sind, wird dabei auf ein notwendiges Minimum gekürzt. Die beiden Kapitel 2 und 4, welche sich beide mit den Einwirkungen befassen, werden zu einem Kapitel zusammengeführt, wodurch eine übersichtlichere Gliederung des Normenteils entsteht. Insgesamt wurde versucht, in Anlehnung an die Grundsätze und Leitplanken für die Arbeiten der PRB – Projektgruppen, einen praxismgerechten und deutlich reduzierten Normentwurf zu erarbeiten und die Anwendbarkeit der Norm deutlich zu verbessern.

Der Entwurf für eine praxismgerechte EN 1991-1-6 ist in Dokument [189] enthalten und eine Gegenüberstellung der bisherigen Norm und des Normenentwurfs ist in der angehängten Tabelle in Form einer Synopse dargestellt (siehe Dokument [189]).

Der Entwurf für eine praxismgerecht überarbeitete EN 1991-1-6 ist als Reinfassung in [189] enthalten.

## 10.5 Zusammenfassung und Ausblick

Der Umfang der bestehenden Norm EN 1991-1-1-6 konnte um 60 % verringert werden. Der Entwurf des editierten Dokuments mit allen Änderungen, gestrichenen Passagen und diversen Korrekturen der Rechtschreibung und Formatierung befindet sich in Dokument [189].



## 11 Eurocode 1: Teil 1-7 Außergewöhnliche Einwirkungen

### 11.1 Einführung

EN 1991-1-7 [189] bzw. die deutsche Fassung DIN EN 1991-1-7 [192] regelt die außergewöhnlichen Einwirkungen aus Anprall von Straßen-, Eisenbahn- und Wasserstraßenfahrzeugen, aus Gabelstaplern und Helikoptern sowie Innenraumexplosionen.

In diesem Bericht werden die im Rahmen des PRB Forschungsvorhabens [204] erarbeiteten Vereinfachungen für die Arbeit der praktisch tätigen Ingenieure zusammenfassend dargestellt. Ziel der Arbeit war es, verständliche und einfache Anwendungsregeln zu formulieren. Schwerpunkt war die textliche Vereinfachung. Einzelheiten sind ausführlich in [205] dargestellt.

### 11.2 Anamnese, Diagnose, Therapie

#### 11.2.1 Allgemeines

Bei diesem Teil des Eurocode 1 wird die ansonsten getrennten Betrachtungen zu Anamnese, Diagnose und Therapie zusammengefasst und folgende dreigliedrige Analyse unter den Aspekten „Historischer und technischer Rückblick“, „Fachliche Konsistenz und Klarheit“ und „Redaktionelle Konsistenz“ zusammen betrachtet. Unter 11.2.5 werden dann die einzelnen Punkte zur Diagnose und Therapie tabellarisch aufgeführt. Zuletzt erfolgte eine vergleichende Betrachtung der nationalen Anwendungsdokumente einiger europäischer Länder.

#### 11.2.2 Historischer und Technischer Überblick

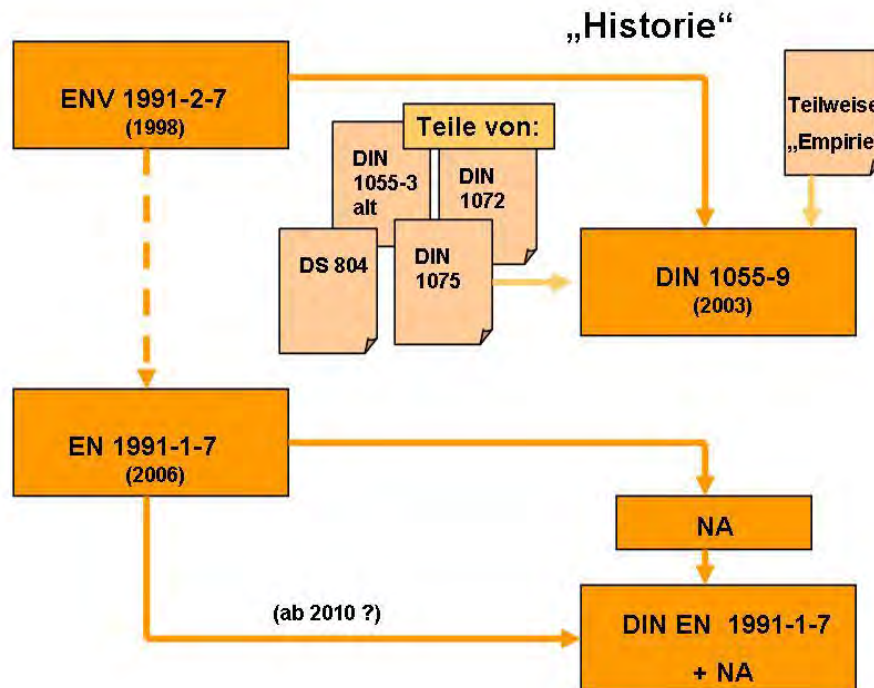
DIN EN 1991-1-7 einschließlich des NA, 2010, [192], [193], ersetzen in Deutschland die Vorgängernorm DIN 1055-9, 2003, [191], die seinerzeit die ENV 1991-2-7, 1998, Accidental Actions, [195], national spiegelte. [195] umfasste als europäisches Dokument nahezu alle bekannten und normungswürdigen außergewöhnlichen Einwirkungen, die zuvor in Deutschland in verschiedensten Normen und Regelwerken untergebracht waren, vgl. Bild 11.1.

Für Deutschland erstmalig neu geregelt wurden damit Anprall aus Schiffsverkehr, Aufprall von Helikoptern sowie Explosionen und Detonationen.

[195] wurde mittlerweile mit geringfügigen Änderungen in [190] überführt. [192] und [193] geben mittlerweile die aktuelle europäische Norm und zusätzlich die national möglichen NDPs und NCIs, letztere waren zuvor überwiegend auch in [191] enthalten, wieder.

[190] zeichnet sich in dem fachlichen Abschnitt 4 durch wenige technische Regeln und Formeln aus, die kaum einer Kürzung bedürfen. Anprallkräfte als Einwirkungen sind in entsprechenden Tabellen als empfohlene Werte in Abhängigkeit von Bauwerks- oder Verkehrswegekassen angegeben, teils direkt im normativen Teil, teils im informativen Teil, was für die Norm nicht konsistent ist. Die Herleitung dieser Last-Werte ist nicht direkt ersichtlich. Mit Ausnahme der Anpralllasten für Schiffsverkehr, zu den Anpralllasten aus Binnenschiffsverkehr siehe [197], sowie den neueren Anprallkräften aus Straßenverkehr außerorts, sind die Last-Werte der übrigen Verkehrsobjekte mittlerweile als „empirisch“ einzustufen, was nicht ausschließt, dass es in sehr frühen Zeiten eine physikalische Herleitung oder Versuchsdurchführung gab, vgl. z.B. [202]. Eine konsistente, einem verkehrsträgerübergreifend vergleichbaren Sicherheitsniveau geschuldete Neubestimmung von Anpralllasten würde eine etwas komplexere Forschungsarbeit erfordern. Regelungen zum Anprall von Gabelstaplern, Abschnitt 4.5 in [190], sind sehr empirisch; eine Weiterentwicklung bzw. eine angewandte Forschung wäre wünschenswert.





**Bild 11.1** Historie von DIN EN 1991-1-7, nach [197]

Abschnitt 5, Innenraumexplosionen, hier speziell 5.3, erscheint noch für die Bemessungspraxis unausgereift, möglicherweise wegen der Neuheit des Regelungsstatbestands und den Einschränkungen bei der Anwendung. Die zu einer Bemessung erforderlichen Formeln finden sich in den informativen Anhängen und dürfen gemäß [196] als einschlägig betrachtet werden. Diese Untersuchungen belegen, dass die Regelungen technisch begründbar und mit dem Zuverlässigkeitskonzept des Eurocodes vereinbar sind.

Wesentlich umfangreicher sind im Hauptteil der Norm Beschreibungen von Vorgehensweisen und Strategien, die jedoch in der zumindest deutschen Bemessungs-Praxis zugunsten der Lastangaben eher weniger zur Anwendung kommen. In anderen europäischen Staaten scheint jedoch eine stärker Einzelprojekt-orientierte Bemessung verankert zu sein, vgl. auch Abschnitt 5, so dass hier die eher hinweisgebenden Regelungsinhalte von Nutzen sein dürften.

Die Anhänge der Norm bilden dagegen stärker Lehrbuchinhalte ab, die zum Teil auch nicht in der eigentlichen Norm zum Tragen kommen und damit eigentlich zur Diskussion stehen könnten, z.B. Fahrzeuganprall in Anhang C.3. Prinzipiell gut und fortschrittlich sind Texte zur Behandlung des Risikos, die historisch aus der seit jeher frühen Beschäftigung der außergewöhnlichen Einwirkung mit dem Risiko herrühren dürften, aber im Zuge der neuen Normengeneration auch für das Sicherheitskonzept insgesamt von Bedeutung sind.

### 11.2.3 Fachliche Konsistenz und Klarheit

[190] ist im normativen Teil, auf den vorrangig reflektiert wird, überwiegend eine deskriptive Norm, bei der sicherheitstheoretische Hinweise und Regelungen überwiegen. Werteangaben sind dann häufig bereits in Tabellen als Endwerte in Abhängigkeit einer Bauwerks- oder Verkehrswegeklasse angegeben; Herleitungen und Variationen sind nicht erforderlich. Gerade die Tabellenwerte, in [190] als Empfehlung formuliert und dann in [192] einschließlich [193] ange-

nommen oder national angepasst, sind prinzipiell übersichtlich. Technische Vergleichsbetrachtungen wären daher eher im Bereich der nationalen Anhänge anzustellen.

Bei der vorliegenden Überarbeitung wurde versucht, fachliche Inkonsistenzen in der Norm auszubessern, z.B. wenn gleichartige Sachverhalte in unterschiedlichen Abschnitten unterschiedlich gehandhabt werden, z.B. Reibungsstoß (4.6 gegenüber 4.3 und 4.5), Lateralstoß nicht nur bei Binnenschiffen, sondern auch bei Seeschiffen, z.B. 4.6.3(1), Handhabung als statisch äquivalente oder als dynamische Last (bei Schiffen immer dynamisch). Durch eine eingangs saubere Definition und Beschreibung in 1.6 und 4.1 der Norm wurde für die Anprallkräfte  $F_{dx}$  und  $F_{dy}$  geklärt, dass sie nicht gleichzeitig wirken, was vorher in den einzelnen Abschnitten immer wieder mit unterschiedlichen Formulierungen ausgedrückt war.  $F_{dy}$  ist prinzipiell auch eine freie Einwirkung (früher: wandernde Last).

Lediglich bei Schiffsanprall, [192], 4.6, wird eine Reibungskomponente (Gleitreibungsstoß !) bei der Wirkung von  $F_{dy}$  angesetzt, was bei den anderen Verkehrssystemen nicht relevant zu sein scheint. Entweder ist die Reibungskomponente bei den relativ geringeren Lastgrößen von Kfz- und Eisenbahnanprall vernachlässigbar oder es handelt sich bei den Verkehrsträgern Straße und Schiene um Haftreibungsstöße, was jeweils noch technisch zu diskutieren wäre.

Da die Norm vielfach auf Brücken adressiert, wurden bei bisherigen Formulierungen, die lediglich Hochbauten und Ingenieurbauwerke erwähnten, konsequent „und Brücken“ aufgenommen.

[190] enthält einige wenige Überschneidungen zu anderen europäischen Normenteilen der Reihe EN 1991, wie z.B. zu EN 1991-1-1 und EN 1991-2, was mit den entsprechenden Ausschüssen noch zu klären und ggf. zu bereinigen sein wird.

Bei der Textfassung der Norm wird deutlich, dass die Normenersteller vielfach von einer jeweils für das Projekt individuellen Lastermittlung ausgehen, was ggf. im europäischen Ausland auch gelebte Praxis war bzw. ist, während in Deutschland übersichtlich zu handhabende Tabellen und Formeln bevorzugt werden. Strategien beziehen sich häufig auf Möglichkeiten, die aber keine direkte Umsetzungsempfehlung angeben; so werden z.B. in den Strategien Verringerungen der anzusetzenden Anprallkraft durch den Einsatz von Schutzmaßnahmen bzw. Schutzbauwerken erwähnt, es wird aber kein Hinweis gegeben, wie dann die Schutzmaßnahme und das gefährdete Objekt zu bemessen sind.

In der vorliegenden Bearbeitung ist – so gut es ging – auch berücksichtigt, den direkt umsetzbaren technischen Inhalt im Hauptteil der Norm zu haben, während Strategien und Philosophien sich in den Anhängen wiederfinden sollten. So wurde beispielsweise ein informativer Anhang 0 aus Strategieregelungen in den früheren Norm-Abschnitten 3.2 bis 3.4 gebildet. Aus dem normativen Abschnitt 5.2 wurden Regelungen in einen neuen Anhang-Abschnitt D.0 überführt. Wenn Verlagerungen von Textteilen aus dem normativen Teil in einen informativen Anhang vorgeschlagen wurden, z.B. bei den Abschnitten 3.2 bis 3.4, dann kann davon ausgegangen werden, dass die zugehörigen Anmerkungen durch den normativen Teil ausreichend behandelt werden bzw. wurden.

Noch zu diskutieren ist die Kennzeichnung einer Regel als Prinzip „P“, was nicht (immer) konsistent) erscheint und ob die „Prinzip-Regelung“ sich nicht schon durch die Hilfsverben „ist/sind/muss/...“ gegenüber „darf/kann/sollte/...“ ergibt.

Teile von Abschnitt B.9. sollen gemäß Fußnote in [190] ggf. nach EN 1990 verlagert werden. Die aufgeführten Hinweise zur Anwendung von Risikoanalysen enthalten Sachverhalte, die all-gemeingültig sind, dann aber bei Bezug auf extreme Einwirkungen sowohl Anprall, aber auch Brand und Erdbeben behandeln. Abschnitte B.9.3.2 sollten auf jeden Fall in [190] verbleiben, ggf. mit Bezugnahme auf einen möglichen Anhang in EN 1990.

#### 11.2.4 Redaktionelle Konsistenz

Vielfach gestaltet sich [190] umständlich durch die Art der Formulierungen, was insbesondere auch für die Übersetzung in [192] zutrifft. Die seinerzeitige Übersetzung weist ebenfalls Inkonsistenzen auf, indem z.B. für einen englischen Begriff unterschiedliche deutsche Begriffe verwendet wurden (z.B. Angriffsfläche in 4.3.1(3) und Anprallfläche in 4.3.2(3), z.B. Schadensfolgeklasse anstatt Versagensfolgeklasse; äquivalente statische Kraft anstatt statisch äquivalente Kraft). Einige zentrale, immer wiederkehrende Begriffe wurden vereinheitlicht: „Anhaltswerte“ wurde durch „Empfehlungen“ ersetzt; konsequent wurde „statisch äquivalent“ statt z.B. „äquivalent statisch“ oder auch „dissipiert“ statt „absorbiert“ formuliert.

Nach dem Prinzip „Information“ vor „Erläuterung“ wurden einige so genannte „Leersätze“, wie z.B. „Für den Anprall von XY sind Kräfte zu spezifizieren.“, denen dann Erläuterungen erst folgten, wie z.B. „Empfehlungen für die Kräfte können Tabelle ZZ entnommen werden. ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf die Kräfte angeben.“ umformuliert zu „Für den Anprall werden die Kräfte nach Tabelle ZZ empfohlen. ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf die Kräfte angeben.“

#### 11.2.5 Tabellarische Diagnose und Therapie

Die nachfolgende Tabelle 11.1 stellt lediglich einen Auszug aus der Tabelle 1 in [204] bzw. [205] dar. Anamnese, Diagnose und Therapie für die Einzelsachverhalte sind tabellarisch aufbereitet; dabei bilden Anamnese/Diagnose die Spalte 3 und Therapie die Spalte 4 der Tabelle 11.1.

**Tabelle 11.1** Übersicht über Anamnese, Diagnose und Therapie für DIN EN 1991-1-7, [192]:Auszug

Abschn. Nr.	Abschnitt/ Unterabschnitt	Diagnose	Vorgeschlagene Änderungen (Therapie)
...	...	...	...
1.1(2) und (3)	Anwendungsbe- reich	Regelung (2) ist prinzipielle schon in (1) enthalten;  Regelung (3) überlappt sich mit dem Inhaltsverzeichnis.	Regelung (1) wird leicht erwei- tert, so dass (2) gestrichen werden kann.  Regelung (3) wird auf das Wesentliche gekürzt.
3.1	Bemessungssitua- tionen – Allgemei- nes	Anmerkungen  Abschnitt 3.1 enthält ab Regel (2) Strategien, die in einem in- formativen Anhang unterge- bracht werden könnten.	Anmerkungen bereinigt.  Abschnitt 3.1 ab Regel (2) aus der Hauptnorm entfernen und zu einem informativen Anhang 0 machen.
3.2	Außergewöhnliche Bemessungssitua- tionen - Strategien bei identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen	Abschnitt 3.2 hat mehr grund- sätzlichen Charakter, richtet sich u.a. an die Normenersteller und hat für die eigentliche Bemessung keine unmittelbare Bedeu- tung.  3.2(4) ist durch die Beachtung der EN 1990 selbstredend, kann entfallen.	Abschnitt 3.2 im Wesentlichen aus der Hauptnorm entfernen und zu einem informativen Anhang 0 zusammen mit 3.1 machen.  3.2(4) streichen.  3.2(5) in der Hauptnorm bei- behalten.
3.3	Außergewöhnliche Bemessungssitua-	Abschnitt 3.3 hat mehr grund- sätzlichen Charakter, richtet sich	Abschnitt 3.3 aus der Haupt- norm entfernen und zu einem

Abschn. Nr.	Abschnitt/ Unterabschnitt	Diagnose	Vorgeschlagene Änderungen (Therapie)
	tionen - Strategien zur Begrenzung lokalen Versagens	u.a. an die Normenersteller und hat für die eigentliche Bemessung keine unmittelbare Bedeutung.	informativen Anhang 0 hinzufügen, zusammen mit 3.1 und 3.2. Die in den Anmerkungen für den Hochbau enthaltenen Öffnungsklauseln sollten in den informativen Anhang A.
3.4	Außergewöhnliche Bemessungssituationen – Anwendung der Schadensfolgeklassen	Abschnitt 3.4 hat mehr grundsätzlichen Charakter, richtet sich u.a. an die Normenersteller und hat für die eigentliche Bemessung keine unmittelbare Bedeutung.	Abschnitt 3.4 aus der Hauptnorm entfernen und zu einem informativen Anhang machen, zusammen mit 3.1, 3.2 und 3.3.
4.1(3) und (4)	Anprall - Anwendungsbereich	Regel (3) hat faktisch keine Konsequenz, weil über eine Strategie nach 3. hinaus keine Möglichkeiten aufgezeigt werden.  Regelung (4) steht bereits in (1) und unter 4.7.	Regel (3) streichen.  Regel (4) streichen.
4.2(1)	Darstellung der Einwirkungen	Die Anmerkungen 1 bis 3 sind strategischen Inhalts.	Anmerkungen 1 bis 3 werden nach Anhang C.1 verschoben.
4.2(2)	Darstellung der Einwirkungen	Regel (2) trifft für Gabelstapler nicht zu. Offen bleibt auch, was der Normenanwender mit dieser Information anfängt.	Regel (2) samt Anmerkung streichen.  Anhang C enthält ausreichend Informationen zu weichem und hartem Stoß.
4.2(3)	Darstellung der Einwirkungen	Regel (3) findet in der Bemessungspraxis faktisch keinen Eingang, da auf in der Norm tabellierte Werte reflektiert wird.	Regel (3) im Haupttext streichen, dafür unter C.2 als neue Regel (2) aufgenommen.
4.3.1(2)	Anprall auf stützende Unterbauten	Regel (2) und Anmerkung umständlich	Regel (2) wird, da allgemeingültig und in der Norm mehrfach aufgeführt, als neue Regel unter 4.2 aufgenommen. Anmerkung wird gestrichen.
4.5.1.2(1)	Außergewöhnliche Einwirkungen ... Eisenbahnfahrzeuge - Bauwerksklassifizierung, Anmerkung 2	Anmerkung 2 verweist auf EN 1991-1-6, womit ein derartiger Verweis nur im Bereich Eisenbahnfahrzeugen erfolgt.	Anmerkung 2 streichen und bei der Anmerkung 1 bei 4.1(1) anfügen.
4.5.1.3	Außergewöhnliche Bemessungssituationen und Bauwerksklassen	Regel (1) bereits durch Abschnitt 2(1) sowie 3.1(1) der Norm abgedeckt, damit selbstredend. Regel (2) ist eine überflüssige Information, da für den Eisenbahnverkehr keine Anpralllasten auf den Überbau formu-	Regel (1) und (2) und damit den Unterabschnitt 4.5.1.3 streichen.

Abschn. Nr.	Abschnitt/ Unterabschnitt	Diagnose	Vorgeschlagene Änderungen (Therapie)
		liert werden, es sei denn im jeweiligen NA bereits schon aufgrund von 4.5(1).	
4.5.1.4(3)	Bauwerke der Klasse A	Zweiter Satz in Regel (3) ist unpräzise und meint wohl, dass die Kräfte nicht gleichzeitig anzusetzen sind, wie auch in bei den Anpralllasten aus anderen Verkehrsträgern.	Zweiten Satz streichen, da unter 4.2 allgemein geregelt.
4.5.2(2)	Bauwerke hinter dem Gleisende	Regelung (2) ist eine Strategie.	Regelung (2) wird gestrichen, weil bereits in den Strategien in Anhang 0 enthalten.
4.6.1(4)	Außergewöhnliche Einwirkung aus Schiffsverkehr, Allgemeines	Regelung (4) enthält Hinweise zu weitergehenden Methoden.	Regelung (4) wird in den Anhang C.4 verschoben.
4.6.2(2) und 4.6.3(3)	Anprall von Binnenschiffen/ Anprall von Seeschiffen	In beiden Unterabschnitten wird derselbe Sachverhalt geregelt. Eine gleiche Formel wird sogar zwei Mal als Formel 4.1 und 4.2 aufgeführt.	Regeln werden zu einer einzigen Regel in 4.6.1.
4.6.2(2) und 4.6.3(3)	Anprall von Binnenschiffen/ Anprall von Seeschiffen	In beiden Unterabschnitten fehlt – im Gegensatz zu 4.3 und 4.5 - jeweilige Tabellen mit empfohlenen Anpralllasten.	Tabelle C.3 nach 4.6.2 und Tabelle C.4 nach 4.6.3 verschieben, jeweils mit Öffnungsklausel für das NA.
5.1(4)	Innenraumexplosionen - Anwendungsbereich	Regel (4) formuliert inhaltlich die Überschrift „5“.	Regel (4) streichen.
B.9.2(1)	Bauliche Risikoanalyse	Die in Regel (1) formulierten Schritte sind inhaltsgleich und nahezu formulierungsgleich zu der Legende in Bild B.3.	Regel (1) kürzen um die „Schritte“.
C.1(3) Anmerkungen 1 und 2	Dynamische Anprallberechnung	Anmerkungen 1, 2. Halbsatz, und Anmerkung 2 sind nicht verständlich.	Anmerkungen 1 und 2 streichen.
C.3, Tabelle C.2	Anprall von abirrenden Straßenfahrzeugen	Ausführungen in Regel (3 alt) ab „Anhaltswerte für $F_0$ ...“ sowie Tabelle C.2 geben dynamische Bemessungswerte an, die weit über den Empfehlungen in 4.2 liegen, auch weit über Werten, die in einzelnen NA's ggf. angepasst wurden.  Mit den Ausführungen in Regel (3 alt) und in Tabelle C.2 stellt sich die Frage nach dem Sinn einer derartigen Information, zumal die Größe der Werte fak-	Da diese Textpassage keinen praktischen Wert hat, wird eine Streichung einschließlich der Tabelle C.2 vorgenommen. Hinweise für eine Risikoanalyse bleiben erhalten.



Abschn. Nr.	Abschnitt/ Unterabschnitt	Diagnose	Vorgeschlagene Änderungen (Therapie)
		tisch einen Widerspruch darstellen.	
C.4.1/C.4.3 sowie C.4.2/C.4.4	Schiffsanprall auf Binnen- und See-wasserstraßen	Die unter den Unterabschnitten C.4.3 und C.4.4 enthaltenen Informationen stellen den Hintergrund für die Basis-Unterabschnitte C.4.1 und C.4.2 dar, eine Trennung bzw. die Deklaration als „weitergehende Anpralluntersuchung ...“ ist eigentlich nicht notwendig.	Unterabschnitte C.4.1 mit C.4.3 sowie C.4.2 mit C.4.4. zusammenführen.
...	...	...	...

### 11.2.6 Vergleich von Nationalen Anhängen

[190] bzw. [192] lassen 43 Öffnungsmöglichkeiten (NDP's) zu. Bezogen auf die Anpralllasten für die jeweiligen Verkehrssysteme in [192] werden durch den deutschen NA lediglich die Lastwerte für Schiffe, Gabelstapler und Helikopter bestätigt, für Straßenfahrzeuge und Eisenbahnfahrzeuge werden national eigene und differenziertere Lastangaben geregelt. Zusätzlich sind im deutschen NA einige wenige konstruktive Hinweise bei Straßenfahrzeuganprall, aber reichlich konstruktive Hinweise bei Anprall aus Eisenbahnfahrzeugen angegeben. Für Schiffsanprall sowie Anprall von Gabelstaplern und Helikoptern finden sich keine konstruktiven Hinweise. Bei den nationalen Regelungen für Eisenbahnanprall fällt auf, dass der Sachverhalt „Unterstützung einer Brücke im Abstand von  $\leq 3$  m zur Gleisachse“ eigentlich ein Ausnahmefall bleiben sollte, jedoch durchweg mit Regelungen versehen ist. Eine Bereinigung im Sinne des Entfernens von Ausnahmeregeln blieb zunächst außen vor.

Im Weiteren wurden die Nationalen Anhänge aus Großbritannien [194], den Niederlanden [198], Österreich [200], Frankreich [199] sowie die entsprechende Einwirkungsnorm aus der Schweiz [203] durchgesehen. Ein technischer Vergleich findet jedoch zunächst nur rudimentär und in auffallenden Punkten statt. Bei einem tiefergehenden Vergleich könnten einheitliche bzw. mehrheitliche nationale NDP-Regelungen zu einer Vereinheitlichung in [190] führen.

Vom Umfang (Seitenzahlen) her unterscheiden sich die betreffenden europäischen Nationalen Anhänge für Deutschland mit 30 Seiten, Großbritannien mit 14 Seiten, Frankreich mit 9 Seiten, Österreich mit 7 Seiten und Niederlande mit 5 Seiten. Die Anzahl der NDP Regelungen, d.h. die zugelassenen Öffnungsmöglichkeiten durch [190] beträgt 43 Regelungen. Sie müssen bedient werden entweder durch die Akzeptanz der durch [190] vorgeschlagenen Empfehlung, sinngemäße deutsche Formulierung: „Es gelten die empfohlenen Regelungen“, oder durch eine eigene Regelung. Bei den untersuchten europäischen Nationalen Anhängen werden von den 43 NDPs jeweils national in Deutschland 31 NDPs, in Großbritannien 31 NDPs, in Frankreich 28 NDPs, in Österreich 23 NDPs und in den Niederlanden 8 NDPs eigens geregelt.

Die Möglichkeit von widerspruchsfreien zusätzlichen Ergänzungen (NCIs) werden von Deutschland, Frankreich und Großbritannien, zum Teil durch externe Dokumente, genutzt. Die Nationalen Anhänge von Deutschland und Großbritannien gelangen vom Seitenumfang her damit in die gleiche Größenordnung. Die übrigen Länder Frankreich, Österreich und die Niederlande haben nur wenige eigene nationale Regelungen; eine optische Korrelation zwischen national angepassten NDPs und Seitenumfang ist vorhanden.

Inhaltlich verweisen die NAs der europäischen Nachbarländer – im Gegensatz zum deutschen NA - bezüglich der NDPs vielfach und überwiegend auf Regelungen, die für das Einzelprojekt



zu bestimmen sind, was der Einschätzung des Stellenwerts und der Funktion von Normungen in den verschiedenen europäischen Ländern entspricht. Das Risiko projektspezifischer Festlegungen liegt allerdings eindeutig bei nicht einheitlich sichergestellten Sicherheitsniveaus für vergleichbare Bauwerke.

Insgesamt sollten nationale NCI-Regelungen mit den europäischen Ländern bzw. Normungsgremien bezüglich eines inhaltlichen Mehrwerts und einem Aussicht auf allgemeingültige Regelungen diskutiert werden.

Wegen des Verweises vieler europäischer NAs auf projektspezifische bzw. einzelvertragliche Regelungen ist ein technisches Benchmarking diverser NAs schwierig bis nicht durchführbar. Einzig und allein die Last-Werte für den Anprall von Straßenfahrzeugen werden in jedem betrachteten NA tabellarisch angegeben; sie unterscheiden sich im Umfang der Verkehrswegekassen, hier hat Deutschland die feinste Abstufung, und in den Lastgrößen. Vergleichsweise werden im deutschen NA die geringsten Kräfte angeführt, und das obwohl die Kräfte bei der Umstellung der früheren DIN-Normung auf DIN 1055-9 und dann auf DIN EN 1991-1-7/NA, hier Straßen außerorts, angehoben wurden. Eine Anpassung der Kraftgrößen wurde vorerst nicht verfolgt.

### **11.3 Zusammenfassung und Ausblick**

DIN EN 1991-1-7 regelt die außergewöhnlichen Einwirkungen aus Anprall von Straßen-, Eisenbahn- und Wasserstraßenfahrzeugen, aus Gabelstaplern und Helikoptern sowie Innenraumexplosionen.

DIN EN 1991-1-7 ist im normativen Teil, auf den vorrangig reflektiert wird, überwiegend eine deskriptive Norm, bei der sicherheitstheoretische Hinweise überwiegen. Werteangaben sind dann häufig bereits in Tabellen als Endwerte in Abhängigkeit einer Bauwerks- oder Verkehrswegekasse angegeben. Berechnungsmöglichkeiten gehen eher aus den informativen Anhängen hervor. National wird die Norm durch den Nationalen Anhang ergänzt, der die 43 möglichen „Öffnungen“ (NDP's) sowie zusätzliche Regelungen (NCI's) umfasst.

Untersucht wurden fachliche Konsistenz und Klarheit sowie die redaktionelle Konsistenz der Norm einschließlich dem deutschen Nationalen Anhang. Fachliche Konsistenz bedeutete hierbei u.a. eine Vereinheitlichung gleichartiger Regelungen bei den verschiedenen Anprall-Regelungen. Der normative Teil wurde gestrafft, indem Erläuterungen und Hintergründe in neue und bestehende informative Anhänge verschoben wurden. Umständliche Formulierungen wurden bereinigt. Anamnese, Diagnose und Therapie wurden für die einzelnen Sachverhalte tabellarisch aufbereitet. Die beiden erarbeiteten Dokumente, Norm und Nationaler Anhang, stehen als Dokument im Änderungsmodus sowie als jeweilige Lesefassungen zur Verfügung, siehe jeweils [204] bzw. [205].

Mit den vorgeschlagenen Änderungen lassen sich in ihrem jeweiligen Umfang der normative Teil von DIN EN 1991-1-7 um ca. 20 % und der Nationale Anhang zu DIN EN 1991-1-7 um ca. 7 % reduzieren.

## 12 Eurocode 1: Teil 2 Verkehrslasten auf Brücken

### 12.1 Einführung

Die Euronorm EN 1991-2 und das nationale Dokument DIN EN 1991-2:2010 [206] enthalten die Einwirkungen auf Brückenbauwerke. Der Umfang beläuft sich beim deutschen Dokument auf 165 Seiten. Die Norm enthält teilweise eine Vielzahl an Wiederholungen, unstrukturierten Bereichen, Umständlichkeiten und Lehrbuchwissen. Zur Verbesserung der Handhabbarkeit des Dokumentes werden daher formale und inhaltliche Korrekturen vorgeschlagen, deren Ziel es ist, die Dokumente möglichst einfach, eindeutig und funktional zu gestalten. Sie wurden im Wesentlichen von der Projektgruppe PG1 vorgeschlagen und im Forschungsbericht [222] im Einzelnen ausgearbeitet sowie in einem konkreten Vorschlag eines verbesserten Normentextes dargestellt.

### 12.2 Anamnese

Der Inhalt der Euronorm EN 1991-2 und das nationale Dokument DIN EN 1991-2:2010 [206] gliedert sich wie folgt:

- Allgemeiner Eurocodetext
- Beziehung zwischen den ECs und harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte
- Zusätzliche Informationen
- Nationaler Anhang
- Allgemeines
- Einteilung der Einwirkungen
- Bemessungssituationen
- Straßenverkehr und andere für Straßenbrücken besondere Einwirkungen
- Einwirkungen für Fußgängerwege, Radwege und Fußgängerbrücken
- Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr und anderen für Eisenbahnbrücken typische Einwirkungen
- Anhang A bis H

Hinzu kommt zur Anwendung in Deutschland der Nationale Anhang DIN EN 1991-2/NA [207], der weitere 19 Seiten umfasst. Damit hält sich der Umfang vergleichsweise in geringem Rahmen.

Die darin enthaltenen Defizite im Hinblick auf Wiederholungen, unstrukturierten Bereichen, Umständlichkeiten und Lehrbuchwissen lassen sich im Allgemeinen mit einfachsten Mitteln beheben, ohne dabei die internationalen Interessen zu beschneiden. lassen sich im Allgemeinen mit einfachsten Mitteln beheben, ohne dabei die internationalen Interessen zu beschneiden. An einigen Stellen wurde das englische Ursprungsdokument ungenügend übersetzt und enthält daher an einigen Stellen abweichende Aussagen, welche dem europäischen Gedanken widersprechen. Unvermeidlich sind auch inhaltliche Fehler, beispielweise in Formeln und Wertangaben. Da der Eurocode in eine Vielzahl an Unterdokumenten aufgeteilt ist, ist eine Vielzahl an Verweisen vorhanden, so dass es für die Anwendung eines Einzeldokuments unerlässlich ist auch eine große Zahl an weiteren Dokumenten gleichzeitig zu nutzen. Hinsichtlich der Einwirkungen auf Brücken sind dies:

- DIN EN 1990 [208]: Grundlagen der Tragwerksplanung
- DIN EN 1991-1-1 [209]: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke
- DIN EN 1991-1-1/NA [210]: Nationaler Anhang
- DIN EN 1991-1-4 [211]: Windlasten
- DIN EN 1991-1-4/NA [212]: Nationaler Anhang
- DIN EN 1991-1-5:2010-12 [213] : Temperatureinwirkungen

- DIN EN 1991-1-5/NA [214]: Nationaler Anhang
- DIN EN 1991-1-7 [215]: Außergewöhnliche Einwirkungen
- DIN EN 1991-1-7/NA [216]: Nationaler Anhang

Gerade aufgrund dieser Vielzahl an gleichzeitig zu berücksichtigender Dokumente ist es von entscheidender Bedeutung, dass die Einzeltexte möglichst übersichtlich gestaltet sind und die Anwendung somit so einfach und eindeutig wie möglich durchzuführen ist.

Das Bestreben die Vielzahl an Dokumenten und nationalen Regelungen vereinfacht als Werkzeug nutzen zu können, führte zuletzt zur Veröffentlichung der DIN Handbücher [217],[218] welche die relevanten Abschnitte aus allen beteiligten Dokumenten in einer Art Fließtext zusammenführten und es damit möglich machte mit einem Dokument allen Ansprüchen der Regelwerkanwendung gerecht zu werden. Die DIN Handbücher wurden allerdings im Gegensatz zu den DIN Fachberichten, welche eine Zusammenführung der europäischen Vornormen waren, nicht bauaufsichtlich eingeführt und besitzen damit praktisch nur die Bedeutung einer Sekundärliteratur. Der Anwender muss somit verstärkt darauf achten, ob Fehler vorhanden sind, veraltete Informationen angewendet worden sind oder gar Informationen weggelassen wurden, oder Interpretationen des Eurocodes widergegeben worden sind.

Zum Verständnis der „gewachsenen“ Struktur der aktuellen Normengeneration ist es wichtig die Entstehungsgeschichte derartiger Regelwerke zu kennen. Zum einen sind die letzten rein nationalen Regelwerke stark von den europäischen Vornormen geprägt, was dazu führt, dass sich mitunter ganze Abschnitte der DIN Normen in den DIN EN Normen wieder finden und die nationalen Anhänge, ungeachtet ihrer eigentlich Funktion, dazu genutzt wurden die Abweichungen, die sich aufgrund der Harmonisierung ergeben haben, zumindest teilweise wieder an die nationalen Ansprüche bzw. Standards anzupassen. Hierzu wurden, soweit dies möglich war, über NDPs die ursprünglichen Werte wieder eingeführt und als Hilfsmittel bereits bekannte Formeln, Diagramme, Tabellen etc. genutzt.

### 12.2.1 Einwirkungen

Normativ geregelt wurden Einwirkungen aus Verkehr auf Brückenbauwerke in Deutschland erstmals mit der DIN 1072:1941. Diese wurde durch Nachfolger in den Jahren 1944, 1952 und 1985 [219] fortgeschrieben und ersetzt. Die DIN V ENV 1991-3 [220] führte als Vorform über den DIN Fachberichte 101 [221] zur heute gültigen DIN EN 1991-2:2010. Primär haben sich die Lastmodelle zur Berücksichtigung von Straßenverkehr über die Normengenerationen hinweg entwickelt. Zusatzlasten wie z.B. Temperatur, Wind, Bremsen und Anfahren und Sonderlasten wie z.B. Bauzustände und Anprall wurden erst relativ spät in das Dokument aufgenommen bzw. vervollständigt. In den folgenden Tabellen ist eine Übersicht über die Einwirkungen der Reihe DIN 1072 gegeben.

**Tabelle 12.1** Historie Hauptlasten

DIN 1072:	1941	1944	1952	1967	1985
Hauptkräfte / Hauptlasten	Ständige Lasten	Ständige Lasten	Ständige Lasten	Ständige Lasten	Ständige Lasten
	Verkehrslasten	Verkehrslast	Einflüsse aus Änderungen der Stützbedingungen und aus Vorspannung	Vorspannung	Vorspannung
	Temperaturschwankungen und Schwinden	Temperaturschwankungen und Schwinden	Einflüsse aus Schwinden und Kriechen des Betons	Verkehrsregel-lasten	Verkehrsregel-lasten
			Verkehrslasten für Straßenbrücken	Wirkung aus Kriechen und Schwinden des Betons	Schwinden des Betons
			Verkehrslasten für selbstständige Geh- und Radwegbrücken	Zwängung aus wahrscheinlichen Baugrundsetzungen	Wahrscheinliche Baugrundsetzung
			Schwingbeiwerte		Anheben zum Auswechseln von Lagern

**Tabelle 12.2** Historie Zusatzlasten

DIN 1072:	1941	1944	1952	1967	1985
Zusatzkräfte / Zusatzlasten	Winddruck	Windlast	Einflüsse aus Temperaturschwankungen	Wärmewirkungen	Wärmeeinwirkung
			Trägheitswirkung bei beweglichen Brücken	Windlasten	Windlasten
			Windlast	Schneelasten	Schneelasten
			Belastung durch Bremsen und Anfahren (Bremslast)	Lasten aus Bremsen und Anfahren (Bremslast)	Lasten aus Bremsen und Anfahren (Bremslast)
			Belastung der Geländer	Verschiebungswiderstände der Lager	Bewegungs- und Verformungswiderstände der Lager und Fahrbahnübergänge
			Reibungswiderstände der Lager	Trägheitswirkung bei beweglichen Brücken	Dynamische Wirkung bei beweglichen Brücken
			Schneelast	Lasten auf Geländer	Lasten auf Geländer

DIN 1072:	1941	1944	1952	1967	1985
				Zwängungen aus möglichen Baugrundbewegungen	Lasten aus Besichtigungswagen

**Tabelle 12.3** *Historie Sonderlasten*

DIN 1072:	1941	1944	1952	1967	1985
Sonstige Zusatzkräfte / Sonderlasten	Bremskraft	Bremskraft	-	Sonderlasten aus Bauzuständen	Sonderlasten aus Bauzuständen
	Geländerdruck	Sicherung von Stützen und Rahmenstielen gegen Seitenstöße	-	Ersatzlast für den Anprall von Straßenfahrzeugen	Mögliche Baugrundbewegungen
	Reibung an beweglichen Lagern	Geländerdruck	-	Ersatzlasten für den Seitenstoß auf Schrammborde und Leiteinrichtungen	Ersatzlast für den Anprall von Straßenfahrzeugen
	Schneelast	Reibung an beweglichen lagern	-		Ersatzlast für den Seitenstoß auf Schrammborde und seitliche Schutzeinrichtungen
	Wirkung des Ausweichens und Setzens der Widerlager und Pfeiler	Schneelast	-		
		Wirkung des Ausweichens und Setzens der Widerlager und Pfeiler	-		

**Tabelle 12.4** *Historie Weitere Nachweise*

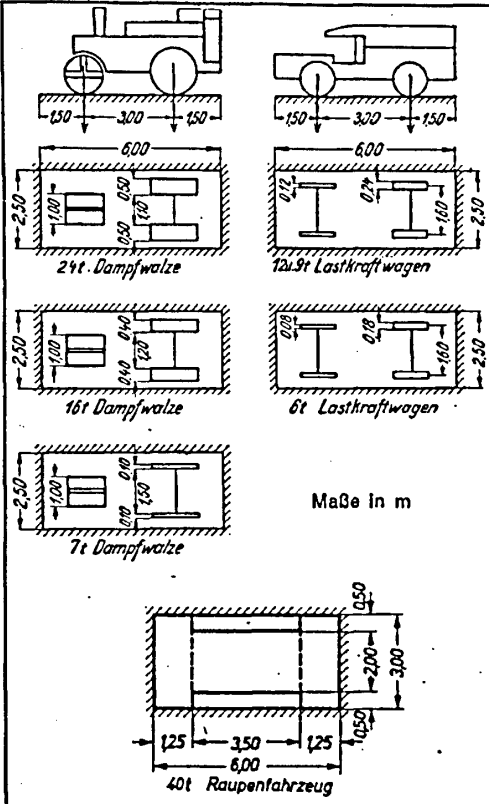
DIN 1072:	1941	1944	1952	1967	1985
Besondere Nachweise / weitere Nachweise	Belastungsannahmen für Gerüste	Belastungsannahmen für Gerüste	Anprall von Straßenfahrzeugen	Wirkungen von Stützbewegungen auf das Tragwerk	Bewegungen an Lagern und fahrbahnübergängen
			Ungewollte Änderung der Stützbedingungen	Sicherheit gegen Umkippen	Lagesicherheit

DIN 1072:	1941	1944	1952	1967	1985
			Einflüsse aus besonderen Bauzuständen	Sicherheit gegen Abheben von den Lagern ohne Gefahr des Umkippens	
			Standsicherheit gegen Umkippen	Bewegungen an Lagern und Fahrbahnübergängen	
			Sicherheit gegen Abheben von den Lagern		
			Verankerung		

Es ist erkennbar, dass die Komplexität der heutigen Normengeneration zu Beginn der Norm kaum vorhanden war. Der Umfang der ersten Dokumente beläuft sich auf wenige Seiten. Im Laufe der Zeit wurden je nach Stand der Forschung und aktuellen Ereignissen bzw. Notwendigkeiten zusätzliche Belastungen aufgenommen. Die vertikalen Verkehrslasten aus Straßenverkehr sind in allen Generationen vorhanden, unterscheiden sich jedoch sehr stark von den heutigen Ansätzen. Die Entwicklung des Verkehrs in Deutschland und Europa war nicht vorhersehbar. Daher sind in den alten Normen alltagstaugliche Fahrzeuge zur Entwicklung eines Lastmodells in Kombination mit dem damals vorherrschenden Verkehr verwendet worden. Die aus der tatsächlichen Entwicklung des Verkehrs in Deutschland sich ergebenden Defizite wurden erst in den DIN Fachberichten und Eurocodes ausreichend berücksichtigt. Der Ansatz weiterer Einwirkungen folgt demselben Muster. Mussten in den ersten Generationen die Temperaturansätze für beispielweise Betonbrücken nur optional berücksichtigt werden, sind diese heute, aufgrund aufgetretener Schäden bei Rahmenbauwerken und Koppelfugen von vorgespannten Brücken, fest vorgeschrieben. Die Wertentwicklung folgt dem Stand der Forschung in Kombination mit Erfahrungssammlung und Analyse aufgetretener Schäden. Die teils deutlich bemessungsrelevanten Bauzustände von Brücken sind ebenfalls erst seit 1952 normativ zu berücksichtigen. Im Folgenden sind die vertikalen Hauptlasten als signifikante Einwirkung in ihrer Entwicklung dargestellt.



**Tabelle 12.5** Historie Lasten aus Straßenverkehr

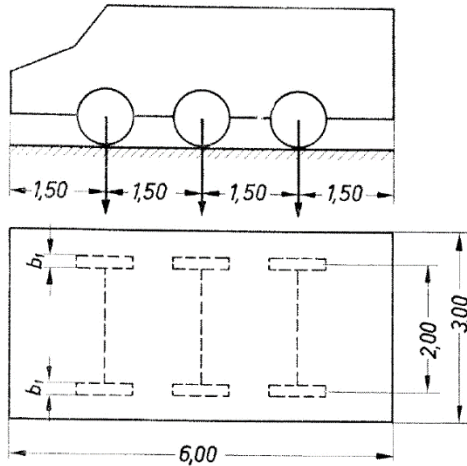
DIN 1072 :1941	Abmessungen und Gewichte der Regellasten		Brückenklassen				ohne Regellasten																																																																														
			I	II	III	IV																																																																															
DIN 1072 :1944			<table border="1"> <tr> <td rowspan="4">Dampf- walze</td> <td>Gesamtgewicht</td> <td>t</td> <td>24</td> <td>16</td> <td>7</td> <td rowspan="4"></td> </tr> <tr> <td>Vorderrad</td> <td>t</td> <td>10</td> <td>7</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>Hinterrad</td> <td>t</td> <td>7</td> <td>4,5</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Ersatzlast</td> <td>t/m<sup>2</sup></td> <td>1,6</td> <td>1,1</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Lastkraft- wagen</td> <td>Gesamtgewicht</td> <td>t</td> <td>12</td> <td>9</td> <td>6</td> <td rowspan="4"></td> </tr> <tr> <td>Vorderrad</td> <td>t</td> <td>2</td> <td>1,5</td> <td>0,75</td> </tr> <tr> <td>Hinterrad</td> <td>t</td> <td>4</td> <td>3</td> <td>2,25</td> </tr> <tr> <td>Ersatzlast</td> <td>t/m<sup>2</sup></td> <td>0,8</td> <td>0,6</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Menschen- gedränge (auch als Ersatz für andere Lasten s. oben)</td> <td rowspan="2">Für die Haupt- träger bei einer Stütz- weite von</td> <td>0 bis 25 m</td> <td>t/m<sup>2</sup></td> <td>0,5</td> <td>0,45</td> <td>0,4</td> <td rowspan="2">Geradlinig einzuschalten</td> </tr> <tr> <td>25 bis 125 m</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>über 125 m</td> <td>t/m<sup>2</sup></td> <td>0,4</td> <td>0,35</td> <td>0,3</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2">Für die übrigen Teile</td> <td>t/m<sup>2</sup></td> <td>0,5</td> <td>0,45</td> <td>0,4</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="3"> <p align="center"><b>Brückenklasse IA</b></p> <p>Für die Brückenklasse IA gelten dieselben Regellasten wie für Klasse I, jedoch tritt an Stelle der Dampfwalze, soweit das ungünstiger ist, ein Raupenfahrzeug von 40 t Gesamtgewicht gemäß nebenstehendem Bild. Die beiden Kettenlasten von je 20 t sind auf die dargestellten je 3,5 · 0,5 m großen Auflageflächen der Raupenkettens gleichmäßig zu verteilen. Die Ersatzlast ist 2,2 t/m<sup>2</sup>.</p> </td> <td colspan="4"></td> <td></td> </tr> </table>				Dampf- walze	Gesamtgewicht	t	24	16	7		Vorderrad	t	10	7	5	Hinterrad	t	7	4,5	1	Ersatzlast	t/m <sup>2</sup>	1,6	1,1	0,5	Lastkraft- wagen	Gesamtgewicht	t	12	9	6		Vorderrad	t	2	1,5	0,75	Hinterrad	t	4	3	2,25	Ersatzlast	t/m <sup>2</sup>	0,8	0,6	0,4	Menschen- gedränge (auch als Ersatz für andere Lasten s. oben)	Für die Haupt- träger bei einer Stütz- weite von	0 bis 25 m	t/m <sup>2</sup>	0,5	0,45	0,4	Geradlinig einzuschalten	25 bis 125 m						über 125 m	t/m <sup>2</sup>	0,4	0,35	0,3		Für die übrigen Teile		t/m <sup>2</sup>	0,5	0,45	0,4		<p align="center"><b>Brückenklasse IA</b></p> <p>Für die Brückenklasse IA gelten dieselben Regellasten wie für Klasse I, jedoch tritt an Stelle der Dampfwalze, soweit das ungünstiger ist, ein Raupenfahrzeug von 40 t Gesamtgewicht gemäß nebenstehendem Bild. Die beiden Kettenlasten von je 20 t sind auf die dargestellten je 3,5 · 0,5 m großen Auflageflächen der Raupenkettens gleichmäßig zu verteilen. Die Ersatzlast ist 2,2 t/m<sup>2</sup>.</p>							
	Dampf- walze	Gesamtgewicht	t	24	16	7																																																																															
		Vorderrad	t	10	7	5																																																																															
		Hinterrad	t	7	4,5	1																																																																															
		Ersatzlast	t/m <sup>2</sup>	1,6	1,1	0,5																																																																															
	Lastkraft- wagen	Gesamtgewicht	t	12	9	6																																																																															
		Vorderrad	t	2	1,5	0,75																																																																															
		Hinterrad	t	4	3	2,25																																																																															
		Ersatzlast	t/m <sup>2</sup>	0,8	0,6	0,4																																																																															
	Menschen- gedränge (auch als Ersatz für andere Lasten s. oben)	Für die Haupt- träger bei einer Stütz- weite von	0 bis 25 m	t/m <sup>2</sup>	0,5	0,45	0,4	Geradlinig einzuschalten																																																																													
25 bis 125 m																																																																																					
		über 125 m	t/m <sup>2</sup>	0,4	0,35	0,3																																																																															
Für die übrigen Teile		t/m <sup>2</sup>	0,5	0,45	0,4																																																																																
<p align="center"><b>Brückenklasse IA</b></p> <p>Für die Brückenklasse IA gelten dieselben Regellasten wie für Klasse I, jedoch tritt an Stelle der Dampfwalze, soweit das ungünstiger ist, ein Raupenfahrzeug von 40 t Gesamtgewicht gemäß nebenstehendem Bild. Die beiden Kettenlasten von je 20 t sind auf die dargestellten je 3,5 · 0,5 m großen Auflageflächen der Raupenkettens gleichmäßig zu verteilen. Die Ersatzlast ist 2,2 t/m<sup>2</sup>.</p>																																																																																					

DIN 1072 **Abmessungen und Gewichte der Regellasten**

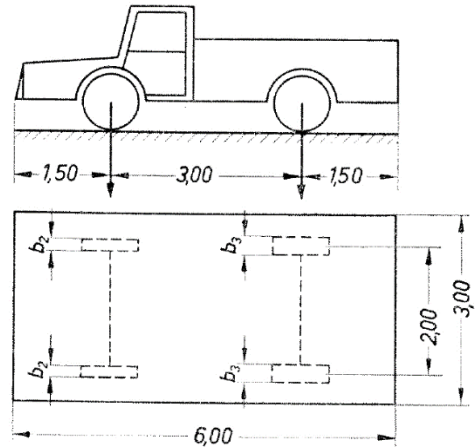
:1952

**Tafel I Abmessungen der Regelfahrzeuge**

Schwerlastwagen (SLW)



Lastkraftwagen (LKW)



**Tafel II Gewichte und Aufstandsweiten der Regelfahrzeuge<sup>1)</sup>**

Klasse	Gesamtlast t	Radlast t	Aufstandsweite $b_1$ m	Klasse	Gesamtlast t	Vorderräder		Hinterräder	
						Radlast t	Aufstandsweite $b_2$ m	Radlast t	Aufstandsweite $b_3$ m
60	60	10,0	0,60	12	12	2,0	0,20	4,0	0,30
45	45	7,5	0,50	6	6	1,0	0,14	2,0	0,20
30	30	5,0	0,40	3	3	0,5	0,10	1,0	0,14

Aufstandsweite der Radlast in Fahrtrichtung = 0,20 m  
 Aufstandsfläche jedes Rades =  $0,20 \times b$  in  $m^2$

<sup>1)</sup> Fußnote s. Seite 2

**Tafel III Regellasten<sup>2)</sup>**

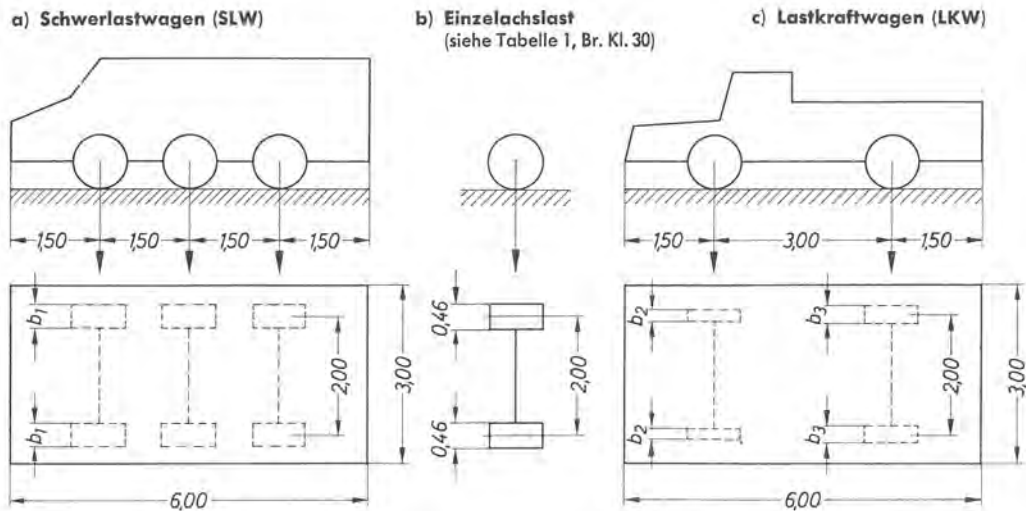
1	2	3	4	5	6	7	8
Brückenklasse	Beschilderung	Rechnerische Hauptspur Regelfahrzeug		Ersatzlast $t/m^2$	3,0 m Breite Gleichmäßig verteilte Regellast $p$ $t/m^2$	Außerhalb der Hauptspur gleichmäßig verteilte Regellast $p$ $t/m^2$	Vorzu sehen für
		Kurzzeichen	Gewicht t				
60	60	SLW	60	3,33	0,500	0,300	Autobahnen Reichsstraßen
45	45	SLW	45	2,50	0,500	0,300	Landstraßen i. O. Stadtstraßen <sup>3)</sup>
30	30	SLW	30	1,67	0,500	0,300	Landstr. II. O.
12	12	LKW	12	0,67	0,400	0,300	Geineidewege Wirtschaftswege
6	6	LKW	6		0,400	0,200	Wirtschaftswege für leichten Verkehr
3	3	LKW	3		0,300	0,200	Wirtschaftswege für ganz leichten Verkehr

Bei der Brückenklasse (30) sind Querträger und Zwischenquerträger mit einem Abstand bis zu 2,0 m und Längsträger sowie Platten mit einer Stützweite bis zu 3,5 m außerdem für eine Achslast von 13 t zu bemessen, deren Spurweite 2,0 m und bei der die Aufstandsweite der Räder  $b_3 = 0,46$  m ist.

<sup>1)</sup> Fußnote s. Seite 2

<sup>2)</sup> Brücken in Ortsdurchfahrten im Zuge von Reichs- oder Landstraßen müssen mindestens den für diese Straßen vorgesehenen Klassen entsprechen.

DIN 1072  
 :1967



Schwerlastwagen (SLW)				Lastkraftwagen (LKW)					
1	2	3	4	5	6	Vorderräder		Hinterräder	
Brücken- klasse	Gesamt- last Mp	Radlast Mp	Aufstands- breite $b_1$ m	Brücken- klasse	Gesamt- last Mp	Radlast Mp	Aufstands- breite $b_2$ m	Radlast Mp	Aufstands- breite $b_3$ m
Regelklassen									
60	60	10,0	0,60	12	12	2,0	0,20	4,0	0,30
30 *)	30	5,0	0,40						
Zwischenklassen (nur für das Nachrechnen bestehender Brücken)									
45	45	7,5	0,50	16 <sup>1)</sup>	16	3,0	0,26	5,0	0,40
24	24	4,0	0,30	9	9	1,5	0,18	3,0	0,26
				6	6	1,0	0,14	2,0	0,20
				3	3	0,5	0,14	1,0	0,20

Aufstandsfläche der Radlast in Fahrtrichtung = 0,20 m; Aufstandsfläche jedes Rades in m<sup>2</sup> = 0,20 × Aufstandsweite in m

1	2	3	4	5	6	7
Brücken- klasse	Rechnerische Hauptspur = 3,0 m Breite				Außerhalb der Hauptspur gleichmäßig verteilte Flächenlast $p_2$ Mp/m <sup>2</sup>	Vorzu- sehen für Brücken in: ?)
	Kurz- zeichen	Gesamt- last Mp	Ersatz- flächenlast $p'$ Mp/m <sup>2</sup>	Gleichmäßig verteilte Flächenlast $p_1$ Mp/m <sup>2</sup>		
Verkehrs-Regellasten der Regelklassen						
60	SLW	60	3,33	0,50	0,30	BAB, B, L, S <sup>3)</sup>
30	SLW	30	1,67	0,50	0,30	K, G, S <sup>3)</sup> , W <sub>S</sub>
12	LKW	12	0,67	0,40	0,30	W <sub>L</sub>
Verkehrs-Regellasten der Zwischenklassen (nur für das Nachrechnen bestehender Brücken)						
45	SLW	45	2,50	0,50	0,30	
24	SLW	24	1,33	0,50	0,30	
16 <sup>1)</sup>	LKW	16	0,89	0,50	0,30	
9	LKW	9	0,50	0,40	0,30	
6	LKW	6	0,40	0,40	0,20	
3	LKW	3	0,30	0,30	0,20	

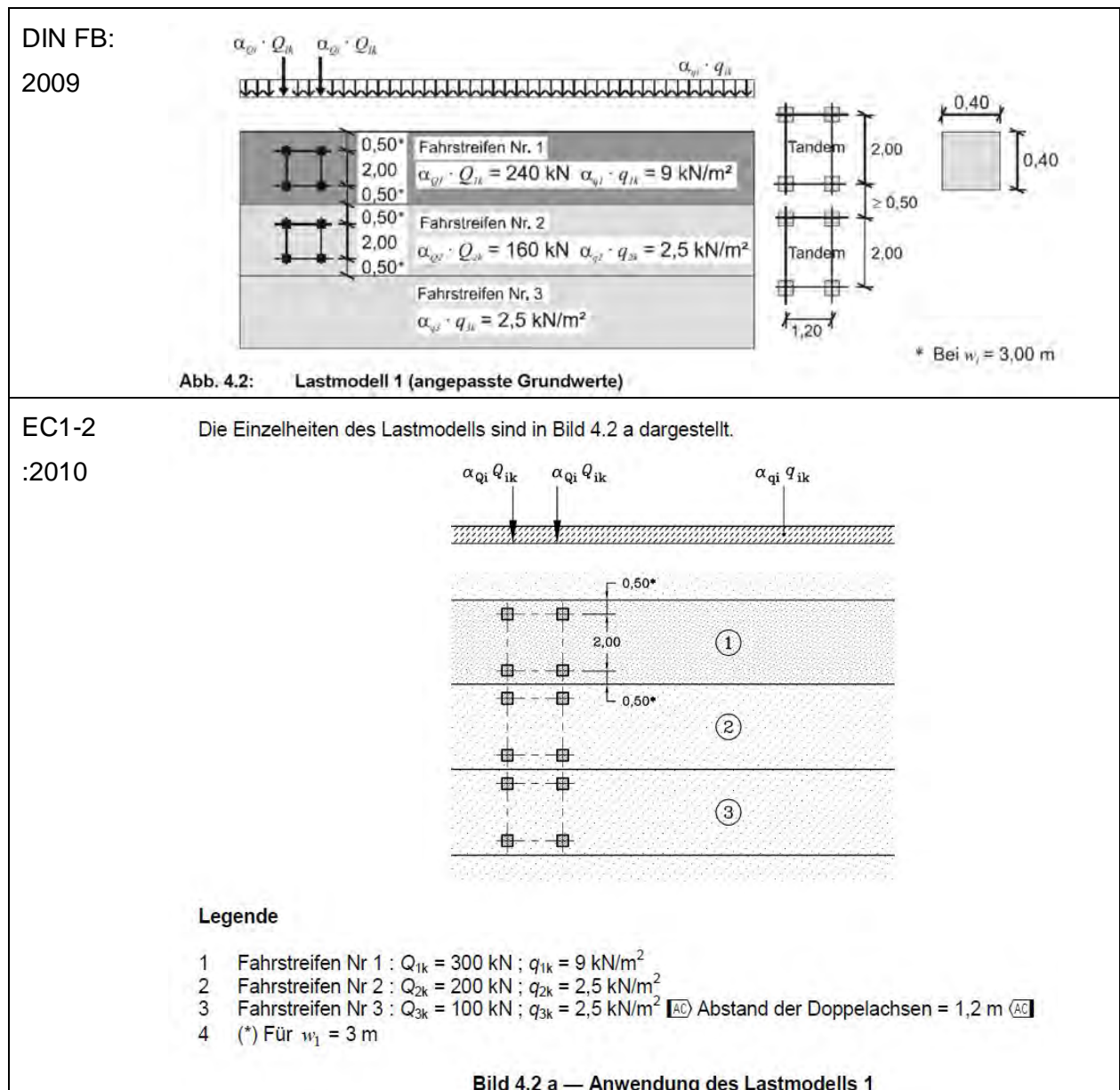


DIN 1072  
 :1985

Tabelle 1. Verkehrsregelasten der Regelklassen

Maße in mm

	Brückenklasse 60/30	Brückenklasse 30/30
1	Schwerlastwagen (SLW)	
	<p>Gesamtlast: 600 kN                      Radlast: 100 kN                      Ersatzflächenlast: <math>p' = 33,3 \text{ kN/m}^2</math></p>	<p>Gesamtlast: 300 kN                      Radlast: 50 kN                      Ersatzflächenlast: <math>p' = 16,7 \text{ kN/m}^2</math></p>
		Eine einzelne Achse <p>Achslast: 130 kN                      (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 3.3.1 in Beiblatt 1 zu DIN 1072)</p>
2	Lastschema für die Fahrbahnfläche zwischen den Schrammborden	
	HS Hauptspur mit Schwingbeiwert $\varphi$ NS Nebenspur ohne Schwingbeiwert $\varphi$ Restflächen $p_2 = 3 \text{ kN/m}^2$ ohne Schwingbeiwert $\varphi$ ( $\varphi$ siehe Abschnitt 3.3.4)	
3	Lastschema für die übrigen Brückenflächen bis zu den Geländern (Geh- und Radwege, Schrammbordstreifen, erhöhte oder baulich abgegrenzte Mittelstreifen). Der ungünstigste Wert der Zeile 3, Aufzählungen a bis c, ist ohne Schwingbeiwert $\varphi$ einzusetzen.	
	a) $p_2 = 3 \text{ kN/m}^2$ zusammen mit den übrigen Lasten der Zeile 2, dabei HS mit Schwingbeiwert $\varphi$	
	b) $p_3 = 5 \text{ kN/m}^2$ ohne Lasten der Zeile 2 (Nur für die Belastung einzelner Bauteile, z. B. Gehwegplatten, Längsträger, Konsolen, Überlager)	
	c) Falls nicht gegen Anfahren durch steife abweisende Schutzrichtungen gesichert (nur für die Belastung einzelner Bauteile entsprechend Zeile 3, Aufzählung b): Radlast $P = 50 \text{ kN}$ Auflagefläche $0,2 \times 0,4$ ohne Lasten der Zeile 2 Radlast $P = 40 \text{ kN}$ Auflagefläche $0,2 \times 0,3$ ohne Lasten der Zeile 2	
	Nur für das Nachrechnen bestehender Brücken der bisherigen Brückenklasse 60, 45, 30, auch wenn sie in Brückenklasse 60/30 oder 30/30 eingestuft werden können.	
4	Zuordnung zum Straßen- und Wegenetz <sup>1)</sup> Brückenklasse 60/30: BAB, B, L, K, S Brückenklasse 30/30: K, S, G, W	
	<sup>1)</sup> BAB Bundesautobahnen; B Bundesstraßen; L Landesstraßen (Land- bzw. Staatsstraßen bzw. L.I.D.); S Stadt- bzw. Gemeindestraßen; K Kreisstraßen (L.I.D.); G Gemeindewege; W Wirtschaftswege.	



Ersichtlich ist, dass die grundsätzlich anzuwendende Art und Weise nahezu unverändert von Generation zu Generation übernommen wurde. Das Lastmodell besteht immer aus modellhaften Fahrzeugen, die als räumlich begrenzte und im Wert hohe Lasten aufgebracht werden und auf die Fläche des Bauwerks verteilte Lasten. Dies spiegelt zum einen schwere Einzelfahrzeuge und zum anderen den gleichmäßigen Verkehr wieder.

### Weitere Einwirkungen (Auszug)

Im Folgenden werden einzelne Einwirkungen in ihrer Entwicklung kurz dargestellt, um einen Überblick zu schaffen, wo deutliche Änderungen aufgetreten sind bzw. kaum Notwendigkeit bestand die anzusetzenden Werte der Last zu verändern.

Anprall:

**Tabelle 12.6** *Historie Anpralllasten*

1072:1941	-
1072:1944	-
1072:1952	Ersatzlast von 100t in 1,2m Höhe parallel und 50 t rechtwinklig zur Längsachse
1072:1967	Ersatzlast von +-100Mp in 1,2m Höhe parallel und 50 Mp rechtwinklig zur Längsachse
1072:1985	Ersatzlast von 1000 kN in 1,2m Höhe parallel und 500 kN Rechtwinklig zur Längsachse (identisch mit DIN 1072:1952)
DIN FB 101:2009	Ersatzlast von 1000 kN in 1,25m Höhe parallel und 500 kN Rechtwinklig zur Längsachse
DIN EN 1991-2	Ersatzlast von 1500 kN in 1,25m Höhe für LKW (0,5m für PKW) parallel und 750 kN Rechtwinklig zur Längsachse (DIN EN 1991-1-7)



Temperatur:

**Tabelle 12.7** Historie Temperatureinwirkung

Regelwerk			DIN 1072					1055/DIN FB	DIN EN 1991-1-5
Version			1941	1944	1952	1976	1985	2002/2009	2010
Anteil	Konstant zu 10 °C Aufstelltemperatur	Beton	-5/-10 °C u. -25/30°C	10 °C	10°C	+ -20°C	-30/20°C	-17/37K	-16/39K
		Stahl	-25 °C/45°C	25 °C/45°C	+ -35°C	+ -35°C	+ -35°C	-26/51K	-21/53K
	Linear	Beton	5°C	ggfs. 5°C	ggfs. 5°C	ggfs. 5°C	7/3,5°C	-5;-8/10;15 K	-5;-8/10;15 K
		Stahl	15 °C	15 °C	15 °C	15 °C	10/5 °C	-13/18K	-13/18K
	Nicht-linear		-	-	-	-	-	-	-
Außenlufttemperatur	-24 / 37 °C		-	-	-	-	-	-24 / 37 °C	-24 / 37 °C

Wind:

**Tabelle 12.8** Historie Windeinwirkung

1072:1941	250 / 150 kg/m <sup>2</sup>																														
1072:1944	250 / 150 kg/m <sup>2</sup>																														
1072:1952	250 / 125 kg/m <sup>2</sup>																														
1072:1967	250 / 125 kp/m <sup>2</sup>																														
1072:1985	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>Höhenlage der Windangriffsfläche über Gelände</td> <td colspan="2">Lastfall ohne Verkehr</td> <td>Lastfall mit Verkehr</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Überbau ohne Lärmschutzwand, Pfeiler, Stützen</td> <td>Überbau mit Lärmschutzwand</td> <td>Überbau mit oder ohne Lärmschutzwand, Pfeiler, Stützen</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>0 bis 20 m</td> <td>1,75 kN/m<sup>2</sup></td> <td>1,45 kN/m<sup>2</sup></td> <td>0,90 kN/m<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>über 20 bis 50 m</td> <td>2,10 kN/m<sup>2</sup></td> <td>1,75 kN/m<sup>2</sup></td> <td>1,10 kN/m<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>über 50 bis 100 m</td> <td>2,50 kN/m<sup>2</sup></td> <td>2,05 kN/m<sup>2</sup></td> <td>1,25 kN/m<sup>2</sup></td> </tr> </tbody> </table>		1	2	3	4		Höhenlage der Windangriffsfläche über Gelände	Lastfall ohne Verkehr		Lastfall mit Verkehr			Überbau ohne Lärmschutzwand, Pfeiler, Stützen	Überbau mit Lärmschutzwand	Überbau mit oder ohne Lärmschutzwand, Pfeiler, Stützen	1	0 bis 20 m	1,75 kN/m <sup>2</sup>	1,45 kN/m <sup>2</sup>	0,90 kN/m <sup>2</sup>	2	über 20 bis 50 m	2,10 kN/m <sup>2</sup>	1,75 kN/m <sup>2</sup>	1,10 kN/m <sup>2</sup>	3	über 50 bis 100 m	2,50 kN/m <sup>2</sup>	2,05 kN/m <sup>2</sup>	1,25 kN/m <sup>2</sup>
	1	2	3	4																											
	Höhenlage der Windangriffsfläche über Gelände	Lastfall ohne Verkehr		Lastfall mit Verkehr																											
		Überbau ohne Lärmschutzwand, Pfeiler, Stützen	Überbau mit Lärmschutzwand	Überbau mit oder ohne Lärmschutzwand, Pfeiler, Stützen																											
1	0 bis 20 m	1,75 kN/m <sup>2</sup>	1,45 kN/m <sup>2</sup>	0,90 kN/m <sup>2</sup>																											
2	über 20 bis 50 m	2,10 kN/m <sup>2</sup>	1,75 kN/m <sup>2</sup>	1,10 kN/m <sup>2</sup>																											
3	über 50 bis 100 m	2,50 kN/m <sup>2</sup>	2,05 kN/m <sup>2</sup>	1,25 kN/m <sup>2</sup>																											
DIN FB 101:2009	Tab.N.1 – Tab.N.4																														
DIN EN 1991-2	DIN EN 1991-1-4/NA																														

Bremsen und Anfahren (Straßenverkehr):

**Tabelle 12.9** Historie Lasten aus Bremsen und Anfahren

1072:1941	1/20 Vollbelastung >0,3 der Fahrzeuge
1072:1944	1/20 Vollbelastung >0,3 der Fahrzeuge
1072:1952	1/20 Vollbelastung >0,3 der Fahrzeuge
1072:1967	1/20 Vollbelastung >0,3 Fahrzeuge
1072:1985	25 % Hauptspurbelastung > 1/3 Regelfahrzeuge < 900 kN
DIN FB	60 % Tandemachse FS1 + 10 % Flächenlast FS1 288<Q<900 kN
DIN EN 1991-2	60 % Tandemachse FS1 + 10 % Flächenlast FS1 180<Q<900 kN

Geländerlasten:

**Table 12.10** Historie Lasten auf Geländer

1072:1941	80 kg/m
1072:1944	80 kg/m
1072:1952	80 kg/m
1072:1967	80 kp/m
1072:1985	0,8 kN/m
DIN FB	0,8 kN/m
DIN EN 1991-2	1,0 kN/m

## 12.3 Aktuelle Fassung der DIN EN 1991-2

### 12.3.1 Vertikallasten

Das aktuelle Lastmodell aus Verkehr wurde in einem Forschungsvorhaben anhand tatsächlicher Verkehrsmessungen abgeleitet und statistisch für den zu erwartenden Verkehr in Mitteleuropa angepasst. Damit ist der Zunahme und Verbesserung logistischer Prozesse im Warenverkehr Rechnung getragen. Zudem sind Sonderfahrzeuge, wie z.B. Autokräne berücksichtigt. Die Grundwerte des Lastmodells lassen sich mittels Faktoren modifizieren. Diese sind im Vergleich zur Vorgängernorm (DIN FB) erhöht worden. Dies war notwendig, da die Werte des DIN Fachberichts 101 das zukünftige Verkehrsaufkommen nicht mehr abdecken konnte. Der Teilsicherheitsbeiwert wurde so angepasst, dass entsprechend DIN EN 1990 die Widerkehrperiode ca. 1000 Jahre beträgt. Im DIN Fachbericht entsprach das Lastmodell einer Widerkehrperiode von ca. 50 Jahren. Die Grundwerte des Lastmodells wurden mittels Simulationen und Kalibrierungsrechnungen festgelegt. Als Basis dienten verschiedene Verkehrslagen auf europäischen Brücken. Es wurde sowohl der fließende als auch der stockende Verkehr berücksichtigt, der sich vor allem durch geringe Fahrzeugabstände charakterisiert. Stausituationen wurden ebenfalls im Modell berücksichtigt. Der Bezugsverkehr stellt die Verkehrslage in der Nähe von Auxerre, Frankreich dar. Dieser ist bestimmt von sehr hohem Schwerverkehr und hohen Gesamtgewichten der Fahrzeuge. Schwingbeiwerte, die in der DIN 1072 extra angegeben waren und somit für die tatsächliche Belastung hinzugerechnet werden mussten, sind seit dem DIN Fachbericht in den Grundwerten enthalten. Aufgrund der Annahme, dass die zugrundeliegende Verkehrszusammensetzung auf allen Brücken gleichermaßen vorkommen kann, existieren mittlerweile keine Brückenklassen mehr. Teile des Lastmodells 1 werden auch für lokale Nachweise genutzt. Dies hat den Hintergrund, dass vermieden werden sollte, zu viele unterschiedliche aber doch ähnliche Modelle anwenden zu müssen und damit die Anwendung einfacher und eindeutiger zu gestalten. Hier ist noch anzumerken, dass im DIN Fachbericht der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslast 1,5 betrug und nun auf 1,35 abgemindert wurde. Dies bedeutet, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit nahezu unverändert blieb, jedoch der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verschärft wurde.

Insgesamt ist das aktuell zu verwendende Lastmodell für vertikallasten ausreichend für den gegenwärtigen und zukünftigen Verkehr in Europa.

### 12.3.2 Horizontallasten

Lasten aus Bremsen und Anfahren

Die Lasten aus Bremsen und Anfahren werden aus den vertikalen Lasten des Fahrstreifens 1 abgeleitet und über die Wirkungslänge verteilt auf das Bauwerk aufgebracht. Dabei gehen die Doppelachse mit 60 % und die Flächenlast mit 10 % ein und beinhaltet die räumliche und zeitliche Verzögerung bremsender Fahrzeuge auf dem Bauwerk. Da die Länge des Bauwerks als

linearer Faktor mit einget, wurde, um unrealistische Größen der Last in Abhängigkeit der Brückenlänge zu vermeiden, die Belastung mit einem unteren und oberen Grenzwert definiert, die national geregelt werden kann.

Aufgrund der Kopplung an die Vertikallasten ist das Lastmodell für Bremsen und Anfahren ebenfalls geeignet, den aktuellen und künftigen Ansprüchen gerecht zu werden.

### **12.3.3 Ermüdung**

In Deutschland wird von 5 sogenannten Ermüdungslastmodellen nur das Modell 3 genutzt. Dabei spielen horizontale Lasten in der Regel keine Rolle. Das Modell enthält dynamische Erhöhungsfaktoren, die einen guten Zustand des Belags voraussetzen. Von einem derartigen Zustand wird in Deutschland ausgegangen. Eine Erhöhung wird trotzdem im Bereich der Fahrbahnübergänge durchgeführt, da hier größere Unebenheiten nicht ausgeschlossen werden können. Das Lastmodell 3 orientiert sich an Achslasten, die entsprechend den Verkehrszusammensetzungen abgeleitet sind.

Aufgrund dieser Kopplung ist auch das Ermüdungsmodell als zukunftssicher zu betrachten, zumindest was die Größe der Werte angeht. Das Gesamtkonzept ist weiterhin Teil aktueller Forschung und könnte daher im Grundsatz modifiziert werden und Änderungen der Regelwerke nach sich ziehen.

### **12.3.4 Außergewöhnliche Einwirkungen**

Es sind Anprall an Unter- und Überbauten, Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen und Anprall an Kappen und Schutzeinrichtungen zu berücksichtigen.

Forschungsvorhaben haben gezeigt, dass Schutzeinrichtungen nach DIN EN 1317 installiert werden können, ohne als Konsequenz massive Schädigungen der Brückenkappen zu erhalten. Es werden Klassen an Horizontalkräften gebildet. Damit ist es möglich, in Abhängigkeit von Steifigkeit der Systeme eine maximal zu berücksichtigende Horizontalkraft für das Bauwerks selbst anzusetzen. Diese Einteilung ermöglicht es eine wirtschaftliche und sichere Berücksichtigung von derartigen Ereignissen.

Anpralllasten an stützende Konstruktionsteile sind in Größe und Ort der Einwirkung definiert und sind in Abhängigkeit von Grenzabmessungen der Bauteile anzusetzen, die bewehrt sein muss.

Anprall an Überbauten sind mit verbindlichen Lastannahmen definiert und sind für unterschiedliche Kategorien von Straßen definiert. Diese Lasten dienen allerdings nur für Nachweise der Lagesicherheit.

Fahrzeuge auf Geh- und Radwegen werden berücksichtigt, sofern das Auftreten derartiger Fahrzeuge nicht konstruktiv verhindert wird. Dann müssen vertikale Lastmodelle als Einwirkung berücksichtigt werden (z.B. Einsatzfahrzeuge).

Anprall an Schrammborde, Schutzeinrichtungen, tragende Bauteile oberhalb der Fahrbahnebene und Einwirkung auf Geländer sind mit entsprechenden Werten in Größe und Ort definiert.

### **12.3.5 Einwirkungen aus Bahnverkehr**

Es werden Regellasten und außergewöhnliche Lasten vorgegeben.

Einwirkungen infolge Eisenbahnverkehr werden angegeben für:

- Vertikallasten durch vier verschiedene Lastmodelle,
- dynamische Einwirkungen,
- Fliehkräfte,
- Seitenstoß,

- Anfahr- und Bremskräfte,
- Druck-Sog-Einwirkungen (aerodynamische Einwirkungen).

Als außergewöhnliche Einwirkungen sind zu berücksichtigen:

- Entgleisung,
- Fahrleitungsbruch,
- weitere außergewöhnliche Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr,
- außergewöhnliche Einwirkungen aus Straßenverkehr.

Die 4 Arten von Lastmodellen, die zur Anwendung kommen, enthalten im Gegensatz zu den Lastmodellen für Straßenbrücken keine dynamischen Erhöhungen. Analog zu den Lastmodellen für Straßenbrücken entspricht das Lastmodell keinem realen Zug, sondern entspricht einem Eisenbahnverkehr, der auf die Brücke wirkt. Die dynamischen Effekte werden entsprechend den Anforderungen aus Eisenbahnverkehr definiert und somit in der Bemessung berücksichtigt.

Horizontale Kräfte (Fliehkräfte, Seitenstoß, Bremsen und Anfahren) sind an die vertikalen Modelle gekoppelt.

Die Einwirkungen aus außergewöhnlichen und zusätzlichen Einwirkungen sind in Größe und Ort definiert.

### 12.3.6 Klimatische Einwirkungen

Entsprechend den Regelungen der DIN EN 1991 werden für Einwirkungen aus Wind und Temperatur auf die entsprechende Teile des Eurocodes 1 verwiesen. Diese enthalten eigene Abschnitte für die Einwirkungen auf Brücken. Die Einwirkung aus Temperatur wurde mit der letzten Version der DIN EN 1991-1-5 teilweise erhöht (konstanter Temperaturanteil).

## 12.4 Diagnose und Therapie

Durch die Analyse des existierenden Teil 2 des Eurocode 1 und Diskussionen mit Fachkollegen national und auf europäischer Normungsebene (SC250/SC1/WG3) wurde eine Vielzahl an Stellen identifiziert, die geändert werden sollten bzw. können, um die Anwendung zu vereinfachen und eindeutiger zu gestalten und bestehende Missverständlichkeiten und Fehler zu beseitigen. Hierzu wurde jeweils unter Angabe des Kapitels, des Unterpunktes, Bemerkung etc. auf Stellen verwiesen, die Potential aufweisen. Dabei wird in allgemeine (ge), technische (te) und redaktionelle (ed) Änderungen unterschieden.

So ist beispielsweise unter 4.1. der DIN EN 1991-2 in den Anmerkungen die Definition hinsichtlich Belastungslängen nicht aussagekräftig, da eine Eindeutigkeit in Kombination mit den anzuwendenden Lastmodellen nicht gegeben ist. Daraus könnten geometrische Variationen normgerecht erstellt werden, die so nie vorgesehen waren und daher die Sicherheit bzw. Zuverlässigkeit der Lastmodelle gefährden. Zur Verbesserung wird der Ausdruck Belastungslänge durch zusammenhängende Längen ersetzt. Damit ist die Anwendung eindeutig beschrieben und erfordert bei Abweichungen spezielle Betrachtungen, die über die normativen Regelungen hinausgehen können.

In 4.3.2 ist in der Anmerkung eine Einschränkung bzgl. einer Gewichtsbeschränkung gegeben, die nicht notwendig ist. Zudem sind weitere Beschränkungen falsch enthalten, die zur korrekten Umsetzung der Hintergründe dieser Regelung korrekt berücksichtigt werden müssen.

Redaktionelle bzw. formale Änderungen sind ebenfalls gelistet. Beispielweise ist die Zeichnung unter 4.3.2, die das Lastmodell 1 (primäres Lastmodell für Verkehr bei Straßenbrücken) weder maßstäblich, noch in den richtigen Relationen gezeichnet. Dies führt bei reiner Betrachtung der Darstellung zu Fehlinterpretationen bzw. Verwirrung. Derartige Unstimmigkeiten müssen beseitigt werden, um ein konsequentes Dokument für Anwender zu schaffen.

Eine vollständige Übersicht der Vorschläge zur Änderung ist im PRB Bericht [222] zu finden.

## 12.5 Änderungsvorschläge

Zur Übersicht der geänderten Passagen des Dokuments DIN EN 1991-2 befindet sich in Dokument [222] die editierte Version im Korrekturmodus. Dabei sind nur Seiten abgebildet, die tatsächlich Änderungen enthalten. Die unveränderten Seiten sind zur Reduzierung des Umfangs nicht enthalten.

## 12.6 Entwurf eines editierten Dokuments

Der Entwurf des editierten Dokuments mit allen Änderungen, gestrichenen Passagen und diversen Korrekturen der Rechtschreibung und Formatierung, die nicht in der Änderungstabelle enthalten sind, befindet sich im Dokument [222].

## 12.7 Auswertung der NDPs

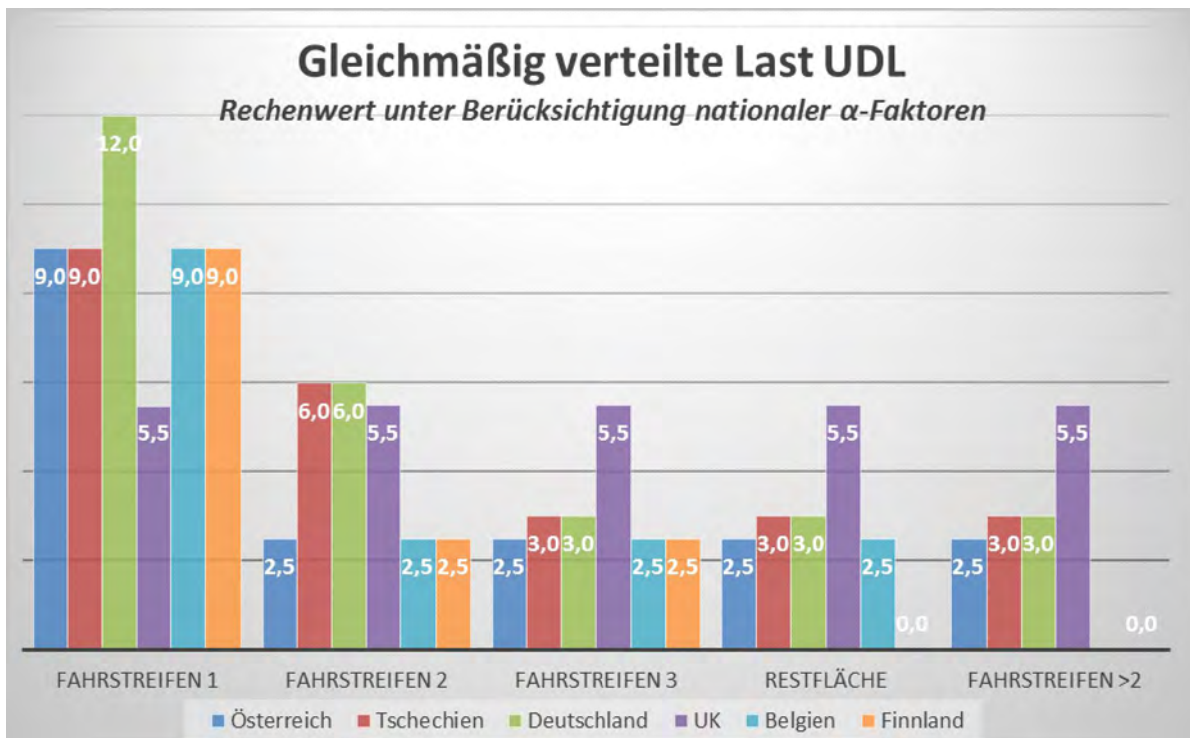
Die nationalen NDPs wurden, soweit diese in den entsprechenden Gremien in deutscher bzw. englischer Sprache verfügbar waren, hinsichtlich der Möglichkeit untersucht, diese für alle beteiligten Länder auf einen gemeinsamen Inhalt zu reduzieren, so dass die Notwendigkeit nationaler Regelung an den entsprechenden Stellen entfällt und das Dokument hierdurch einfacher und eindeutiger wird. Viele nationale Regelungen verweisen auf die empfohlenen Werte, geben keine zusätzliche Information oder wiederholen lediglich Textpassagen des Ursprungsdokuments. Oftmals sind nationale Öffnungen auch überhaupt nicht genutzt. An einigen Stellen werden nationale Werte genutzt, die im Vergleich der einzelnen Länder gleich oder zumindest sehr ähnlich sind. An diesen Stellen dürfte es in den entsprechenden Gremien am einfachsten sein in der Diskussion auf einen gemeinsamen Inhalt hin zu arbeiten. Damit würden dann auch diese nationalen Öffnungen obsolet werden und das Ursprungsdokument könnte an diesen Stellen ohne nationale Öffnung auskommen. Im Gegensatz hierzu existiert eine Vielzahl an NDP's, die sehr individuelle Regelungen einführen bzw. sehr unterschiedliche Werte oder Methoden definieren. Diese nationalen Öffnungen sind nicht bzw. nur sehr schwer auf ein einheitliches Niveau zu bringen.

In PRB Bericht [222] ist die gesamte Übersicht zu finden und es sind jene nationalen Öffnungen, die das einfachste Potential einer europäischen Harmonisierung tragen, mit einer gelben (hellgrauen) Markierung versehen. Die Öffnungen, die aufgrund inhaltlicher oder formaler Unterschiede nur schwer zu vereinheitlichen sind, sind blau (dunkelgrau) markiert.

Es ist nicht auszuschließen, dass sich im Vergleich aller europaweit genutzter nationaler Anhänge, diese Klassifizierung verändert. Bereits im Vergleich der bisher vorliegenden nationalen Anhänge existieren mitunter massive Unterschiede in der Art und Weise, wie Normpassagen nationale geregelt sind. Dies zeigt den teils vollkommen unterschiedlichen Anspruch an das Regelwerk Eurocode. Sowohl Schwerpunkt der nationalen Regelungen als auch Umfang, Detailgrad, Sicherheitsniveau und beispielsweise der Wunsch nach Beibehaltung bereits existierender nationaler Regelwerke, Empfehlungen und Richtlinien und den verantwortlichen staatlichen Behörden sind sehr unterschiedlich und daher kaum zu harmonisieren.

Ein großer Unterschied ist innerhalb der Beiwerte des Lastmodells 1 zu beobachten. Dies repräsentiert die unterschiedliche Einschätzung des aktuellen und prognostizierten Verkehrs in den Ländern Europas:





**Bild 12.1** NDP - Vergleich gleichmäßig verteilter Lasten

Es ist aus Bild 12.1 ersichtlich, dass Deutschland eine besondere Position hinsichtlich der gleichmäßig verteilten Last UDL einnimmt, während die anderen Länder mehr oder weniger einheitliche Regelungen haben. Dies ist ein gutes Beispiel für das unterschiedliche Wahrnehmungs- bzw. Sicherheitsniveau und der damit verbunden schwierigen Harmonisierung einiger nationaler Regelungen.

Bereits in der grundsätzlichen Anwendung der zur Verfügung stehenden Lastmodelle gibt es massive Unterschiede. Während in den meisten Ländern alle Lastmodelle zur Verfügung stehen, wurden in Deutschland außer dem LM1 und LM4 die weiteren Modelle ersatzlos gestrichen, um die Anwendung einfacher und übersichtlicher zu gestalten. Dies ist in den meisten anderen Ländern nicht der Fall. Diese unterscheiden oft in verschiedene Typen von Straßen, für die unterschiedliche Faktoren eingeführt worden sind.

Ebenso können konstruktive Details Einfluss auf die Anwendung des Eurocodes nehmen. Im Bereich der Schrammbordhöhendefinition reichen die Grenzwerte zur Beschränkung der Fahrbahnfläche von 75 mm (DE) bis 120 mm (CZ) und können somit deutlich unterschiedliche Belastungsbilder ergeben.

## 12.8 Zusammenfassung und Ausblick

Die aktuelle Fassung der DIN EN 1991-2 ist für die versierte Anwendung inhaltlich von ausreichender Qualität. Dies resultiert aus der Berücksichtigung von Erfahrungen und Erkenntnissen aus Praxis und Forschung der letzten Jahrzehnte. Die Ansprüche des zukünftig zu erwartenden Verkehrsaufkommens (Lastmodelle) erfordern allerdings eine stete Anpassung. Dies betrifft sowohl die Grenzzustände der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit und den Nachweis auf Ermüdung. Hier unterscheiden sich die Ansprüche innerhalb Europas deutlich. Zudem sind formale Änderungen und Vereinheitlichungen notwendig, um eine maximale europäische Harmonisierung zu erreichen. An einigen Stellen sollten wichtige neue Inhalte aufgenommen werden. Als ein Beispiel sei der Umgang mit dem Bestand (Instandsetzung, Nachrechnung, etc.) genannt. Sowohl die Entwicklung des Verkehrs als auch die Berücksichtigung bislang nicht enthaltener Themengebiete erfordern weitere Forschungsarbeit. Vorschläge in dieser Richtung sind im Forschungsbericht [222] dargestellt.

## 13 Eurocode 1 Teil 3 Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen

### 13.1 Einführung

Ziel der praktisch tätigen Ingenieure ist es, den Aufwand für die Ermittlung der Einwirkungen für Krane und Maschinen nach DIN EN 1991-3 [223] möglichst gering zu halten. Durch die Einführung der Eurocodes wurde der Umfang der Norm für die Auslegung von Kranbahnen deutlich ausgeweitet, und durch das Nebeneinander von Normen [223], [225] und Nationalem Anwendungsdokumenten [224], [226] für die Einwirkungsnorm sowie den Bemessungs- und Ausführungsnormen derart aufgebläht und schwer handhabbar gemacht, dass ein Überblick über den Sachstand nur schwer erreichbar ist und deshalb fehleranfällig erscheint. Speziell in DIN EN 1991-3 [223] stellt sich für den Betrachter die Frage, woher die Aufblähung auf 46 Seiten im Vergleich zu ca. 4 Seiten für die Einwirkungen in der bisherigem Kranbahnnorm DIN 4132 [227] kommt. Auf Initiative der Praxisregeln Bau (PRB) sollen daher Vorschläge für die Norm DIN EN 1991-3: Einwirkungen infolge Kranen und Maschinen [223] erarbeitet werden, um diese praxistauglicher zu machen. Die Norm wurde dabei in [248] auf ihre Inhalte und ihre Praxistauglichkeit geprüft. Nach einer ausführlichen Anamnese erfolgte in [248] eine Diagnose sowie eine Therapie, mit Vorschlägen wie die Norm DIN EN 1991-3: Einwirkungen infolge Kranen und Maschinen [223] gestrafft und übersichtlicher gemacht werden kann. Im Folgenden ist eine Zusammenfassung aus [248] gegeben.

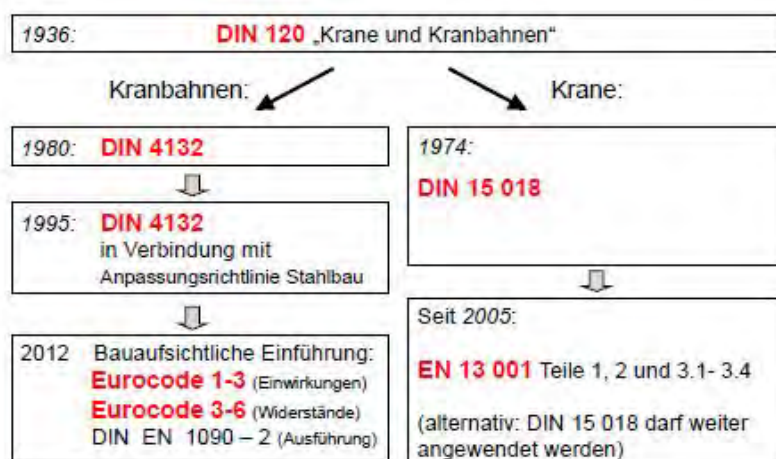
### 13.2 Anamnese

#### 13.2.1 Vorgehen

Im Zuge der Projektbearbeitung wurde in [248] die grundlegende Literatur sowie die bisherigen Normen gesichtet und durchgearbeitet. Eine sehr gute Zusammenfassung bezüglich der historischen Entwicklung und der Herleitung der Ansätze für die Kraneinwirkungen kann dabei der Standardliteratur entnommen werden [234], [235], [236], [237], [238].

#### 13.2.2 Entwicklung der Kran- und Kranbahnnormen in Deutschland

Eine Übersicht über die historische Entwicklung der Kran- und Kranbahnnormen in Deutschland ist in der nachfolgenden Abbildung (Bild 13.1) gegeben.



**Bild 13.1** Historie - Entwicklung DIN EN 1991-3

In der ursprünglichen DIN 120 [231] waren noch Regelungen zu Kranen und Kranbahnen in einer Norm enthalten. Erst nach der Entwicklung der DIN 15018 [228] für die Berechnung von Krane erfolgte einige Jahre später die Einführung von DIN 4132 [227], in der ausschließlich Regelungen zur Bemessung von Kranbahnen enthalten waren. In diesen Normen waren sowohl

Regelungen für Einwirkungen und Bemessung enthalten. Vor der endgültigen Einführung der Eurocodes erfolgte noch zwei Zwischenlösungen, in denen erstmals Regelungen zu den Einwirkungen auf Kranbahnen und zur Bemessung von Kranbahnen getrennt wurden, und zwar ENV 1991-5 [232] als Vornorm zum Eurocode und DIN 1055-10 [233] als deutsche Zwischenlösung bis zur endgültigen Einführung aller Eurocodeteile. In Ergänzung zu den Einwirkungen von Kranen waren in den neuen europäischen Einwirkungsnormen erstmals auch ergänzende Regelungen zu Einwirkungen von Maschinen enthalten. Die Zwischenlösungen wurden anschließend durch die aktuelle DIN EN 1991-3 [223] ersetzt, die nun gemeinsam mit der DIN EN 1993-6 [225] und den beiden zugehörigen Nationalen Anhänge [224], [226] für die Bemessung von Kranbahnen in Deutschland anzuwenden ist.

### **13.2.3 DIN 120**

#### **Allgemeines**

Im Jahr 1936 wurde die DIN 120 „Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen“ [231] in Deutschland eingeführt. Diese Norm enthielt sowohl Regelungen für die Berechnung und Ausbildung für die dem maschinenbaulichen Bereich zuzurechnenden Krane sowie die dem zum Bauwesen gehörenden Bereich Kranbahnen. Regelungen zu den Einwirkungen waren dabei in der Norm mit enthalten. Unter anderem wegen Schadensfällen infolge Ermüdungsversagen wurde die Norm in den 1970er Jahren überarbeitet [234].

### **13.2.4 DIN 4132**

#### **Allgemeines**

Im Kranbau erfolgt auf Basis neuer Erkenntnisse in dem Bereich der Betriebsfestigkeit die Veröffentlichung der Norm DIN 15018 [228] im Jahr 1974. Anschließend erfolgt im Jahr 1981 die Einführung der DIN 4132 „Kranbahnen“ [227]. Damit war die Bemessung und Ausbildung von Kranbahnträger im Baubereich und von Kranbrücken im Bereich des Maschinenbaus in unterschiedlichen Normen geregelt. Diese Trennung wurde seitdem beibehalten. Bei den Einwirkungen verweist DIN 4132 [227] allerdings im Detail auf die Regelungen der DIN 15018 [228]. Der Teil der Einwirkungen konnte dadurch in DIN 4132 [227] sehr kurz gehalten werden. Es ist im Regelfall in der Praxis auch heute noch üblich, dass Einwirkungen aus Kranen vom Kranhersteller geliefert werden. Der Normenansatz ist daher als sehr sinnvoll anzusehen, so dass die doppelte Aufführung von Regelungen in verschiedenen Normen vermieden werden kann.

#### **Einstufung Krane**

Die Krane werden in DIN 4132 [227] in Hubklassen (H1 bis H4) zur Ermittlung eines dynamischen Schwingbeiwerts und in Beanspruchungsklassen (B1 bis B6) zur Erfassung der Spannungsspiele und Spannungskollektive für die Betriebsfestigkeitsnachweise eingeteilt. Eine Einstufung von Kranen in Abhängigkeit von der Nutzung ist in DIN 15018 [228] gegeben.

#### **Einwirkungen Allgemein**

Die Einwirkungen aus dem Kran, welche vom Laufwerk des Krans über die Kranschiene in den Kranbahnträger und von hier in das Hallentragwerks abgeleitet werden, werden in DIN 4132 [227] im Wesentlichen in vertikale Verkehrslasten (Radlasten aus ständiger Last und Hublast), Lasten quer und längs zur Fahrbahn (horizontale Einwirkungen) sowie außergewöhnliche Einwirkungen (Kippen, Anprall) unterteilt. DIN 4132 [227] geht davon aus, dass im Regelfall durch den Kranhersteller die maßgebenden Einwirkungen aus Krane angegeben werden. Im Wesentlichen verweist DIN 4132 [227] bei den Einwirkungen auf Kranbahnträger daher auf die detaillierten Regelungen aus DIN 15018 [228].

#### **Vertikale Einwirkungen und Schwingbeiwerte**

Bei den vertikalen Verkehrslasten ist die ungünstigste Radlast in ungünstigster Stellung der planmäßig verkehrenden Krane anzusetzen. Infolge von Stoßeinwirkungen beim Fahren des Krans oder beim Heben der Nutzlast entstehen Schwingungen in der Kranbrücke und der Kran-

bahn. Die Berücksichtigung dieser dynamischen Einflüsse darf durch Anwendung entsprechender dynamischer Vergrößerungsfaktoren (Schwingbeiwerte) für die statischen Einwirkungen erfolgen. Nach DIN 4132 [227] wurde bisher pauschal ein Schwingbeiwert abhängig von der Hubklasse des Krans auf die vertikalen Radlasten angewandt (siehe Bild 13.2 unten).

Für den Nachweis von Unterstützungen und Aufhängungen konnte nach DIN 4132 [227] der jeweilige Schwingbeiwert um den Wert 0,1 reduziert werden (siehe Bild 13.2 unten). Ohne Schwingbeiwert wurden Nachweise von Grundbauten, Bodenpressungen, Formänderungen und der Lagesicherheit geführt.

Bei der Berechnung von Spannungen aus dem gleichzeitigen Wirken mehrerer Krane ist für den Kran mit der größten Radlast (einschließlich Schwingbeiwert) und für die übrigen mit dem Schwingbeiwert der Hubklasse H1 zu rechnen.

**Tabelle 1. Schwingbeiwerte  $\varphi$**

Bauteil	Hubklasse des Krans			
	H 1	H 2	H 3	H 4
Träger	1,1	1,2	1,3	1,4
Unterstützungen oder Aufhängungen	1,0	1,1	1,2	1,3

**Bild 13.2** Schwingbeiwerte, Auszug aus DIN 4132 [227], Tabelle 1

Nur bei der Berechnung der Krane musste nach DIN 15018 [228] für jede Einwirkungsursache ein zugehöriger Schwingbeiwert (Hublastbeiwert) berechnet werden. Die zu berücksichtigenden Schwingbeiwerte waren deutlich höher als für Kranbahnen.

### Horizontale Einwirkungen

Die horizontalen Einwirkungen resultieren in wesentlichen aus zwei Wirkungen, durch die waagrechte Einwirkungen quer und längs zur Fahrbahn der Kranbahnträger ausgelöst werden:

- Massenkräfte aus der Bewegung von Katze oder Kranbrücke beim jeweiligen Beschleunigen oder Bremsen
- Führungskräfte bei Schräglauf der Kranbrücke

Diese sind nach DIN 4132 [227] mit Verweis auf die detaillierten Regelungen nach DIN 15018 [228] zu berücksichtigen. Die Herleitung für die Ansätze der Massenkräfte nach DIN 15018 [228] aus der Bewegung von Katze oder Kranbahn ist in der Standardliteratur [234], [235], [236] erläutert. Der Ansatz beruht auf der Grundlage, dass die Antriebe von Kranen so ausgelegt werden, dass ein Durchrutschen der Räder aufgrund des damit verbundenen hohen Verschleißes von Rad und Schiene ausgeschlossen wird. Die an den Rädern auftretenden waagrechten Einwirkungen sind dabei von der Antriebsart und dem Reibungsbeiwert abhängig.

Die Führungskräfte bei Schräglauf der Kranbrücke entstehen, da eine ideale gerade Bewegung in Richtung der Schiene bei keinen Gleisfahrzeugen und damit auch nicht bei Kranen auftritt. Dadurch entstehen Schräglaufrkräfte quer zur Fahrbahn. Die realen Vorgänge sind bei strenger Betrachtung sehr kompliziert. Die Regelungen zum Spurführungsproblems in DIN 15018 [228] gehen auf die Arbeiten [241], [242], [243], [244] zurück und beruhen auf der für Gleisfahrzeuge entwickelten Grundlagen der Spurführungsmechanik.

### Überlagerung

Alle vertikalen Einwirkungen eines Kranes (Radlasten) gelten in DIN 4132 [227] zusammen als eine veränderliche Last. Falls eine Kranbahn von mehreren Kranen befahren wird sind ergän-



zende Regelungen zu beachten. Horizontale Einwirkungen gelten stets als weitere veränderliche Einwirkungen, außer die Massenkräfte treten immer an derselben Stelle auf. Die mögliche Überlagerung von Seitenlasten aus Massenkraft und Schräglauf ist in DIN 4132 [227] durch eine Erhöhung der Seitenlasten aus Schräglauf um 10% zu berücksichtigen.

### **Ermüdungslasten**

Der Betriebsfestigkeitsnachweis für Kranbahnen erfolgt in DIN 4132 [227] in Übereinstimmung mit den Regelungen aus DIN 15018 [228]. Der auf der Kranbahn betriebene Kran wird dabei in eine von 6 Beanspruchungsgruppen (B1 bis B6) zur Erfassung der Spannungsspiele und Spannungskollektive eingestuft. Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird für die Lasten im Lastfall H (Hauptlasten, i.d.R. nur vertikale Radlasten) geführt. Basierend auf normierten *Wöhlerlinien* und definierten Beanspruchungskollektiven werden unter Anwendung der Schadensakkumulationshypothese nach *Palmgren-Miner* zugehörige Beanspruchbarkeiten ermittelt. Nach DIN 4132 [227] erfolgt dies unter Verwendung von Oberspannungen, die in Abhängigkeit der Beanspruchungsgruppe (B1-B6) und dem betreffenden Kerbfall (W0-W2, K0-K4) zulässigen Betriebsspannungen zu  $\sigma_{Be}$  gegenübergestellt werden.

### **13.2.5 Zwischenlösungen DIN ENV 1991-5 bzw. DIN 1055-10**

#### **Allgemeines**

Im Rahmen der Entwicklung von neuen europäischer Regelwerke wurden sowohl für Krankonstruktionen als auch für Kranbahnträger neue europäische Regelungen entwickelt. Für die Bemessung von Krankonstruktionen (maschinenbauliche Anlage) wurde als Normenentwurf die prEN 13001 als zukünftiger Ersatz für die bis dahin gültige DIN 15018 [228] ausgearbeitet. Im Baubereich wurde für die Bemessung von Kranbahnträgern im Rahmen des Eurocodeprogramms die Vornorm ENV 1993-6 entwickelt. Die resultierenden Einwirkungen aus Kranbetrieb waren dabei nicht mehr wie in der bisherigen DIN 4132 [227] in der Bemessungsnorm, sondern in einer separaten Norm, der ENV 1991-5 (der heutigen EN 1991-3) enthalten. Da Kranbahnträger eine Schnittstelle zwischen Krankonstruktion und Bauwerk darstellen und um den Austausch von Daten zwischen diesen beiden Tragwerken zu erleichtern, basierten die Einwirkungen aus Kranbetrieb in ENV 1991-5 [232] auf der für Entwurf und Bemessung von Krankonstruktionen gültigen prEN 13001. In Ergänzung waren in der Einwirkungsnorm ENV 1991-5 [232] erstmals auch ergänzende Regelungen zu Maschinen enthalten.

In Anbetracht der damals unbekanntem Zeit bis zur Anwendbarkeit der Normenreihe ENV 1991 erfolgte eine Überarbeitung der Normenreihe DIN 1055, mit dem Ziel, für den Anwender bauaufsichtlich eingeführte Regelungen nach dem neuen Bemessungskonzept in Vorgriff auf die europäischen Regelungen auch für die Einwirkungen zu erhalten. Für die Einwirkungen für Kranbahnträger wurde die DIN 1055-10 [233] veröffentlicht. Aufbau und Regelungen von DIN 1055-10 [233] waren praktisch identisch zu denen von ENV 1991-5 [232].

#### **Einstufung Krane**

Die Krane können in ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] in Hubklassen (H1 bis H4) zur Ermittlung eines dynamischen Erhöhungsfaktors (Schwingbeiwerts) und in Beanspruchungsgruppen (S0 bis S9) zur Erfassung der Spannungsspiele und Spannungskollektive für die Betriebsfestigkeitsnachweise eingeteilt werden. Eine vereinfachte Einstufung von Kranen in Abhängigkeit der Nutzung ist ebenfalls, allerdings nur informativ, gegeben.

#### **Einwirkungen allgemein**

In ähnlicher Weise wie in DIN 4132 [227] werden in ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] vertikale Verkehrslasten (Radlasten aus ständiger Last und Hublast), Lasten quer und längs zur Fahrbahn (horizontale Einwirkungen) sowie außergewöhnliche Einwirkungen (Kippen, Anprall) unterteilt.

Die in in ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] enthaltenen Regelungen zur Berechnung der horizontalen Einwirkungen aus Kranbetrieb entsprechen grundsätzlich denen aus DIN 4132 [227] bzw. DIN 15018 [228].

Auch nach ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] sind zur Bemessung von Kranbahnträgern und deren Unterkonstruktionen die Größe der Einwirkungen aus dem Kranbetrieb in der Regel vom Bauherrn bzw. Kranhersteller anzugeben. Entgegen zur DIN 4132 [227] wird allerdings nicht auf die Regelungen der Krannorm verwiesen, sondern die Regelungen sind im Detail in der Norm selbst aufgeführt, so dass die Norm im Umfang deutlich zugenommen hat.

### Überlagerung bzw. Lastgruppen

ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] klassifiziert die Einwirkungen aus Kranbetrieb in veränderliche und außergewöhnliche Einwirkungen. Die veränderlichen Einwirkungen werden in veränderliche vertikale Einwirkungen, den Radlasten aus dem Eigengewicht und der Hublast des Krans, sowie in veränderliche horizontale Einwirkungen aus Massen- und Schräglaufkräften entsprechend DIN 4132 [227] unterteilt.

Das gleichzeitige Auftreten von einzelnen Kranlastanteilen wird nach ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] durch die Bildung von Lastgruppen berücksichtigt, siehe Bild 13.3 unten. Die einzelnen Kranlastanteile sind dabei mit den für die jeweilige Einwirkung zugeordneten dynamischen Vergrößerungsfaktor (Schwingbeiwert) zu multiplizieren.

**Tabelle 2 — Zuordnung von Lastgruppen und dynamischen Vergrößerungsfaktoren, die als einzige charakteristische Einwirkung anzusehen sind**

1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Einwirkungen		Symbol	Abschnitt	GZT <sup>a</sup>									GZG <sup>b</sup>	Außergewöhnlich
1	Eigengewicht des Krans	$Q_c$	5.6	$\varphi_1$	$\varphi_1$	1	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	1	$\varphi_1$	1	1	
2	Hublast	$Q_h$	5.6	$\varphi_2$	$\varphi_3$	–	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\eta^c$	–	1	1	
3	Beschleunigung der Kranbrücke	$H_L, H_T$	5.7	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	–	–	–	$\varphi_5$	–	–	
4	Schräglauf der Kranbrücke	$H_s$	5.7	–	–	–	–	1	–	–	–	–	–	
5	Beschleunigen oder Bremsen der Laufkatze oder Lastaufnahmemittel	$H_{T,3}$	5.7	–	–	–	–	–	1	–	–	–	–	
6	Wind bei Betrieb	$F_w$	Anhang A	1	1	1	1	1	–	–	1	–	–	
7	Prüflast	$Q_T$	5.10	–	–	–	–	–	–	–	$\varphi_6$	–	–	
8	Pufferkraft	$H_B$	5.11	–	–	–	–	–	–	–	–	$\varphi_7$	–	
9	Kippkraft	$H_{T,A}$	5.11	–	–	–	–	–	–	–	–	–	1	

<sup>a</sup> GZT — Grenzzustand der Tragfähigkeit  
<sup>b</sup> GZG — Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  
<sup>c</sup>  $\eta$  ist der Anteil der Hublast, der nach Entfernem der Nutzlast verbleibt, jedoch nicht im Eigengewicht des Krans enthalten ist.

**Bild 13.3** Lastgruppen und dynamische Vergrößerungsfaktoren, Auszug aus DIN 1055-10 [233], Tabelle 2,

Die Einteilung der Lastgruppen erfolgt in Anlehnung an die Krannorm prEN 13001, um eine Übergabe von Lasten zwischen den Normen zu erleichtern. Jede dieser Lastgruppen ist dabei als eine einzige charakteristische Kraneinwirkung anzusehen. Bei der Einteilung der Lastgrup-



pen wurde vorausgesetzt, dass zum jeweiligen Bemessungszeitpunkt nur eine horizontale Einwirkung pro Kran zu berücksichtigen ist.

Werden die Lastgruppen mit ihren dynamischen Vergrößerungsfaktoren näher betrachtet, ist ersichtlich, dass im Regelfall bei der Berechnung von gewöhnlichen Kranbahnträgern die Lastgruppen 1 (Spalte 4) und 5 (Spalte 8) für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) bemessungsmaßgebend werden. Ein Hinweis hierfür ist in ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] nicht enthalten. Die Norm ist daher deutlich unübersichtlicher für den Anwender als die bisherige DIN 4132 [224]. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) ist nur die Lastgruppe in Spalte 11 für die Prüflast angegeben. Weitere Regelungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG), insbesondere die Kombination von vertikalen und horizontalen Kranlasten sind nicht enthalten.

### **Schwingbeiwerte bzw. dynamische Vergrößerungsfaktoren**

Für jede Kraneinwirkung sind in ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] separate dynamische Vergrößerungsfaktoren (Schwingbeiwerte) zugeordnet. Angaben zur Größe der jeweiligen dynamischen Vergrößerungsfaktoren finden sich in dem jeweiligen Kapitel zur Einwirkungsermittlung. Die Norm wirkt daher stark verzerrt und unübersichtlich.

Für den Nachweis von Unterstützungen und Aufhängungen war nach ENV 1991-5 [232] keine Abminderung der dynamischen Vergrößerungsfaktoren (Schwingbeiwerte) möglich. Ein Hinweis, dass dynamische Vergrößerungsfaktoren (Schwingbeiwerte) für den Nachweis von Gründungen vernachlässigt werden können war in ENV 1991-5 [232] ebenfalls nicht enthalten. Regelungen zur Abminderung der dynamischen Vergrößerungsfaktoren (Schwingbeiwerte) bei gleichzeitigen Wirken mehrerer Krane fehlten ebenfalls. Die Regelungen aus DIN 4132 [227] wurden hierzu allerdings dann im deutschen NAD zu ENV 1993-6 übernommen.

### **Betriebsfestigkeit**

Mit der Einführung der neuen europäischen Normen ist in Zukunft der Ermüdungsnachweis von Kranbahnträgern nach Eurocode 3 Teil 6 (Kranbahnen) in Verbindung mit dem die betreffenden Regeln des Stahlbau nach Eurocode 3 Teil 1-1 und für Ermüdung nach Eurocode 3 Teil 1-9 zu führen.

Die in DIN 4132 [227] enthaltenen Beanspruchungsgruppen B1 bis B6 werden in ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] durch insgesamt zehn Beanspruchungsgruppen  $S_0$  bis  $S_9$  ersetzt. Die Einstufung der Krane in die Klassen  $S_0$  bis  $S_9$  berücksichtigt zum einen das Lastkollektiv, beschrieben durch den Lastkollektivbeiwert  $k_Q$ , sowie die während der Nutzungsdauer zu erwartende Gesamtzahl an Arbeitsspielen  $C$ . Die Beanspruchungsgruppe nimmt zu, wenn entweder das Lastkollektiv völliger wird ( $k_Q$  wird größer) oder die Gesamtzahl der Arbeitsspiele  $C$  zunimmt.

Die  $\lambda$ -Beiwerte für die Ermittlung der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreiten sind in ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] angegeben. Bei der Bestimmung der  $\lambda$ -Beiwerte sind genormte Last- bzw. Spannungskollektive mit einer *Gauß*-Normalverteilung der Lasteinwirkungen, die *Miner*-Regel und die Ermüdungsfestigkeitskurven mit einer Neigung von  $m = 3$  für Längsspannungen und  $m = 5$  für Schubspannungen verwendet worden.

### **Einwirkungen aus Maschinen**

In Ergänzung zu den Einwirkungen für Kranbahne sind in der Einwirkungsnorm ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] erstmals auch ergänzende Regelungen zu Maschinen enthalten. Die Ausführungen hierfür sind sehr allgemein und lehrbuchhaft. Für den Anwender in der Praxis ist nur eine sehr beschränkte Anwendbarkeit gegeben.

#### **13.2.6 Neufassung DIN EN 1991-3**

Maßgebliche Änderung sind bei der Überarbeitung der ENV 1993-1-5 [232] in die DIN EN 1991-3 [223] nicht vorgenommen werden. Die detaillierten Erläuterungen zu DIN EN 1991-3 können

daher dem vorangegangenen Abschnitt zu ENV 1991-5 [232] bzw. DIN 1055-10 [233] entnommen werden.

Es sind allerdings im deutschen NA [226] zu EN 1993-6 [225] ergänzende Regelungen als NCIs enthalten, die eigentlich DIN EN 1991-3 [223] betreffen. Hierbei handelt es sich um Regelungen zur möglichen Abminderung von Schwingbeiwerten für Unterstützungen, Aufhängungen und Gründungen sowie bei gleichzeitigen Wirken mehrerer Krane. Die Regelungen entsprechen grundsätzlich den Regelungen aus DIN 4132 [227]. In Ergänzung sind noch Regelungen zum Lastansatz in der Bemessungssituation Erdbeben betreffend DIN EN 1991-3 [223] enthalten sowie eine Erweiterung der Lastfallgruppen im GZG gegeben.

## **13.3 Diagnose und Therapie**

### **13.3.1 Allgemeines**

Speziell in DIN EN 1991-3 [223] stellt sich für den Betrachter die Frage, woher die Aufblähung auf 46 Seiten im Vergleich zu ca. 4 Seiten für die Einwirkungen in der bisherigem Kranbahnnorm DIN 4132 [227] kommt. Insbesondere bei den zu untersuchenden Lastfallgruppen bei den Einwirkungen aus Hebezeugen und Krane auf Kranbahnträger sollten mindestens Empfehlungen für die maßgebenden Lastfallgruppen für Standardkrane angegeben werden oder einzelne unnötige Lastgruppen sogar ganz gestrichen werden, damit der Aufwand bei der Anwendung von DIN EN 1991-3 [223] und damit bei der Bemessung von Kranbahnen deutlich reduziert werden kann. Im Weiteren werden in der Praxis die Einwirkungen aus Krane bei der Ausführungsplanung üblicherweise vom Bauherrn bzw. vom Kranhersteller im Detail angegeben. Die Regelungen zur detaillierten Ermittlung von Kranlasten sind daher im Regelfall nur in Ausnahmefällen z.B. zur Vorbemessung einer Kranbahn erforderlich. Um die Überschaubarkeit der Norm deutlich zu verbessern, sollten daher die Regelungen, welche den Regelungen der Schwesternorm für Krane EN 13001-1 [229] und EN 13001-2 [230] entsprechen und nur in Ausnahmefällen vom Anwender zu ermitteln sind, in den Anhang gelegt werden. Es besteht dadurch die Möglichkeit die Norm deutlich zu straffen, insbesondere von zahlreichen Lehrbuchpassagen und von Wiederholungen zu befreien und so sicher zu gestalten und für den Anwender überschaubarer zu machen.

### **13.3.2 Zum Vorwort der DIN EN 1991-3: 2010-12**

Das Vorwort ist in allen Eurocodeteilen gleich. Es sollte daher in der Einzelnorm auf wesentliche Teile gekürzt werden und im Wesentlichen auf die Grundnorm verwiesen werden.

### **13.3.3 Methoden zur Ermittlung der Lasten aus Kranen und Hebezeugen**

Im Kap. 2 der Norm werden Verfahren zur Ermittlung der veränderlichen vertikalen und horizontalen Lasten aus Kranen und Hebezeugen aufgeführt, sowie Anhaltswerte für dynamische Faktoren angegeben. Die Verfahren stehen im Einklang mit der EN 13001-1 [229] und EN 13001-2 [230] und nehmen einen erheblichen Einfluss auf den Umfang des Dokumentes.

Wie bereits zuvor im Einzelnen erwähnt, dürfen für das Einzelprojekt genaue Daten des Kranherstellers verwendet werden, was in der täglichen Baupraxis die übliche Vorgehensweise ist. Da die aufgeführten Verfahren zur Ermittlung der Kranlasten in der Praxis nur selten Anwendung finden, sollten diese als eine Alternative für Ausnahmefälle z.B. zur Vorbemessung von Kranbahnen behandelt werden. Zur übersichtlichen Darstellung sollten die detaillierten Berechnungsverfahren daher in einen separaten informativen Anhang der Norm untergebracht werden.

### **13.3.4 Lastgruppen**

Die Tabelle 2.2 in DIN EN 1991-3 gibt eine Übersicht über die zu berücksichtigenden Lastfallgruppen.

Ferner ist anzumerken, dass die Tabelle 2.2 nur Lastfallgruppen für ULS, die Prüflast und Au-  
ßergewöhnliche Einwirkungen enthält. Aus Sicht des Verfassers, sollte die Tabelle um weitere  
Lastfallgruppen für SLS entsprechend der NCI Regelung aus dem deutschen NA [226] zu  
EN 1993-6 [225] sowie für FLS (Ermüdungsnachweis) konsequenterweise erweitert werden.

Eine Untersuchung der Lastgruppen 2, 4 und 7 ist aus Sicht des Verfassers i.d.R. für Standard-  
krane nicht erforderlich. Vielmehr werden für Standardkrane im Regelfall die Lastgruppen 1 und  
5 für die Bemessung der Kranbahn maßgebend. Diese Anmerkung sollte zur Erleichterung bei  
der Anwendung mit aufgenommen werden.

### **13.3.5 Schwingbeiwerte bzw. dynamische Vergrößerungsfaktoren**

Die dynamischen Vergrößerungsfaktoren (Schwingbeiwerte) sollten im Regelfall vom Kranher-  
steller angegeben werden. Die detaillierten Regelungen zur Bestimmung der dynamischen Ver-  
größerungsfaktoren (Schwingbeiwerte) sollten daher nur zur alternativen Ermittlung in Ausnah-  
mefällen, z.B. zur Vorbemessung von Kranbahnen, informativ in den Anhang gestellt werden.  
Grundsätzlich wäre hier eine deutliche Vereinfachung bei der Ermittlung der dynamischen Ver-  
größerungsfaktoren (Schwingbeiwerte) entsprechend der einfachen Tabelle aus DIN 4132 [227]  
mit jeweils nur einem Wert pro Hubklasse für alle vertikalen Lastwerte zur einfacheren prakti-  
schen Anwendung empfehlenswert.

Um eine einfache Anwendbarkeit der Normen zu ermöglichen sind auch die NCI-Regelungen  
aus dem deutschen NA [226] zu EN 1993-6 [225], die eigentlich DIN EN 1991-3 [223] betreffen,  
in DIN EN 1991-3 [223] zu integrieren. Hierbei handelt es sich um Regelungen zur möglichen  
Abminderung von Schwingbeiwerten für Unterstützungen, Aufhängungen und Gründungen so-  
wie bei gleichzeitigen Wirken mehrerer Krane.

### **13.3.6 Einwirkungen aus Maschinen**

Das Kapitel Einwirkungen aus Maschinen ist sehr lehrbuchhaft. In der Baupraxis ist es üblich,  
dass im Regelfall Einwirkungen von Maschinen vom Bauherrn oder Maschinenhersteller über-  
geben werden. Das Kapitel sollte daher ganz gestrichen werden oder auf wesentliche Inhalte  
gekürzt werden, in denen die erforderlichen Einwirkungsangaben des Maschinenherstellers  
definiert sind.

### **13.3.7 Anhang A – Ergänzende Regeln zur EN 1990**

Es ist sinnvoll die ergänzenden Regeln zur EN 1990 für Kranbahnträger im Anhang zu belassen  
und nicht in EN 1990 zu verschieben, da die Regelungen für Kranbahnträger dann für den An-  
wender kompakt zusammen bleiben.

Es sollten allerdings die ergänzende NCI-Regelung zum Lastansatz in der Bemessungssituati-  
on Erdbeben, die in dem deutschen NA [226] zu EN 1993-6 [225] enthalten ist, aufgenommen  
werden.

In Ergänzung ist noch bei der Kombination von Hublasten mit Windeinwirkungen zu konkretisie-  
ren, dass es sich bei der Windgeschwindigkeit von 20 m/s um die mittlere Böengeschwindigkeit  
handelt.

## **13.4 Überarbeiteter Normentwurf zu EN 1991-3**

Der überarbeitete und neustrukturierte Normentwurf zu EN 1991-3 liegt als Therapievorschlag  
in Dokument [248] vor.

## **13.5 Zusammenfassung und Ausblick**

Im Rahmen der vorliegenden Analyse von EN 1991-3 [223] wurde festgestellt, dass die eigentli-  
chen Regelungen zur Ermittlung von Einwirkungen von Kranen zur Bemessung von Kranbah-  
nen im Vergleich zur Vorgängernorm DIN 4132 [227] im Wesentlichen unverändert geblieben

sind. Lediglich die Einführung von Lastfallgruppen und von einzelnen dynamischen Vergrößerungsfaktoren (Schwingbeiwerte) für jede Einwirkungsursache entsprechend EN 13001 [230] sind Neuerungen, welche die Bemessung von Kranbahnen bei der Anwendung deutlich aufwändiger machen. Im Weiteren sind in EN 1991-3 [223] entgegen der Vorgängernorm alle Regelungen zur Ermittlung von Kraneinwirkungen im Einzelnen angegeben, obwohl üblicherweise wie bisher die Einwirkungen vom Kranhersteller für die Bemessung von Kranbahnen zu übergeben sind. Es besteht daher die Möglichkeit die Norm EN 1991-3 [223] durch zusätzliche Hinweise und durch eine Neustrukturierung sowie Streichung von lehrbuchartigen Abschnitten für den Anwender übersichtlicher und damit einfacher anwendbar zu machen. Ein Vorschlag für einen derartigen überarbeiteten Normenentwurf liegt dem Forschungsbericht [248] bei.

## **14 Eurocode 1: Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter**

### **14.1 Einführung**

Die DIN EN 1991-4 befasst sich mit den speziellen Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter. Mit insgesamt 120 Seiten ist das Regelwerk relativ umfangreich, wobei die Regeln für Flüssigkeitsbehälter lediglich einen vernachlässigbaren Anteil einnehmen.

Das Regelwerk enthält eine Vielzahl von unterschiedlichen Regeln für unterschiedliche Randbedingungen, die das Regelwerk sehr unübersichtlich erscheinen lassen. Die praktische Erfahrung in der Anwendung des Regelwerkes zeigt, dass vom Neuanwender dadurch Maßgebliches sehr gerne überlesen wird. DIN EN 1991-4 lässt sich sehr viel anwenderfreundlicher gestalten, indem die vielen Regelungen strukturiert und teilweise zusammengefasst werden.

Ausführliche Darstellungen und Erläuterungen mit den zum Verständnis der Regeln erforderlichen Hintergrundinformationen sind im Forschungsbericht [249] und teilweise auch bereits im Zwischenbericht [250] enthalten. Zahlreiche Vergleichsberechnungen in [249] bilden den diagnostischen Hintergrund für den Therapieversuch, der in [249] in Form eines neuen Normentextes vorgeschlagen wird. Im Folgenden werden die grundlegenden Gedanken zur Anamnese, Diagnose und Therapie zusammengefasst.

### **14.2 Anamnese**

#### **14.2.1 Allgemeines**

In der Anamnese wird auf die Entwicklung, Gliederung und Gliederung des Regelwerkes sowie auf die Regelungen in einigen nationalen Anhängen eingegangen.

#### **14.2.2 Regelung in DIN EN 1991-4:2006, DIN EN 1991-4/NA, DIN 1055-6 sowie Vornormen**

Die Vorversion zum heutigen europäischen Normentwurfes zu den Silolasten ENV 1991-4 musste innerhalb kürzester Zeit entwickelt werden, weil das entsprechende Mandat zu dieser Aufgabe im Vergleich zu den anderen Regelwerken sehr spät erteilt wurde. In Deutschland gab es zunächst starke Tendenzen, den europäischen Weg nicht mitzugehen, um an den „bewährten“ Regelungen der DIN 1055-6:1987 [251] festzuhalten [252], [253].

Im Zuge der Überführung der ENV 1991-4 [254] in den Status EN 1991-4 [255] wurden die Inhalte umfassend überarbeitet und erweitert, weil nach Auffassung des damaligen Projektteams der seinerzeit unter großem Zeitdruck erarbeitete Entwurf nur einen eng begrenzten Anwendungsbereich aufwies und sich darüber hinaus Lastannahmen ergaben, die z.T. deutlich von dem anerkannten Lastniveau der DIN 1055-6:1987-05 abwichen. Aufbauend auf die neuen europäischen Aktivitäten entschloss sich der NABau Arbeitsausschuss 00.02.00 „Einwirkungen auf Bauten“ 2004, den damals neu zu bearbeitenden und auf das neue Sicherheitskonzept anzupassenden Teil 6 der DIN 1055 auf die überarbeiteten EN 1991-4 abzustimmen. So stellt die im März 2005 als Weißdruck erschienene DIN 1055-6 zwar auf den ersten Blick die Übersetzung des in Europa mittlerweile ratifizierten europäischen Normentwurfes EN 1991-4 dar, der Inhalt ist jedoch in den wesentlichen Punkten im Vorfeld von deutscher Seite mitgestaltet und mit dem deutschen Normenausschuss abgestimmt.

Die zuletzt gültige DIN 1055-6:2005 mit Ber1: 2006 [256] war hinsichtlich der Regelungen und sogar im Wortlaut nahezu identisch mit DIN EN 1991-4:2006. Unterschiede bestanden lediglich in den nach Februar 2005 im Eurocode nachträglich eingeführte kleinere Änderungen und in den über die Berichtigung Ber1 eingeführten modifizierten Regeln bei der Entleerung mit großen Exzentrizitäten.

DIN EN 1991-4:2006 enthält nur eine geringe Anzahl von nationalen Wahlmöglichkeiten. Im DIN EN 1991-4/NA wurden alle vorgeschlagenen Werte aus DIN EN 1991-4 übernommen.



### 14.2.3 Gliederung und Umfang von DIN EN 1991-4:2006

Die DIN EN 1991-4 [255] gliedert sich in sieben Hauptabschnitte: 1. Allgemeines mit Anwendungsbereich, den Normative Verweisen, Erläuterung der Begriffe und Formelzeichen, 2. Darstellung und Klassifikation der Einwirkungen, 3. Bemessungssituationen, 4. Schüttgutkennwerte, 5. Lasten auf vertikale Silowände, 6. Lasten auf Silotrichter und Siloböden und 7. Lasten auf Flüssigkeitsbehälter.

In acht Anhängen (A bis H) sind Angaben zu den Teilsicherheitsfaktoren und Kombinationsbeiwerten für Silos und Flüssigkeitsbehälter, zur Messung und Abschätzung von Schüttgutkennwerten für die Ermittlung von Silolasten, Angaben zur Bestimmung der zur Ermittlung der Lasten zugrunde zu legenden Fließprofile, alternative Regeln zur Ermittlung von Trichterlasten und Regeln zu den Einwirkungen infolge von Staubexplosionen gegeben.

### 14.2.4 Inhaltliche Zusammenfassung von DIN EN1991-4

#### 14.2.4.1 Anwendungsbereich

Der Anwendungsbereich unterliegt wie die Vorgängernormen gewissen geometrischen Grenzen, die den bisherigen Erfahrungsbereich für den Bau von Silozellen darstellen. Diese Grenzen waren z.B. in der international weit anerkannten DIN 1055-6:1987 über das Verhältnis zwischen Vertikallasten und Schüttgutwichte beschrieben. In der neuen Fassung werden dagegen reine geometrische Grenzabmessungen angegeben ( $h_b/d_c \leq 10$ ,  $h_b < 100$  m,  $d_c < 60$  m).

Während in [251] die Anwendbarkeit der angegebenen Silolasten auf das Verhältnis von Höhe ( $h_c$ ) zu Durchmesser ( $d_c$ ) ab  $h_c/d_c = 0,8$  beschränkt war, gibt es in der neuen Fassung im Prinzip keine Beschränkung der Siloschlankheit nach unten. Bei kleineren und mittleren Schlankheiten  $0,4 < h_c/d_c < 2$  sind jedoch andere Lastansätze zu verwenden als für schlanke Silozellen. Außerdem wurden zusätzlich die Lasten auf Flüssigkeitsbehälter in die neue Fassung mitaufgenommen.

Auswirkungen von dynamischen Phänomenen, die u.U. beim Entleeren von Silos auftreten können, sind im Anwendungsbereich explizit ausgeschlossen, wie auch Lasten auf oder infolge von Einbauten, Entleerungshilfen oder sonstigen speziellen Querschnittseinengungen.

#### 14.2.4.2 Bemessungssituationen, Klassifikation der Einwirkungen

In den ersten Abschnitten werden unterschiedliche Einwirkungen auf Silos (symmetrische, ungleichförmige Lasten, Füllen, Entleeren etc.) und Flüssigkeitsbehälter (symmetrischer Flüssigkeitsdruck) dargestellt und klassifiziert sowie die zu berücksichtigenden Einflüsse der unterschiedlichen Bemessungssituationen (Fließprofile, Schüttgut, Konstruktionsform, Betriebsbedingungen) erläutert.

In Abhängigkeit von dem Fassungsvermögen und der Exzentrizität beim Entleeren werden drei Anforderungsklassen (AAC1, AAC2, AAC3) definiert. Für diese Anforderungsklassen werden unterschiedlich differenzierte bzw. vereinfachte Lastansätze zur Verfügung gestellt.

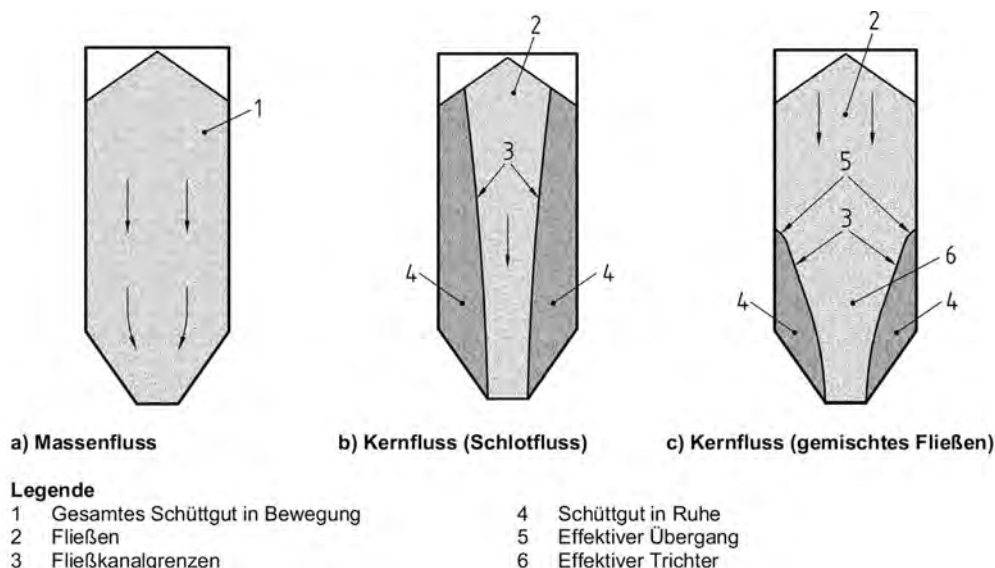
Der Ermittlung der Einwirkungen sind folgende Bemessungssituationen zugrunde zu legen:

Maximale Horizontallasten	Ringzugkräfte
Maximale aufsummierte Wandreibungslasten	Axialbeulen, Bemessung von Steifen
Maximale Vertikallasten (Trichterlasten)	Bemessung von Boden und Trichter
Entleerung mit großen Exzentrizitäten	a) Biegung mit Querkraft sowie Zugnormalkräfte b) Beulen bei ungleichförmiger Bettung bzw. Belastung

Die Ermittlung der Lasten für die jeweilige Bemessungssituation muss immer für eine bestimmte Kombination von zusammengehörigen Schüttgutkennwerten – Wandreibungskoeffizient  $\mu$ , Ho-



Horizontallastbeiwert  $K$ , innerer Reibungswinkel  $\varphi_i$  – erfolgen. Damit ist jeder Bemessungssituation eine spezielle, definierte Schüttgutbeschaffenheit zugeordnet. Da die maßgeblichen Schüttgutkennwerte Streuungen unterworfen sind, die Größenordnungen dieser Kennwerte die entsprechenden Lasten der Bemessungssituationen unterschiedlich beeinflussen, wird in der Tabelle 3.1, DIN EN 1991-4 eine Zuordnung der maßgeblichen Kennwerte für die unterschiedlichen Lastfälle gegeben.



**Bild 14.1** Fließprofile nach Bild 2, DIN EN 1991-4 [255]

Unter dem Abschnitt Bemessungssituationen werden Hinweise gegeben, die bei der Anwendung des Regelwerkes aus den verschiedenen möglichen geometrischen Ausbildungen der Silogeometrien und den daraus resultierenden unterschiedlichen Fließprofilen und Lastbedingungen oder aus speziellen Konstruktionsformen von Silos zu bedenken sind, ohne dass in jedem Unterfall hierfür explizite Regeln in Form von Lastansätze abgeleitet werden können bzw. für diese Situation im Rahmen von den Lastermittlungen unter Abschnitt 5 bzw. Abschnitt 6 des Regelwerkes Lastansätze oder Lasterhöhungsfaktoren angegeben werden oder die Situation über die dortigen Ansätze abgedeckt sind.

Die Einwirkungen hängen wesentlich von den sich einstellenden Fließsituationen des Schüttgutes beim Entleeren ab. Bei der Entnahme des Schüttgutes aus einem Silo bilden sich über Entleerungsöffnungen im Siloboden oder über einen Entnahmetrichter unterschiedliche Fließzonen aus. Es hängt sehr stark von den Schüttguteigenschaften und der Ausgestaltung der Siloform und Geometrie ab, ob entweder das gesamte gelagerte Schüttgut in Bewegung gerät oder nur Teilbereiche. Im ersten Fall spricht man vom Massenfluss, im zweiten von Kernfluss (siehe Bild 14.1). Die grundlegenden unterschiedlichen Fließformen und Einflüsse sowie die Auswirkungen auf die Lasten werden dargestellt (Näheres siehe [249], [250]).

#### 14.2.4.3 Schüttgutkennwerte

Die Bedeutung der Schüttgutkennwerte für die Ermittlung der für die unterschiedlichen Bemessungssituationen zu betrachtenden Einwirkungen in Silos spiegelt sich in den vielen Seiten des Regelwerkes wieder, die sich mit der Ermittlung der Kennwerte befassen.

Schüttgüter weisen unterschiedlich starke Streuungen in ihren Eigenschaften und somit auch in den die Lasten bestimmenden Kennwerten auf. Auch kleine Schwankungen wie beispielsweise deren Feuchtigkeiten können zu Änderungen der Kennwerte führen. Diese inhärenten Streuungen der Schüttgutkennwerte sind bei der Festlegung der bereitgestellten Tabellenwerte zu berücksichtigen, weil sich obere und untere Grenzwerte der Eigenschaften für die unterschiedli-

chen Bemessungssituationen zum Teil günstig oder aber auch ungünstig auswirken. Diese Auswirkungen der streuenden Schüttgutkennwerte sind nicht durch die üblichen Sicherheitsfaktoren im Rahmen der Sicherheitsphilosophie bei der Bemessung von Bauwerken abgedeckt. In der Tabelle E.1, DIN EN 1991-4 werden die Streuungen durch die Umrechnungsbeiwerte berücksichtigt. Die oberen (Index u für „upper“) und unteren (Index l für „lower“) charakteristischen Werte errechnen sich dann wie folgt:

Obere charakteristische Werte von  $X_u = X_m \cdot a_x$

Untere charakteristische Werte von  $X_l = X_m / a_x$

mit  $X = K, \mu, \phi_i$

Diese oberen und untere charakteristischen Werte werden in die Bestimmungsgleichungen für die Einwirkungsgrößen derart eingesetzt, dass sich daraus die für die jeweilig betrachtete Bemessungssituation die ungünstigsten Bemessungswerte der jeweiligen maßgeblichen Einwirkungen ergeben. Diese Kombinationen sind in Tabelle 3.1, DIN EN 1991-4 aufgelistet, sie ergeben sich aber auch folgerichtig aus den Zusammenhängen.

Die tabellierten Schüttgutkennwerte wurden nicht „neu“ bestimmt, somit nicht aus Versuchsreihen in Übereinstimmung mit den Prinzipien des Regelwerkes experimentell ermittelt. Vielmehr sind sie aus den bereits bekannten Kennwerten der DIN 1055-6:1987 aus ingenieurmäßigen Überlegungen (Details hierzu siehe [249], [257], [258]) abgeleitet worden. In DIN EN 1991-4, 4.2.2(3) wird für Silos der Anforderungsklasse AAC 3 mit Nachdruck empfohlen, die Schüttgutkennwerte über Versuche zu ermitteln. Es werden dabei die erforderlichen Prozeduren zur Ermittlung der Mittelwerte und Umrechnungsfaktoren der Kennwerte vorgegeben. Angaben zur Probenahme, Probenvorbereitungen, der zu verwendeten Prüfgeräte und Prozeduren bei der Versuchsdurchführung sind in einem 17 Seiten langen Anhang beschrieben.

#### 14.2.4.4 Lasten auf vertikale Silowände

Bei den Lastangaben auf die Silowände wird in Abhängigkeit von dem Verhältnis Zellenhöhe  $h_c$  zu Zellendurchmesser  $d_c$  grundsätzlich unterschieden zwischen:

- schlanke Silos mit  $2,0 \leq h_c/d_c$
- Silos mit mittlerer Schlankheit mit  $1,0 < h_c/d_c < 2,0$
- niedrige Silos mit  $0,4 < h_c/d_c \leq 1,0$
- Stützwandsilos mit  $h_c/d_c \leq 0,4$
- Silos für die Lagerung von Schüttgütern mit zwischen den Schüttgutpartikeln eingelagerter Luft.

Die Einwirkungen auf die Silowände infolge des Schüttgutes setzen sich grundsätzlich zusammen aus

- den rotationssymmetrischen Füll- und/oder Entleerungslasten,
- den Teilflächenlasten (Füllen und Entleeren) und
- eventuellen Lasten infolge Schlotflussbildung entlang der Silowand beim Entleeren mit großen Fließexzentrizitäten.

Die Einwirkungen der beiden ersten Bemessungssituationen sind beide gleichzeitig anzusetzen. Die Ansätze bei stark exzentrischer Entleerung sind als eine separate Einwirkung anzusetzen.

Weitere Angaben zu Einwirkungen auf die Silowände werden gegeben für:

- Silos mit Lufteinblasvorrichtungen zum vollen oder teilweisen Fluidisieren des Schüttgutes

- Silos mit Temperaturunterschieden zwischen eingelagertem Schüttgut und Silokonstruktionen
- Silos mit rechteckigem Siloquerschnitt.

Wie bereits angedeutet, können für die Silos der drei unterschiedlichen Anforderungsklassen unterschiedliche Lasten angesetzt werden. Die Lastvorgaben für Silos der Anforderungsklasse AAC 3 geben für die Silos des Anwendungsbereiches des Regelwerkes eine nach heutigem Wissen möglichst realistische, jedoch auf der sicheren Seite liegende Lastvorgabe für die unterschiedlichen Bemessungssituationen wieder. In den Anforderungsklassen AAC 1 und AAC 2 werden in vielen Fällen vereinfachende Regeln angegeben, die jedoch zu einer unwirtschaftlicheren Bemessung der Silozelle führen können. Für Silos dieser Anforderungsklasse können natürlich auch die genaueren Regeln der höheren Klassen angewendet werden. Es besteht jedoch Mischungsverbot zwischen den Bemessungsregeln der jeweiligen Anforderungsklassen. Das bedeutet, wird die Bemessung eines Silos statt in der eigentlichen Anforderungsklasse in einer höheren Anforderungsklasse durchgeführt, so ist dieses Verfahren konsequent auch für alle anderen zu untersuchenden unterschiedlichen Bemessungssituationen durchzuführen.

Grundlage des symmetrischen Lastanteils für schlanke Silos  $h_c/d_c > 2,0$  ist die Theorie von *Janssen* [259]. Diese Theorie wurde bereits 1895 entwickelt, stellt die klassische Silotheorie und bis heute die Grundlage der meisten internationalen Regelwerke zur Ermittlung der Lastannahmen in Silozellen dar. Auch die Ermittlung der Schüttguteinwirkungen in DIN EN 1991-4 basiert auf diesen Ansatz. Ausführliche Darstellungen mit Hintergrundinformationen siehe u.v.a. [249], [250], [258], [263] - [266].

Eine weitere Theorie zur Beschreibung der Silodrücke wurde von *Reimbert* [260] entwickelt. Grundlage dieser Theorie ist das aktive Spannungsverhältnis  $K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$  nach *Rankine* [261]. Hiermit wird die Situation im oberen Wandbereich realistischer erfasst. Für Silos mittlerer Schlankheit und niedrige Silos mit einem Verhältnis  $0,4 < h_c/d_c < 2,0$  wurde von *Rotter* [262] die Theorie von Reimbert modifiziert und weiter entwickelt. In diesem Ansatz wird das Horizontallastverhältnis nach Janssen verwendet und der Lastverlauf über die Schüttgutparameter Böschungswinkel, Horizontallastverhältnis, Wandreibung und den hydraulischen Radius gesteuert. In DIN EN 1991-4 werden die Einwirkungen auf Silos mit Schlankheiten  $0,4 < h_c/d_c < 2,0$  nach Rotters modifizierten Reimbert-Theorie berechnet.

Für die Stützwandsilos werden stark vereinfachte Lastansätze in Anlehnung an die Erddrucktheorie angegeben, auf die in diesem Beitrag nicht eingegangen wird.

Im Kapitel 5 „Lasten auf vertikale Silowände“ werden die Silozellen bemessungsrelevanten Angaben zur Ermittlung der Einwirkungen auf die vertikalen Silowände gemacht. Dazu werden für unterschiedliche Bemessungssituationen unterschiedliche Modifikationen der Einwirkungen vorgegeben. Insbesondere sind dies die Unterscheidung in Anforderungsklassen in Abhängigkeit von Fassungsvermögen der Silozellen, Exzentrizität der Entleerung, die Unterscheidung in der Siloschlankheit selbst, dem Verhältnis von Siloradius und Wanddicke oder die Unterscheidung zwischen den Lastfällen „Füllen“ und „Entleeren“. Die folgenden Abbildungen aus [249], [253], [263] geben über Flussdiagramme einen Überblick über die vielen Verzweigungsmöglichkeiten.

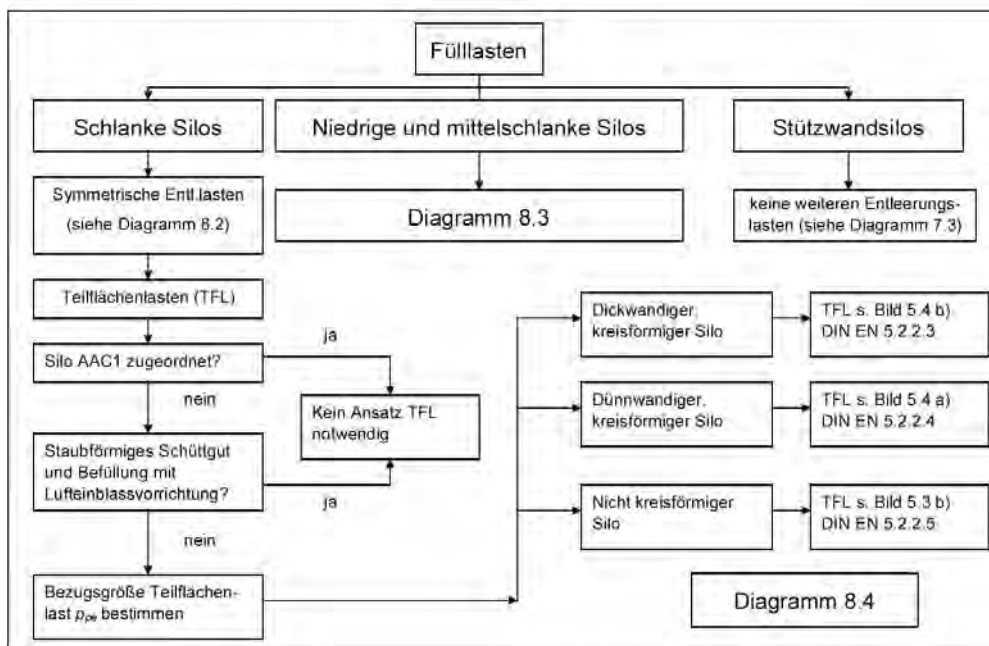
Im Forschungsbericht [249] sowie im Zwischenbericht [250] sind diese Verzweigungsmöglichkeiten in Form von Flussdiagrammen aufbereitet. Sie enthalten Verzweigungen zu:

- *Regelungen zu den Fülllasten allgemein*
- *Fülllasten für niedrige und mittelschlanke Silos*
- *Fülllasten Stützwandsilos*
- *Ersatzverfahren zum Ansatz der Teilflächenlasten für die Bemessungssituation Füllen*
- *Regelungen zu den symmetrischen Fülllasten*

- Entleerungslasten allgemein
- Symmetrische Entleerungslasten für schlanke Silos
- Nichtsymmetrische Entleerungslasten für schlanke, kreisförmige Silos
- Ersatz der nichtrotationssymmetrischen Teilflächenlasten durch Erhöhung der rotations-symmetrischen Entleerungslasten

Beispielhaft sind in Bild 14.2 die übergeordneten Fallunterscheidungen für die Fülllasten dargestellt.

**Bild 14.2** Diagramm - Fülllasten allgemein (siehe auch [249], [253], [263])



Über die Diagramme wird die Vielzahl der Verzweigungsmöglichkeiten mit spezifischen Regeln für die jeweils definierte Situation veranschaulicht.

#### 14.2.4.5 Boden- und Trichterlasten

Die Lasten auf Silotrichter und auf Siloböden werden in DIN EN 1991-4 unter Kapitel 6 geregelt. Die Regelungen entsprechen den Regeln der DIN 1055-6:2005.

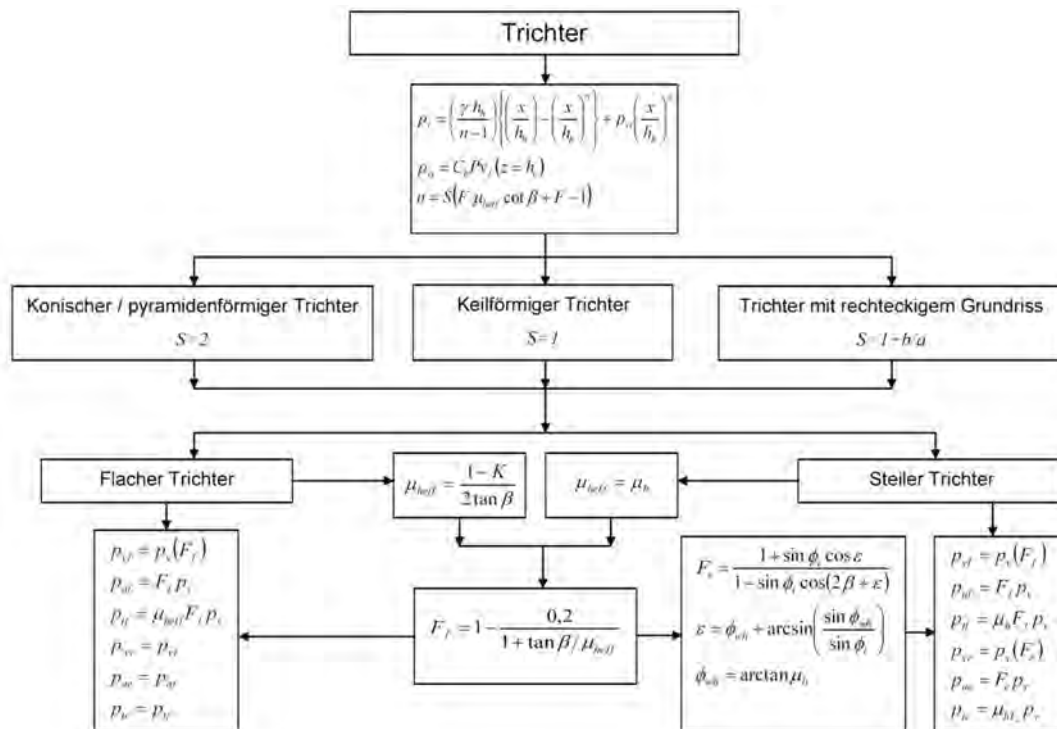
Die auf den Siloböden anzusetzenden maßgeblichen Drücke ergeben sich aus den entsprechenden Gleichungen der angewendeten Theorie nach Janssen (schlanke Silos) bzw. Reimbert (niedrige und mittelschlanke Silos) mit den in Tabelle 3.1, EN 1991-4 angegebenen Schüttgutparametern. Unter Umständen sind die Vertikallasten aus Schüttgut noch mit einem Lastvergrößerungsfaktor  $C_b$  zu multiplizieren, wenn das Schüttgut zu ungleichförmigen Fließen und daraus folgend zu dynamischen Phänomenen neigt.

Die Lasten auf Trichterwände von Silozellen setzen sich aus den Lastanteilen des im Trichter und des im vertikalen Siloschaft gelagerten Schüttgutes zusammen. Die Lastansätze im Hauptteil der Norm stellen eine geschlossene Lösung der Zustandsgleichungen im Trichter unter Bewahrung des Gleichgewichtes dar. Die Basisgleichung zur Bestimmung der Vertikallasten im Trichter lautet:

$$p_v = \left( \frac{\gamma h}{n-1} \right) \left\{ \left( \frac{x}{h} \right) - \left( \frac{x}{h} \right)^n \right\} + p_{vt} \left( \frac{x}{h} \right)^n$$

Die Variable  $x$  bezeichnet den Abstand von der gedachten Trichterspitze und  $h_h$  die Trichterhöhe. Der erste Teil der Gleichung resultiert aus dem im Trichter gelagerten Schüttgut, der zweite Teil berücksichtigt eine eventuelle Überschüttung  $p_{vft}$ . In Abhängigkeit von der Trichterneigung und den Schüttgutkennwerten wird zwischen flachem und steilem Trichter unterschieden. Die Ermittlung der Einwirkungen ist im Bild 14.3 zusammengefasst.

**Bild 14.3** Diagramm - Ermittlung der Trichterlasten nach DIN EN 1991-4 (siehe auch [249], [263], [265])



Wie in DIN 1055-6:2005 gibt es im Anhang G alternative Regeln, die mit Ausnahme von wenigen Modifikationen i.W. den Regeln der DIN 1055-6:1987 entsprechen.

### 14.2.5 Nationale Anwendungsdokumente

Im EN 1991-4 wurde an folgenden Stellen die Möglichkeit der Wahl von nationalen Parametern gegeben:

- 2.5 (5) Festlegung der Grenzen der Anforderungsklassen
- 3.6 (2) Zusätzliche Hinweise zur Behandlung der Staubexplosionsauswirkungen
- 5.2.4.3.1 (3) Festlegung der zu untersuchenden Fließkanalradien
- 5.4.1 (3) Verfahren zur Bestimmung des Horizontaldruckes bei Stützwandsilos
- 5.4.1 (4) Verfahren zur Bestimmung der aufsummierten Vertikallasten in den Wänden von Stützwandsilos
- A.4 (3) Werte für Kombinationsbeiwerte bei Silos
- B.2.14 (1) Einwirkungen von Katastrophenfällen bei Flüssigkeitsbehältern

Folgende Nationale Anwendungsdokumente standen zur Verfügung und wurden im Vergleich berücksichtigt: DIN EN 1991-4/NA: 2010-12, BS EN 1991-4/NA: 2006, NF EN 1991-4/NA: 2007, UNI EN 1991-4/NA: 2010-05-10, PN EN 1991.4/NA: 2010, CYS EN 1991-4/NA: 2006, ÖNORM B 1991-4:2008



In diesen Nationalen Anhängen sind nur wenige Änderungen gegenüber den vorgeschlagenen Regeln, Parameter und Kennwerten festzustellen. Die am weitesten gehenden Änderungen sind im britischen Regelwerk in den größeren zu untersuchenden Radien der exzentrischen Fließkanäle zu sehen und in den differenzierten Vorgaben bei den Lastfallkombinationen. Das französische Regelwerk gibt differenzierte Regeln bei den Stützwandsilos vor. Die nicht normativen Vorschläge in EN 1991-4 sind auch sehr auf der sicheren Seite.

## 14.3 Diagnose

### 14.3.1 Allgemeines

Im Forschungsbericht [249] sind umfangreiche Vergleichsberechnungen und ausführliche Erläuterungen zum Hintergrund der einzelnen Regeln der DIN EN 1991-4 enthalten.

Ein inhaltlicher Vergleich mit den Regeln der DIN 1055-6:2005 erübrigt sich, da beide Regelwerke nahezu identisch sind. Deshalb ist grundsätzlich der Vergleich mit der nächst älteren, noch auf dem alten Sicherheitskonzept basierenden DIN 1055-6:1987 sinnvoll. Ausnahme bilden die Regeln zur Entleerung mit großen Exzentrizitäten.

Bei einem wenig wissenschaftlich erscheinenden Vergleich der Seitenzahlen der beiden Regelwerke fällt sogleich auf, dass das Regelwerk DIN 1055-6:1987 einen Umfang von nur 6 DIN A4 Seiten aufweist, die DIN EN 1991-4 als deutsche Übersetzung von EN 1991-4 einen Gesamtumfang von 122 Seiten. Dieser Vergleich „hinkt“ natürlich, denn der redaktionelle Aufbau der Regelwerke ist nicht vergleichbar. Die für die tägliche Arbeit notwendigen Seiten des DIN EN 1991-4 lassen sich dadurch reduzieren.

Gegenüber der in Deutschland bis 2007 bauaufsichtlich eingeführten DIN 1055-6:1987 weisen DIN EN 1991-4 (und DIN 1055-6:2005) erhebliche Änderungen auf. Diese wurden bereits in mehreren Veröffentlichungen dargestellt und erläutert ([258], [263], [265], [266]). Als die am tiefsten greifenden Änderungen sind anzuführen:

- konsequente Berücksichtigung der Streuungen der Schüttgutkennwerte bei der Ermittlung der Schüttgutlasten
- Einführung der Schüttgutkennwerte als physikalische, über Messungen ermittelbare Kenngröße anstatt wie in der DIN 1055-6:1987 als eher phänomenologisch anhand von Messungen an Versuchsständen abgeleitete „integrale“ Schüttguteigenschaft
- Unterscheidung der Einwirkungen bei unterschiedlichen Siloschlankheiten mit separaten der jeweiligen Situation angemessenen Lastansätzen
- Einführung einer separaten Teilflächenlast für dünnwandige und rechteckige Silos
- Einführung eines neuen Lastansatzes für die Entleerung mit großen Exzentrizitäten
- Einführung von eigene Lastansätze für stark exzentrische Befüllung von niedrigen Silos
- Trichterlasten basierend auf einer konsistenten Theorie unter Berücksichtigung des Gleichgewichts anstatt phänomenologische Beschreibung über „umhüllendes“ Lastprofil (letztere „alte“ Regel weiterhin als alternative Regel im Anhang aufgeführt)
- Regeln zur Berücksichtigung der Bemessungssituation Staubexplosion
- Vorgaben zur Ermittlung/Bestimmung der Schüttgutkennwerte über Versuche und deren Auswertung

### 14.3.2 Vergleichsberechnungen und sonstige diagnostische Betrachtungen

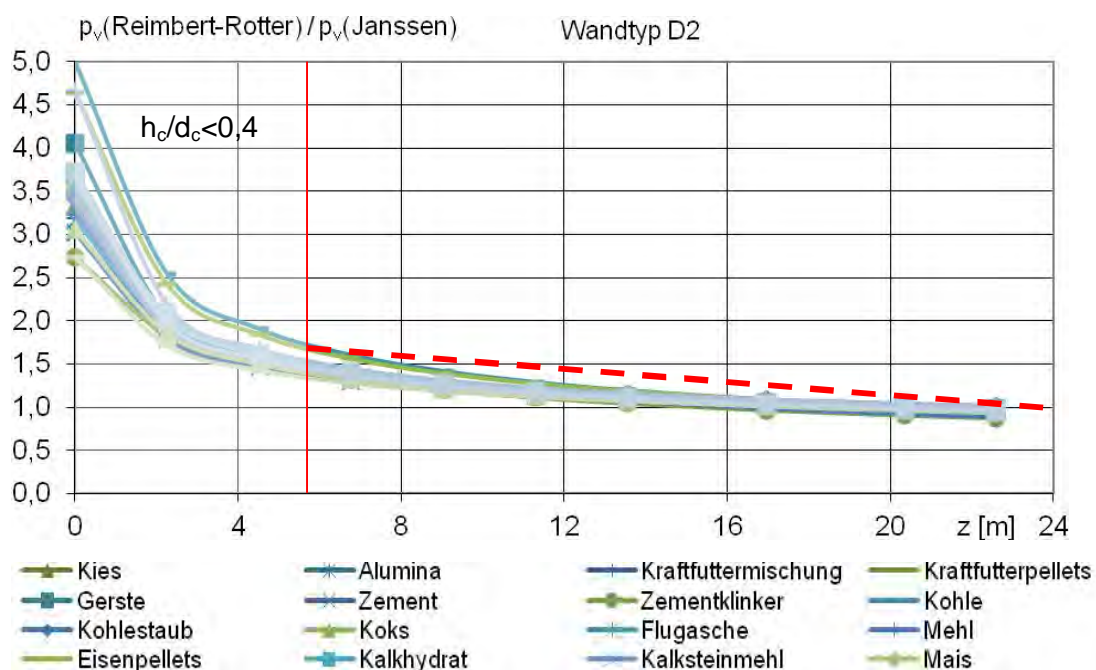
Im Forschungsbericht [249] werden einige Vergleichsberechnungen präsentiert, die das Lastniveau der Regelwerke für die Bemessungssituationen der symmetrischen Lasten miteinander vergleichen (siehe auch Zwischenbericht [250]) und bestätigen, dass durch das z.T. völlig umgestaltete neue Lastkonzept der EN 1991-4 das Sicherheitsniveau der bis dahin international anerkannte DIN 1055-6:1987 erreicht wird.



Vergleichsbetrachtungen zu den Teilflächenlasten für dickwandige und dünnwandige Silos zeigen die Notwendigkeit (bei dünnwandigen) bzw. die Angemessenheit (bei dickwandigen) der gegenüber DIN 1055-6:1987 geänderten Lasten.

Je nach Bemessungssituation bzw. Fall werden unterschiedliche Varianten der anzusetzenden symmetrischen Füll- und Entleerungslasten sowie der Teilflächenlasten angegeben. Die meisten der unterschiedlichen Regelungen sind dabei jedoch vom Normenausschuss getroffene empirische Festlegungen und sollen für weniger „anfällige“ Bemessungssituationen eigentlich eine Erleichterung in den Lastansätzen und somit der Bemessung bringen. Die Praxis zeigt jedoch, dass der Anwender des Regelwerkes durch die Fülle der Fallunterscheidungen eher verunsichert ist, oder die Regeln gar falsch anwendet.

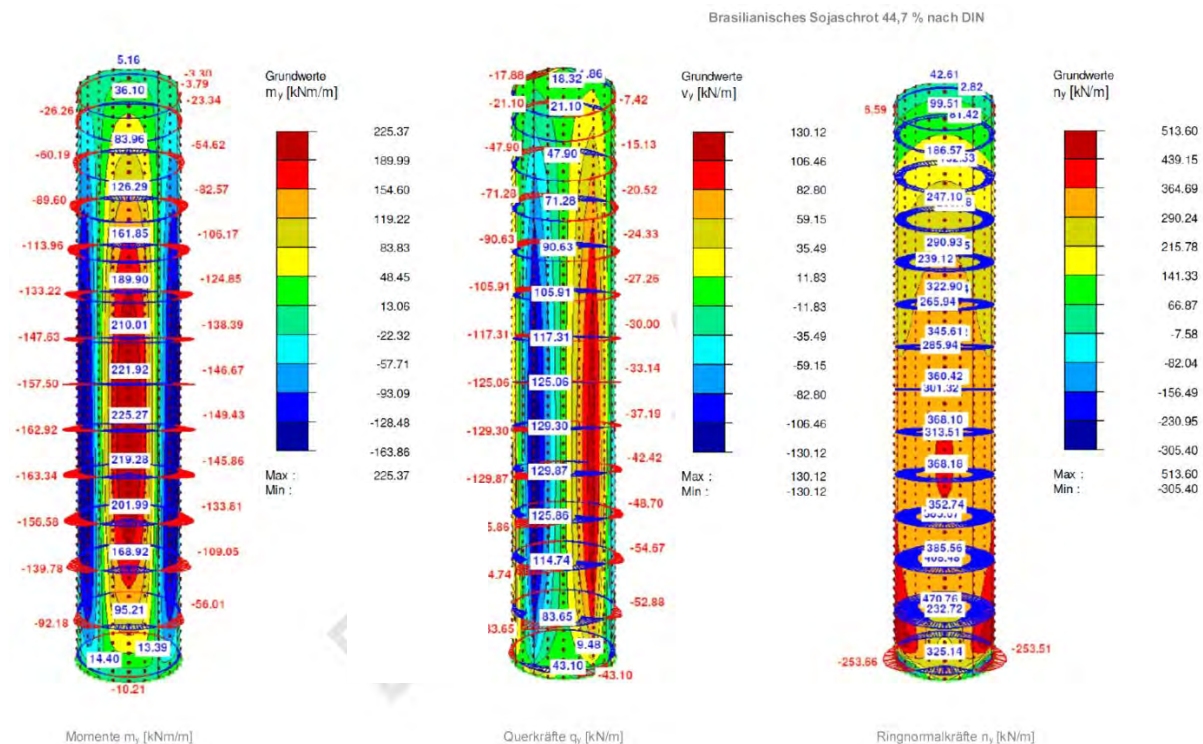
Vergleichsberechnungen zwischen den Lastansätzen nach Janssen (schlanke Silos) und Reimbert, modifiziert (niedrige, mittelschlanke Silos) verdeutlichen, dass der mit den zusätzlichen Lastansätzen verbundene Aufwand nicht gerechtfertigt ist. Durch einfachere Lasterhöhungsfaktoren ließen sich die Lastvorgaben - sowohl für die Horizontal- als auch Bodenlasten – auf die einheitliche Basis der Janssen-Theorie ohne nennenswerten Einfluss auf die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit umstellen. Bild 14.4 zeigt die gegenüber Janssen-Theorie infolge des Schüttkegels modifizierten Bodenlasten mit Vorschlag einer vereinfachten Berücksichtigung der Bodenlasterhöhung in Abhängigkeit von der Siloschlankeit  $h_c/d_c$ .



**Bild 14.4** Vergleich der Vertikallasten nach der Theorie von Reimbert, modifiziert und der Theorie von Janssen für Silos der Wandkategorie D2 im Bereich von Schlankheiten bis  $h_c/d_c=2$  sowie Vorschlag für Näherungsfunktion für Bodenlasterhöhungsfaktor (rot, gestrichelte Linie)

Sowohl Messungen und Analysen an groß- und kleinmaßstäblichen Silos sowie die zahlreichen Schadensfälle zeigen, dass der Ansatz von Fließkanallasten im Falle einer Entleerung mit großen Exzentrizitäten prinzipiell erforderlich ist. Wie die Anwendung der Ber1 von DIN 1055-6 in den letzten Jahren gezeigt hat, scheinen die Vorgaben aber auf zu große Beanspruchungen in der Siloschale zu führen. Anhand einer analytischen Vergleichsbetrachtung und unterstützt an einigen bis zum Bemessungsergebnis für ein Stahlbetonsilo Vergleichsberechnungen kann gezeigt werden (siehe [249]), dass der Ansatz nach DIN EN 1991-4 in aller Regel zu noch größeren Beanspruchungen führen wird bzw. führt. Bild 14.5 und Tabelle 14.1 zeigt einen kleinen Ausschnitt aus den Ergebnissen von [249].

Über weitere Vergleichsberechnungen zu den Trichterlasten des Hauptteils und des Anhanges G wird in [249] gezeigt, dass Anhang G die anerkannten prinzipiellen Abhängigkeiten der Lasten infolge Trichterinhalt von der geometrischen Ausgestaltung von Trichtern nur wenig adäquat widerspiegelt. Angesichts der gegenüber den Lasten des Hauptteils im Hinblick auf eine Anwendung FEM-Methode bei der Berechnung von Trichtern wenig vorteilhaften Lastvorgabe, wird der Anhang G als Alternative für die Trichterlasten als überflüssig betrachtet.



**Bild 14.5** Beispiel einer Vergleichsberechnung mit Lasten aus Entleerung mit großen Exzentrizitäten - charakteristischen Schnittgrößen nach Ber1, DIN 1055-6:2006 für Brasilianisches Sojaschrot 44,7 %

**Tabelle 14.1** Vergleich der Auswirkung der Fließkanallasten auf die Schnittgrößen (charakteristische Werte) nach EN 1991-4 [255] und DIN 1055-6, Ber1 [256]

Schüttgut	Quotient der Werte von EN 1991-4 / DIN 1055-6				
	$p_{hce}/p_f$	$U_{wc}$	$m_{vi,max}$	$m_{ya,max}$	$V_{y,max}$
Holzpellets	0,71	1,11	1,47	1,49	1,31
Trockenschnitzpellets	0,71	1,17	1,67	1,74	1,44
Sojapellets, Argentinien	0,78	0,96	0,94	0,86	0,92
Sojaschrot 44,7 %, Brasilien	0,79	0,95	0,91	0,84	0,90
Sojaschrot 49,0 %, Brasilien	0,77	1,00	1,12	1,06	1,06

## 14.4 Therapie

### 14.4.1 Allgemeines

Die vorgeschlagenen substantiellen Änderungen beziehen sich im Wesentlichen auf die Kapitel 5 und 6, in denen die konkreten Lastvorgaben gemacht werden. In den anderen Kapiteln werden einige Änderungen in Form von redaktionellen Kürzungen vorgeschlagen oder falls sie sich aus den Änderungen in den Kapiteln 5 und 6 ergeben. Auch hier wird auf [249] verwiesen.

#### 14.4.2 Kapitel 5 – 6

Folgende prinzipiellen Vereinfachungen und Reduzierungen von unnötigen wiederholende Textpassagen werden vorgeschlagen:

- Sonderregeln für Silos der Anforderungsklasse AAC = 1 sollten ersatzlos gestrichen werden. Als Begründung ist anzuführen, dass gerade bei den kleinen Silozellen die zu berücksichtigende Lastansätze und die Folgen für die Bemessung nicht so komplex sind, als dass man Vereinfachungen einführen muss. Solange es bei einem symmetrischen, bei kreisförmigen Zellen somit rotationssymmetrischen Lastansatz bleibt, ist auch die Schnittgrößenermittlung sehr einfach. Die Sonderregelungen aus dem umfangreichen Normentext herauszufiltern ist mitunter fehleranfälliger als die Silos nach einem allgemeingültigen Vorgehen zu bemessen.
- Für die Lastfälle Füllen und Entleeren werden die zu berücksichtigenden Einwirkungen für die schlanken Silozellen in Kapitel 5.2 und die „mittelschlanken“ und niedrigen Silozellen in Kapitel 5.3 des Regelwerkes durch fast identische Textpassagen und nur wenig substantiell unterschiedlichem Formelwerk beschrieben.

Ausgangspunkt sind Gleichungen – hier am Beispiel für den Horizontaldruck erläutert –, die grundsätzlich aus zwei grundlegenden Teilen bestehen, aus einem Vorwert und einer Tiefenfunktion:

Nicht schlanker Silo: 
$$p_h = \underbrace{p_{ho}}_{\gamma \cdot K \cdot z_0} \cdot \underbrace{Y_{h-R}(z)}_{1 - \left\{ \left( \frac{z-h_0}{z_0-h_0} \right) + 1 \right\}^n} \quad \text{mit } z_0 = \frac{1}{K\mu} \frac{A}{U}$$

Schlanker Silo: 
$$p_h = \underbrace{p_{ho}}_{\gamma \cdot K \cdot z_0} \cdot \underbrace{Y_{h-J}(z)}_{1 - e^{-z/z_0}} \quad \text{mit } z_0 = \frac{1}{K\mu} \frac{A}{U}$$

Der Horizontaldruck wird somit letztlich über den Term  $p_{ho}$  und einer von der Schüttguttiefe  $z$  abhängigen Tiefenfunktion bestimmt. Beide Terme hängen von Schüttgutkennwerten  $\gamma$ ,  $K$  und  $\mu$  und der Silogeometrie  $z$ ,  $A$  und  $U$  ab.

Auch für den Vertikaldruck im Schüttgut an einer bestimmten Stelle bauen sich die Bestimmungsgleichungen in dieser Form auf.

Nicht schlanker Silo: 
$$p_v = \gamma \cdot z_0 \cdot \underbrace{Y_{v-R}(z)}_{\frac{1}{z_0} \left[ h_0 - \frac{1}{n+1} \left\{ z_0 - h_0 - \frac{(z+z_0-h_0)^{n+1}}{(z_0-h_0)^n} \right\} \right]} \quad \text{mit } z_0 = \frac{1}{K\mu} \frac{A}{U}$$

Schlanker Silo: 
$$p_h = \underbrace{\frac{p_{ho} - \gamma \cdot K \cdot z_0}{K}}_{\gamma \cdot z_0} \cdot \underbrace{Y_{v-J}(z)}_{1 - e^{-z/z_0}} \quad \text{mit } z_0 = \frac{1}{K\mu} \frac{A}{U}$$

Die Wandreibungslasten erhält man in beiden Fällen durch Multiplikation der Normaldrücke auf der Wand, also den Horizontallasten mit dem Wandreibungskoeffizienten  $\mu$ :

$$p_w = \mu \cdot p_h.$$

Für die Bemessung der Wand müssen die Wandreibungslasten zur aufsummierten Wandreibungskraft in der Silowand aufintegriert werden. Für beide Fälle lässt sich diese wie folgt angeben:

$$n_{zsk} = \int_0^z p_w(z) dz = \mu \cdot p_{ho} [z - z_o \cdot Y_v(z)].$$

Das bedeutet, dass die für die Bemessung relevanten Schüttgutlasten für beide Fälle in gleicher Weise formuliert werden können. Unterschiede bestehen lediglich in den Tiefenfunktionen.

Die unterschiedlichen Bemessungssituationen zur Berücksichtigung der rotationssymmetrischen Entleerungslasten und der unsymmetrischen Lastanteile über die Teilflächenlasten erhält man durch Multiplikation dieser Grundwerte der Lasten mit entsprechenden Lasterhöhungsfaktoren:

$$p_{hd} = \underbrace{C_h}_{\text{Erhöhungsfaktor aus Entleerung}} \cdot \underbrace{C_{uh}}_{\text{Erhöhungsfaktor aus Teilflächenlasten unter bestimmten Umständen möglich}} \cdot \underbrace{p_{ho} \cdot Y(z)}_{\text{Grundlastfall}}$$

$$n_{zsk,d} = \int_0^z p_{wd}(z) dz = \underbrace{C_w}_{\text{Erhöhungsfaktor aus Entleerung}} \cdot \underbrace{C_{uw}}_{\text{Erhöhungsfaktor aus Teilflächenlasten unter bestimmten Umständen möglich}} \cdot \mu \cdot p_{ho} [z - z_o \cdot Y_v(z)]$$

Die unterschiedlichen Unterfälle für die unterschiedlichen Schlankheiten lassen sich alle in den Erhöhungsfaktoren berücksichtigen, bzw. sind ohnehin in diesen berücksichtigt. Eine gesonderte Aufnahme der unterschiedlichen Fälle in eigenen Unterabschnitten, so wie dies in der bisherigen EN 1991-4 der Fall ist, ist grundsätzlich somit nicht erforderlich.

- Die Beschreibungen der Einwirkungen lassen sich somit in einer übersichtlicheren Form zusammenfassen (im Detail siehe unter Therapie). Dabei ist es von dem Prinzip her sinnvoll, von der üblicherweise relevanten Bemessungssituation auszugehen. Das ist die Siloentleerung „von unten“, die über eine am Siloboden befindliche Entleerungsöffnung durch die Gravitation initiiert wird. Sollte dennoch in Sonderfällen lediglich die Bemessungssituation „Füllen“ maßgeblich werden (z.B. für den Sonderfall der „Obenentnahme“), lassen sich über eine entsprechende Modifikation der Lasterhöhungsfaktoren  $C_i$  angemessen reduzierte Lasten angeben: z.B.  $C_h=1,0$ .
- Verschiedene Sonderregelungen, wann welche Teilflächenlast in Abhängigkeit von unterschiedlichen Entleerungsexzentrizitäten oder Schlankheiten anzusetzen sind, sollten gestrichen werden. Diese Einflüsse sind bereits in den Lasterhöhungsbeiwerten berücksichtigt und täuschen Kenntnisse über Zusammenhänge vor, die gar nicht existieren, auch wenn sie aus ingenieurtechnischen Überlegungen vernünftig oder plausibel erscheinen. Die vermeintlichen Vereinfachungen führen weder zu einer nennenswert wirtschaftlicheren noch einfacheren Bemessung. Durch die Vergrößerung der Anzahl der möglichen „Verzweigungen“ führen diese insbesondere für den ungeübten Anwender, für den ein wesentlicher Teil dieser Regeln eigentlich gedacht sind, zur Verwirrung und zu Möglichkeiten der fehlerhaften Anwendung.

Wie anhand von einer Vielzahl von Vergleichsberechnungen erläutert, ließe sich der Umfang der Regelungen nochmals reduzieren, indem man die Berechnungen der Einwirkungen gänzlich auf der Janssen Theorie (schlanke Zellen) basieren lässt. Die in einigen Fällen nur relativ geringen Erhöhungen der Horizontallasten am oberen Ende von niedrigen Silowänden liegen im Genauigkeitsspektrum der Lastvorgaben. Sie würden sich bei Bedarf auch durch globale Erhöhungsbeiwerte berücksichtigen lassen. Auch der Einfluss der Schüttkegel bei niedrigen Silos lässt sich durch einfachere von der Schlankheit linear abhängige Erhöhungsfaktoren viel einfacher berücksichtigen als durch den in EN 1991-4 derzeit enthaltender sehr undurchschaubaren Formelapparat. Die Zusammenhänge hierzu sind im Forschungsbericht [249] ausführlich dargestellt. In dem Textvorschlag des Forschungsberichtes sind diese zusätzlichen Vereinfachungen jedoch noch nicht berücksichtigt.



#### 14.4.3 Entleerung mit großen Exzentrizitäten

Die Regeln für die Entleerung bei großen Exzentrizitäten führen nach den Erfahrungen bei der Anwendung sowohl für Metallsilos als auch für Stahlbetonsilos auf sehr große Beanspruchungen. Diese deutlich größeren Beanspruchungen entsprechen nicht dem Umfang der festgestellten bzw. bekannten Schäden an exzentrisch entleerten Silozellen (siehe unter 14.3.1). An dieser Stelle sollte das Regelwerk bei der nächsten Überarbeitung angepasst werden.

Die grundsätzlich vorgeschriebene Untersuchung von drei unterschiedlichen Fließkanalgeometrien (bzw. Fließkanalradien) nach DIN EN 1991-4 wird als nicht notwendig erachtet. Im Falle von Stahlbetonsilos liefert der größte Fließkanal ohnehin die bemessungsrelevanten Schnittgrößen.

In [267] wurde an einem Beispiel dargestellt, wie der Lastansatz im Falle der Entleerung mit großen Exzentrizitäten für einen zusätzlichen Aufwand bei der Bemessung selbst und schließlich zu extrem höheren Bewehrungs- oder Vorspanngraden in der Silowand führt.

Unter Berücksichtigung dieser Umstände wird vorgeschlagen, die Betrachtungen auf einen Fließkanal zu beschränken, dessen Größe bei  $G=r_c/r=0,45$  liegt. Weiterhin sollten die Ansätze nach Ber1:2006 zu DIN 1055-6:2005 verwendet werden. Es ist zu erwarten, dass sich dadurch die Beanspruchungen der Siloschalen infolge der Ansätze beim Entleeren mit großen Exzentrizitäten bei schlanken Silozellen auf Größenordnungen reduzieren lassen, die größere allgemeine Akzeptanz finden, als die bisherigen nach DIN EN 1991-4 berechneten.

#### 14.4.4 Trichterlasten

Ein weiterer Vorschlag beinhaltet die Umstrukturierung und Straffung der Kapitel 6, das die Boden- und Trichterlasten behandelt. Das Kapitel 6 von EN 1991-4:2006 ist wenig strukturiert. Die Regeln springen von allgemeinen Regeln und der allgemeinen Unterteilung der Trichter und Böden sowie der allgemeinen Trichtergleichung zu den Bodenlasten und dann wieder zurück zu den speziellen Regeln für die flachen und steilen Trichtern. Manche Formeln tauchen mehrfach z.T. in einer völlig anderen Darstellung (z.T. mit Fehlern) auf. Diese Art der Darstellung ist relativ einfach in eine übersichtliche Form überführbar.

Anhang G (als Konsequenz dann auch Anhang F) sollte vollständig gestrichen werden.

#### 14.4.5 Umsetzung: Vorgeschlagener Normentext

Hier wird auf den Forschungsbericht [249] verwiesen.

### 14.5 Zusammenfassung und Ausblick EC1 Teil 4

In Rahmen der Anamnese wurde der IST-Zustand des Regelwerkes dargestellt. Schwachstellen wurden anhand von Vergleichsberechnungen und Vergleichsbetrachtungen mit anderen Regelwerken untermauert. Änderungen wurden anhand der Ergebnisse begründet und für die Kernstücke des Regelwerkes – die Kapitel 5 und 6 – als neu gestalteter Text in deutscher Sprache um gesetzt. Der erarbeitete Gesamtentwurf der EN 1991-4 wurde in die englische Sprache überführt, um als Diskussionsgrundlage in CEN/TC Gremien dienen zu können.

## 15 Zusammenfassung und Ausblick

Der Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – setzt sich aus thematisch sehr unterschiedlichen Teilen zusammen. Für alle Normenteile wurden Neuformulierungen erarbeitet. In den vorliegenden, begleitenden Forschungsberichten sind die Grundlagen für die Normenvorschläge im Detail aufgeführt. Sie wurden nach dem Prinzip der „Anamnese, Diagnose, Therapie“ aufgebaut.

Die Einwirkungs-Normen des EC1 sind „Input-Normen“, bei denen eine klare Darstellung und Eindeutigkeit in Sprache und Bild die entscheidenden Kriterien sind. Die erarbeiteten Vereinfachungen und Kürzungen sind deshalb zu einem großen Teil redaktioneller Natur. Die vorgeschlagenen textlichen Kürzungen des ursprünglichen Eurocodes liegen zwischen 15% und 50%. Im direkten Gegensatz zu Input-Normen kommt es bei Vereinfachungen der Bemessungsnormen neben der textlichen Klarheit darauf an, unter Berücksichtigung des wissenschaftlichen Standes der Technik und der Wirtschaftlichkeit keine Sicherheitslücken entstehen zu lassen.

Dem Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung - kommt im Rahmen des PG1 Forschungsvorhabens und mit Blick auf Klarheit und Vereinfachung eine besondere Rolle zu. Hier steht die wissenschaftliche Untersuchung für vereinfachte Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT im Vordergrund. Die vorliegenden Ergebnisse aus den Kapiteln 1 und 2 zeigen, dass bei Nutzung der vereinfachten Lastkombination in Standardsituationen im allgemeinen Hochbau das national vereinbarte Sicherheitsniveau nicht unterschritten wird. Die zuverlässigkeitstheoretischen Untersuchungen in Kapitel 2 sind Auszüge aus Bericht [38] welche von unabhängiger Seite mit Blick auf deren Richtigkeit, Annahmen und die Vorgehensweise geprüft und bestätigt wurden. Siehe dazu [39].

Weitere Schwerpunkte beim EC 0 sind die Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes bei nichtlinearen Berechnungen und bei Ermüdungsbeanspruchungen. Zu Frage der nichtlinearen Berechnungen muß begriffliche Klarheit geschaffen werden ebenso wie Hinweise zur Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes notwendig sind. Letzteres trifft auch auf die Ermüdungsbeanspruchung zu.

Für die Bewertung der Ausarbeitungen unter praxisnahen Bedingungen wurden für die vorgeschlagene vereinfachte Lastkombination und die in der Praxis besonders wichtigen Normenvorschläge zu EN 1991-1-3 und EN 1991-1-4 Vergleichsrechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen dabei keine signifikanten Unterschiede und bestätigen den eingeschlagenen Weg der Aufwandsreduzierung.

In Sachen Übersichtlichkeit wird die vereinfachte Lastkombination positiv bewertet, da beim Auftreten von mehreren veränderlichen Einwirkungen die Auswahl der Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte entfällt. Dem PG1 Entwurf zur EN 1991-1-4 konnte bei durchgeführten Vergleichsrechnungen eine einfachere Handhabbarkeit bescheinigt werden. Der PG1 Entwurf zur EN 1991-1-3 wurde im analogen Zusammenhang „neutral“ bewertet, da dieser meist nicht bemessungsrelevant ist.

Bei den Brandeinwirkungen bleibt anzumerken, dass die Anwendung der allgemeinen Rechenverfahren voraussetzt, dass die angenommene Geometrie (zum Beispiel die Bewehrungslage) "millimetergenau" auf der Baustelle umgesetzt wird. Da dies in der Praxis nur in Ausnahmefällen möglich sein wird, bleibt das Tabellenverfahren auf Grundlage der Einheitstemperaturkurve unentbehrlich.

Für alle Teile der bearbeiteten Eurocodes EC0 und EC1 wurden neue Formulierungen erarbeitet. Sie sind in den Anhängen zu den einzelnen Forschungsberichten dargestellt (siehe Dokument [268]). Durch die vorgeschlagenen Formulierungen entsteht insgesamt eine größere Klarheit. Gleichzeitig entsteht durch die reduzierten Kombinationen die notwendige Transparenz in der statischen Berechnung, die es ermöglicht, die vorhandene Zeit für das Konstruieren und



das logische Durchdenken des Tragwerks zu nutzen. Weniger Fehler und eine höhere Qualität sind die Folge.

## 16 Literatur/Quellen

References EC0 (I)

- [1] CEB (1976a). First Order Concepts for Design Codes. CEB, Munich, 1976.
- [2] CEB (1976b). Common Unified Rules for Different Types of Construction and Material. CEB Paris, 1976.
- [3] ASHTO LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1994.
- [4] OHBDC (Ontario Highway Bridge Design Code). Ontario ministry of transportation and communication, Ontario, 1983.
- [5] CIRIA, Construction Industry Research and Information Association-CIRIA: The Rationalisation of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes, Report 63, 1977.
- [6] EN 1990: 2002 Eurocode -Basis of Structural Design. European Committee for Standardisation. Brussels, 2002.
- [7] Faber, M.H.; Sørensen, J.D.: Reliability Based Code Calibration Joint Committee on Structural Safety 2002.
- [8] Pcae-Nachweiskonzept. Theorie und programmtechnische Umsetzung. 4h-Statikprogramme aus Hannover. pcae GmbH Hannover, 2009.
- [9] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2. Auflage. Springer-Verlag: Wien, New York 1992.
- [10] Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsfaktoren. Hrsg. DIN e.V. Beuth Verlag Berlin/Köln 2001.
- [11] DIN V ENV 1991-1:1996-04: Einwirkungen auf Tragwerke und Grundlagen der Tragwerksplanung. NABau im DIN, Berlin, 1996.
- [12] Grünberg, J.: Begründung vereinfachter Einwirkungskombinationen für Stahlbeton- und Spannbetontragwerke mit Hilfe probabilistischer Nachweisverfahren. In: Materialmodelle und Methoden zur wirklichkeitsnahen Berechnung von beton., Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Festschrift anlässlich des Eintritts in den Ruhestand von Prof. Dr.-Ing. Gerhard Mehlhorn. Hrsg. F. Blaschke, G. Günther u. J. Kolleger. FB Bauingenieurwesen, GHK Kassel 1997, S. 256 – 265.
- [13] Grünberg, J.: Lassen sich die Lastkombinationen vereinfachen? Der Prüferingenieur H. 12 (1998) S. 32 – 40.
- [14] Grünberg, J.: Kritische Einwirkungskombinationen für die Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Forschungsbericht Nr. 9629, Universität Hannover 1997.
- [15] Grünberg, J.: Grundlagen der Tragwerksplanung – Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau. Erläuterungen zu DIN 1055-100. DIN/Beuth Berlin/Wien/Zürich 2004.
- [16] DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung: Deutsche Fassung von EN 1990:2002+A1:2005+A1:2005/AC 2010. NABau im DIN, Berlin, 2010.
- [17] DIN EN 1990/NA:2010-12: Nationaler Anhang, National festgelegte Parameter. Grundlagen der Tragwerksplanung. NABau im DIN, Berlin, 2010.
- [18] DIN V ENV 1991-1:1995: Eurocode 1. Grundlagen für Entwurf, Berechnung und Bemessung von Tragwerken. Englische Originalfassung v. Juni 1994. Dt. Übersetzung v. Dezember 1995. DIN e.V., Berlin.
- [19] Fingerloos, F.: Vorschläge an PG 1 mögliche Reduktion der Einwirkungskombinationen. Vortragsfolien. Unveröff.. PRB, 28.11.2011. Dok.-Nr. PRB PG2 003.
- [20] Protokoll der 2. Sitzung der PG 1 „Einwirkungen und Sicherheitskonzept“ am 3.02.2012. Unveröff. PRB, PG 1.
- [21] Grünberg, J.: Beantwortung einer Anfrage von PRB PG 1 hinsichtlich der in [20] vorgeschlagenen Vereinfachung der Lastkombinationen. Unveröff. 14.03.2012.
- [22] Bodensiek, F.: Untersuchungen der Abweichungen von Vereinfachungsmöglichkeiten für Kombinationsregeln zu den aktuellen Gleichungen des EC0. Unveröff. PRB, PG 1, 20.06.2012.
- [23] Bodensiek, F.: Nachweis des ungünstigsten Verhältnisses der veränderlichen Lasten  $E_{Qk,q}/E_{Qk,2}$  für die Grundkombination. Unveröff. PRB, PG 1, 25.06.2012.
- [24] Gietzelt, R.: Ein Vorschlag zur Einarbeitung von Standardkombinationsregeln in EN 1990 durch Änderung der Abschnitte 6.4.3 und 6.5.3. Unveröff. Arbeitspapier aus der PG 1. Berlin 15.10.2012.
- [25] Bodensiek, F.: Protokoll der PG 1 – Sitzung am 03.02.2012 in Stuttgart. Unveröff.
- [26] Moore, J.; Boucart, E.; de Chefdebien, A.: Discussion on the rules for combination of actions in EN 1990 „Basis of structural design“. BRE, CHEMBUREAU PG 2.5 „Eurocodes“, Watford UK, Oct. 2004.
- [27] Kocker, R.; Möller, R.: Typenhallen aus Stahl. bauforumstahl e.V., Düsseldorf, 2009.
- [28] Fischer, L.: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen. Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten. Bau-technik Spezial. Ernst & Sohn, Berlin 2001.
- [29] Poutanen, T.: Four deficiencies of Eurocode. Unveröffentlichtes Manuskript. Tampere University of Technology, Tampere, Finland, 12.11.2012.
- [30] DIN EN 1996-1-1:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + AC 2009. NABau im DIN, Berlin 2010.
- [31] DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05: Nationaler Anhang National festgelegte Parameter Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. NABau im DIN, Berlin 2012.
- [32] Siegrist, V.; Ziegler, M. et al: Entwicklung eines Leitfadens zur Erstellung anwendungsfreundlicher und praxistauglicher Bemessungsnormen. Abschlussbericht. TUHH/ RWTH Aachen i.A. des VBI und BVPI gefördert von der Forschungsinitiative Zukunft Bau des BMVBS. Hamburg/Aachen. Berlin, 2011.
- [33] TGL 32274-01:1976-12: Lastannahmen für Bauwerke. Grundsätze. Amt für Standardisierung, Meßwesen und Warenprüfung der DDR. Berlin 1976.
- [34] Pörschmann, H. (Hrsg.): Bautechnische Zahlentafeln für Ingenieure. Teubner: Leipzig 1988.
- [35] НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ СНиП 2.01.07-85 (с изм. 1 1993) Нагрузки и воздействия. МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ. Moskau 1993.
- [36] Bachmann, H.; Rackwitz, R.; Schueller, I.: Tragwerkszuverlässigkeit und Einwirkungen. In: Der Ingenieurbau – Grundwissen. Bd. 8 Tragwerkszuverlässigkeit und Einwirkungen. Hrsg. G. mehlhorn. Ernst & Sohn 1996.
- [37] Jäger, W.; Steinigen, F.: Vereinfachung der Lastkombinationen nach EN 1990. Zwischenbericht, internes Dokument PRB-PG1\_00xx Rev. 0 v. 27.08.2013.
- [38] Jäger, W.; Salehi, H.: DIN EN 1990 – Grundlagen der Tragwerksplanung – Systemabhängiger Nachweis zur Vereinfachung der Einwirkungskombinationen. Abschlussbericht, internes Dokument PRB-PG1\_0204-20150215-Combination-of-actions-HS-WJ. 2015.
- [39] Straub, D.: EC0 Beurteilung von Vorschlägen zur Vereinfachung der Lastkombinationen im Hochbau gemäß Eurocode 0 (EN 1990) vorläufiger Abschlussbericht, internes Dokument PRB-PG1\_0201-20150202-Bew-VerLK-EC0. 2015.

- [40] Hegger, J.; Teworte, F.: DIN EN 1990 - Grundlagen der Tragwerksplanung - Grundsätzliche Festlegungen zu Ermüdungsnachweisen. Abschlussbericht, internes Dokument PRB-PG1\_0207-G14-006-Gutachten-2015-02-04\_VERSAND.
- [41] Feldmann, M.; Principles of Basis of Design for Fatigue. Abschlussbericht, internes Dokument PRB-PG1\_0152-PRB-Abschlussbericht-Basis of design for fatigue.
- References EC0 (II)
- [42] EN 1990: 2002 Eurocode -Basis of Structural Design. European Committee for Standardisation. Brussels, 2002+A1:2005+A1:2005/AC:2010.
- [43] Faber, M.H.; Sørensen, J.D.: Reliability Based Code Calibration Joint Committee on Structural Safety 2002.
- [44] Basis of design of structures, proposals for modification of partial safety factors in eurocodes, N.C.a.W. Reports, SAKO Joint Committee of NKB and INSTA-B: Oslo, 1999.
- [45] Gulvanessian, H.; Calgaro, J.A.; Holický, M.: Designer's Guide to EN 1990: Eurocode: Basis of Structural Design. Thomas Telford 2002.
- [46] Gulvanessian, H.: An Independent Technical Expert Review of the SAKO Report – FINAL CEMBUREAU, BIBM, ERMCO 2003.
- [47] Gulvanessian, H.; Holický, M.: Eurocodes: Using reliability analysis to combine action effects. Structures & Buildings, 158 (2005) SB4, pp. 243–252.
- [48] ISO 2394:1998 General principles on reliability for structures. International Organization of Standardization 1998.
- [49] Schueremans, L.; Gemert, D.V.: Assessment of existing masonry structures using probabilistic methods - state of the art and new approaches. In: Proceedings of The Fifth International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry, Rome, Italy, 2001.
- [50] JCSS Probabilistic model code, Joint Committee on Structural Safety: www.jcss.ethz.ch, 2001.
- [51] EN 1993-1-1 Design of steel structures European committee for standardization-CEN, 2005.
- [52] EN 1992-1-1, Design of concrete structures European committee for standardization Brussels, 2004.
- [53] EN 1995-1-1 Design of timber structures. European committee for standardization-CEN, 2004.
- [54] Grünberg, J.: Erläuterungen zu DIN 1055 Teil 100, Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau March 2004.
- [55] Montazerolghaem, M.: ENGINEERING METHODS IN VERIFICATION OF UNREINFORCED MASONRY STRUCTURES (FUZZY AND PROBABILISTIC APPROACH, PhD-Thesis, Faculty of Architecture: Chair of Structural Design, Germany. 2015.
- [56] ESECMaSE: Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe, European Commission: www.esecmase.org, 2004.
- [57] Jäger, W.; Steinigen, F.; Baker, T.: Eurocode 0 (Grundlagen der Tragwerksplanung) + NA, Nichtlineare Berechnungen nach dem Teilsicherheitskonzept; vorläufiger Abschlussbericht, internes Dokument PRB-PG1\_0208-20150213-EC0-Bericht-nlB-e. 2015
- [58] Vlassov, V.Z.: Dünnwandige elastische Stäbe. Verlag für Bauwesen: Berlin, Bd. I 1964 u. Bd. II 1965
- [59] Kollbrunner, C.F.; Meister, M.: Knicken, Biegedrillknicken, Kippen. Theorie und Berechnung von Knickstäben, Knickvorschriften. Springer: Berlin/Göttingen/Heidelberg 1961
- [60] Kollbrunner, C.F.; Hajdin, N.: Matrix Analysis of Thinwalled Structures. Institut für bauwissenschaftliche Forschung, Verlag Leemann Zürich 1969
- [61] Hegger, J.; Teworte, F.: DIN EN 1990 - Grundlagen der Tragwerksplanung - Grundsätzliche Festlegungen zu Ermüdungsnachweisen. Abschlussbericht, internes Dokument PRB-PG1\_0207-G14-006-Gutachten-2015-02-04\_VERSAND.
- [62] Feldmann, M.; Principles of Basis of Design for Fatigue. Abschlussbericht, internes Dokument PRB-PG1\_0152-PRB-Abschlussbericht-Basis of design for fatigue.
- References EC0 (III)
- [63] Baker, T.: Stability of masonry walls, Habilitation thesis, Chair of structural design, Faculty of Architecture, Dresden University of Technology: Dresden 2015 (unpublished).
- [64] Bonet, J.; Wood, R.D.: Nonlinear Continuum Mechanics for Finite Element Analysis. Cambridge University Press 1997
- [65] Rothert, H.; Gensichen, V.: Nichtlineare Stabstatik. Berlin: Springer, 1987.
- [66] Roik, K.: Vorlesungen über Stahlbau. Berlin: Ernst & Sohn, 1978.
- [67] Petersen, Ch.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Elasto- und plasto-statische Berechnungsverfahren druckbeanspruchter Tragwerke: Nachweisformen gegen Knicken, Kippen, Beulen. Braunschweig/Wiesbaden: Vieweg 1992.
- [68] Wriggers, P.: Nichtlineare Finite-Element-Methoden. Berlin, Heidelberg usw.: Springer 2001.
- [69] Marek, P.; Gustar, M.; Bathon, L.: Tragwerksbemessung. Von der deterministischen zu probabilistischen Verfahren. Academia: Praha 1998.
- [70] Neuhaus, H.: Lehrbuch des Ingenieurholzbau. Teubner: Stuttgart 1994.
- [71] Gulvanessian, H.; Calgaro, J.-A., Holický, M.: Designer's guide to the Eurocode: Basis of structural design EN 1990. 2<sup>nd</sup> ed. Institution of Civil Engineers publishing/Thomas Telford Ltd., London 2012.
- [72] Cervenka, V.: Global Safety Format for Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008) Special Edition, pp. 37 – 42 sowie Cervenka, V.; Cervenka, J.: Probabilistic Estimation of Global Safety Factor – Comparison of Safety Format for Design based on Non-Linear Analysis, 2006: [www.cervenka.cz](http://www.cervenka.cz) publishing.
- [73] DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05: Eurocode 6: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk (National Annex – Nationally determined parameters – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures)
- [74] EN 1992-1: 2004 + AC:2010: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings. CEN: Brussels 2004.
- [75] Jäger, W.: Berechnung des Schnittkraft- und Verschiebungszustandes räumlicher Stabtragwerke nach Elastizitätstheorie II. Ordnung. Ein Baustein des Programmsystems STATRA. Dissertation A, TU Dresden 1977.
- [76] Jäger, W.; Vassilev, T. & Pflücke, T.: Ein neues Materialgesetz zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Baustoffverhaltens von Mauerwerk. *Mauerwerk*. 8 (2004) 4. pp. 159-65.
- [77] Lindner, J.; Holberndt, T.: Zum Nachweis von stabilitätsgefährdeten Glasträgern unter Biegebeanspruchung. *Stahlbau* 75 (2006) 6, S. 488 – 498.
- [78] Steup, H.: Beitrag zur Theorie der Biegedrillknickung räumlicher Stabtragwerke. Diss. TU Dresden 1962.
- [79] Vassilev, T.: Nichtlineare Statik räumlicher Stabtragwerke – Beiträge zu den Programmsystemen STATRA (BAUSTEIN (9 und STATRA-FEM. Diss. TU Dresden 1983.
- [80] Vassilev, T.; Jäger, W.: Numerische Simulation des Knickverhaltens von Mauerwerk. *Bautechnik* 81 (2004) 6, pp. 461 – 467.

- [81] Vassilev, T.; Jäger, W.; Pflücke, T.: Nonlinear Transfer Matrix Model for the Assessment of Masonry Buckling Behaviour. In: Proc. Of the British Masonry Society No. 9, Nov. 2002, ed. by G. Thompson, BMS Stoke on Trent 2002, pp. 512 – 517.
- [82] Wikipedia <http://de.wikipedia.org/wiki/Baustatik> Stand 29.09.2014.
- [83] Vissmann, U. (Hrsg.): Wendehorst Bautechnische Zahlfentafeln. 34. Auflage. Vieweg, Teubner, Beuth: Wiesbaden 2012
- [84] Albert, A. (Hrsg.): Schneider Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 21. Auflage. Bundesanzeiger Verlag: Köln 2014.
- [85] Jäger, W.; Steinigen, F.; Baker, T.: Eurocode 0 (Grundlagen der Tragwerksplanung) + NA, Nichtlineare Berechnungen nach dem Teilsicherheitskonzept; vorläufiger Abschlussbericht, internes Dokument PRB-PG1\_0208-20150213-EC0-Bericht-nlB-e.
- [86] Rickenstorff, G., Berndt, E.: Tragwerke für Hochbauten. 1. Aufl. Teubner Verlag: Leipzig 1972.
- [87] Graf, W.; Vassilev, T.: Einführung in computerorientierte Methoden der Baustatik. Ernst & Sohn: Berlin 2006.
- [88] Ramm, E.; Hofmann, Th.J.: Stabtragwerke. In: Der Ingenieurbau. Grundwissen. Vol. 5. Baustatik, Baudynamik. Ed. By Gerhard Mehlhorn. Ernst & Sohn: Berlin 1995, pp. 1 – 349.
- [89] Müller, H.: Zur mechanischen Verhaltensanalyse von Tragwerken. Eine grobe Übersicht in Beispielen. In: From Research to Practice in Construction. Publication Series of the Chair of Structural Design of TU Dresden. Vol. 6. TU Dresden 2006.
- References EC0 (IV)
- [90] Feldmann, M.: Principles of Basis of design. Research report. Improvement of ease of use of the standards for structural design by pre-normative work. Part: DIN EN 1990 – Basics of structural design – Principle provisions on fatigue (with special view on steel structures) – in the framework of PG 1 of PRB. Feldmann + Weyand GmbH Aachen: 2015.
- [91] Hegger, M.: Principles of Basis of design. Research report. Improvement of ease of use of the standards for structural design by pre-normative work. Part: DIN EN 1990 – Basics of structural design – Principle provisions on fatigue (with special view on concrete structures) – in the framework of PG 1 of PRB. H + P Ingenieure GmbH & Co. KG: Aachen 2015.
- [92] Hegger, J.; Roggendorf, T.; Goralski, C.; Roeser, W.: Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windkraftanlagen. Schlussbericht, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, IMB-Berichtsnr.: 266/2011, 2012.
- [93] König, G.; Danielewicz, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 90. In: Heft 439 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, Köln, Beuth Verlag, 1994.
- [94] Marx, S.; Grünberg, J.; Hansen, M.; Schneider, S.: Über den Stand der Forschung zu Grenzzuständen der Ermüdung von dynamisch hochbeanspruchten Tragwerken aus Beton. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben V474, Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover, 2013.
- [95] Landesvereinigung der Prüferingenieure für Baustatik, Baden-Württemberg: Kurzinformation Nr. 134 - Nachweise für befahrene Decken und Hofkellerdecken. <http://www.vpi-bw.com/ingenieur-box/kurzinformationen> (Zugriff am 30.06.2014).
- [96] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Springer-Verlag, Heidelberg, 2010. ISBN 978-3-540-70637-3.
- Literatur/Quellen – EC1-1-1
- [97] DIN 1055-3:1971-06, Blatt 3, "Lastannahmen für Bauten, Verkehrslasten".
- [98] DIN 1055-1:1978-07 "Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen".
- [99] DIN V ENV 1991-2-1:1996-01 "Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-1: Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigenlasten, Nutzlasten.
- [100] DIN 1055-1:2002-07 "Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen" (Ersatz für DIN 1055-1:1978-07).
- [101] DIN 1055-3:2002-10 "Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten"
- [102] DIN 1055-3:2006-03 "Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten" (Ersatz für DIN 1055-3:2002-10)
- [103] DIN EN 1991-1-1:2010-12 "Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009" (Ersatz für DIN EN 1991-1-1:2002-10, mit DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12; Ersatz für DIN 1055-1:2002-06 und DIN 1055-3:2006-03; Ersatz für DIN EN 1991-1-1 Berichtigung 1:2009-09
- [104] DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12 "Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau"(mit DIN EN 1991-1-1:2010-12 Ersatz für DIN 1055-1:2002-06 und DIN 1055-3:2006-03)
- [105] EN 1991-1-1:2002-04 "Deutsche Fassung, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau", CEN
- [106] DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12 "Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen"(Mit DIN EN 1991-1-7:2010-12 Ersatz für DIN 1055-9:2003-08)
- [107] Gietzelt; Loche, K.: Synopse zu Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, unveröffentlichtes Manuskript, 20.08.2013
- [108] Loche, K.: PG1 Tabellarische Auflistung NDPs EN 1991-1-1, Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Dork.-Nr.:PRB-PG1\_0198, unveröffentlichter Forschungsbericht, Februar 2015
- [109] Loche, K.: PG1 Normenentwurf EN 1991-1-1, Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Dork.-Nr.:PRB-PG1\_0198, unveröffentlichter Forschungsbericht, Februar 2015
- Literatur/Quelle – EC1-1-2
- [110] DIN EN 1363-1:2012-10: Feuerwiderstandsprüfungen – Teil 1: Allgemeine Anforderungen; Deutsche Fassung EN 1363-1:2012.
- [111] DIN EN 1363-2:1999-10: Feuerwiderstandsprüfungen – Teil 2: Alternative und ergänzende Verfahren; Deutsche Fassung EN 1363-1:1999.
- [112] DIN EN 1991-1-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002 + AC:2009, Dezember 2010.
- [113] DIN EN 1991-1-2/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkung auf Tragwerke.



- [114] DIN EN 1992-1-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008, Dezember 2010.
- [115] DIN EN 1993-1-2:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1993-1-2:2005 + AC:2009, Dezember 2010.
- [116] DIN EN 1994-1-2:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1994-1-2:2005 + AC:2008, Dezember 2010.
- [117] DIN EN 1995-1-2:2010-12: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1995-1-2:2004 + AC:2009, Dezember 2010.
- [118] DIN EN 1996-1-2:2011-04: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1996-1-2:2005 + AC:2010, April 2011.
- [119] Beuth-Kommentare: Herausgeber D. Hosser: Brandschutz in Europa – Bemessung nach den Eurocodes, Erläuterungen und Anwendungen zu den Brandschutzteilen der Eurocodes 1 bis 6, 1. Auflage 2000.
- [120] Beuth-Kommentare: Herausgeber D. Hosser: Brandschutz in Europa – Bemessung nach den Eurocodes, Erläuterungen und Anwendungen zu den Brandschutzteilen der Eurocodes 1 bis 5, 2. Auflage 2012.
- [121] DIN 4102, Blatt 2 - HNA Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme – Einreihung in die Begriffe, August 1934.
- [122] DIN 4102, Blatt 2 - Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme – Einreihung in die Begriffe, November 1940.
- [123] DIN 4102, Blatt 3 - Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme – Brandversuche, November 1940.
- [124] DIN 4102, Teil 2 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Bauteile – Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, September 1977.
- [125] DIN 4102, Teil 3 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Brandwände und nichttragende Außenwände – Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, September 1977.
- [126] DIN 4102, Teil 4 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile.
- [127] Hahn, C.: PG1 Synopse f. Normenentwurf EN 1991-1-2 Einwirkungen auf Tragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0212, unveröffentlichter Forschungsbericht, Februar 2015.
- [128] DIN 18230-1:2010-09: Baulicher Brandschutz im Industriebau - Teil 1: Rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer.
- [129] Brandverhalten von Bauteilen, Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 148. Heft 2. 1973, Heft 3. 1974 Fortführung unter folgendem Titel: Jahresbericht 1973/74 1974, Arbeitsbericht 1975/77 Teil 1 1977, Arbeitsbericht 1975/77 Teil 2. 1977, Arbeitsbericht 1978/80 Teil 1. 1980, Arbeitsbericht 1978/80 Teil 2. 1980, Arbeitsbericht 1981/83 Teil 1. 1983, Arbeitsbericht 1981/83 Teil 2. 1983, Arbeitsbericht 1984/86 Teil 1 Bd.A. 1987, Arbeitsbericht 1984/86 Teil 1 Bd.B. 1987, Arbeitsbericht 1984/86, Teil 2. 1987.
- Literatur/Quellen – EC1-1-3
- [130] EN 1991-1-3: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Ausgabe EN 1991-1-3:2003 + AC:2009; 12/2010.
- [131] DIN EN 1991-1-3: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3 + AC:2009; Ausgabe DIN EN 1991-1-3:2010.
- [132] DIN EN 1991-1-3/NA: Nationaler Anhang - Nationale festgelegte Parameter Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Ausgabe 12/2010.
- [133] DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 5: Schnee- und Eislasten; Ausgabe 7/2005
- [134] W. Schwind: Gutachten über Untersuchungen zur Schneelastnorm DIN 1055-5, Ausgabe Juli 2005, am Beispiel des Landkreises Garmisch-Partenkirchen und Vergleich mit den Schneelasten im bayerisch-österreichischen Grenzgebiet; Dezember 2007
- [135] Caspar/Krebs: Abschlussbericht über das Forschungsprojekt "Auswertung langjähriger Beobachtungen über Schneehöhen und Schneelasten"; Deutscher Wetterdienst, Offenbach 1974
- [136] W. Schwind: Die neue Schneelastnorm DIN 1055-5, kritisch hinterfragt; Bautechnik 86 (2009), Heft 10
- [137] W. Schwind: Eurocode EN 1991-1-3: Schneelasten, ein Regelwerk, das deutschen Gegebenheiten entspricht?; Deutsches Ingenieurblatt 3-2014
- [138] Entwurf ISO 4355: Bases for Design of structures - Determination of snow loads on roof; Ausgabe 2013
- [139] ÖNORM B 1991-1-3: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Nationale Festlegungen zur ÖNORMEN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen; Ausgabe 2006-04-01
- [140] ÖNORM B 1991-1-3: Entwurf; Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Nationale Festlegungen zur ÖNORM 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen; Ausgabe 2013-05-01
- [141] Final Report 1999: Scientific Support activity in the Field of structural stability of civil engineering works, snow loads; University of Pisa, Ausgabe 1998 und 1999
- [142] Handbuch Eurocode 1 - Einwirkungen - Band 1: Grundlagen, Nutz- und Eigenlasten, Brandeinwirkungen, Schnee-, Wind-, Temperaturlasten; Beuth-Verlag, 1. Auflage 2012
- [143] PG1 Forschungsbericht zu EN 1991-1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0191, unveröffentlichter Forschungsbericht; W. Schwind, Dezember 2014
- [144] PG1 Forschungsbericht: Überprüfung der von PG1 erarbeiteten Vorschläge zu DIN EN 1991-1-3 Schneelasten; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0202, unveröffentlichter Forschungsbericht; V. Cornelius, Januar 2015]
- [145] PG1 Normenentwurf zu EN 1991-1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0211, unveröffentlichter Forschungsbericht; W. Schwind, März 2015
- [146] Piehl/Schorlemmer: Amtliches Gutachten des DWD, Überarbeitung der Schneelastzonenkarte DIN 1055 Teil 5E (2001), Offenbach 14.11.2002
- [147] DIN internes Dokument NA 005-51-02 AA N756
- Literatur/Quellen EC1-1-4
- [148] DIN EN 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 +A1:2010 +AC2010. NABau im DIN, Berlin, 2010
- [149] DIN 1055 Blatt 4 - Lastannahmen im Hochbau; Verkehrslasten; Windlast Ausgabe 6/1938

- [150] Erläuterungen zu DIN 1055 Teil 4 – 08.1986
- [151] DIN ENV 1991-2-4:1998-12:
- [152] DIN 1055-100:2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
- [153] ENV 1991-2-4 Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2.4: Windlasten
- [154] DIN 1055-Teil 40: Windwirkungen auf Bauwerke
- [155] DIN 1055 – 4 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 4: Windlasten; Ausgabe März 2005
- [156] DIN 1055-100:2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, NABau im DIN, 2001
- [157] DIN 4131:1969-03 Antennentragwerke aus Stahl; Berechnung und Ausführung;
- [158] DIN 1055-4:2005-03; Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten. NABau im DIN, Berlin 2005
- [159] Kray T.; Paul J.: Einfluss verschiedener Parameter auf den Böenstaudruck  $q_p$  gemäß der Nationalen Anhänge zur EN 1991-1-4. In: Bauingenieur 89 (2014), Heft 9, S. S1 - S8.
- [160] PG1 Bericht zu EN 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4, *Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0205, unveröffentlichter Forschungsbericht; R. Höffer, Februar 2015
- [161] DIN EN 1991-1-4: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 +A1:2010 +AC2010. NABau im DIN, Berlin, 2010
- [162] DIN EN 1991-1-4/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, NABau im DIN, Berlin 2010
- [163] Vogel, W., Kurzgutachten zu Dokument PRB-PGI-EN 1991-1-4\_Synopse KS\_030215-RH-220215, 18. März 2015, Wiesbaden, unveröffentlichter PRB Forschungsbericht
- [164] Döbert, C., Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit, Teilantrag: Erprobung der Praxistauglichkeit der von der PG1 erarbeiteten Vorschläge zu DIN EN 1991-1-1 bis DIN EN 1991-4 durch Vergleichsrechnungen, Sicherheitskonzept und Einwirkungen, Zuwendungs-Nr. PRB-1.15 (2014), WTM ENGINEERS GMBH, 27. März 2015, Hamburg, unveröffentlichter PRB Forschungsbericht
- Literatur/Quellen - EC1-1-5
- [165] DIN EN 1991-1-5, Dezember 2010. Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5 Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC2009. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [166] *DIN EN 1991-1-5NA, Dezember 2010. Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5 Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen.* Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [167] *DIN 1055-7, November 2002. Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 7 Temperatureinwirkungen.* Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2002.
- [168] DIN Deutsches Institut fuer Normung e.V., *DIN V ENV 1991-2-5, Januar 1999. Eurocode 1 Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2-5 Einwirkungen auf Tragwerke; Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung ENV 1991-2-5:1997.* Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 1999.
- [169] *DIN 1072, Dezember 1985. Strassen- und Wegbruecken; Lastannahmen.* Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 1985.
- [170] [PG1 Normenentwurf EN 1991-1-5 im Änderungsmodus: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0187, Anhang A, unveröffentlichter Forschungsbericht; B.Novák, Februar 2015]
- [171] [PG1 Normenentwurf EN 1991-1-5 Lesefassung: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0187, Anhang B, unveröffentlichter Forschungsbericht; B.Novák, A.Ensle, Dezember 2014]
- [172] [PG1 Forschungsbericht EN 1991-1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0187, unveröffentlichter Forschungsbericht; B.Novák, A.Ensle, Dezember 2014]
- Literatur/Quellen – EC1-1-6
- [173] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002+A1:2005+A1:2005/AC 2010
- [174] DIN EN 1990/NA:2010-12: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
- [175] DIN EN 1991-1-3:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003 + AC:2009
- [176] DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten
- [177] DIN EN 1991-1-4:2010/12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 +A1:2010 + AC:2010
- [178] DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten
- [179] DIN EN 1991-1-6:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung; Deutsche Fassung EN 1991-1-6:2005 + AC:2008
- [180] DIN EN 1991-1-6/NA:2010-12: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung
- [181] DIN EN 1998-1:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009
- [182] DIN EN 1998-1/NA:2011-01: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau
- [183] prENV 1991-2-6:1996: European Prestandard - Eurocode 1: Basis of design and actions on structures, Part 2.6: Actions during execution, Background document
- [184] DIN V ENV 1991-2-6:1999-08: Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2-6: Einwirkungen auf Tragwerke - Einwirkungen während der Bauausführung; Deutsche Fassung ENV 1991-2-6:1997
- [185] DIN 1055-8:2003-01: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 8: Einwirkungen während der Bauausführung
- [186] Musterliste der Technischen Baubestimmungen, Änderungen von März 2014 (Notifiziert gemäß der Richtlinie 98/34/EG)
- [187] DIN EN 12812:2008-12: Traggerüste – Anforderungen, Bemessung und Entwurf; Deutsche Fassung EN 12812:2008
- [188] DIN EN 12811-1:2004-03: Temporäre Konstruktionen für Bauwerke — Teil 1: Arbeitsgerüste — Leistungsanforderungen, Entwurf, Konstruktion und Bemessung; Deutsche Fassung EN 12811-1:2003
- [189] [PG1 Forschungsbericht zu EN 1991-1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0199, unveröffentlichter Forschungsbericht; K.Wolf, Februar 2015]



Literatur/Quellen – EC1-1-7

- [190] EN 1991-1-7, 2006 Eurocode 1 : Basis of design and actions on structures, Part 1-7 : Accidental actions due to impact and explosions, CEN, 2006.
- [191] DIN 1055-9, 2003 Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen, Ausgabe 2003-08. Beuth-Verlag, Berlin.
- [192] DIN EN 1991-1-7, 2010 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-7: Einwirkungen auf Tragwerke – Außergewöhnliche Einwirkungen, Deutsche Fassung EN 1991-1-7, Ausgabe 2010-12. DIN, 2010.
- [193] DIN EN 1991-1-7/NA, 2010 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-7: Einwirkungen auf Tragwerke – Außergewöhnliche Einwirkungen, Nationale Festlegungen zu DIN EN 1991-1-7. DIN, 2010.
- [194] BS EN 1991-1-7, 2006 National Annex to Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-7: Accidental actions. BSI, 2006 (2008 edition).
- [195] ENV 1991-2-7, 1998 Eurocode 1 : Basis of design and actions on structures, Part 2-7 : Accidental actions due to impact and explosions, CEN, 1998.
- [196] Graubner, C.A., Schmidt, H., Glowienka, S.; 2005 Konstruktionsregeln für Tragstrukturen unter Druckeinwirkung infolge von Gasexplosionen im Hochbau. Bauforschungsbericht T 3104, Fraunhofer IRB-Verlag, Darmstadt, 2005.
- [197] KUNZ, 2006 DIN 1055, Teil 9 – Außergewöhnliche Einwirkungen und probabilistische Verfahren. In: Der Prüfenieur – Oktober 2006.
- [198] NEN-EN 1991-1-7/NB, 2007 Nationale bijlage bij NEN EN 1991-1-7, Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-7: Algemene belastingen - Buitengewone belastingen: stootbelastingen en ontploffingen. NEN, 2007.
- [199] NF EN 1991-1-7/NA, 2008 Annexe nationale à la NF EN 1991-1-7:2007, Eurocode 1: Actions sur les structures – Partie 1-7: Actions générales – Actions accidentelles. AFNOR, 2008.
- [200] ÖNORM B 1991-1-7, 2007 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-7: Einwirkungen auf Tragwerke – Außergewöhnliche Einwirkungen, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-7. ON, 2007.
- [201] PD 6688-1-7, 2009 Non-contradictory and complementary information to be used with the UK National Annex to BS EN 1991-1-7 (out of NA to BS EN 1991-1-7:2006)
- [202] Popp, C.; 1965 Untersuchungen über den Stoßverlauf beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Stützen und Rahmenstiele aus Stahlbeton. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 172, Verlag W. Ernst & Sohn, 1965.
- [203] SIA 261, 2003 Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizer Norm. SIA, 2003. TEC 21, 31-32, 2013 Vernehmlassung NDPs zu Eurocodes. Mitteilung des Schweizer Ingenieur- und Architektenvereins (SIA).
- [204] [PG1 Forschungsbericht zu EN 1991-1-7: Einwirkungen auf Tragwerke – Außergewöhnliche Einwirkungen; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0190, unveröffentlichter Forschungsbericht; C.Kunz, Dezember 2014]
- [205] PraxisRegelnBau, 2015: BBSR-Forschungsvorhaben „Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit – Teilantrag 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen, hier: Abschnitt J“. Endbericht, Februar 2015

Literatur/Quellen - EC1-2

- [206] DIN EN 1991-2, Dezember 2010. Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2 Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC2010. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [207] DIN EN 1991-2NA, Juli 2011. Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2 Verkehrslasten auf Brücken. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2011.
- [208] DIN EN 1990, Dezember 2010. Eurocode Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A12005 + A12005AC2010. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [209] DIN EN 1991-1-1, Dezember 2010. Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1 Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC2009. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [210] DIN EN 1991-1-1NA, Dezember 2010. Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1 Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [211] DIN EN 1991-1-4, Dezember 2010. Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4 Allgemeine Einwirkungen - Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A12010 + AC2010. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [212] DIN EN 1991-1-4NA, Dezember 2010. Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4 Allgemeine Einwirkungen - Windlasten. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [213] DIN EN 1991-1-5, Dezember 2010. Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5 Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC2009. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [214] DIN EN 1991-1-5NA, Dezember 2010. Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5 Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [215] DIN EN 1991-1-7, Dezember 2010. Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7 Allgemeine Einwirkungen - Aussergewöhnliche Einwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006 + AC2010. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [216] DIN EN 1991-1-7NA, Dezember 2010. Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1 Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7 Allgemeine Einwirkungen - Aussergewöhnliche Einwirkungen. Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [217] Deutsches Institut fuer Normung e.V. -DIN-, Berlin, *Handbuch Eurocode 1 - Einwirkungen. Bd.1. Grundlagen, Nutz- und Eigenlasten, Brandeinwirkungen, Schnee-, Wind-, Temperaturlasten. Vom DIN konsolidierte Fassung.* Berlin(DE): Beuth, 2012.
- [218] Deutsches Institut fuer Normung e.V. -DIN-, Berlin, *Handbuch Eurocode 1 - Einwirkungen. Bd.2. Einwirkungen, Bauzustände, Aussergewöhnliche Lasten, Verkehrs-, Kranbahn- und Silolasten. Vom DIN konsolidierte Fassung.* Berlin(DE): Beuth, 2012.
- [219] DIN 1072, Dezember 1985. *Strassen- und Wegbrücken; Lastannahmen.* Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 1985.
- [220] DIN Deutsches Institut fuer Normung e.V., DIN V ENV 1991-3, August 1996. *Eurocode 1 - Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragbauwerke - Teil 3 Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung ENV 1991-3:1995.* Berlin(DE): Beuth Verlag GmbH, 1996.
- [221] *Einwirkungen auf Brücken = Actions on bridges = Actions sur les pont*, 2009th ed. Berlin: Beuth, 2009.
- [222] [PG1 Forschungsbericht zu EN 1991-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2, Verkehrslasten auf Brücken; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0188, unveröffentlichter Forschungsbericht; B.Novák, A.Ensle, Dezember 2014]

Literatur/Quellen – EC1-3

- [223] DIN EN 1991-3, "Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke – Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen; Deutsche Fassung EN 1991-3:2006".
- [224] DIN EN 1991-3/NA; National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen.
- [225] DIN EN 1993-6; "Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 6: Kranbahnen; Deutsche Fassung EN 1993-6:2007".
- [226] DIN EN 1993-6/NA; " National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 6: Kranbahnen; Deutsche Fassung EN 1993-6:2007".
- [227] DIN 4132; Kranbahnen und Stahltragwerke – Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung, Februar 1981.
- [228] DIN 15018-1; Krane – Grundsätze für Stahlwerke, Berechnung, November 1984.
- [229] EN 13001-1, Krane, Konstruktion allgemein – Teil 1: Allgemeine Prinzipien und Anforderungen; Deutsche Fassung EN 13001-1:2004.
- [230] EN 13001-2, Krane, Konstruktion allgemein – Teil 2: Lasteinwirkungen; Deutsche Fassung EN 13001-2:2004.
- [231] DIN 120-1, Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen; November 1936.
- [232] ENV 1991-5, Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke – teil 5: Einwirkungen aus Kränen und anderen Maschinen, Deutsche Fassung ENV 1991-5:1998.
- [233] DIN 1055-10, Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 10: Einwirkungen infolge Krane und Maschinen, Juli 2004.
- [234] Petersen, C.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Braunschweig: Friedrich Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1980.
- [235] Kuhlmann, U., Dürr, A., Günther, H.- P.: Sonderdruck aus Stahlbaukalender 2003, Kranbahnen und Betriebsfestigkeit; Ernst & Sohn Verlag 2003.
- [236] Lohse, W.: Stahlbau 2, 20. Auflage, B.G. Teubner Verlag / GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden 2005.
- [237] Seeßelberg, C.: Kranbahnen, Bemessung und konstruktive Gestaltung; 3. Auflage, Beuth Verlag GmbH, Berlin 2009.
- [238] Pasternak, H., Hoch, H.- U., Füg, D.: Stahltragwerke im Industriebau, Ernst & Sohn Verlag 2010.
- [239] Anpassungsrichtlinie Stahlbau; Anpassungsrichtlinie zu DIN 18800, Stahlbauten – Teile 1 bis 4 (November 1990), korrigierte Ausgabe Oktober 1998.
- [240] DIN 18800 Teil 1 bis Teil 7: Stahlbauten, November 2008.
- [241] Hennies, K.: Beitrag zur Ermittlung der horizontalen Seitenkräfte in Brückenkrananlagen infolge Schräglauf des Kranes. Dissertation, TU Braunschweig, 1968.
- [242] Hannover, H.-O.: Untersuchung des Fahrverhaltens der Brückenkrane unter Berücksichtigung von Störgrößen. Dissertation, TU Braunschweig, 1970.
- [243] Hannover, H.-O.: Fahrwerksfehler von Brückenkranen und ihre Auswirkungen. Stahl und Eisen 89 (1969), S. 1300-1306.
- [244] Hannover, H.-O.: Fahrverhalten von Kranen. VDI-Verlag, 1974.
- [245] DIN 15018-2; Krane – Stahltragwerke, Grundsätze für die bauliche Durchbildung und Ausführung, November 1984.
- [246] DIN 15018-3; Krane – Grundsätze für Stahltragwerke, Grundsätze Berechnung von Fahrzeugkranen, November 1984.
- [247] Beiblatt 1 zu DIN 4132; Kranbahnen Stahltragwerke – Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung, Erläuterungen, Februar 1981.
- [248] PG1 Normentwurf zu EN 1991-3: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3, Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0200, unveröffentlichter Forschungsbericht; A. Dürr, Februar 2015
- Literatur/Quellen EC1-4
- [249] SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH: Forschungsbericht - Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen durch pränormative Arbeit. Teilantrag: Überarbeitung der Silolasten DIN EN 1991-4 vom 27. Mai 2013. Zuwendungsbescheid: PRB-1.5 (2013). Karlsruhe, den 31.10.2014
- [250] BBSR-FV (Az. II 3-F20-10-1-085\_PG1 / SWD-10.08.18.7-12.27): Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen – Teilantrag 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen. Zwischenbericht 2012-2013. (PRB-PG1\_00XX Rev. 0) 27.08.2013
- [251] DIN 1055-6 Lastannahmen für Bauten. Lasten in Silozellen. Ausgabe Mai 1987 einschließlich Beiblatt 1
- [252] Entwurf DIN 1055-6 Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 6: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter. Ausgabe September 2000
- [253] Entwurf DIN 1055-6 Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 6: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter. Ausgabe Mai 2002
- [254] ENV 1994-1: Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures -Part 4: Actions in Silos and Tanks. May 1995
- [255] DIN EN 1991-4: 2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitstanks. Einschließlich DIN EN 1991-4/NA: 2010-12. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter
- [256] DIN 1055-6 Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 6: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter. Ausgabe März 2005 einschließlich Ber 1: 2006
- [257] Rotter J.M.: Modifications made to the material properties from DIN. Edinburgh, March 2002
- [258] Ruckebrod, C., Schlüter F.-H.: Silolasten nach der neuen DIN 1055-6. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), 138-151
- [259] Janssen, H.A.: Versuche über Getreidedruck in Silozellen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 39 (1985), 1045-1049
- [260] Reimbert, M. and Reimbert, A.: Silos: Theory and Practice. Trans Tech Publications, Clausthal, Bay Village, Ohio
- [261] Rankine, W.J.M.: On the stability of loose earth, Phil. Trans. Roy. Soc. Bd.147 (1857), 9-27
- [262] Rotter, J.M.: Pressures in Squat Silos. Note presented to CEN TC250/SC1/PT4 for EN 1991-4, Edinburgh August 2002
- [263] Ruckebrod, C., Kaldenhoff, M.: Einwirkungen auf Silos aus Metallwerkstoffen. In: Stahlbaukalender 2009, 613 – 706, Ernst & Sohn, Berlin 2009
- [264] Martens, P. (Hrsg.): Silohandbuch. Berlin 1988
- [265] Kaldenhoff, M., Ruckebrod, C.: Silos und Einwirkungen auf Silos nach DIN EN 1993-4-1. In: Stahlbaukalender 2013, 459 – 522, Ernst & Sohn, Berlin 2013
- [266] Biegholdt, H.-A., Breinlinger, F. u.a.: DIN 1055 – EC1 – Die wesentlichen Änderungen. Eingereicht zur Veröffentlichung als Beitrag für das Sonderheft "Einführung der Eurocodes" der Zeitschrift Bauingenieur 2013
- [267] Ruckebrod, C., Stech, K.-H., Grimaldi, T.: Hinweise zur Bemessung von Stahlbetonsilos bei exzentrischer Entleerung nach DIN EN 1991-4. Beton- und Stahlbetonbau, 106 (2011), 148 – 159

Literatur/Quellen – Allgemein

- [268] Entwurf Vorläufiger Endbericht der PG1: Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen Teilantrag 1: Sicherheitskonzept und Einwirkungen; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0210 Rev. 2.1, unveröffentlichter Forschungsbericht; F. Breinlinger, W. Jäger, C. Klein et al. März 2015.
- [269] Bewertung der Ausarbeitung PG1 zum EC0: Beurteilung von Vorschlägen zur Vereinfachung der Lastkombinationen im Hochbau gemäß Eurocode 0; Dok.-Nr.: PRB-PG1\_0201, unveröffentlichter Forschungsbericht; A. Straub, Januar 2015.
- [270] Bewertung der Ausarbeitung PG1: Erprobung der Praxistauglichkeit der Vorschläge zu EN 1990, EN 1991-1-3, EN 1991-1-4-Vergleichsrechnung Holzbau; Dok.-Nr.:PRB-PG1\_0203, unveröffentlichter Forschungsbericht; M. Kleiber, M. Gerold, Februar 2015.
- [271] Erprobung der Praxistauglichkeit der von der PG1 erarbeiteten Vorschläge zu DIN EN 1991-1 bis DIN EN 1991-4 durch Vergleichsrechnungen an den Beispielen eines Reihenhauses und eines Geschossrahmens; unveröffentlichter PRB Forschungsbericht; U. Hirsch, F. Purtak.
- [272] Erprobung der Praxistauglichkeit der von der PG1 erarbeiteten Vorschläge zu DIN EN 1991-1 bis DIN EN 1991-4 durch Vergleichsrechnungen, Beispielen Tankstellendach; unveröffentlichter PRB Forschungsbericht; T. Friedrich, April 2015.
- [273] Erprobung der Praxistauglichkeit der von der PG1 erarbeiteten Vorschläge zu DIN EN 1991-1 bis DIN EN 1991-4 durch Vergleichsrechnungen, Beispielen Stahlhalle; unveröffentlichte PRB Forschungsergebnisse; R. Höffer, April 2015.